

# 24º ENACOR

# 47ª RAPV



**ABDER**



**9 a 12**  
**agosto/2022**

FUNDAPARQUE

Pavilhão E, Alameda Fenavinho,  
481 - Bairro Fenavinho

BENTO GONÇALVES - RS

# ANAIS DO CONGRESSO



## Comissão Organizadora

### Presidentes da C.O.:

**Presidente da ABDER** - Riumar dos Santos  
**Diretora-Presidente da ABPv** - Luciana Nogueira Dantas  
**Diretor Geral do DAER/RS** - Luciano Faustino da Silva

### Coordenadores da C.O.:

**ABDER** - Rui Corrêa Vieira  
**ABDER** - Maurício Marques  
**ABPv** - Cassio Alberto Teoro do Carmo

**DAER/RS** - Lia Cateri Rech Martinazzo  
**DAER/RS** - Janete Colombo

### Secretária Geral:

**DAER/RS** - Livia Oliveira Job

### Coordenadores Setoriais da C.O.

#### Comitê de Divulgação:

**DAER/RS** - Susana Goerck  
Coordenadora  
**DAER/RS** - Sabrina Santos Monteiro

**DAER/RS** - Livia Oliveira Job  
**ABPv** - Jean Pierre Machado Santiago  
**ABPv** - Victor de Oliveira Nunes

#### Comitê Técnico-Científico:

**UFRGS** - Lélío Brito - Coordenador  
**UFRGS** - Thaís Radünz Kleinert  
**UFRGS** - Gracieli Bordin Colpo  
**UFRGS** - Deise Elise Guerra Favero  
**ABPv** - Cassio Alberto Teoro do Carmo

**ABPv** - Antonio Carlos Rodrigues Guimarães  
**ABPv** - Luciana Nogueira Dantas  
**DAER/RS** - Mara Regina Bianchini  
**DAER/RS** - Bibiana Cardoso Fogaça

#### Comitê de Logística e Transporte:

**DAER/RS** - Débora Alessandra Machado Alves  
Coordenadora  
**DAER/RS** - Maria Goreti Machado Pereira

**ABPv** - Georgina Libório Azevedo Braga  
**ABPv** - João Vicente Falabella Fabrício  
**ABDER** - Maurício Marques

#### Comitê de Infraestrutura e TI:

**ABDER** - Paulo Roberto Almeida Araujo  
Coordenador  
**ABDER** - Rui Corrêa Vieira  
**ABDER** - Maurício Marques  
**ABPv** - Cassio Alberto Teoro do Carmo  
**ABPv** - Luciana Nogueira Dantas

**DAER/RS** - Lia Cateri Rech Martinazzo  
**DAER/RS** - Celso Samael dos Santos Fossa  
**DAER/RS** - Emmanuel Carvalho Moreira  
**DAER/RS** - Fábio Santos Machado  
**DAER/RS** - Sabrina Santos Monteiro  
**DAER/RS** - Susana Goerck

#### Comitê Administrativo e Financeiro:

**ABDER** - Rui Corrêa Vieira - Coordenador  
**ABDER** - Maurício Marques  
**ABPv** - Georgina Libório Azevedo Braga

**ABPv** - João Vicente Falabella Fabrício  
**DAER/RS** - Janete Colombo

#### Secretárias da ABDER:

Elaine Cristina Araujo

Gilmara Kelly Marinho Serra

#### Secretária da ABPv:

Elizabeth Vilar Pascoal

# Comitê Avaliador

Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena (UFMG)  
Anelise Schmitz (UFSC)  
Antônio Carlos Rodrigues Guimarães (IME)  
Assis Rodrigues Abbud Villela (EIXO SP)  
Bibiana Cardoso Fogaça (DAER-RS)  
Bruno Guimarães Delgado (FEUP)  
Carla Borjaille (Ifes)  
Carlos Suzuki (POLI-USP)  
Carolina Becker (Univates)  
Cássio Alberto Teoro do Carmo (ABPv)  
Cecília Fortes Merighi (Grupo Ecorodovias)  
Danielle Bruxel (Unisinus)  
Deividi Pereira (UFSM)  
Edson Luiz da Silva (DAER-RS)  
Fabio Ávila (IME)  
Filipe Almeida Corrêa do Nascimento (IME)  
Francisco Heber Lacerda de Oliveira (UFC)  
Francisco Thiago Aragão (COPPE-UFRJ)  
Geraldo Luciano de Oliveira Marques (UFJF)  
Giuseppe Miceli Junior (IME)  
Glicério Trichês (UFSC)  
Gracieli Bordin Colpo (PUC-RS/UFRGS)  
Helena Cybis (UFRGS)  
Iuri Bessa (USP)  
Jefferson Lins (USP)  
João Rodrigo Guerreiro Mattos (UFSM)  
Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)  
Josani Carbonera Pereira (DAER-RS)  
Jose Leomar Fernandes Junior (USP)  
Kamilla Vasconcellos (POLI-USP)  
Klaus Machado Theisen (UFPEl)  
Larissa Montagner de Barros (Stratura Asfaltos)  
Laura Maria Goretti da Motta (COPPE-UFRJ)  
Lêda Lucena (UFMG)  
Lélio Brito (UFRGS)  
Liedi Bernucci (USP)  
Lilian Ribeiro de Rezende (UFG)  
Liseane Padilha Thives (UFSC)  
Luana Rossini Augusti (DAER-RS)  
Lucas Delongui (UFSM)  
Lucas Dotto Bueno (UFSM)  
Luciana Nogueira Dantas (DNIT)  
Luciana Rohde (UFSC)  
Luciano Pivoto Specht (UFSM)  
Luis Alberto Hermann Nascimento (PETROBRAS/CENPES)  
Mara Regina Biachini (DAER-RS)  
Marcos Jabor (ABDER)  
Mario Sérgio de Souza Almeida (UFRB)  
Marlova Grazziotin Johnston (UFRGS)  
Matheus Lemos Nogueira (UCS)  
Natalia de Souza Corrêa (UFSCar)  
Prepredigna Silva (DNIT)  
Reuber Freire (UFPE)  
Rinaldo José Barbosa Pinheiro (UFSM)  
Rita Moura Fortes (IFSP)  
Rodrigo Leandro (UFU)  
Rodrigo Malysz (Ecoplan Engenharia)  
Rosângela dos Santos Motta (USP)  
Sonia Maria Bortoluzzi (DAER-RS)  
Thaís Aquino dos Santos (UFSM)  
Thaís Radünz Kleinert (UFRGS)  
Washington Peres Nuñez (UFRGS)  
William Fedrigo (UFRGS)

# Prefácio

A RAPv ENACOR é, hoje, um dos mais atrativos eventos nacionais de infraestrutura viária do nosso país, unindo experiências técnicas às pesquisas científicas, e congregando amplo fórum de especialistas dos segmentos rodoviário, aeroportuário e ferroviário.

Mais uma vez será realizado no estado do Rio Grande do Sul, desta vez na acolhedora cidade de Bento Gonçalves, trazendo o 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária e a 47ª Reunião Anual de Pavimentação juntos novamente. Esta é uma épica edição do evento, que conta com mais de 100 trabalhos técnico-científico recebidos e com presença esperada de cerca de 1000 congressistas.

Para abrilhantar nosso evento temos a celebração dos 85 anos do DAER-RS, em conjunto com o lançamento de livros, sessões técnicas, palestras e exposição do maior grupo que a infraestrutura nacional poderia esperar. As motivadas diretorias da ABPv e ABDER, com suas equipes técnicas, enriqueceram a organização deste evento. Foi um trabalho realizado em conjunto com um grande grupo de membros do comitê técnico-científico e revisores, ao qual agradecemos a oportunidade ímpar de termos trazido a este evento um retorno presencial para as discussões de temas relevantes, através de parcerias fortes e duradouras.

O momento em que vivemos é de significativo vulto de obras de infraestrutura no Brasil. Na região sul, temos obras rodoviárias importantes em andamento, representadas pelo contorno de Florianópolis, duplicação da BR-386, duplicação da BR-101 e revitalização da RS-118, entre outras. Juntamente com a ampliação das concessões rodoviárias e aeroportuárias, e fortalecimento da tecnologia BIM pelo poder público, estas ações pavimentam um caminho de fortalecimento da economia nacional.

Desejamos a todos um evento produtivo e enriquecedor, e dias felizes de confraternização. Deixamos também um especial agradecimento às associações organizadoras ABPv e ABDER, ao DAER e a todos os membros dos diversos comitês que, juntamente com os revisores, fizeram irretocável trabalho para deixar esta edição do evento pronta para receber a todos os participantes, com um caloroso bem-vindo ao inverno gaúcho neste mês de agosto de 2022.

Lélio Antônio Teixeira Brito  
Coordenador do Comitê Técnico-Científico

# Sumário

EIXO 1 - ASPECTOS AMBIENTAIS NOS PROJETOS E/OU OBRAS   DRENAGEM	12
USO DE TECNOLOGIAS E INTELIGÊNCIA DE DADOS NA EXECUÇÃO DE PROJETOS DE GERENCIAMENTO AMBIENTAL DE RODOVIAS E PRAÇAS DE PEDÁGIO ESTADUAIS EM OPERAÇÃO NO RIO GRANDE DO SUL	13
SISTEMA DE AQUECIMENTO DE ÁGUA A PARTIR DE UM COLETOR SOLAR ASFÁLTICO	25
ASFALTO POROSO E SUA UTILIZAÇÃO NA PREVENÇÃO DE INUNDAÇÕES NAS TESOURINHAS DO PLANO PILOTO	34
IMPACTO DAS MUDANÇAS CLIMÁTICAS NAS TEMPERATURAS MÁXIMAS DE PAVIMENTOS E NO GRAU DE DESEMPENHO EXIGIDO PARA LIGANTES ASFÁLTICOS: PROJEÇÕES FUTURAS PARA O RIOGRANDE DO SUL	45
IMPACTO DO CICLO DE VIDA NA MUDANÇA NORMATIZADA DE BASES EM PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS	56
SISTEMA GERÊNCIA DE PAVIMENTOS E MODELAGEM DE PROGRAMAS SUSTENTÁVEIS DE MANUTENÇÃO RODOVIÁRIA DO DER MINAS GERAIS	67
DETERMINAÇÃO DE EQUAÇÕES DE CHUVAS INTENSAS PARA O ESTADO DO PARANÁ COM FOCO NAS OBRAS DE DRENAGEM RODOVIÁRIA	77
EIXO 2 - CONTROLE TECNOLÓGICO DE OBRAS E OBRAS DE ARTE ESPECIAIS	89
AVALIAÇÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA DA MUDANÇA COMPOSICIONAL NO CONTROLE TECNOLÓGICO DE QUATRO JAZIDAS DE ROCHAS LOCALIZADAS NO BATÓLITO DE PELOTAS/RS	90
ESTUDO DE EQUIVALÊNCIA ENTRE MACADAME SECO E RACHÃO	102
EFEITO PRÁTICO DA SUBSTITUIÇÃO DE SOLOS MOLES POR AREIA OU ARGILA NA FUNDAÇÃO DE ATERROS NA DUPLICAÇÃO DA BR-116/RS	112
INSPEÇÕES DE OBRAS DE ARTES ESPECIAIS NAS RODOVIAS ESTADUAIS DO PARANÁ: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE 1989 E 2021	124
EIXO 3 - DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS	135
INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO EM SOLO ARGILOSO LATERÍTICO EMPREGADO EM ESTRUTURAS DE PAVIMENTO FLEXÍVEL	136
INFLUÊNCIA DO CRITÉRIO DE PARADA DA RETROANÁLISE NO BackMeDiNa EM PROJETO DE CAMADA DE REFORÇO	146
ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO DE BRITAS GRADUADAS UTILIZADAS EM PAVIMENTOS	158
PROJETO DE REESTRUTURAÇÃO DE PAVIMENTOS PARA VIABILIDADE DE SISTEMAS DE PESAGEM EM MOVIMENTO – WIM	169
PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA CALIBRAÇÃO DO MeDiNa UTILIZANDO SEGMENTOS EXPERIMENTAIS IMPLEMENTADOS EM RODOVIAS EM OPERAÇÃO	177
ANÁLISE DE UM TRECHO DA BR-158 FRENTE À RUPTURA UTILIZANDO DIFERENTES MATERIAIS DE BASE E SUB-BASE	189

ESTUDO DA DUPLICAÇÃO DA BR 287: COMPARATIVO ESTRUTURAL E FINANCEIRO ENTRE OS MÉTODOS DO CBR E MEDINA	202
AVALIAÇÃO DO MODELO DE ENQUADRAMENTO RESILIENTE DE MELHOR ADERÊNCIA AO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS LATERÍTICOS DO INTERIOR DO ESTADO DE SÃO PAULO	212
AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE PAVIMENTO SEMIRRÍGIDO: SEGMENTO MONITORADO DA SC-390, TRECHO ORLEANS – PEDRAS GRANDES	223
REVISÃO SISTEMÁTICA DE LITERATURA COM O AUXÍLIOLINGUAGEM NATURAL PARA SELEÇÃO DE BIBLIOGRAFIA - APLICAÇÃO PARA O ESTUDO DO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS NA ANÁLISE ELÁSTICA DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS	235
ANÁLISE DA IS -247: SUGESTÕES DE AJUSTES NA INSTRUÇÃO DE SERVIÇO PARA PROJETOS DE PAVIMENTOS COM O MeDiNa	245
ANÁLISE DO EFEITO DA CONDIÇÃO DE ADERÊNCIA ENTRE AS CAMADAS DE PAVIMENTO AEROPORTUÁRIO NO MÓDULO DE ELASTICIDADE	254
ESTUDO COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS: DNER E MECANÍSTICO EMPÍRICO (MEDINA) NO DER/DF	266
CONSIDERAÇÕES SOBRE A DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES NÃO UNIFORME E A CONDIÇÃO DE ADERÊNCIA DAS CAMADAS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS FLEXÍVEIS	277
INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE ADERÊNCIA ENTRE CAMADAS NA FORMA DA BACIA DE DEFLEXÕES DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS, SEMIRRÍGIDOS E INVERTIDOS	289
EIXO 4 - LOGÍSTICA, PLANEJAMENTO E INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE	301
UM OLHAR TÉCNICO E PRÁTICO SOBRE A CONTRATAÇÃO INTEGRADA NO REGIME DIFERENCIADO DE CONTRATAÇÃO	302
DERGeo - VISUALIZADOR DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS DO DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO DISTRITO FEDERAL	310
ANÁLISE COMPARATIVA DOS CUSTOS DE CONSTRUÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS, SEMIRRÍGIDOS E RÍGIDOS	321
IMPLANTAÇÃO DO PROGRAMA DE SEGURANÇA VIÁRIA NO ESTADO DO PARANÁ E SEU IMPACTO NAS RODOVIAS	338
EIXO 5 - MATERIAIS DE PAVIMENTAÇÃO	349
ANÁLISE COMPARATIVA DE MISTURAS ASFÁLTICAS DO TIPO BBD <sub>r</sub> COM O USO DE LIGANTE BETUMINOSO DE ALTO MÓDULO HIMA	350
CONCRETO ASFÁLTICO PRODUZIDO EM LABORATÓRIO COM CAPMODIFICADO E AGREGADOS DO RECÔNCAVO BAIANO	362
AVALIAÇÃO DA CONTENÇÃO DO TRINCAMENTO ATRAVÉS DO ENSAIO DEFLEXÃO EM AMOSTRAS SEMICIRCULARES COM CAMADAS DE ABSORÇÃO DE TENSÕES	373
INVESTIGAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE BRITA GRADUADA SIMPLES A PARTIR DA METODOLOGIA MULTISTÁGIOS	385

ESTUDO DAS CONCREÇÕES LATERÍTIAS COMO AGREGADO GRAÚDO NA FABRICAÇÃO DE CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND DESTINADO À PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA	396
AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO EM CAMPO DE TRECHOS COM MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS A QUENTE	406
ANÁLISE DE UM PERFIL DE SOLO TROPICAL COM ADIÇÃO DE CAL	415
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DE MISTURAS COM SOLO E MATERIAL ASFÁLTICO FRESADO COMPACTADAS SEM E COM REUSO DE MATERIAL	426
APLICAÇÃO DE UM MÉTODO DE ANÁLISE DE ATIVAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO DE UM RAP CONVENCIONAL	435
INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE DE CIMENTO E CAL EM MISTURAS ESTABILIZADAS COM MATERIAL FRESADO PARA UTILIZAÇÃO EM CAMADAS DE BASE E SUB-BASE	445
ANÁLISE DAS REAÇÕES CIMENTANTES DE UM SOLO TROPICAL ESTABILIZADO COM CAL CALCÍTIAS E DOLOMÍTIAS	456
ANÁLISE ESTATÍSTICA DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS COM VARIAÇÕES DE LIGANTES E FAIXAS GRANULOMÉTRICAS	468
ESTUDO PRELIMINAR DA UTILIZAÇÃO DE FIBRA DE BURITI COMO REFORÇO EM CAMADA DE INFRAESTRUTURA DE PAVIMENTOS	477
INVESTIGAÇÃO DA ADERÊNCIA DE INTERFACE DE REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS REFORÇADOS COM GEOSINTÉTICOS EM SEÇÃO EXPERIMENTAL NO AEROPORTO INTERNACIONAL DE SALVADOR	486
INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE MATERIAIS ALTERNATIVOS NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DA BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO	498
VARIAÇÃO DO COMPORTAMENTO FÍSICO-QUÍMICO DE UM SOLO COM ADIÇÃO DE CAL	509
LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO SOBRE A INFLUÊNCIA DO TEOR DE RAP NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS	519
CURVA DE COMPORTAMENTO DE UMA BGTC	531
ESTUDOS SOBRE A UTILIZAÇÃO DE COPRODUTO DE MINERAÇÃO DE FERRO EM CAMADA DE SUB-BASE DE PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA	541
IMPLANTAÇÃO DE TRECHOS EXPERIMENTAIS COM DIFERENTES TIPOS DE CAP E UTILIZAÇÃO DE SIMULADOR DE TRÁFEGO DO TIPO HVS NA BR-116/RS	553
CONSTRUÇÃO DE BASES E SUB-BASES DE PAVIMENTO COM O USO DE CINZAS DE CARVÃO ADVINDAS DE TERMELÉTRICAS	565
ESTUDO PRELIMINAR DE ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA DE MISTURA MASSAPÊ E AREIA PARA SUBLEITO	577
RELAÇÃO DE ENSAIOS COM CARREGAMENTO NA COMPRESSÃO E FLEXÃO PARA BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO	587
EFEITO DA UMIDADE NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PMF DENSO SUBMETIDO A LONGO PERÍODO DE ESTOCAGEM	599

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS 100% RAP QUANTO AO MÓDULO DE RESILIÊNCIA, RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E DESGASTE POR ABRASÃO	610
RESISTÊNCIA DE MISTURAS COM ASFALTO BORRACHA À PROPAGAÇÃO TRINCAS	620
AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS DOTIPO GRAVE-BITUME	628
AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ENVELHECIMENTO DE LIGANTES ASFÁLTICOS	639
AVALIAÇÃO DO EFEITO DA ADIÇÃO DE SACOLAS PLÁSTICAS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDADE, NAS PROPRIEDADES DO LIGANTE ASFÁLTICO 50/70 PARA FINS DE PAVIMENTAÇÃO	653
UTILIZAÇÃO DE GEOESTATÍSTICA NA ANÁLISE DE JAZIDAS DE SOLOS PARA PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA	665
ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS MODIFICADASCOM ZEÓLITA	677
DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA GERENCIAMENTO E AQUISIÇÃO DE DADOS DE ENSAIOTRIAXIAL DE CARGAS REPETIDAS	689
INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO DIÂMETRO MÁXIMO DE CURVAS GRANULOMÉTRICAS NOS PARÂMETROS DE DOSAGEM E FUNCIONALIDADE DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS	701
INFLUÊNCIA DA COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA NA VIDA DE FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS CÔNTENDO AGREGADOS SIDERÚRGICOS	712
EIXO 6 - METODOLOGIA BIM APLICADA À INFRAESTRUTURA	724
CONTRIBUIÇÃO DOS TERMOS DE COOPERAÇÃO PARA AIMPLANTAÇÃO DA METOLOGIA BIM PARA INFRAESTRUTU RARODOVIÁRIA NO DER-PR	725
IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA BIM NO DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E ESTRADAS DE RODAGEM DE MINAS GERAIS	737
METODOLOGIA BIM EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA: UMA REVISÃO SISTEMÁTICA	748
EIXO 7 - PAVIMENTOS FERROVIÁRIOS E AEROPORUÁRIOS	759
CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DE SOLOS TROPICAIS PARA APLICAÇÃO EM SUBLASTRO FERROVIÁRIO	760
UTILIZAÇÃO DE FERRAMENTAS ESTATÍSTICAS E VISUAIS PARA A AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ADERÊNCIA DE UMA PISTA DE POUSO E DECOLAGEM BRASILEIRA	772
ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA DE UM PAVIMENTO FERROVIÁRIO EM FUNÇÃO DO AUMENTO DA ESPESSURA DAS CAMADAS DE LASTRO E SUBLASTRO	784
ESTUDO DO PROCESSAMENTO DIGITAL DE IMAGENS NO ACÚMULO DE BORRACHA EM PISTAS DE POUSOS E DECOLAGENS	796

ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTO AEROPORTUÁRIO UTILIZANDO MEDIDAS DE DEFLEXÃO DE ENSAIOS FWD E FATOR DE DANO ACUMULADO (CDF)	808
ESTRATÉGIAS DE M&R COM BASE EM AVALIAÇÕES PCI NO ÂMBITO DE UM SGPA EM REDE DE AEROPORTOS MILITARES	820
ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA UMIDADE NO MÓDULO RESILIENTE DE SOLOS TROPICAIS DA REGIÃO DA ESTRADA DE FERRO CARAJÁS VISANDO SEU EMPREGO NO SUBLASTRO	832
A INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE PAVIMENTO AEROPORTUÁRIO	842
AVALIAÇÃO DA PERCEPÇÃO DE PILOTOS COMERCIAIS EM RELAÇÃO À IRREGULARIDADE LONGITUDINAL DE PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS	853
EIXO 8 - PROJETO GEOMÉTRICO, SINALIZAÇÃO E SEGURANÇA VIÁRIA	863
PANORAMA E ANÁLISE DA APLICAÇÃO DE VEGETAÇÃO NA SINALIZAÇÃO VIÁRIA	864
AVALIAÇÃO DA MACROTEXTURA DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS EM VIAS URBANAS E A RELAÇÃO COM A SEGURANÇA VIÁRIA	876
PROPOSTA DE IMPLANTAÇÃO DE SINALIZAÇÃO VERTICAL EDUCATIVA OBRIGATÓRIA EM EQUIPAMENTOS DE MONITORAMENTO DE RODOVIAS BRASILEIRAS	887
CUSTOS DOS SINISTROS DE TRÂNSITO NO ESTADO DO PARANÁ: ESTIMATIVA SIMPLIFICADA COM BASE NA ATUALIZAÇÃO DAS PESQUISAS DO IPEA SOBRE CUSTOS DE SINISTROS EM RODOVIAS NO ANO DE 2021	899
IMPLEMENTAÇÃO DO CENTRO DE OPERAÇÕES INTEGRADAS – COI, PELO DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO PARANÁ	910
CONSIDERAÇÕES ACERCA DA SEGURANÇA VIÁRIA E A LOGÍSTICA DE TRANSPORTES DE COMPONENTES DE AEROGERADORES NA RODOVIA BR-020/CE	920
EIXO 9 - SISTEMAS DE GERÊNCIA	932
IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE RECEITAS PRÓPRIAS E COBRANÇA ADMINISTRATIVA NO DER/MG	933
APLICAÇÃO DO ALGORITMO K-MEANS PARA SEGMENTAÇÃO DE PAVIMENTOS COM BASE EM DADOS MULTIDIMENSIONAIS	952
UMA VISÃO DO MONITORAMENTO SISTEMÁTICO APLICANDO SOLUÇÕES DE RECUPERAÇÃO FUNCIONAL DE PAVIMENTOS UTILIZADO NO ESTADO DO CEARÁ/BRASIL	963
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE DIFERENTES METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO VISUAL DE PAVIMENTOS	975
A GERÊNCIA DE PAVIMENTOS EM MUNICÍPIOS DO PARANÁ	987
DETERMINAÇÃO DE MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS PARA O TRECHO NORTE DA RODOVIA BR-101 NO ESTADO DE SANTA CATARINA	999

AVALIAÇÃO FUNCIONAL DE VIAS URBANAS POR MEIO DO ÍNDICE DEGRAVIDADE GLOBAL (IGG) - ESTUDO DE CASO NO MUNICÍPIO DE CAUCAIA-CE	1011
METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DE MACROTEXTURA DE PAVIMENTO ATRAVÉS DE FOTOGRAMETRIA DE CURTA DISTÂNCIA	1022
EIXO 10 - TÉCNICAS DE CONSTRUÇÃO, RESTAURAÇÃO, CONSERVAÇÃO	1034
PROPOSIÇÃO DE UMA NOVA METODOLOGIA PARA A PRESERVAÇÃO DO PATRIMÔNIO RODOVIÁRIO BRASILEIRO: A MANUTENÇÃO PROATIVA	1035
PAVIMENTO RECICLADO COM ADIÇÃO DE CIMENTO: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE TRÊS SEGMENTOS MONITORADOS DA RODOVIA SC-355	1047
USO DA TECNOLOGIA MOBILE LASER SCANNER PARA A ANÁLISE DA CONDIÇÃO FUNCIONAL DE PAVIMENTOS	1057
ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO POR MEIO DO LEVANTAMENTO VISUAL CONTÍNUO (LVC), VALOR DE SERVIENTIA ATUAL (VSA) E DO ÍNDICE DE IRREGULARIDADE LONGITUDINAL (IRI): ESTUDO DE CASO EM UMA VIA DA CIDADE DE MACEIÓ/AL	1068
GANHO DE PRODUTIVIDADE EM OBRAS RODOVIÁRIAS COM APLICAÇÃO DOS CONCEITOS LEAN	1079
AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO EM UM SUBTRÉCHO DA BR-153 EM CACHOEIRA DO SUL/RS	1091
UTILIZAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM MATERIAL FRESADO E LIGANTE DE ALTA PENETRAÇÃO NA RODOVIA SP-070	1103



**Aspectos Ambientais  
nos Projetos e/ou  
Obras  
Drenagem**



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### USO DE TECNOLOGIAS E INTELIGÊNCIA DE DADOS NA EXECUÇÃO DE PROJETO DE GERENCIAMENTO AMBIENTAL DE RODOVIAS E PRAÇAS DE PEDÁGIOS ESTADUAIS EM OPERAÇÃO NO RIO GRANDE DO SUL

*JOSIANE GOMES*<sup>1</sup>; *ADRIANO PANAZZOLO*<sup>2</sup>; *CHAIANA TEIXEIRA*<sup>3</sup>; *FERNANDA COSTA*<sup>4</sup> &  
*SANDRA ZIMERMANN*<sup>5</sup>

#### RESUMO

Com o avanço da regularização ambiental das rodovias estaduais e praças de pedágio em operação no Rio Grande do Sul em 2019, deparou-se com o cenário desafiador da execução de Projeto de Gerenciamento Ambiental (Gestão Ambiental e Plano Básico Ambiental - PBA) nessa etapa do licenciamento, fato esse inédito, uma vez que a experiência era relacionada a fase de obras. Somado a isso, a quantidade de empreendimentos integrantes do projeto e a sua área de abrangência, a inexistência de estudos ambientais anteriores, a realização de levantamentos concomitantes a execução dos planos, programas e projetos ambientais, culminaram na busca de novas alternativas, por meio do uso de tecnologias e de inteligência de dados para a automação de processos, com vistas a agilizar a execução das atividades, garantir a qualidade dos trabalhos e atender aos prazos. Desta forma, este estudo propõe a avaliação do processo implantado, demonstrando a sua aplicabilidade e os benefícios obtidos. Em março de 2019 foi iniciada a coleta de dados em campo de maneira inteligente com o uso de aplicativo e armazenagem na nuvem e entre junho e dezembro de 2020 foi implantado o uso de inteligência de dados para a automação de todo fluxo, onde foram criadas bases de dados automatizadas, totalizando 61 bases e 327 análises. Foi possível identificar diversos benefícios em relação ao fluxo anterior e oportunidades, pela maior rapidez na realização das atividades, melhorias na qualidade dos serviços e redução dos custos, além das lições aprendidas, bem como possibilitaram a padronização e elaboração de modelo para a aplicação em outros projetos em andamento e futuros, concluindo-se pelo sucesso na implantação das automações de processos e a aplicabilidade das tecnologias e de inteligência de dados, somente sendo possíveis pela adesão e colaboração de toda equipe, cujo papel de cada um foi realizado com excelência.

**PALAVRAS-CHAVE:** Inteligência de Dados; *Business Intelligence*; Automações de Processos; Gestão Ambiental; Plano Básico Ambiental.

#### ABSTRACT

With the advance of environmental regularization of state highways and toll plazas in operation in Rio Grande do Sul in 2019, it faced the challenging scenario of the execution of an Environmental Management Project (Environmental Management and Environmental Basic Plan - PBA) at this stage of licensing, an unprecedented fact, because the experience was related to the construction phase. In addition, the number of projects that are part of the project and its area of coverage, the lack of previous environmental studies, the realization of surveys concomitant to the execution of environmental plans, programs and projects, culminated in the search for new alternatives, through the use of technologies and data intelligence for process automation, in order to speed up the execution of activities, ensuring the quality of work and compliance with deadlines. Thus, this study proposes the evaluation of the implemented process, demonstrating its applicability and the benefits obtained. In March 2019, field data collection was intelligently initiated using a cloud application and storage, and between June and December 2020 the use of data intelligence for the automation of the entire flow was implemented, where automated databases were created, totaling 61 databases and 327 analyses. It was possible to identify several benefits in relation to the previous flow and opportunities, due to the agility in the execution of activities, improvements in the quality of services and cost reduction, in addition to the lessons detected, besides allowing the standardization and elaboration of a model to apply in other ongoing and future projects, concluding with the successful implementation of process automation and the applicability of technologies and data intelligence, only made possible by the support and collaboration of the entire team, whose role of each one was played with excellence.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



**KEY WORDS:** *Data Intelligence; Business Intelligence; Process Automations; Environmental Management; Basic Environmental Plan.*

<sup>1</sup> Engenheira Agrícola, atua no Setor de Meio Ambiente e Recursos Hídricos (MARH) da empresa STE - Serviços Técnicos de Engenharia S. A. Endereço: Rua Saldanha da Gama, 225 - Bairro: Harmonia, Canoas/RS, CEP: 92.310-630. E-mail: [josiane.gomes@stesa.com.br](mailto:josiane.gomes@stesa.com.br)

<sup>2</sup> Engenheiro Civil, atua no Setor MARH da empresa STE - Serviços Técnicos de Engenharia S. A. Endereço: Rua Saldanha da Gama, 225 - Bairro: Harmonia, Canoas/RS, CEP: 92.310-630. E-mail: [adriano@stesa.com.br](mailto:adriano@stesa.com.br)

<sup>3</sup> Geógrafa, atua no Setor MARH da empresa STE - Serviços Técnicos de Engenharia S. A. Endereço: Rua Saldanha da Gama, 225 - Bairro: Harmonia, Canoas/RS, CEP: 92.310-630. E-mail: [chaiana@stesa.com.br](mailto:chaiana@stesa.com.br)

<sup>4</sup> Engenheira Ambiental, atua no Setor MARH da empresa STE - Serviços Técnicos de Engenharia S. A. Endereço: Rua Saldanha da Gama, 225 - Bairro: Harmonia, Canoas/RS, CEP: 92.310-630. E-mail: [fernanda@stesa.com.br](mailto:fernanda@stesa.com.br)

<sup>5</sup> Tecnóloga em Gestão Ambiental, atua no Setor MARH da empresa STE - Serviços Técnicos de Engenharia S. A. Endereço: Rua Saldanha da Gama, 225 - Bairro: Harmonia, Canoas/RS, CEP: 92.310-630. E-mail: [sandra.zimmermann@stesa.com.br](mailto:sandra.zimmermann@stesa.com.br)

## INTRODUÇÃO

Com o avanço da regularização ambiental das rodovias estaduais e praças de pedágio em operação no Rio Grande do Sul em 2019, deparou-se com o cenário desafiador da execução de Projeto de Gerenciamento Ambiental, compreendendo a Gestão Ambiental e o Plano Básico Ambiental - PBA (EGR e STE, 2019) nessa etapa do licenciamento, fato esse inédito, uma vez que a experiência existente era relacionada ao mesmo tipo de planejamento para a fase de obras, cujas metodologias não eram aplicáveis sem que ocorressem ajustes, complementações ou até mesmo a criação de novos métodos.

Somado a essa questão, a quantidade de empreendimentos integrantes do projeto e a extensão da sua área de abrangência (23 trechos rodoviários - 908,48 km e 14 praças de pedágio\*, localizados em 64 municípios - Figura 1), a inexistência de estudos ambientais anteriores que embasassem a readequação do PBA para atender as demandas da etapa de operação, a necessidade de realização de levantamentos/ inventários para o diagnóstico da situação atual, concomitantes a definição e implantação de medidas e ações para a prevenção, minimização e mitigação de impactos, o gerenciamento e supervisão ambiental dos empreendimentos e a execução de 11 planos, programas e projetos ambientais, três monitoramentos distintos e a elaboração de outros três planos e 22 projetos (Quadro 1) e o grande volume de dados que seriam gerados e compilados, culminaram na busca de novas alternativas para o desenvolvimento dos serviços, por meio do uso de tecnologias e de inteligência de dados para a automação de processos, com vistas a agilizar/ dinamizar a execução das atividades do projeto, garantir a qualidade dos trabalhos e atender aos prazos estabelecidos, ou seja, em busca de melhorias contínuas (*Plan, Do, Check, Act* - PDCA).

A partir do exposto, o presente estudo possui como objetivo a avaliação do processo de implantação do uso de tecnologias e de inteligência de dados na Gestão Ambiental de rodovias e praças de pedágio em operação, demonstrando a sua aplicabilidade e os benefícios verificados, por meio de comparativo com período anterior e dos resultados obtidos.

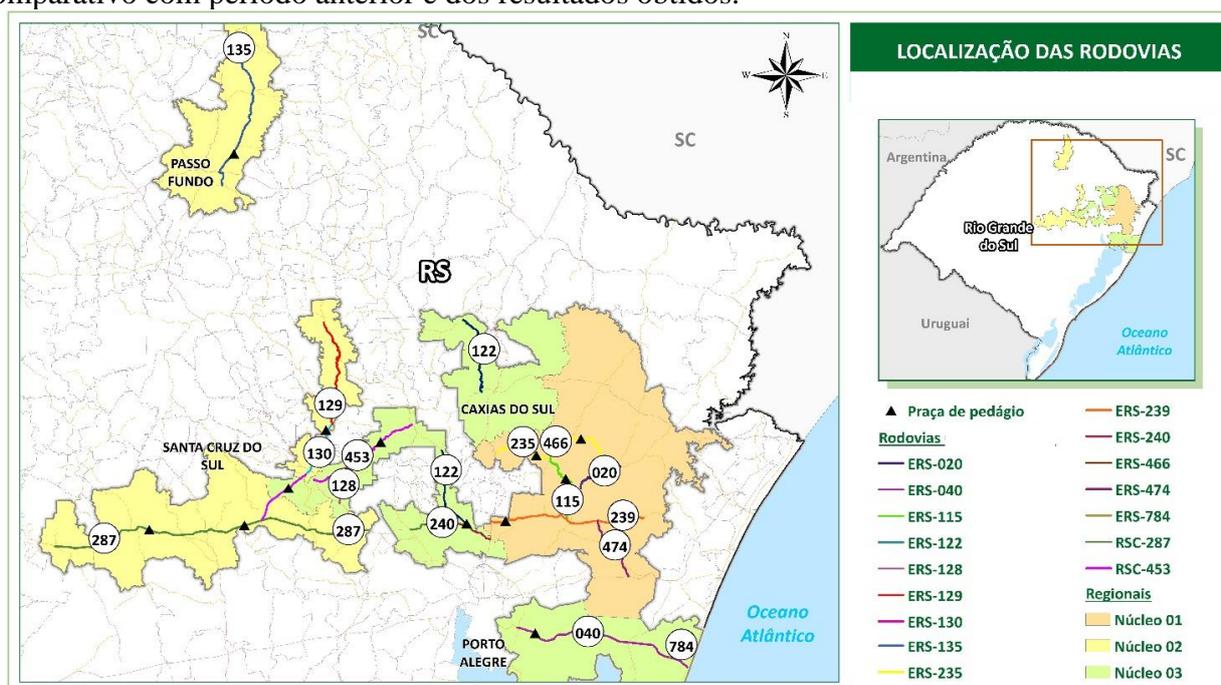


Figura 1. Abrangência dos serviços x localização dos empreendimentos (elaboração própria)

Quadro 1. Escopo dos serviços e Planos, Programas e Projetos Ambientais integrantes do PBA (elaboração própria)

Nº	Atividade Realizada	Plano, Programa e Projeto Ambiental
1	Gerenciamento dos Programas Ambientais Executados pelo Empreendedor	Programa de Reintegração de Posse
2	Supervisão Ambiental dos Programas Executados pelas Empresas Terceirizadas e pelo Empreendedor e Monitoramento	Plano Ambiental de Construções (PAC)
3		Programa de Recuperação de Áreas Degradadas e Passivos Ambientais (PRAD)
4		Programa de Gerenciamento de Resíduos Sólidos e Efluentes Líquidos (PGRSEL)
5		Programa de Manejo de Vegetação na Faixa de Domínio
6		Programa de Monitoramento e Estabilização de Encostas e Taludes
7		Programa de Gerenciamento de Riscos Ambientais (PGRA)
8	Execução dos Programas pela Gestora Ambiental e Monitoramento	Programa de Monitoramento, Gestão e Supervisão Ambiental (PMGSA)
9		Programa de Educação Ambiental e Comunicação Social (PEACS)
10		Programa de Proteção e Monitoramento de Fauna
11	Elaboração de Planos/ Projetos Ambientais	Projetos de Sinalização Ambiental
-		Planos de Ação e Emergência (PAEs)

Desta forma, a partir de março de 2019 foram definidas as tecnologias utilizadas e iniciada a coleta de dados em campo de maneira inteligente com a realização de registros por aplicativo instalados em *smartphones*. Em outro momento, a partir de junho de 2020 foi implantado o uso de inteligência de dados para a automação de todo o fluxo de processos do projeto por meio de ferramentas de *Business Intelligence* (BI).

### INTELIGÊNCIA DE DADOS E *BUSINESS INTELLIGENCE* (BI)

A utilização de inteligência de dados se trata da coleta e organização de dados e análise de informações por meio de *softwares* de automação, que auxiliam em tomadas de decisões estratégicas, cujas ações são embasadas e possuem mais chances de sucesso.

A inteligência de dados possibilita criar estratégias mais detalhadas e, por sua vez, mais eficazes, uma vez que automatizar processos significa torná-los muito mais rápidos e eficientes, especialmente pelas melhorias de desempenho e a significativa redução de ocorrência de erros.

A implementação de inteligência de dados trata-se de um forte avanço operacional e a tecnologia e a orientação por dados possibilitam um sistema mais integrado. Em suma, a inteligência de dados serve para produzir informações de valor; integrar dados em um único local (*software* de automação); transformar dados em informações eficientes; simplificar dados; organizar o volume de informações para fácil acesso; possibilita a criação de conteúdos personalizados e segmentados; ter previsibilidade sobre os resultados; tomar decisões embasadas e mais assertivas; melhorar os investimentos e reduzir custos, dentre outras.

Em termos mais específicos, para a automação dos processos foi aplicado o conceito de BI, ou em português, Inteligência de Negócios, termo destinado a cobrir todas as atividades necessárias para a transformação de dados brutos em conhecimento (DATA SCIENCE ACADEMY, 2020).

Em outras palavras, BI é um processo informacional com objetivos claros, que se inicia pela especificação das necessidades e, posteriormente, pela coleta de dados, sistematização/ organização, análise, distribuição da análise realizada e avaliação e acompanhamento de todo o processo (LAGO e ALVES, 2020).

Seu objetivo é transformar dados em informação e conhecimento (processamento e análise de dados) e permitir que tomadores de decisão utilizem para a prevenção e solução de problemas, a partir do conhecimento adquirido (DATA SCIENCE ACADEMY, 2020), ou seja, seu principal objetivo é dar suporte informacional à tomada de decisão (Figura 2) e proporcionar um acompanhamento cíclico dos fatores que influenciam o projeto (LAGO e ALVES, 2020).



Figura 2. Pirâmide informacional (elaborada a partir de LAGO, 2019).

## METODOLOGIAS APLICADAS E RESULTADOS OBTIDOS

Para o desenvolvimento do projeto foram utilizadas as metodologias a seguir descritas, com vistas a implementação do uso de inteligência de dados e do processo de BI para a automação de processos, bem como os resultados que foram obtidos em cada uma das atividades.

### Pesquisa Bibliográfica e Decisão do Uso de Solução em BI

Primeiramente foi efetuada revisão bibliográfica para a definição do melhor caminho a ser seguido, sendo verificadas as alternativas/ soluções utilizadas no mercado de trabalho atualmente em termos de automações de processos, bem como consultas a profissionais especialistas, as quais foram discutidas em equipe, apontando diretamente para solução em BI, sendo selecionada a que foi considerada como melhor custo-benefício, uma vez que a infraestrutura existente careceria apenas de contratação dos serviços de aplicativo para as coletas de dados de campo, não necessitando de melhorias de *hardware* e o *software* para a aplicação de BI já era o utilizado por todos os atores envolvidos com a gestão ambiental dos empreendimentos, cujas alternativas estão descritas na sequência.

### Identificação dos Processos

O primeiro passo em BI trata-se da identificação da problemática que envolve o projeto, ou seja, dos processos envolvidos na operação dos empreendimentos e das atividades desenvolvidas, bem como os tipos de dados e como eles serão coletados/ levantados.

A identificação dos processos envolve entender detalhadamente o fluxo de onde e como cada tipo de dado (primário e secundário e referente a cada atividade do projeto) será obtido/ coletado/tabulado/sistematizado/consistido, modelado, analisado, visualizado e comunicado (Figura 3).

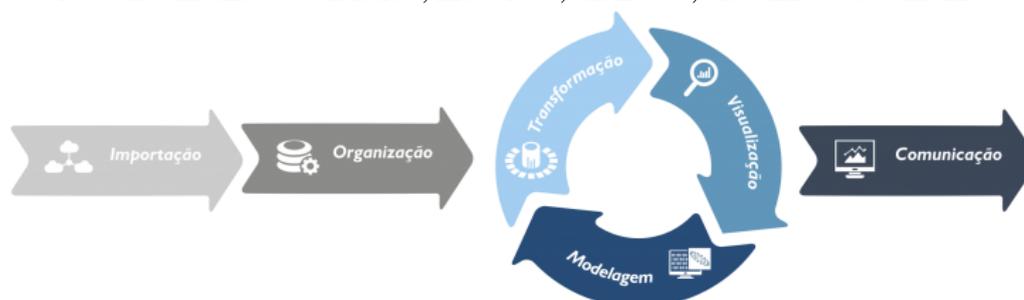


Figura 3. Exemplo de fluxo parcial do trabalho para a implantação de BI (DATA SCIENCE ACADEMY, 2020) Como resultado da atividade, foi identificado o fluxo que era executado e elaborado o fluxo geral consideradas as automações de processos, embasando como seriam as definições dos padrões de entradas e saídas de informações (Figura 4).



Figura 4. Fluxo geral do projeto elaborado considerando as automações de processos (elaboração própria). Além disso, foi detalhado o fluxo com automações até a etapa de comunicação (Figura 5) e procedido o comparativo com o fluxo anterior, possibilitando a visualização prévia da aplicabilidade das inovações e as melhorias em planejamento e até mesmo alguns dos seus benefícios antes mesmo da sua implantação, tendo em vista que os processos anteriores eram manuais e os relatórios qualitativos e os novos semi e automatizados e os relatórios passariam a ser quali quantitativos e por meio de painéis de indicadores (*Dashboards*).



Figura 5. Detalhamento do fluxo do projeto até a etapa de comunicação (elaboração própria)

### Definição e Uso de Tecnologias para os Levantamentos e a Realização das Coletas de Dados

As coletas envolvem dados primários (obtidos *in loco*) e secundários (existentes em bases oficiais disponibilizadas por instituições governamentais) necessários ao pleno desenvolvimento das atividades de gestão ambiental (gerenciamento e supervisão ambiental), de elaboração e execução dos planos, programas e projetos integrantes do PBA (EGR e STE, 2019) e dos monitoramentos.

As automações de processos desenvolvidas na Gestão Ambiental foram adotadas desde o início dos trabalhos para a coleta de dados primários (levantamentos de campo), sendo definidos e utilizados smartphones para a realização dos registros, por meio do uso do GPS e das câmeras fotográficas dos aparelhos e do aplicativo *Survey123*, da *Esri*®.

O *Survey123* é uma solução completa, com foco em coleta de dados de maneira inteligente. Utilizado para criar formulários dinâmicos estruturados conforme a necessidade de cada projeto, coleta de dados através de *smartphones*, aplicativos e páginas *web*, proporciona maior flexibilidade e produtividade para as equipes de campo. Os dados capturados no *Survey123* são carregados na nuvem e trazem maior confiabilidade e padronização, permitindo análise das respostas em tempo real diretamente na plataforma, ou ainda, realizar análises mais profundas dos dados no *software* de geoprocessamento do *software* ArcGIS e de BI, proporcionando maior agilidade e assertividade para a tomada de decisões (ESRI, 2022a) (Figura 6).

Apesar de não ser o foco do estudo, salienta-se que também foram utilizadas outras tecnologias no projeto, como o imageamento com o uso de drone e filmagens com a câmera GoPro, os quais possibilitaram a realização do que se definiu como “vistorias remotas”, ou seja, as análises dos dados de campo por equipes no escritório, para os mapeamentos necessários à execução dos planos, programas e projetos, facilitando e dinamizando o desempenho das diversas atividades.

Com relação a coleta de dados secundários, foram pesquisados e obtidas bases cartográficas, projetos, documentos, licenças ambientais, dentre outros elementos de interesse ao desenvolvimento do projeto juntos ao empreendedor e as demais instituições consideradas pertinentes.

Posteriormente, os dados em formato digital foram renomados, organizados e armazenados em rede, conforme o padrão adotado para o projeto; e os dados que não eram digitais, foram digitalizados e repetidos os mesmos procedimentos supracitados até o seu armazenamento.



Figura 6. Uso do aplicativo *Survey123*, formulários, carregamento e análises diretas (ESRI, 2022a; ESRI, 2022b)

### Definição dos Softwares Utilizados nas Automações dos Processos Envolvendo a Inteligência de Dados

Uma das etapas da implementação do BI consiste na definição dos *softwares* utilizados para a formação dos bancos de dados, a sua modelagem e análise dos resultados (pode ser o mesmo ou distinto). Os *softwares* de automação permitem que você gerencie um grande volume de dados de maneira prática e objetiva.

Dois *softwares* amplamente utilizados são o *Microsoft Excel* (apesar de não ser especificamente um *software* de BI) e o *Microsoft Power BI*. Para o projeto foi definido o *Microsoft Excel 365*, considerada a melhor alternativa tendo em vista atender às necessidades do projeto e os atores envolvidos já possuem as licenças para uso (empreendedor e órgão ambiental), especialmente considerada a continuidade das atividades desenvolvidas a longo prazo.

### Definição dos Bancos de Dados, sua Estrutura e Criação

A definição de quais bancos de dados seriam criados foi efetuada em função das atividades estabelecidas em cada Plano, Programa e Projeto Ambiental e as suas especificidades, bem como dos dados a serem levantados/ obtidos, como por exemplo, o gerenciamento das licenças de operação e das áreas de apoio utilizadas para a manutenção/ conservação rodoviária; o inventário da sinalização ambiental existente nas rodovias, as indicadas nos projetos e as complementares a serem instaladas; o gerenciamento dos processos de reintegração de posse; o inventário e o monitoramento de passivos ambientais e o controle das soluções executadas; os registros dos atropelamentos de fauna nas rodovias; o *checklist* para as vistorias periódicas nas praças de pedágio; as obras vistoriadas; os manejos de vegetação realizados por terceiros autorizados e pelas empresas terceirizadas pelo empreendedor; o acompanhamento dos indicadores de desempenho; dentro vários outros.

Quanto à estrutura consiste em como os dados são organizados em cada banco de dados, definida em função das perguntas que os dados deverão responder e das respostas (exemplo, cada coluna de um banco de dados compreende as perguntas e cada linha corresponde as respostas, que são as ocorrências registradas).

Em relação às bases de dados primárias, a primeira etapa consistiu na definição e criação dos formulários dinâmicos estruturados para os registros no aplicativo utilizado em campo, que compreende cada informação a ser coletada (Figura 7). Já para os dados secundários, as etapas foram realizadas diretamente no *software* utilizado.

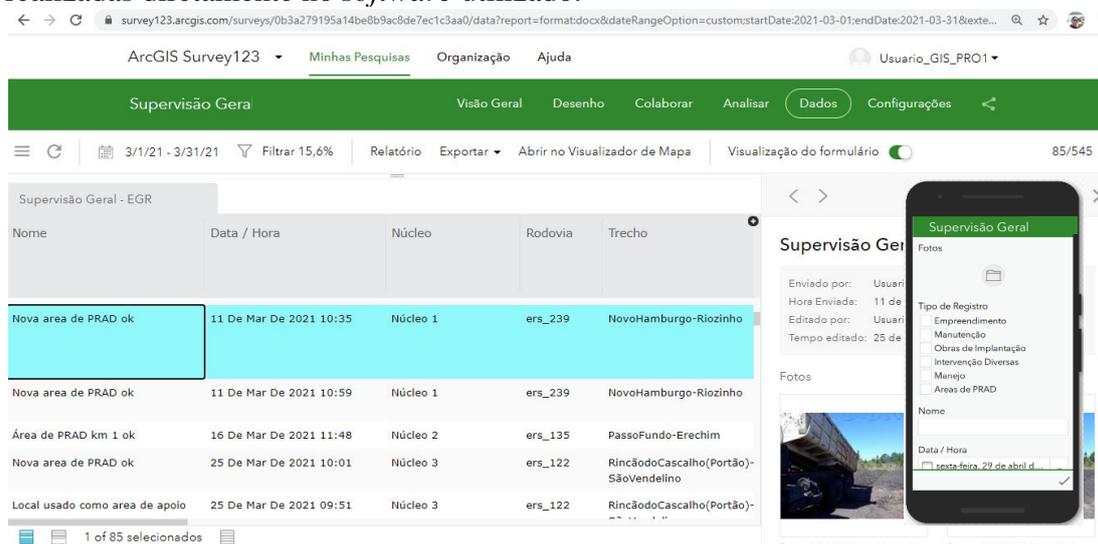


Figura 7. Visão parcial de formulário criado no aplicativo *Survey123* e dos registros realizados em campo armazenados na nuvem (elaboração própria)

Uma vez definidas as bases de dados e a sua estrutura, estas são criadas efetivamente, consistindo na organização dos dados obtidos em um único local (exemplo de resultados ilustrado na Figura 8).

#### BASE DE DADOS (MONITORAMENTO PASSIVOS AMBIENTAIS - NÚCLEO 1)

ID	Rodovia	Trecho	Lado	Local (km)	Latitude	Longitude	Município	Tipo do Passivo	Grau de Relevância em Relação à Segurança do Tráfego	Grau de Relevância em Relação à Área Limiteira	Soluções Sugeridas	Registro Fotográfico
287	ERS-474	Santo Antônio da Patrulha - Rolante	LD	5+000	-23,8408	-50,53595	Santo Antônio da Patrulha	Uso e Disposição	Não oferece risco	Não oferece risco	Remover e destinar corretamente.	
288	ERS-474	Santo Antônio da Patrulha - Rolante	LE	8+950	-23,80675	-50,5409	Santo Antônio da Patrulha	Uso e Disposição	Não oferece risco	Não oferece risco	Remover e destinar corretamente.	
289	ERS-020	Três Coroas - São Francisco de Paula	LE	68+950	-23,50922	-50,73316	Três Coroas	Uso e Disposição	Não oferece risco	Não oferece risco	Remover e destinar corretamente.	

Figura 8. Interface de banco de dados criado para o monitoramento de passivos ambientais nas faixas de domínio (elaboração própria) A criação das bases de dados depende dos padrões de entrada dos dados, diretamente relacionados com onde e como os dados estão armazenados. No caso dos dados primários, a criação foi procedida de duas formas distintas: a partir de consultada dos dados registrados no aplicativo e salvos na nuvem e a entrada/ o preenchimento das bases foi realizada de modo semiautomatizado, com o uso de seleção de itens para cada um dos registros (ferramenta validação de dados do *Excel*); ou da extração dos dados da nuvem por meio de download e salvamento em rede, para posteriormente alimentação do modelo de dados (modo automatizado).

Em relação aos dados secundários, as bases foram criadas a partir dos arquivos armazenados em rede e realizado o preenchimento semiautomatizado, da mesma forma como efetuado para os dados primários. Posteriormente foi realizada a análise bruta dos dados, sendo verificadas lacunas e erros e realizada a sua consistência/ consolidação (preparação para a modelagem de dados).

Como resultado, a segunda etapa do processo de implantação da inteligência de dados se deu no período de seis meses (junho a dezembro de 2020), onde foram criadas 57 bases de dados, sendo que as criadas posteriormente foram decorrentes de novas demandas do projeto, totalizando 61 atualmente (Figura 9).

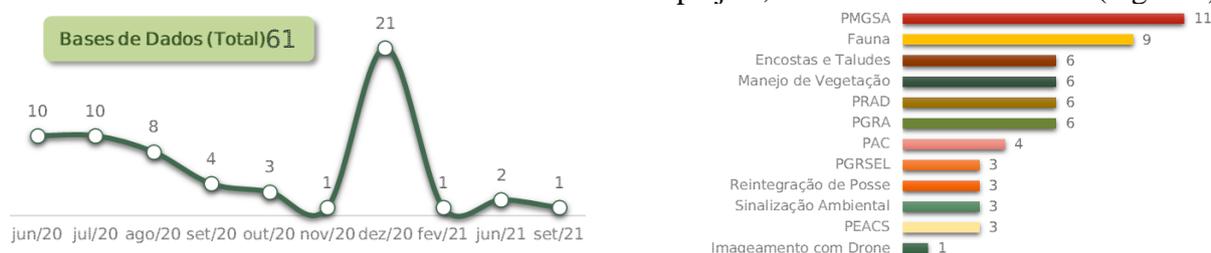


Figura 9. Distribuição das bases de dados criadas - temporal (esquerda) e por plano, programa e projeto (direita) (elaboração própria)

## Criação dos Modelos de Dados

Modelagem de dados é o ato de explorar estruturas orientadas a dados. A primeira etapa para a criação do modelo de dados, que é uma das mais importantes das automações, consiste na execução do processo denominado ETL (*Extract, Transform and Load* - extração, transformação e carregamento).

ETL é o processo realizado a partir de ferramentas do *software* de BI utilizadas com a função de extração de dados de diversos sistemas/ fontes, transformação desses dados conforme a necessidade e, por fim, o carregamento dos dados (envio dos dados para um determinado sistema da organização) - exemplo de resultado ilustrado na Figura 10. A extração e carregamento são obrigatórios para o processo, sendo a transformação/limpeza opcional, mas que são boas práticas, tendo em vista que os dados já foram encaminhados para o sistema de destino.

No projeto, a modelagem de dados foi executada para a criação das bases de dados de modo automatizado, ou seja, quando não foi manualmente e de forma direta no *software* de BI.

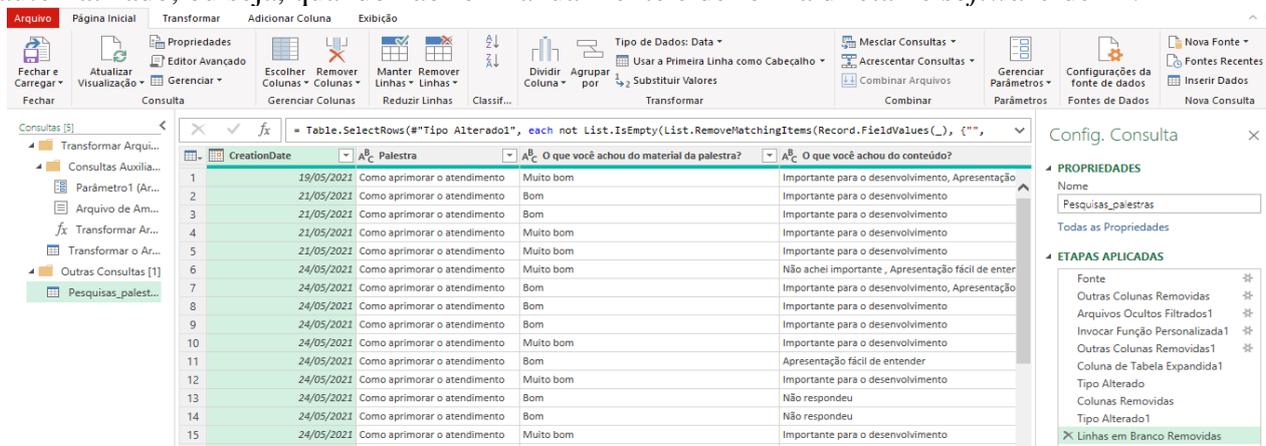


Figura 10. Modelo de dados criado para a pesquisa de opinião resultante de atividades de educação ambiental (elaboração própria)

No processo ETL ainda é possível que diferentes bases de dados sejam mescladas (agrupadas) ou ainda, que sejam combinadas (reunião de bases de dados com a mesma estrutura), podendo ser reunidos dados de campo com secundários ou ainda, bancos diferentes cujas informações são complementares.

Uma vez executado o processo de ETL, está criado o modelo de dados, conforme demonstrado na Figura 10, podendo ainda ser definidos e criados os relacionamentos entre os dados/ bases para a posterior definição e realização das análises automatizadas.

### Alimentação e Atualizações dos Bancos/ Modelos de Dados

A alimentação e as atualizações dos bancos de dados/ modelos dependem da forma como estes foram concebidos, ou seja, se de forma manual, semiautomatizada ou automatizada (quando os dados importados por meio de modelagem - extração e carregamento).

Como no projeto tem-se as duas opções, as alimentações e as respectivas atualizações seguiram o mesmo padrão de criação das bases de dados. Para aquelas criadas de modo semiautomatizado, as atualizações periódicas foram da mesma forma e para as automatizadas (modeladas), a programação compreendeu que os novos dados registrados em campo foram novamente extraídos da nuvem, salvos em rede e os modelos foram atualizados por meio do comando do administrador das bases.

### Definição e Procedimento das Análises dos Dados

Um passo importante na automação de processos corresponde a realização da definição e os procedimentos de análises dos dados. É nessa etapa que os dados serão transformados em informações, de modo a expressar os resultados obtidos na Gestão Ambiental e na execução dos planos, programas e projetos ambientais, seja por meio dos registros de campo ou dos dados secundários, embasando da melhor forma possível as tomadas de decisões do projeto.

A definição das análises depende do que se deseja expressar, podendo compreender informações qualitativas e quantitativas, sendo diretamente relacionadas com o tema da base de dados, como por exemplo, no caso do PRAD, foram definidas para análise o total de passivos ambientais existentes, tipologia dos passivos cadastrados, status - recuperados ou a recuperar, distribuição dos passivos cadastrados segundo os trechos rodoviários, soluções adotadas, responsáveis pelas soluções, entre outras.

Posteriormente, o procedimento das análises dos dados consistiu na inserção de tabelas dinâmicas para a execução de cada uma das análises definidas em cada um dos bancos de dados criados (resultado ilustrado na Figura 11), possibilitando a realização da comunicação dos dados executada na sequência.

Rótulos de Linha	Andamento	Finalizado	Total Geral
ERS-040	14	2	16
Passo do Fúzea (Viam)	16	2	18
ERS-122	10	1	11
Caixas do Sul - Anóbi	3	1	4
Fazenda do Cascaholo	7	1	8
ERS-129	1	1	2
Fazenda Vila Nova -	1	1	2
ERS-240	1	1	2
Schiffelari/São Leop	1	1	2
ERS-784	3	1	4
Cidreira - Balneário P	3	1	4
RSC-287	1	1	2
Montenegro	3	1	4
RSC-453	3	2	5
Estrela - Garibaldi	2	2	4
Venâncio Aires - Lad	1	2	3
<b>Total Geral</b>	<b>33</b>	<b>5</b>	<b>38</b>

Andamento	Finalizado	Total
22	5	27
81%	19%	
100%	100%	

Figura 11. Interface de planilha contendo as tabelas dinâmicas elaboradas para as análises dos dados de um dos bancos criados (elaboração própria)

No total, foram realizadas 327 análises distintas distribuídas nas 61 bases de dados criadas (Figura 12). Além disso, de forma concomitante, foram procedidas constantemente análises para a verificação e a execução de ajustes e complementações dos processos/ procedimentos/ bancos de dados/ análises sempre que pertinente (Figura 12), no sentido de aprimorar os processos e apoiar as soluções de problemas e os encaminhamentos de forma ágil e eficiente, em prol da prática de inovação incremental, por meio de melhorias contínuas e atendendo às novas demandas que surgiram.



Figura 12. Quantidade de análises (esquerda) e ajustes realizados (direita) (elaboração própria)

## Comunicação dos Dados

Uma vez criados os bancos de dados e realizadas as análises, é procedida a comunicação dos dados por meio de relatórios visuais, ou seja, compreendo o modo de saída dos resultados (*dashboards* - painéis de indicadores com as informações pertinentes ao tema), contendo gráficos dinâmicos elaborados, métricas e filtros inseridos (segmentações de dados e linhas do tempo) que permitem a visualização dos resultados de diversas formas distintas, possibilitando o acesso rápido às informações e para tomadas de decisões relacionadas às soluções e a necessidade de replanejamento de atividades do projeto (Figura 13).

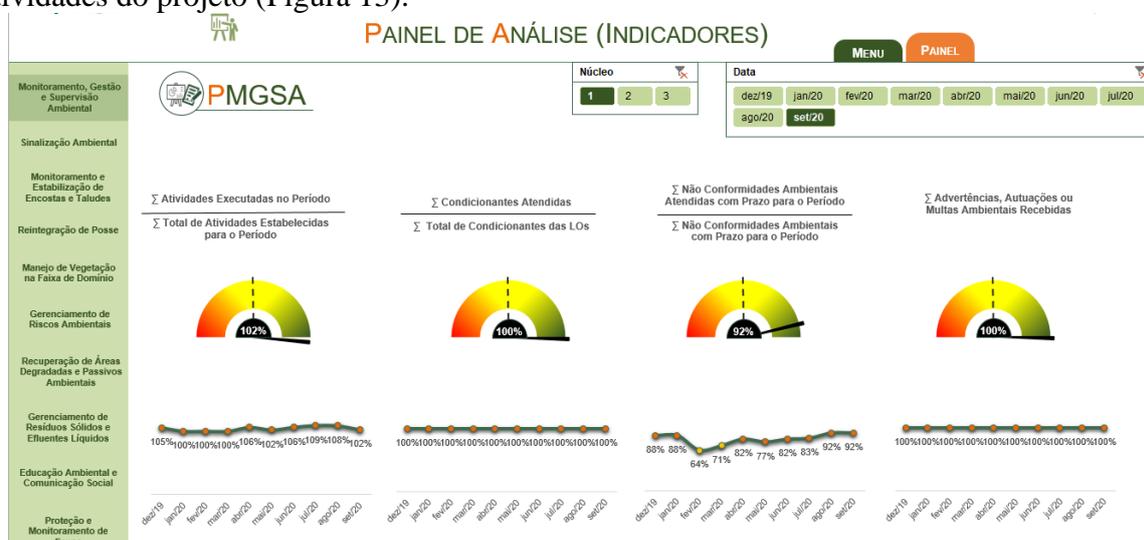


Figura 13. Visão parcial de painel criado para a análise de indicadores de desempenho ambiental (elaboração própria)

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A avaliação do processo de implantação de tecnologias e de inteligência de dados na Gestão Ambiental das rodovias e praças de pedágio estaduais em operação no Rio Grande do Sul e o comparativo com o fluxo anterior possibilitaram verificar a sua aplicabilidade e a identificação de diversos benefícios no desenvolvimento dos serviços.

O fluxo anterior era realizado de modo manual, com maior probabilidade de ocorrência de erros, os dados eram inseridos manualmente em bases de dados, necessitava de maior tempo para a elaboração dos relatórios, sendo que estes eram qualitativos (sem análises) e, caso fossem efetuadas, as atualizações também seriam manuais e sem a possibilidades de modificações automáticas por outro observador, aumentando o tempo de aprovação dos produtos, de tomadas de decisões e de replanejamentos.

No caso do fluxo atual com as automações implantadas, possibilitou a consulta dos registros de campo em tempo real, imediatamente ao serem coletados pelas equipes, bem como o rápido acesso aos dados e às informações permanentemente atualizadas nas bases criadas; a realização de análises

distintas segundo o observador, permitindo a visualização dos resultados de diversas formas distintas; dinamizando/ otimizando o processo e tornando-o mais eficiente e eficaz; reduzindo a ocorrência de erros; aumentando a qualidade dos serviços e dos respectivos produtos; conferindo maior transparência ao projeto como um todo e conferindo rapidez e assertividade nas tomadas de decisões e reajustes necessários.

Destaca-se ainda a redução de tempo para a realização das tarefas desenvolvidas, como a coletas de dados, as atualizações dos bancos de dados, as análises periódicas, a elaboração, revisão e fechamento dos relatórios e até mesmo a sua aprovação pela fiscalização. Por exemplo, no fluxo anterior, o prazo total para da confecção até o fechamento dos relatórios se dava em 14 dias, tendo em vista a quantidade de empreendimentos e o volume dos dados coletadas para serem atualizados. Com as automações, esse tempo foi reduzido à metade, ou seja, sete dias, com a possibilidade de redução para três dias, com o avanço das automações.

Dentre os benefícios verificados estão também a maior segurança de armazenagem dos dados de campo; a reunião de dados e informações em um único ambiente (bases de dados); os relatórios passaram a ser qualiquantitativos a partir da inclusão das diversas análises realizadas e a sua disponibilidade ainda por meio dos painéis de indicadores (*Dashboards*); realização dos trabalhos por equipe multidisciplinar enxuta, mesmo com a grande quantidade de empreendimento integrantes do projeto, sua extensa área de abrangência, o número de tarefas envolvidas para a implementação do PBA e o volume de dados coletados permanentemente.

As automações implantadas também possibilitaram vislumbrar oportunidades em meio à crise, tendo em vista a maior rapidez na realização das atividades do projeto, a maior na qualidade dos serviços e a conseqüente redução dos custos envolvidos; bem como foram identificadas como lições aprendidas pelas equipes as melhorias nos processos, o melhor aproveitamento dos recursos humanos e tecnológicos, o aperfeiçoamento profissional e os aprendizados referentes às inovações tecnológicas implementadas e as novas metodologias.

O desenho do fluxo automatizado dos processos para a Gestão Ambiental das rodovias e praças de pedágio em operação e a adaptação das metodologias e criação de novos métodos também possibilitaram a padronização e a elaboração de modelo para o uso das tecnologias e da inteligência de dados para a aplicação em outros projetos em andamento e projetos futuros.

Por fim, conclui-se o sucesso na implantação das automações de processos e a aplicabilidade das tecnologias e de inteligência de dados, as quais somente foram possíveis pela adesão e a colaboração de toda a equipe, cujo papel de cada um foi realizado com excelência.

## REFERÊNCIAS

DATA SCIENCE ACADEMY. *Microsoft Power BI Para Data Science*, Versão 2.0: O Que é Business Intelligence? Brasília: 2020.

EGR; STE SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA S.A. **Projeto Básico de Gestão Ambiental (PBA) Readequado**. Porto Alegre: Jul. 2019.

ESRI. *Smarter Forms, Smarter Field Work: 5 Reasons to Use Survey123 for ArcGIS*. 2022b. Disponível em: <<https://www.esri.com/arcgis-blog/products/survey123/announcements/smarter-forms-smarter-field-work-5-reasons-to-use-survey123-for-arcgis/>> Acesso em: 29 Abr. 2022.

ESRI. *Survey123 for ArcGIS*: Visão Geral e Recursos do Survey123. 2022a Disponível em: <<https://www.esri.com/pt-br/arcgis/products/survey123/overview>> Acesso em: 29 Abr. 2022.

LAGO, K. **O que é Business Intelligence e o Valor da Informação**. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=sq1Mgo6Xk0s&t=275s>> Acesso em: 10 Jan. 2021.

LAGO, K.; ALVES, L. **Dominando o Power BI**. 3.Ed. São Paulo: DataB Inteligência e Estratégia, 2020. 453 p.

\* As rodovias e praças de pedágio alvo do presente estudo são administradas pela EGR - Empresa Gaúcha de Rodovias.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### SISTEMA DE AQUECIMENTO DE ÁGUA A PARTIR DE UM COLETOR SOLAR ASFALTICO

*Leonardo Lunkes Wagner<sup>1</sup>; Jorge Luis Palacios Felix<sup>2</sup>*

#### RESUMO

Os pavimentos asfálticos representam uma elevada área de cobertura terrestre. A sua utilização, primordialmente, visa servir como superfície de rolamento para o tráfego de veículos, contudo somado a isso, a geração de energia térmica pode ocorrer ao mesmo tempo. A geração de energia térmica, como uma fonte de energia limpa devido as propriedades térmicas do pavimento podem servir com uma alternativa para o aquecimento de água e sua utilização a nível residencial. Coletores Solares Asfálticos (CSA) consistem em um pavimento asfáltico, com tubos de cobre inseridos dentro da camada de revestimento, que ao circular um fluido, coleta a energia térmica absorvida pelo sol através da massa asfáltica e transfere para a água, que ao ser aquecida pode ser utilizada para diversos fins. O presente trabalho buscou demonstrar os principais conceitos de utilização do CSA, como um sistema de geração de energia térmica para fins residenciais, bem como explicar métodos de montagem do sistema. Como forma de monitoramento do sistema foi proposto um sistema Arduíno de monitoramento. Após montagem, ocorreu a análise do aquecimento de água durante períodos de dias ensolarados ao longo no ano de 2020, obteve-se em média um aquecimento da água no reservatório de 13,52°. A temperatura da água no reservatório, ao final dos dias analisados, variou entre 29,10°C e 42,47°C o que torna possível a sua utilização para fins residenciais.

**PALAVRAS-CHAVE:** Coletor Asfáltico. Energia Térmica. Aquecimento de água. Energia solar. Fontes renováveis.

#### ABSTRACT

Asphalt pavements represent a high area of land coverage. Its use, primarily, aims to serve as a rolling surface for vehicle traffic, however, added to that, the generation of thermal energy can occur at the same time. The generation of thermal energy, as a source of clean energy due to the thermal properties of the pavement, can serve as an alternative for heating water and its use at a residential level. Solar Asphalt Collectors (CSA) consist of an asphalt pavement, with copper tubes inserted into the coating layer, which, when circulating a fluid, collects the thermal energy absorbed by the sun through the asphalt mass and transfers it to the water, which, when heated, can be used for various purposes. The present work sought to demonstrate the main concepts of using the CSA, as a thermal energy generation system for residential purposes, as well as explaining the system's assembly methods. As a way of monitoring the system, an Arduino monitoring system was proposed. After assembly, the analysis of water heating occurred during periods of sunny days throughout the year 2020, an average of 13.52° of water heating in the reservoir was obtained. The temperature of the water in the reservoir, at the end of the analyzed days, varied between 29.10°C and 42.47°C, which makes it possible to use it for residential purposes.

**KEY WORDS:** Asphalt collector. Thermal energy. Water heating. Solar energy. Renewable sources.

<sup>1</sup> Universidade Federal do Rio Grande do Sul: LAPAV. Av. Bento Gonçalves, 9500. Prédio 43.816. Bairro Agronomia – Porto Alegre –RS, CEP 91501-970, leonardolunkeswagner@gmail.com

<sup>2</sup> Universidade Federal da Fronteira Sul: Rua Jacob Reinaldo Hauptenthal, 1.580, São Pedro, CEP 97900-000, jorge.felix@uffs.br



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

A demanda por fonte de energia vem crescendo a todo o momento. Para suprir essa necessidade, novas fontes necessitam ser encontradas, estudadas ou aprimoradas. “É um grande problema social fornecer uma fonte sustentável de energia” (Shaopeng et al., 2011, p2).

O constante aumento da demanda de energia faz com que questões fundamentais, sobre sistemas geradores, sejam abordadas (MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA, 2019). Dentre elas, que ocorra inovações de tecnologias, tanto para suprir a necessidade de maior geração bem como desenvolver uma tecnologia que aproveite os recursos naturais, visando a eficiência energética e a sustentabilidade, possibilitando um desenvolvimento com impactos ambientais reduzidos (E. B. Pereira, Martins, Abreu, & Rütther, 2017).

A energia solar é uma fonte abundante, inesgotável, limpa e livre (Sable, 2017), além de ser o maior recurso energético que a humanidade dispõe, o Sol sozinho irradia  $1,0 \times 10^{22}$  TJ para todo o universo, vindo somente uma pequena parte para a Terra (Moreira, 2018). Se toda a energia solar que chega ao planeta for captada, a irradiação de cerca de 90 minutos seria suficiente para fornecer a energia necessária por um ano ao planeta (Saad, Kaddah, Sliem, Rafat, & Hewhy, 2019).

A utilização de energia solar como sistema de aquecimento de água até temperaturas de  $100^{\circ}\text{C}$  é a aplicação mais difundida no Brasil, principalmente em substituição de sistemas de aquecimento elétrico ou a gás (PEREIRA et al., 2017). Um sistema de geração de energia térmica, para aquecimento de água, pode ser obtido a partir de coletores solares asfálticos.

Os pavimentos asfálticos são partes integrantes de nossa sociedade. O desenvolvimento de pavimentos sustentáveis e a integração dos mesmos nos cenários urbanos associado a geração de energia é um objetivo importante a ser conquistado (Mallick, Chen, & Bhowmick, 2012). A malha rodoviária brasileira possui 65614,5km em âmbito federal e 147838,3km de âmbito estadual e municipal, totalizando 213452,8km (SNV Rodoviário 2017 apud. CNT 2018). Ou seja, a uma grande área de possíveis introduções de coletores solares, utilizando o asfalto como material coletor. Associado a isto, este sistema pode ser instalado não somente durante a construção, mas também, durante processos de manutenção de rodovias (Bobes-Jesus, Pascual-Muñoz, Castro-Fresno, & Rodriguez-Hernandez, 2013).

O coletor solar asfáltico (CSA) é executado na camada de revestimento, ao qual além de proteger e aquecer os tubos, gerando energia térmica, continua servindo ao seu propósito básico, que é como a camada de contato entre pneu e o pavimento em estradas, estacionamento e entradas de residências. O CSA demonstrado no presente artigo, é obtido através da inserção de tubos de cobre em formato serpentino e um pavimento asfáltico, construído dentro de uma bancada de madeira. Este sistema tem por finalidade auxiliar na produção de energia térmica através do aquecimento de água para utilização residencial, substituindo total ou parcialmente a utilização de sistemas de aquecimento tradicionais como aquecedores a gás e chuveiros elétricos, caracterizando-se assim como uma fonte sustentável de geração de energia. Este artigo tem por objetivo demonstrar uma aplicação conjunta da camada de revestimento asfáltico com tubos de cobre para a geração de energia térmica.

## COLETOR SOLAR ASFÁLTICO

A utilização do coletor solar asfáltico representa três benefícios: quando possível realizar a extração, armazenamento e restaurar o calor que se acumula nos pavimentos asfálticos com uma eficiência razoável, e baixo custo, representa uma fonte interessante de energia para o aquecimento de edifícios. O calor armazenado e o sistema de tubos também poderiam ser usados para manter as estradas livres de neve e gelo no inverno. Ao extrair calor no verão, as altas temperaturas no pavimento asfáltico são reduzidas, o que aumenta a resistência ao sulco (Pascual-Muñoz, Castro-



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



Fresno, Serrano-Bravo, & Alonso-Estébanez, 2013; van Bijsterveld, Houben, Scarpas, & Molenaar, 2001).

O coletor solar asfáltico (CSA) é um sistema de geração de energia térmica através do aquecimento de um fluido, geralmente água, que circula através de tubos de cobre ou alumínio que são inseridos em pavimentos asfálticos, removendo o excesso de temperatura, absorvida pelo pavimento, devido a irradiação solar (Bobes-Jesus et al., 2013; Pascual-Muñoz et al., 2013; Shaopeng et al., 2011). Vários estudos vêm sendo realizados sobre o CSA, principalmente buscando configurações e aprimoramentos de características geométricas e propriedades dos materiais utilizados para uma melhor eficiência do mesmo.

Pavimentos asfálticos, sem modificações, podem chegar a temperaturas internas de 60 a 70°C, em dias quentes e ensolarados do verão, devendo-se a isto as suas características térmicas de absorção de calor, bem como sua capacidade de retenção de temperatura absorvida, mesmo após o anoitecer (Chen, Wu, Wang, & Zhang, 2011; Shaopeng et al., 2011; van Bijsterveld et al., 2001). Ao circular água dentro dos tubos, ocorre uma troca de calor, devido ao gradiente de temperatura do pavimento, proveniente da incidência solar e do fluido que circula nos tubos, provocando o aumento da temperatura do fluido e uma queda na temperatura do pavimento (Bobes-Jesus et al., 2013).

Pavimentos asfálticos possuem a capacidade de absorver 40MJ/m<sup>2</sup> de radiação solar por dia, o que acarreta no aumento da temperatura de sua estrutura, sendo assim, pode representar um auxiliar no desenvolvimento sustentável, reduzindo a poluição e gerando uma energia sustentável (Dezfooli, Nejad, Zakeri, & Kazemifard, 2017).

Utilizando-se sistemas como o CSA tem-se uma eficiência mais baixa em comparação com os painéis coletores solares clássicos, no entanto os materiais utilizados num coletor no pavimento apresentam menor custo (Vuye, Guldentops, Rahbar, Nejad, & Van den bergh, 2016). Contudo, a utilização desta energia térmica proveniente destes sistemas ainda é incerta, pois modelos em maior escala ainda não foram estudados completamente, bem como a aplicabilidade, em determinadas situações, de água circulante no sistema, com baixas temperaturas colhidas.

Para melhorar a eficiência do sistema as pesquisas estão buscando o melhoramento da mistura asfáltica utilizada, com adição de aditivos, agregados e fibras (MALLICK; CHEN; BHOWMICK, 2012). Somado a isso, a variação da taxa fluxo, irradiação, disposição e espessura de tubos, dimensões do sistema também influenciam em um melhor desempenho do coletor (Alonso-Estébanez, Pascual-Muñoz, Sampedro-García, & Castro-Fresno, 2017).

## MÉTODO

Desenvolveu-se um coletor solar com dimensões 1m X 0,60m X 0,15m, moldado em uma bancada de madeira e inseridos tubos de cobre de 20mm de diâmetro externo disposto em forma serpentina, com afastamento de 15cm entre os tubos e 10cm da lateral do protótipo. Na Figura 1, tem-se as configurações geométricas do sistema

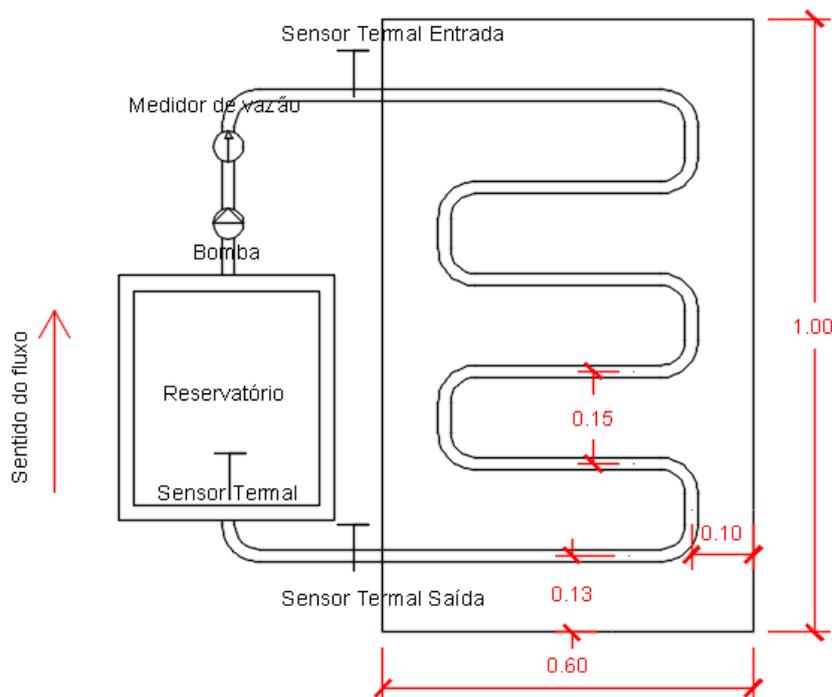


Figura 1 – Geometria Coletor Solar Asfáltico

Para a moldagem utilizou-se o asfalto ensacado comercial da empresa Rio Grande Asfaltos de Carazinho – RS. A mistura utilizada se enquadra nas especificações da faixa C-DNIT, com um teor de betume 5,7%, Estabilidade 979kgf, Fluência 3,5mm e densidade aparente 2,347 g/cm<sup>3</sup>.

Como reservatório de armazenamento de água, utilizou-se uma caixa de isopor de capacidade máxima 50L. A circulação da água foi realizada por uma bomba água com potência 32W, frequência 60Hz, e vazão máxima de 12 l/min, controlada por um módulo Relé 5V 10A 1 Canal - SRD05, ligado a uma placa Arduino UNO R3. Ligado também a placa Arduino, para realizar medições e o controle do sistema, utilizou-se quatro sensores de Temperatura DS18B20 à prova d'água, localizados na entrada e saída da tubulação, no reservatório e no centro do coletor solar na altura dos tubos, conforme pode ser observado na Figura 1. Utilizou-se também um sensor de fluxo de água C ½ polegadas – 1 a 30 l/min, para monitoramento da constância da vazão.

Um programa de controle do CSA foi desenvolvido a partir do compilador Arduino Software (IDE) versão 1.8.13. A lógica desenvolvida, a partir da linguagem C++, foi o acionamento da bomba por um minuto a cada quatro minutos, onde durante o acionamento da bomba, foram realizadas leituras de temperatura e vazão e feita sua média, e ao final do ciclo, registradas no programa PLX-DAQ desenvolvido em uma planilha Excel.

### Montagem Coletor Solar Asfáltico

O sistema foi construído sobre uma bancada de madeira com rodas, que permitiam a sua locomoção. O mesmo sistema de locomoção já foi utilizado em estudo desenvolvidos por Mallick; Chen; Bhowmick (2012). Moldou-se três camadas de 5cm cada. As duas primeiras camadas são compostas somente pela mistura asfáltica. Para cada camada de 5cm moldada foram utilizados 2 sacos de mistura asfáltica de 25kg, que foram, despejados, distribuídos uniformemente e compactados.

Sobre a segunda camada, após a compactação da mesma, inseriu-se o tubo de cobre que em formato serpentina, que junto com a mistura asfáltica formou a terceira e última camada. Após a montagem foram inseridos os sensores na entrada e saída da tubulação, bem como no ao centro do coletor na posição 30x50cm. A Figura 2a apresenta a conferência da segunda camada onde foi inserido o tubo de cobre. A Figura 2b apresenta o tubo inseridos sobre a segunda camada.

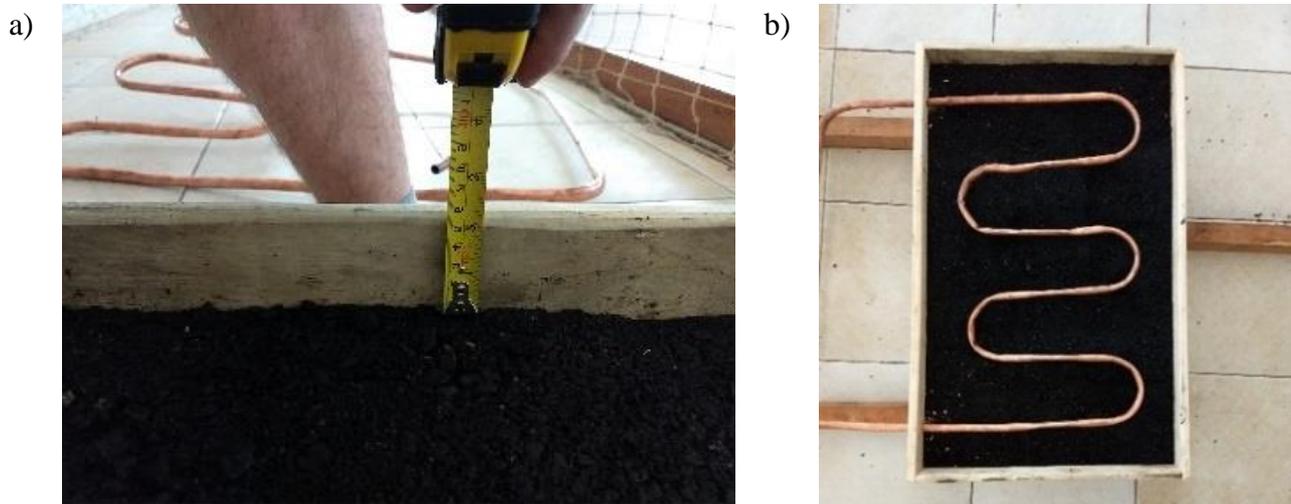


Figura 2 – a) conferência nível da segunda camada, b) Inserção do tubo de cobre

A Figura 3 apresenta o coletor solar asfáltico com os sensores instalados, e os tubos ligados ao reservatório. Consegue-se observar na foto a ligação dos sensores de temperatura na entrada e saída dos tubos de cobre, bem como ao centro do coletor.

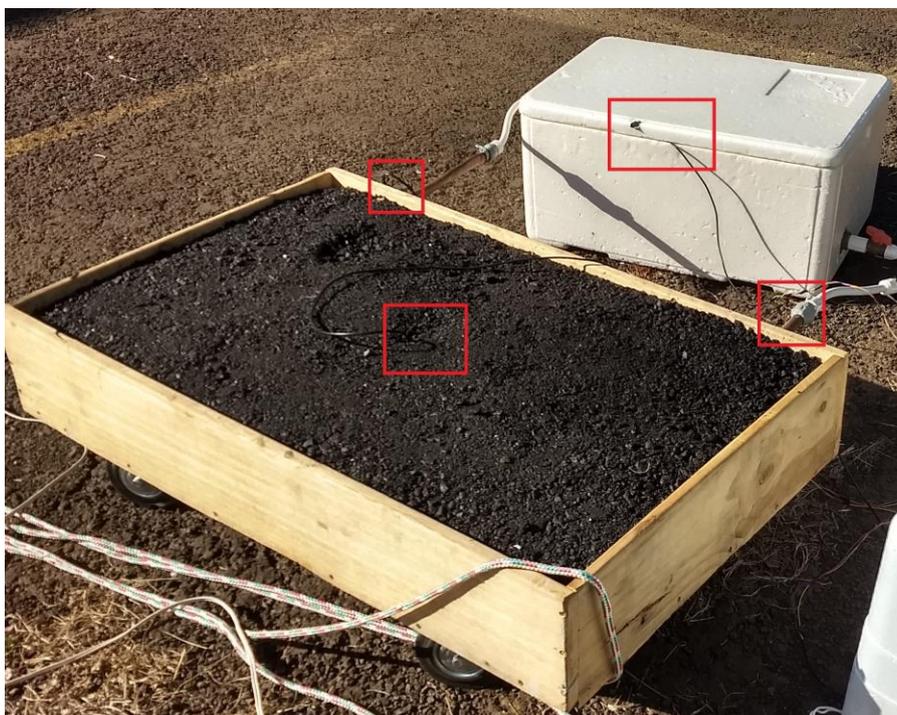


Figura 3: CSA operante

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Ao realizar a circulação de água com vazão de água de 12, 9 e 6L/min diferentes variações de temperatura forma encontradas. O Figura 4 apresenta a temperatura final do reservatório e a variação da temperatura da água ao longo do dia com vazão de 12l/min. O dia com maior variação da temperatura do reservatório, 18,22°C, foi o terceiro dia com maior aquecimento da água. O dia com menor variação, 10,66°C, foi o 8º dia com maior aquecimento para a vazão de 12l/min. Em média, a variação de temperatura inicial e final ao longo do período analisado foi de 14,02°C. Observa-se que o volume de água representou os melhores aquecimentos da água no reservatório. As maiores variações de temperatura ocorreram com um volume de água no reservatório de 20L, o que acabou colocando estes dias como o segundo e terceiro dia com maior aquecimento. Um ponto a ser considerado, que mesmo apresentando as variações na temperatura da água do reservatório, é que a temperatura inicial da água, no dia analisado, também contribuiu para que o coletor tivesse um bom rendimento.

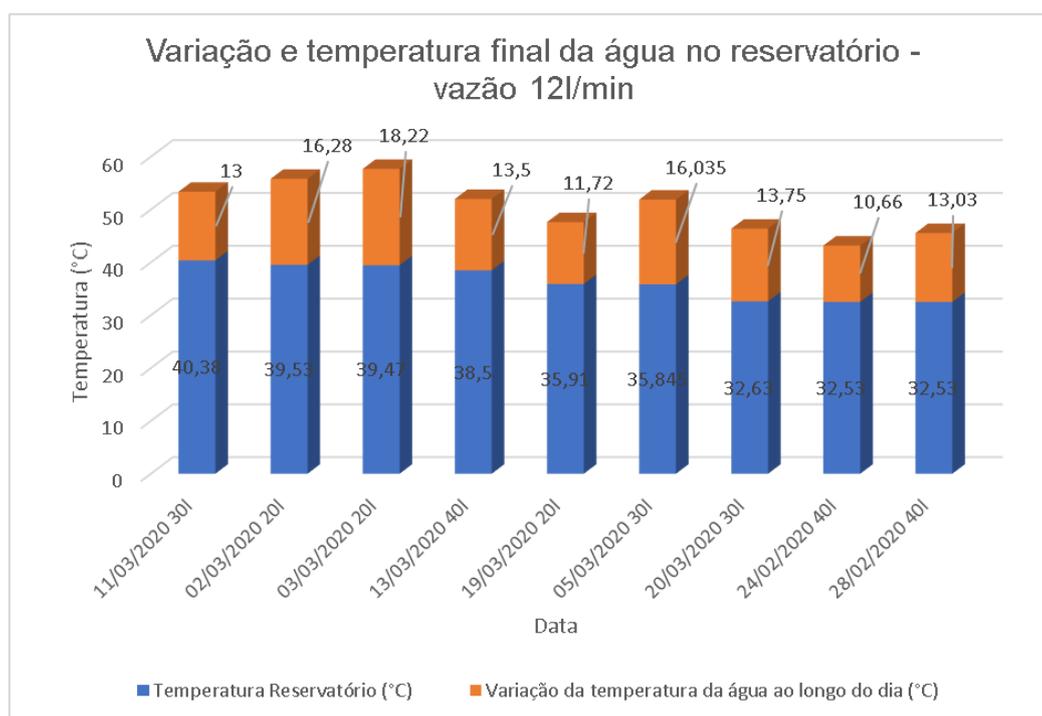


Figura 4: Varição e temperatura final da água no reservatório - vazão 12l/min

A Figura 5, apresenta a relação entre o aquecimento da água no reservatório e a variação da temperatura da água em graus Celsius ao longo do período das 9 horas às 18 horas para a vazão de 9l/min. Em média, considerando os dias analisados com vazão de 9l/min, a água foi aquecida 13,94°C. Variações maiores comparado com as análises realizadas na vazão de 12l/min foram encontradas. O dia 20/10/2020 apresentou uma variação da água no reservatório de 17,87°C, no dia que também representou o dia com maior aquecimento da água no reservatório. Neste dia é observado que a temperatura inicial da água, não foi a mais elevada. O dia 01/10/2020 teve a maior temperatura inicial de circulação da água no reservatório, sendo o 4º dia com maior aquecimento de água e o dia com menor variação de temperatura na casa dos 8,15°C.

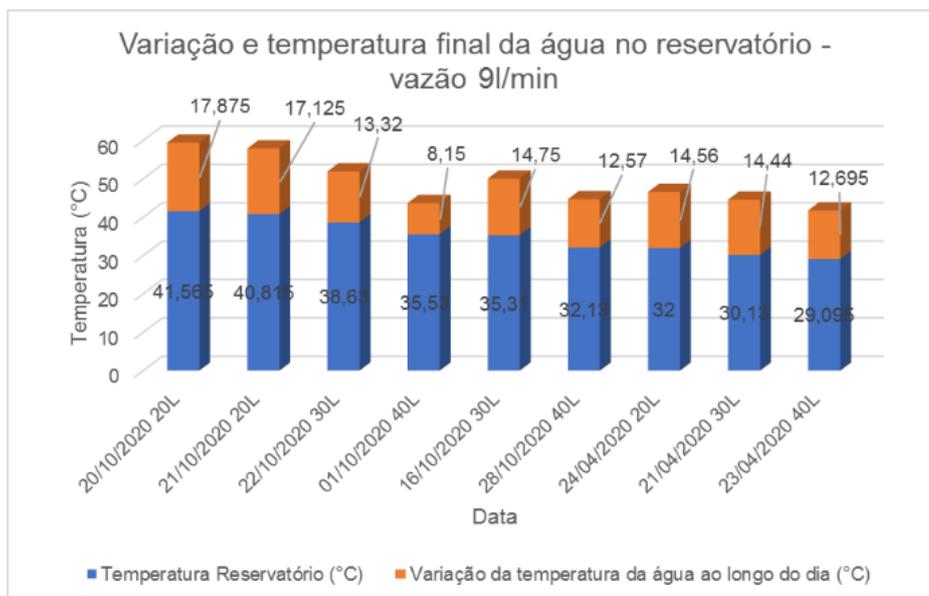


Figura 5: Varição e temperatura final da água no reservatório - vazão 9l/min

A Figura 6, apresenta a variação de temperatura da água durante o período de coleta para a vazão de 6l/min. Em média, a variação entre o início e o fim do período analisado foi de 12,62°C. O dia com maior variação de temperatura inicial e final da água foi o oitavo colocado na temperatura do reservatório, contudo a água foi aquecida em 14,59°C ao longo do período de análise (9h às 18h). Os dias que apresentaram a maior temperatura final da água no reservatório, foram os que tiveram a menor variação de temperatura da água ao longo do dia com 11,97 para 24/11/2020 que apresentou um aquecimento final de 42,47°C e 10,94°C para 23/11/2020 que apresentou um aquecimento final de 10,94°C., o que pode ter sido influenciado, pois apresentavam a maior temperatura inicial da água no reservatório.

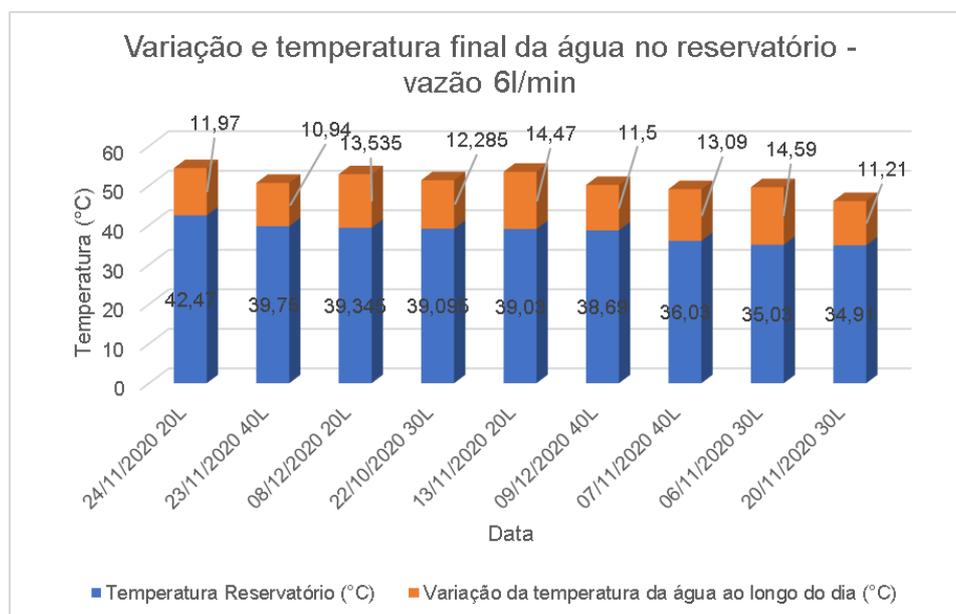


Figura 6: Varição e temperatura final da água no reservatório - vazão 6l/min



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## CONCLUSÃO

O presente trabalho buscou elucidar o processo de montagem e monitoramento de um coletor solar asfáltico. A revisão na literatura, embora tendo diversos estudos, ainda traz lacunas que precisam ser preenchidas.

O processo de monitoramento leve em consideração os principais pontos de medição já utilizados por outros autores, contudo a utilização do Arduíno como uma forma barata e pratica é interessante. O trabalho desenvolvido também mostra que o aquecimento ocorre em média de 13,52°C ao longo do dia, o que já torna possível a sua utilização para fins residenciais com uma temperatura final entre 29,10°C e 42,47°C. A variação do volume da água no reservatório e da vazão fizeram com que o coletor obtivesse melhores coletas de temperatura, no entanto a radiação solar global e a temperatura externa foram determinantes para o aquecimento final da água.

Conclui-se assim que a montagem do coletor solar é fácil, requer poucos materiais podendo ser facilmente instalado em residências ou locais onde busca-se um sistema de aquecimento de água alternativo.

## REFERÊNCIAS

- ALONSO-ESTÉBANEZ, A. et al. **3D numerical modelling and experimental validation of an asphalt solar collector**. Applied Thermal Engineering, v. 126, p. 678–688, 2017.
- BOBES-JESUS, V. et al. **Asphalt solar collectors: A literature review**. Applied Energy, v. 102, p. 962–970, 2013.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Anuário CNT do Transporte: Estatística consolidadas**. 2018. Disponível em: <<http://anuariodotransporte.cnt.org.br/2018/Rodoviario/1-1-/Principais-dados>>. Acesso em: 1 jun. 2019.
- CHEN, M. et al. **Study of ice and snow melting process on conductive asphalt solar collector**. Solar Energy Materials and Solar Cells, v. 95, n. 12, p. 3241–3250, 2011.
- DEZFOOLI, A. S. et al. **Solar pavement: A new emerging technology**. Solar Energy, v. 149, p. 272–284, 2017.
- GAO, Q. et al. **Experimental study of slab solar collection on the hydronic system of road**. Solar Energy, v. 84, n. 12, p. 2096–2102, 2010.
- IBGE. **Síntese de indicadores sociais**. Rio de Janeiro: [s.n.]. v. 39
- MALLICK, R. et al. **Evaluation of the potential of harvesting heat energy from asphalt pavements**. International Journal of Sustainable Engineering, v. 4, n. 2, p. 164–171, 2011.
- MALLICK, R. B.; CHEN, B. L.; BHOWMICK, S. **Harvesting heat energy from asphalt pavements: development of and comparison between numerical models and experiment**. International Journal of Sustainable Engineering, v. 5, n. 2, p. 159–169, 2012.
- MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. **Balanço Energético Nacional 2019**. p. 303, 2019.
- MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. **Resenha Energética Brasileira**. Ministério de Minas e Energia, p. 31, 2018.
- MOREIRA, J. R. S. **Energias Renováveis, geração distribuída e eficiência energética**. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2018.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



NASIR, D. S. N. M.; HUGHES, B. R.; CALAUTIT, J. K. **Influence of urban form on the performance of road pavement solar collector system: Symmetrical and asymmetrical heights.** Energy Conversion and Management, v. 149, p. 904–917, 2017.

PASCUAL-MUÑOZ, P. et al. **Thermal and hydraulic analysis of multilayered asphalt pavements as active solar collectors.** Applied Energy, v. 111, p. 324–332, 2013.

PEREIRA, E. B. et al. **Atlas Brasileiro de Energia Solar.** 2. ed. São José dos Campos: INPE, 2017.

SAAD, H. E. et al. **The effect of the environmental parameters on the performance of asphalt solar collector.** Ain Shams Engineering Journal, 2019.

SABLE, A. **Experimental and economic analysis of concrete absorber collector solar water heater with use of dimpled tube.** Resource-Efficient Technologies, v. 3, n. 4, p. 483–490, 2017.

SHAOPENG, W.; MINGYU, C.; JIZHE, Z. **Laboratory investigation into thermal response of asphalt pavements as solar collector by application of small-scale slabs.** Applied Thermal Engineering, v. 31, n. 10, p. 1582–1587, 2011.

VAN BIJSTERVELD, W. T. et al. **Using Pavement as Solar Collector: Effect on Pavement Temperature and Structural Response.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1778, n. 1, p. 140–148, Jan. 2001.

VUYE, C. et al. **Analysis of a heat exchanging asphalt layer using a finite element approach.** Proceedings of 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress. Anais...Czech Technical University in Prague, 30 jun. 2016Disponível em:

<<http://guarant.topinfo.cz/ee2016/download/proceedings/data/c361.html>>

ZHOU, Z. et al. **Effectiveness of pavement-solar energy system - An experimental study.** Applied Energy, v. 138, p. 1–10, 2015.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ASFALTO POROSO E SUA UTILIZAÇÃO NA PREVENÇÃO DE INUNDAÇÕES NAS TESOURINHAS DO PLANO PILOTO

*Juliana Costa Normandes<sup>1</sup>; Nicole Ribeiro Araújo<sup>2</sup> & Marcone de Oliveira Júnior<sup>3</sup>*

#### RESUMO

A infraestrutura rodoviária acompanhou, simultaneamente, o crescimento desenfreado de algumas cidades brasileiras, as quais muitas das vezes aceitam o avanço de grandes estruturas sem planejamento. E por isso, torna-se fração contribuinte para a impermeabilização do solo e problemas urbanos.

O pavimento permeável surge como uma das novas soluções da engenharia para mitigar os efeitos ambientais e econômicos provocados por fortes precipitações nas cidades que, sofrem com constantes fenômenos de inundações. Dentre os tipos de pavimentos encontrados na literatura, o asfalto poroso chama a atenção como provável modelo para pavimentação, por sua capacidade de gerenciar e tratar o escoamento superficial de águas pluviais.

Diante deste pavimento, viu-se a oportunidade de aplicá-lo como recurso para evitar os problemas de alagamento nas intercessões em desnível, localizadas em Brasília/DF, cuja rede de drenagem encontra-se deficiente. Propõe-se então, a construção de um protótipo para avaliação dos desempenhos estruturais e hidrológicos deste pavimento no local. Obteve-se que para o nível de tráfego e camadas dimensionadas não há agradável desempenho estrutural. Enquanto que para seu desempenho hidrológico um bom resultado.

**PALAVRAS-CHAVE:** Asfalto poroso; pavimento permeável; reservatório de pedra; inundações.

#### ABSTRACT

The road infrastructure has simultaneously accompanied the unbridled growth of some Brazilian cities, which often accept the advance of large structures without planning. And because of this, it becomes a contributing fraction to soil sealing and urban problems.

Permeable sidewalk emerges as one of the new engineering solutions to mitigate the environmental and economic effects caused by heavy rainfall in cities, which suffer from constant flooding phenomena. Among the types of sidewalks found in the literature, the porous asphalt draws attention as a probable model for paving, for its ability to manage and treat surface runoff of rainwater.

In view of this sidewalk, we saw the opportunity to apply it as a resource to avoid the problems of flooding in the intercessions at uneven levels located in Brasilia/DF, whose drainage network is deficient. The construction of a prototype was proposed to evaluate the structural and hydrological performance of this sidewalk in the area. It was obtained that for the level of traffic and layers dimensioned there is no pleasant structural performance. While for its hydrological performance a good result was obtained.

**KEY WORDS:** Porous Asphalt; permeable pavement; stone reservoir; flooding.

<sup>1</sup> Afiliação: Centro Universitário do Distrito Federal, SGAS 903, bloco D, lote 79 - Brasília- DF, CEP: 70390-030, juliananormandes@gmail.com

<sup>2</sup> Afiliação: Centro Universitário do Distrito Federal, SGAS 903, bloco D, lote 79 - Brasília- DF, CEP: 70390-030, eng.nicoleribeiro@gmail.com

<sup>3</sup> Afiliação: Centro Universitário do Distrito Federal, SGAS 903, bloco D, lote 79 - Brasília- DF, CEP: 70390-030, mdjunior@udf.edu.br



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## 1 INTRODUÇÃO

A cada ano, durante o período chuvoso, frequentes inundações urbanas despertam medo e atenção da sociedade brasileira. Esse fenômeno natural é intensificado pela ação antrópica no ambiente, culminando no transbordamento de água em vias públicas. A construção desenfreada de centros urbanos e a ineficácia do sistema de drenagem são dois dos principais fatores causadores desse problema. Diante dessa realidade, tornaram-se necessários os estudos relacionados à construção de um ambiente capaz de minimizar os efeitos negativos decorrentes das inundações, fazendo da utilização do pavimento permeável uma possível solução.

Uma das grandes alternativas planejadas em Brasília para melhor mobilidade rodoviária foram as interseções em desnível conhecidas como “tesourinhas”. Essas são motivo de transtornos para seus usuários na ocorrência de fortes precipitações, por serem constantes pontos de alagamento, oriundos de uma drenagem insuficiente e inadequada. A falta de mobilidade segura influencia diretamente a eficiência do trânsito, com o aumento do tempo de viagem e da quantidade de acidentes, mas também indiretamente na queda da movimentação diária dos comércios, prejudicando inclusive a economia regional.

Com a implantação do asfalto poroso, julgou-se que esse problema possa ser minimizado pelo simples fato deste possuir maior permeabilidade, contribuindo diretamente ao sistema de drenagem e prevenindo naturalmente as inundações que dificultam o cotidiano da cidade. A sua utilização também traz alguns impasses como qualquer nova tecnologia a ser incorporada, esbarrando em dificuldades técnicas, financeiras, e de fiscalização.

O presente trabalho busca apresentar uma possível solução baseada no replanejamento da pavimentação das interseções em desníveis da cidade do Plano Piloto – Brasília-DF, para prevenir as inundações no local.

Buscou-se desenvolver, caracterizar e determinar a eficiência e viabilidade de um protótipo com pavimento de asfalto poroso. Na obtenção deste modelo e com traços definidos (espessura das camadas, granulometria dos agregados, resistência etc.), o estudo avançou para a avaliação da aplicação do mesmo nas tesourinhas do Plano Piloto, partindo de dados de tráfego, identificação das últimas chuvas de grande impacto, compatibilização com a rede de drenagem existente e verificação dos impactos ambientais.

Este modelo embasa-se nas Especificações de Projeto para Pavimentos de Asfalto Poroso e Reservatórios de infiltração desenvolvido pela Universidade de New Hampshire (UNHSC), e nos estudos realizados pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Com as ressalvas de que o processo foi seguido de forma que todas as adaptações serão feitas para as condições e normas brasileiras.

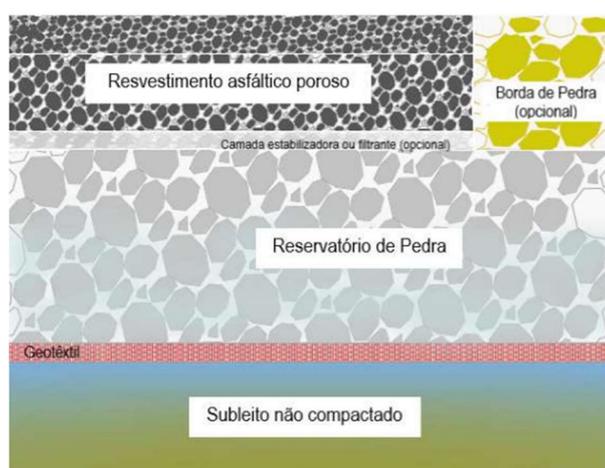
## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 Asfalto poroso

O asfalto poroso é um pavimento flexível e por isso tem algumas semelhanças construtivas ao tradicional, visto que se trata de revestimentos betuminosos associados por mistura, denominados “Pré-misturado a Quente”. A sua singularidade está na criação de um reservatório e na adoção de agregados de classificação aberta e uniforme, lhe conferindo sua principal característica, a permeabilidade, com até 40% de vazios em sua camada de reservatório e 16% a 22% na capa de revestimento, segundo FHWA (2015). Sendo comumente recomendado para estacionamentos, rodovias de baixo volume, calçadas, ciclovias e acostamentos (ROSEEN et. al, 2012; HEIN et. al, 2013). No entanto, não estando restrito apenas a infraestrutura rodoviária, mas podendo também ser aplicado em residências, comércios e indústrias.

A concepção deste dispositivo tem como especificidade permitir a infiltração e percolação das águas pluviais através da camada de revestimento, e filtração por meio das outras camadas até alcançar o subleito, depositando-se no lençol freático, ou ainda ser direcionada para tubulações existentes de drenagem. Sendo assim tem papel considerável no controle de escoamento superficial nas estruturas e melhoria na qualidade da água (MULLANEY & LUCKE, 2014).

As estruturas possuem um sistema de camadas, cujos critérios de projeto são, volume de tráfego para garantir resistência à carga prevista, volume de água superficial (excedente que não penetra no solo) e local de aplicação para garantir que o solo tenha capacidade de infiltração. A depender dos estudos as espessuras das camadas irão variar e estão tipicamente dispostas na Figura 1: 1) revestimento asfáltico poroso; 2) camada filtrante granular; 3) reservatório de pedra; 4) manta geotêxtil.



**Figura 1.** Seção tipo de Pavimento Poroso com Reservatório (Fonte: adaptado FHWA, 2015)

Embora essas sejam as principais camadas é imprescindível destacar que existem diversos guias e especificações que auxiliam na determinação dos critérios de projeto para execução do asfalto poroso, garantindo serventia e durabilidade para vida útil entre 10 e 15 anos.

As vantagens deste pavimento são diversas, tendo como principal atributo a gestão das águas pluviais desde o equilíbrio quantitativo e qualitativo do ciclo hidrológico, contribuindo diretamente para a



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



retenção de poluentes de acordo com Roseen *et. al* (2012) e FHWA (2015), até o desenvolvimento da segurança rodoviária (redução do fenômeno de aquaplanagem).

## 2.2 Sistema de drenagem de águas pluviais em Brasília

O sistema de drenagem urbana do Distrito Federal é caracterizado por ter bases conceituais de um sistema tradicional. É composto, basicamente, por sarjetas, canaletas, bocas de lobo, poços de visitas, redes tubulares, galerias celulares e estruturas finais de lançamento, proporcionando, teoricamente, coleta e afastamento das águas de chuva de forma rápida. E no início dos anos 90, a Novacap passou a utilizar, também, bacias de retenção e/ou infiltração nos seus projetos, com o objetivo de minimizar o impacto ambiental causado pelo aumento da vazão a ser lançada nos corpos hídricos.

Porém, mesmo tendo uma cobertura por rede de drenagem significativamente grande, segundo o Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU), boa parte do sistema já implantado apresenta problemas de subdimensionamento, falta de limpeza e manutenção e interconexão com esgoto sanitário. O rápido crescimento populacional e a crescente impermeabilização do solo fizeram com que o sistema implantado atualmente seja insuficiente, causando alagamentos frequentes, principalmente nas tesourinhas do Plano Piloto. Com isso, essas inundações motivaram o governo a tentar solucionar o problema com algumas mudanças no sistema de drenagem, ao longo dos anos.

A prática tradicional em projetos de drenagem urbana para impedir as inundações dentro do Plano Piloto tem sido sempre soluções localizadas, pretendendo obter a rápida evacuação das águas para longe dos centros de geração do escoamento. Porém, na maioria das vezes, esses projetos apresentam soluções evanescentes que continuam trazendo problemas futuros.

## 3 METODOLOGIA

Inicialmente, fez-se a escolha do local de implantação no qual será feita a análise da viabilidade de aplicação do pavimento. Segundo pesquisas realizadas, observou-se que uma das interseções em desnível, popularmente conhecidas como “tesourinhas”, que frequentemente sofrem inundações é a que permite acesso às superquadras 110/109 e 210/209, Asa Norte, Brasília/DF.

Para dimensionar a camada do reservatório são necessários dados meteorológicos como intensidade máxima da chuva de projeto, período de retorno, tempo de duração da chuva, tempo de concentração, além de outros dados como taxa de infiltração do solo, fator de contribuição de áreas externas ao pavimento permeável e porosidade do material. A intensidade máxima da chuva de projeto ( $i$ ) pode ser calculada por meio da equação IDF (intensidade-duração-frequência) do Distrito Federal, elaborada pelo Engenheiro Francisco Pereira e recomendada pela Novacap.

$$i = \frac{21,7 \cdot TR^{0,16}}{(tc+11)^{0,815}} \quad (1)$$

Sendo:

$i$  = intensidade máxima da chuva de projeto [mm/h];

TR = Período de Retorno [anos];

tc = tempo de concentração [horas].

O Período de Retorno (TR) foi definido a partir da análise presente no Estudo de Concepção de Drenagem Pluvial para o Setor Habitacional Arapoanga – Etapa 3, localizado na Região Administrativa de Planaltina – RA VI – Brasília-DF, realizado pelo GeoLógica. Segundo esse estudo,

para fins de projeto de intervenções de controle de inundações utiliza-se Período de Retorno de 25 anos. E o tempo de duração da chuva ( $t_d$ ) utilizou-se 15 minutos (FURTADO, 2017). O tempo de concentração ( $t_c$ ), segundo material de Estudo Hidrológico (2010), do professor Hiroshi Yoshizane, da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp), pode ser calculado por meio da Equação 2:

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^2}{I}\right)^{0,385} \quad (2)$$

Sendo:

$t_c$  = tempo de concentração [min];

L = extensão do curso d'água [km];

I = declividade do curso d'água [m/1000m].

Conforme Ferreira (2015) descreve em estudo de caso nas Superquadras 411/12, a taxa de infiltração avaliada por ensaio de campo e corrigido por fator de colmatação ( $\alpha = 0,1$ ) foi de 3,6 mm/h. O valor da porosidade do material do reservatório (f) é adquirido a partir da densidade seca do material ( $\gamma_d$ ), da densidade real dos grãos ( $G_s$ ) e da densidade da água ( $\gamma_w$ ). Virgiliis (2009) realizou o ensaio para determinação desses dados para BGS e brita 3. Os resultados são apresentados na Tabela 1.

**Tabela 1.** Parâmetros estabelecidos para cálculo da porosidade das camadas

PARÂMETROS DO ENSAIO	AMOSTRA	
	Brita Graduada Simples	Brita 3
Massa específica aparente (g/cm <sup>3</sup> )	2,169	1,491
Densidade real dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,643	2,704
Densidade da água a 25 °C (g/cm <sup>3</sup> )	1,000	1,000

Fonte: Virgiliis, 2009

Como Schueler (1987) recomenda o uso de brita 3 ou 4 no reservatório de pedras, utilizou-se brita 3 neste trabalho. Sendo assim, a massa específica aparente ou densidade seca do material é 1,491 g/cm<sup>3</sup>, a densidade real dos grãos é 2,704 g/cm<sup>3</sup> e a densidade da água é 1,0 g/cm<sup>3</sup>.

Em relação à classificação do tráfego, utilizou-se a classificação de vias do Distrito Federal e a classificação descrita na Instrução de Projeto nº 02 da Prefeitura Municipal de São Paulo (IP-02/2004), segundo recomendação da Novacap. A classificação de vias do Distrito Federal é extraída do inventário do sistema viário. Identifica-se, então, a seguinte classificação para as vias do complexo “Tesourinha 109/110 e 209/210”:

- Eixos L e W (“Eixinhos”) e alças circulares – Vias Arteriais, Volume Diário Médio classificado como “Alto” (30.000 > VDM > 15.000);
- Vias “Entrequadras”, inclusive alças em direção aos “eixinhos” – Vias Coletoras, Volume Diário Médio classificado como “Médio” (15.000 > VDM > 5.000).

A partir disso fez-se necessário realizar uma ponderação para obtenção do volume de tráfego. Sendo assim, essa ponderação foi feita utilizando 50% dos VDMs médios somados. O reconhecimento do subleito foi feito com base em um estudo disponibilizado pela Novacap, em que apresenta os pontos de sondagem próximos a Tesourinha 109/110, 209/210 Norte, resultando em um valor médio de CBR de projeto de 8,5%. Baseando-se em bibliografias anteriores e procurando utilizar materiais com melhor desempenho, optou-se por adotar Concreto Asfáltico Poroso com Ligante Modificado por Polímero na camada de revestimento, macadame betuminoso na camada de base e brita 3 na camada

de reservatório. Além da geomembrana de Polietileno de Alta Densidade (PEAD).

O dimensionamento do reservatório de um pavimento permeável é feito por meio do volume de água da chuva drenado pela superfície e pela porosidade do material. Na Tabela 2, estão as equações necessárias para dimensionar essa camada.

**Tabela 2.** Parâmetros necessários para o dimensionamento do reservatório

Parâmetro	Equação	Especificações
Volume de precipitação ( $V_r$ )	$V_r = (i_p + c - i_e) \cdot t_d$	$V_r$ = volume de precipitação a ser retido no reservatório [mm]; $i_p$ = máxima da chuva de projeto [mm/h]; $i_e$ = taxa de infiltração do solo [mm/h]; $t_d$ = tempo de duração da chuva [horas]; $c$ = fator de contribuição de áreas externas ao pavimento permeável.
Fator de contribuição de áreas externas ( $c$ )	$c = \frac{i_p \cdot A_c}{A_p}$	$A_c$ = área externa de contribuição para o pavimento permeável; $A_p$ = área de pavimento permeável.
Porosidade ( $f$ )	$f = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w}$	$f$ = porosidade do material; $\gamma_d$ = densidade seca do material [g/cm <sup>3</sup> ]; $G_s$ = densidade real dos grãos [g/cm <sup>3</sup> ]; $\gamma_w$ = densidade da água [g/cm <sup>3</sup> ].
Profundidade do reservatório ( $H$ )	$H = \frac{V_r}{f}$	$V_r$ = volume de precipitação a ser retido no reservatório [mm]; $f$ = porosidade do material

Os parâmetros calculados no dimensionamento do asfalto permeável têm uma estimativa de valores limites que garantem sua viabilidade. O solo, por exemplo, não deve ter um percentual superior a 30% de argila ou 40% de silte, senão não resiste as solicitações às quais será submetido. O nível do lençol freático deve estar pelo menos a 1,2 metros abaixo do pavimento, no período chuvoso. E por questões práticas, é recomendado utilizar, no mínimo, 15 centímetros na profundidade do reservatório de pedras.

O dimensionamento das espessuras das camadas é feito por meio da resolução do sistema de inequações:

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} \quad (3)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \geq H_n \quad (4)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S + h_n \cdot K_{ref} \geq H_m \quad (5)$$

Sendo:

$K_R$ ,  $K_B$ ,  $K_S$ ,  $K_{ref}$  = coeficientes estruturais do revestimento, base, sub-base e reforço do subleito, respectivamente.

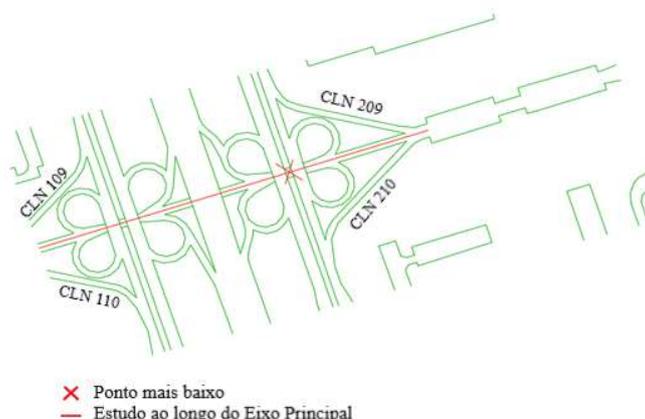
Os coeficientes estruturais a partir do tipo de material e a espessura mínima do revestimento são obtidos no Manual de Pavimentação do DNIT (2006). E para determinar o  $H_{20}$ ,  $H_n$  e  $H_m$  utiliza-se a Equação 6:

$$H_t = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot CBR^{-0,598} \quad (6)$$

- $H_{20}$ : utiliza-se a equação com  $CBR = 20\%$ ;
- $H_n$ : utiliza-se a equação com  $CBR = CBR$  do reforço;
- $H_m$ : utiliza-se a equação com  $CBR = CBR$  do subleito;
- $N$ : obtido por meio da metodologia do USACE.

Sendo assim, as equações deverão ser resolvidas até alcançar o valor das espessuras das camadas de base (B), sub-base ( $h_{20}$ ) e reforço do subleito ( $h_n$ ), se necessário. É importante ressaltar que a espessura máxima de compactação das camadas granulares é 20 cm e mínima é de 10 cm. Porém, a espessura mínima a adotar é de 15 cm. E caso não seja necessário o dimensionamento da camada de reforço do subleito, basta resolver a Equação 6 adotando  $h_n$  e  $K_{ref} = 0$ .

Para o projeto tridimensional, foi utilizado o *software* AutoCAD Civil 3D, apresentado na Figura 2. A análise foi feita apenas ao longo do eixo principal e não nas alças da tesourinha devido a sua inclinação (7,18%) ser maior do que o ideal apresentado na metodologia.



**Figura 2.** Local de Estudo no Modelo Tridimensional da Tesourinha da Asa Norte 109/10 e 209/10 (Fonte: Autores)

Logo, com a definição das espessuras de todas as camadas, a sua resistência deverá ser verificada por meio de métodos mecanístico-empíricos, adotando-se o *software* AEMC para tal. Tomando como base os critérios exigidos no modelo de previsão de desempenho na Instrução de Projeto IP-DE-P00/001 do DER-SP. Os parâmetros a serem analisados são: fadiga da fibra inferior do revestimento, deslocamento vertical recuperável (deflexão) na superfície do revestimento, deformação vertical no topo do subleito e tensão vertical de compressão no topo do subleito. Estes, são calculados respectivamente pelas Equações 7, 8 e 9:

$$N = K \times \left(\frac{1}{\epsilon t}\right)^n, \text{ onde } K = 1,092 \times 10^{-6} \text{ e } n = 3,512 \quad (7)$$

$$\log D_{adm} = k - n \times \log N, \text{ onde } k = 3,148 \text{ e } n = 0,188 \quad (8)$$

$$N = K \times \left(\frac{1}{\varepsilon_v}\right)^n, \text{ onde } K = 1,94 \times 10^{-7} \text{ e } n = 4,0 \quad (9)$$

#### 4 RESULTADOS

Primeiramente, para a obtenção do número N, foi feita a ponderação dos valores de VDM, com taxa de crescimento recomendada pelo DNIT de 3%, período de projeto de 10 anos, fator de eixo (FE) de 2,07 e fator de carga (FC) de 1,7 (SENÇO, 1997). Com esses dados, ao realizar todos os cálculos, o valor do número N (USACE) obtido foi  $2,45 \times 10^8$ .

Segundo o Manual de Pavimentação do DNIT (2006), sendo N maior que  $5 \times 10^7$ , conclui-se que a camada de revestimento terá 12,5 cm. Na camada de base (camada filtrante granular) utilizou-se a espessura de 15 cm, já que ela costuma variar entre 10 e 20 cm.

Os dados do local de implantação necessários para o dimensionamento do reservatório ao longo do eixo principal são:

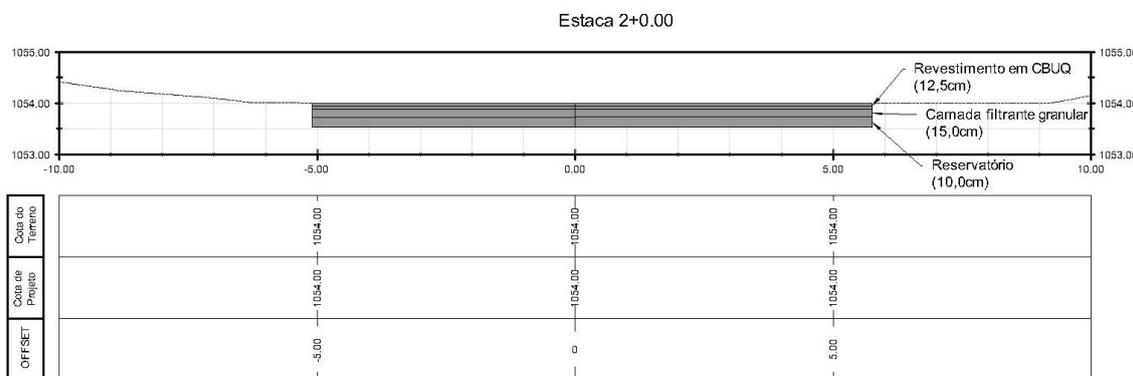
- Comprimento = 328,72 m
- Inclinação média = 0,733%
- Largura = 7,6 m
- Área de contribuição = 75746,97 m<sup>2</sup>

Ao realizar os cálculos a partir desses dados, obteve-se (Tabela 3):

**Tabela 3.** Resultados obtidos no dimensionamento da altura do reservatório

Tempo de concentração da chuva (tc)	Intensidade máxima da chuva de projeto (i)	Fator de contribuição de áreas externas (c)	Volume de precipitação retido (Vr)	Porosidade (f)	Altura do reservatório (H)
0,19 horas	5,07 mm/h	153,87	38,84 mm	4,20	0,93 cm

Sendo a altura do reservatório calculada menor que a mínima recomendada, adotou-se a espessura mínima de 10 cm. Na Figura 3 é apresentada a seção do pavimento dimensionado.



**Figura 3.** Seção do Pavimento no Eixo Principal (Fonte: Autores)

Posteriormente, com as espessuras das camadas definidas, pode-se avaliar o desempenho deste pavimento no software AEMC. Foi utilizado o eixo padrão rodoviário recomendado pela

Metodologia do DNIT, com 4 rodas, 8,2 toneladas de carga de eixo, 0,56 MPa de pressão dos pneus e 32,4 cm de distância entre rodas e em cada camada adotou-se (Tabela 4):

**Tabela 4.** Parâmetros utilizados no *software* AEMC

Camada	Módulo de Resiliência	Coefficiente de Poisson	Massa específica (default do software)	Aderência	Comportamento
Revestimento	2.000 MPa (Bernucci <i>et al</i> , 2010)	0,30 (RIBAS, 2014)	2,4	1	Linear
Base	400 MPa (RIBAS, 2014)	0,35 (Medina e Motta, 2005)	1,8	0	Linear
Reservatório	200 MPa (RIBAS, 2014)	0,35 (Medina e Motta, 2005)	1,6	0	Linear
Subleito	121,89 MPa (22 x CBR <sup>0,8</sup> )	0,45 (Medina e Motta, 2005)	1,6	1	Linear

Com todos os dados preenchidos no software, foi realizada a análise do desempenho do pavimento a partir do cálculo de deslocamento vertical recuperável ( $U_z$ ) na superfície do revestimento, fadiga ( $E_x$  e  $E_y$ ) da fibra inferior do revestimento e deformação vertical ( $E_z$ ) no topo do subleito. Os valores obtidos pelo AEMC estão destacados em amarelo na Tabela 5.

A partir desses valores encontrados no AEMC é necessário verificar se o número N admissível é maior do que o de projeto. Os resultados são apresentados na Tabela 6.

**Tabela 5.** Resultado AEMC

Ponto	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	$U_x$ ( $\mu$ m)	$U_y$ ( $\mu$ m)	$U_z$ ( $\mu$ m)	$E_x$ (m/m)	$E_y$ (m/m)	$E_z$ (m/m)
1	0	0	0	0	0	413,4642	0,000008	0,00027	-0,00012
2	5,41	0	0	-2,87118	0	422,4929	0,000043	0,000233	0,00009
3	16,2	0	0	-19,6065	0	421,5862	0,000191	0,000278	0,000007
4	0	0	12,49	0	0	414,0713	-2E-06	-0,00021	0,000132
5	5,41	0	12,49	0,94006	0	414,8341	-4,6E-05	-0,00022	0,000161
6	16,2	0	12,49	13,29704	0	403,1398	-0,00016	-0,00022	0,000229
7	0	0	37,51	0	0	336,7413	0,000034	0,000044	0,000078
8	5,41	0	37,51	-1,8073	0	334,6735	0,000033	0,000044	0,000078
9	16,2	0	37,51	-5,2738	0	319,7183	0,00003	0,000041	0,000072

**Tabela 6.** Números N admissíveis para estudo no Eixo Principal

N admissível	Fadiga do concreto asfáltico (FWHA, 1976)	Deflexão na superfície do revestimento (DNER-PRO 269/94)	Deformação vertical no topo do subleito (Shell, 85% de confiabilidade)
Eixo principal	$7,29 \times 10^6$	$1,25 \times 10^8$	$5,24 \times 10^9$

Os resultados obtidos de número N admissível foram menores que o N de projeto ( $2,45 \times 10^8$ ) no



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



cálculo de fadiga do concreto asfáltico e no cálculo da deflexão na superfície do revestimento. Sendo assim, o pavimento não atende as solicitações de tráfego no trecho de implantação.

## 5 CONCLUSÕES

Após os cálculos de dimensionamento da estrutura, concluiu-se que, em relação à prevenção de inundações, o pavimento analisado teria capacidade de armazenar os grandes volumes das últimas chuvas. Porém, em relação ao desempenho estrutural, com as espessuras adotadas (mínimas), este pavimento não resistiria às solicitações de tráfego existentes no local. Esse resultado era previsto por se tratar de um pavimento com maior porosidade e sua estrutura ter tendência a ser menos resistente a tráfegos pesados. Sendo assim, a adoção de uma estrutura com espessuras maiores para as camadas seria uma alternativa para o impasse em questão.

No geral, em relação ao seu comportamento funcional, o pavimento pode ser uma provável solução para as inundações recorrentes nas intercessões em desnível na cidade do Plano Piloto, visto que teve capacidade de armazenamento no ponto de estudo. No entanto, por se tratar de um pavimento com alto custo inicial e necessitar de manutenções planejadas e adequadas, além de não obter desempenho estrutural desejado pode não ser viável para implementação, pois entende-se que há ainda no setor de infraestrutura um movimento conservador e imediatista. Há ainda a possibilidade de aplicação do pavimento em estacionamentos residenciais adjacentes às tesourinhas obtendo, porventura, melhores resultados, aliviando a estrutura atual existente, bem como os dispositivos de drenagem.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BERNUCCI, L. B. et al. Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. 3ª Reimpressão Rio de Janeiro: ABEDA, Petrobras, 2010. 509 p. 1 vol.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM. Instrução de Projeto de Pavimentação, IP-DE-P00/001. São Paulo, 2006. 53 páginas.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Pavimentação, IPR-719. Rio de Janeiro, 2006. 277 páginas

ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Technical Brief: Porous Asphalt Pavements with Stone Reservoirs. Divisions and Resource Center: FHWA, 2015. 11 p.

FURTADO, D. B. Projeto de Dosagem e Dimensionamento de um Pavimento Asfáltico Poroso para uma Área de Estacionamento. Universidade Federal de Uberlândia, 2017.

HEIN, D. K. et al. (2013). Permeable Shoulders with Stone Reservoirs, NCHRP Project 25- 25/Task 82, 125 p. AASHTO, Champaign, Illinois.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria G. da. Mecânica dos Pavimentos. 2. Ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2005. 500p.

MULLANEY, J.; LUCKE, T. (2014). Practical Review of Pervious Pavement Designs. CLEAN: Soil Air Water, Austrália, vol. 42, n. 2, p. 111-124.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



RIBAS, J. Parâmetros Elásticos Típicos de Materiais de Pavimentos Flexíveis de Rio Grande do Sul e sua Aplicação em uma Análise de Custo/Benefício. Universidade Federal de Santa Maria, 2014.

ROSEEN, R. M. et al. (2012). Water Quality and Hydrologic Performance of a Porous Asphalt Pavement as a Storm-Water Treatment Strategy in a Cold Climate. Journal of Environmental Engineering, vol. 138, n. 1, p. 81 – 89, jan

SCHUELER, T. (1987). Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning Designing Urban BMPs. U. S. Environmental Protection Agency. Washington, DC.

SECRETARIA MUNICIPAL DE INFRAESTRUTURA E OBRAS. Instrução de Projeto de Classificação das Vias, IP-02/2004. São Paulo, 2004. 18 páginas.

SENÇO, W. (1997). Manual de Técnicas de Pavimentação. São Paulo: Pini.

VIRGILIIS, A. L. C. Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheias. Universidade de São Paulo, 2009.

YOSHIZANE, H. Estudo hidrológico 1º Semestre - 2010. ST 306. Unicamp, 2010



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### IMPACTO DAS MUDANÇAS CLIMÁTICAS NAS TEMPERATURAS MÁXIMAS DE PAVIMENTOS E NO GRAU DE DESEMPENHO EXIGIDO PARA LIGANTES ASFÁLTICOS: PROJEÇÕES FUTURAS PARA O RIO GRANDE DO SUL

*Silvio Lisboa Schuster<sup>1</sup>; Cléber Faccin<sup>1</sup>; Lorenzo Chaves Pacheco<sup>1</sup>; Pedro O. B. De Almeida Jr<sup>1</sup>; Chaveli Brondani<sup>1</sup>; Lucas Dotto Bueno<sup>2</sup>; Luciano Pivoto Specht<sup>1</sup>*

#### RESUMO

Cenários futuros de projeções climáticas, baseados em modelos de alteração de temperaturas em função das mudanças climáticas indicam aumento de temperaturas para todo o território brasileiro nas próximas décadas. O aumento das temperaturas do ar, tem um impacto significativo sobre a temperatura dos pavimentos asfálticos, que consequentemente apresentarão temperaturas mais elevadas. Estas temperaturas mais elevadas no pavimento, demandam ligantes asfálticos menos suscetíveis termicamente, que possibilitam as misturas asfálticas manter o desempenho esperado em serviço, sugerindo que ligantes com maior grau de desempenho “performance grade” (PG) em altas temperaturas sejam corriqueiramente mais especificados em cenários futuros. Nesta pesquisa, diferentes cidades do Estado do Rio Grande do Sul (sul do Brasil) foram utilizadas para se verificar a alteração do PG demandado ao longo das próximas décadas por meio de dois diferentes modelos de alterações de temperatura, um modelo de alterações medianas (RCP4.5) e um modelo de alterações agressivas (RCP8.5). O Estado do Rio Grande do Sul demanda em sua maioria a utilização de ligantes com grau de PG de alta de pelo menos 64°C. Os cenários futuros, baseados em modelos de alteração de temperaturas pelas mudanças climáticas indicam alteração na classe de PG de até 28% dos locais analisados no Rio Grande do Sul para modelos de alterações de temperaturas mais agressivas (RCP8.5) até o ano de 2063. Frente a este fato, em um futuro próximo, é esperado um aumento de custos de infraestrutura rodoviária, dadas as condições climáticas mais severas as quais os materiais asfálticos estarão inseridos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Ligantes asfálticos; alterações climáticas; aumento das temperaturas; grau de desempenho (PG).  
**ABSTRACT**

Future scenarios of climate projections, based on models of temperature change due to climate change, indicate an increase in temperatures for the entire Brazilian territory in the coming decades. The increase in air temperatures has a significant impact on the temperature of asphalt pavements, which will consequently have higher temperatures. These higher temperatures on the pavement demand less thermally susceptible asphalt binders, which allow the asphalt mixtures to maintain the expected performance in service, suggesting that binders with a higher degree of performance grade (PG) at high temperatures are routinely more specified in futures scenarios. In this research, different cities in the State of Rio Grande do Sul (southern Brazil) were used to verify the change in the PG demanded over the next decades through two different models of temperature changes, a model of median changes (RCP4.5) and an aggressive change model (RCP8.5). The state of Rio Grande do Sul mostly demands the use of binders with a high PG degree of at least 64°C. Future scenarios, based on models of temperature change by climate change, indicate a change in the PG class of up to 28% of the analyzed sites in Rio Grande do Sul for more aggressive temperature change models (RCP8.5) by the year 2063. Faced with this fact, in the near future, an increase in road infrastructure costs is expected, given the more severe weather conditions in which asphalt materials will be inserted.

**KEYWORDS:** Asphalt binders; climate change; rising temperatures; performance grade.

<sup>1</sup>UFMS - Santa Maria-RS. E-mail: [silviolschuster@gmail.com](mailto:silviolschuster@gmail.com); [rfaccin@gmail.com](mailto:rfaccin@gmail.com); [lorenzochaves70@gmail.com](mailto:lorenzochaves70@gmail.com); [pedro.junior@ufsm.br](mailto:pedro.junior@ufsm.br); [chavelib@gmail.com](mailto:chavelib@gmail.com); [luspecht@ufsm.br](mailto:luspecht@ufsm.br).

<sup>2</sup>UFMS - Cachoeira do Sul-RS. E-mail: [lucas.bueno@ufsm.br](mailto:lucas.bueno@ufsm.br).



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

As condições climáticas são fatores relevantes no comportamento dos pavimentos asfálticos e, conseqüentemente, no desempenho e vida útil dessas estruturas. De acordo com Ramadhan e Al-Abdul Wahhab (1997), a temperatura é um dos fatores mais importantes a ser considerado para o bom desempenho dos pavimentos flexíveis, influenciando diretamente nos materiais asfálticos, que são suscetíveis às condições térmicas.

Os resultados dos estudos do Painel Intergovernamental de Mudanças Climáticas AR6 Climate Change (2021) demonstram um aumento das temperaturas no Brasil nos últimos 60 anos e projeta que as mesmas seguirão tal tendência no futuro. De acordo com estudos de Mills et al. (2009), Wistuba e Walther (2013), Gudipudi et al. (2017), Kumlai et al. (2017) e Qiao et al. (2020), estas mudanças impactam na vida útil dos pavimentos revestidos por concreto asfáltico. Underwood et al. (2017) concluíram que a temperatura vem alterando a seleção de ligantes asfálticos nos EUA e, assim, estimaram que tais mudanças representam custos adicionais bilionários para a construção e manutenção das rodovias americanas.

As especificações SUPERPAVE, relatadas nos documentos AASHTO M 323 (2017), AASHTO M 332 (2021) e AASHTO M 320 (2021) estabelecem que o ligante asfáltico deve ser selecionado para atender, além das condições de tráfego, às temperaturas máximas e mínimas da camada asfáltica durante a vida útil do pavimento. Essas temperaturas são estimadas utilizando uma base histórica de dados da temperatura do ar próximas à rodovia em análise, por meio do PG (*Performance Grade*).

Underwood et al. (2017) observaram, para 799 localizações, que o PG dos ligantes asfálticos nos EUA oscila quando considerados diferentes períodos: 1966-1995 e 1985-2014. Os autores relatam que 35% das estações climáticas avaliadas apresentam alteração na classe de PG de alta ou baixa temperatura (6% para alta, 26% para baixa e 3% para ambas). Conforme os autores, mudanças no grau de alta temperatura são a principal preocupação de desempenho, uma vez que esses locais sofrerão degradação mais rápida, exigirão maior manutenção e, possivelmente, levarão a uma reconstrução mais precoce.

Em virtude dessa preocupação, pesquisas têm avaliado o impacto das mudanças climáticas na seleção de ligantes asfálticos utilizando modelos de projeção da temperatura do ar para os próximos anos. Destacam-se os estudos de Viola e Celauro (2015), na Itália, Underwood et al. (2017), nos EUA, e Swarna et al. (2021), no Canadá. Nos diferentes países, foi possível observar alterações nos graus de desempenho futuros de ligantes, indicando a continuidade do impacto climático nos materiais asfálticos para os próximos anos com mudanças significativas do PG de alta temperatura demandado.

No Brasil, o Centro de Previsão de Tempo e Estudos Climáticos (CPTEC) do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE) possibilita a utilização do modelo climático regional Eta (Lyra et al. 2017) para gerar projeções climáticas para o Brasil. Os dados podem ser acessados na plataforma PROJETA (Projeções de mudança do clima para a América do Sul regionalizadas pelo modelo ETA) (Chou 2014, Chou 2014<sup>a</sup>, Chou 2014<sup>b</sup>). O PROJETA (Holbig et. Al. 2018) disponibiliza dados de diferentes modelos climáticos globais, entre eles o modelo canadense CanESM2. Para esses dados, os anos de 1961 a 2005 são chamados de período de referência e os dados entre 2006 e 2100 são projeções usando dois cenários de emissão de gases de efeito estufa: RCP4.5 e RCP8.5. O RCP4.5 é um cenário relativamente otimista com níveis de forçantes radiativas de 4.5W/m<sup>2</sup>, enquanto o RCP8.5 é o cenário mais pessimista com níveis de forçantes radiativas de 8.5 W/m<sup>2</sup> (Lima, 2019).

Na Figura 1, gerada no site do CPTEC/INPE, é possível observar as anomalias anuais de temperatura máxima do ar utilizando como referência o período de 1961-2005 para os dois cenários de gases de efeito estufa e dois períodos futuros.

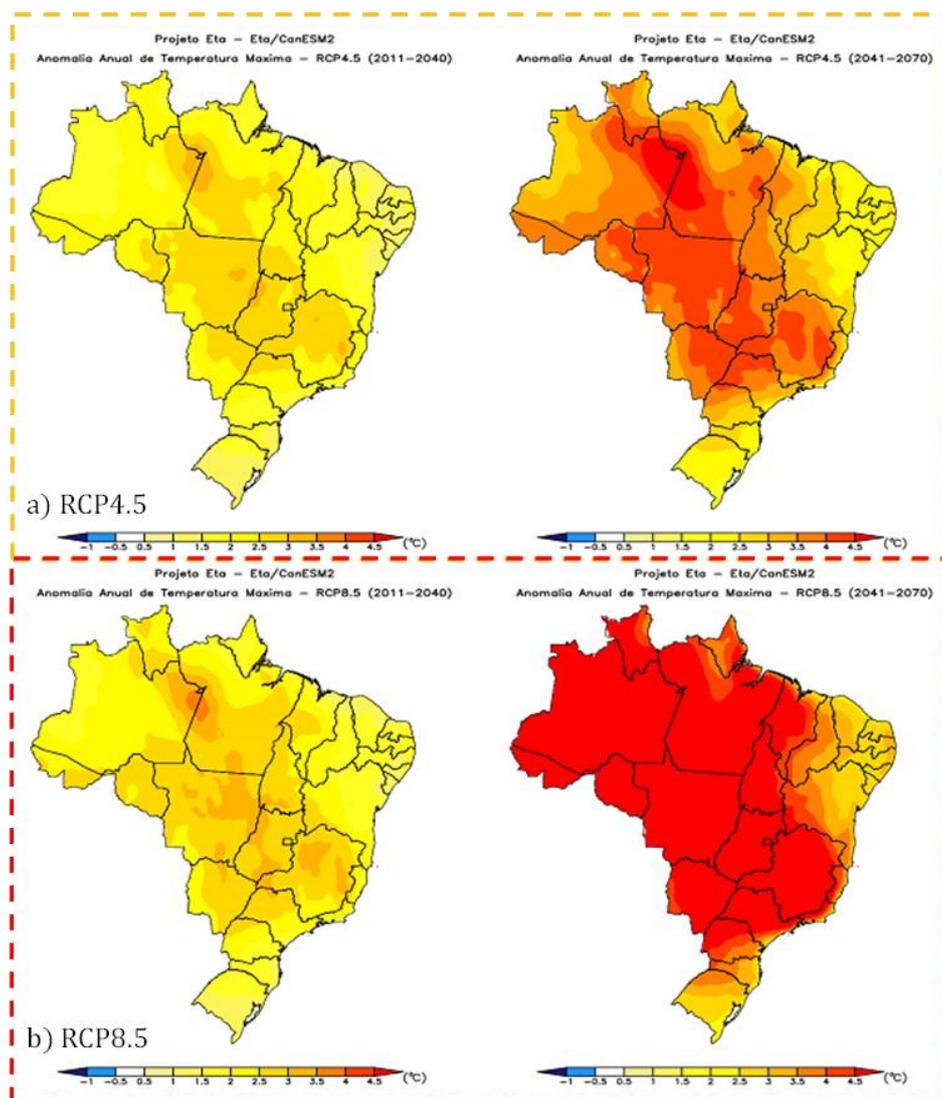


Figura 1 - Anomalia anual de temperatura máxima do ar utilizando como climatologia de referência 1961-2005: a) Cenário RCP4.5 para 2011-2041 e 2041-2070; b) Cenário RCP8.5 para 2011-2041 e 2041-2070 Fonte: CPTEC/INPE

São projetados aumentos das temperaturas máximas anuais para os dois cenários, com aumentos de mais de 4,5°C em algumas regiões até 2070. Os modelos indicam que a região centro-oeste e região amazônica são as mais afetadas. O Estado do Rio Grande do Sul (RS) e alguns Estados do Nordeste são os menos afetados em comparação aos demais, no entanto projetam-se anomalias de até 4°C na região norte do RS. Avaliar o impacto desses aumentos de temperatura na seleção de ligantes asfálticos torna-se necessário a fim de escolher os materiais mais adequados e buscar alternativas para mitigar tal problema.

Assim, inserido neste cenário, o objetivo do presente trabalho é avaliar o impacto as mudanças climáticas projetadas pelo modelo climático regional Eta dirigido pelo modelo global CanESM2 para o período de 2022-2063 e as trajetórias representativas de concentração RCP 4.5 e RCP 8.5 na seleção de ligantes asfálticos no Rio Grande do Sul. Para isso, foram considerados 42 locais de diferentes regiões do Estado, comparando o *Performance Grade* (PG) de alta temperatura com base em dados históricos e dados projetados de temperatura do ar.

## METODOLOGIA

Condicionado as mudanças climáticas, o aumento da temperatura do ar tem levado por consequência ao aumento das temperaturas dos pavimentos asfálticos, afetando de maneira direta o comportamento reológico dos ligantes asfálticos e consequentemente das misturas asfálticas, e levando a possível perda de desempenho dos pavimentos. Atualmente, a especificação de ligantes asfálticos SUPERPAVE propõe especificar ligantes que apresentem desempenho satisfatório para o intervalo de temperaturas as quais este estará inserido geograficamente, entretanto, dada a maior severidade das alterações climáticas nas últimas décadas, supõem-se que este intervalo de temperaturas não é estacionário, e que futuramente, o *range* de temperaturas máximas e mínimas apresentara maior magnitude de valores, levando a necessidade de ligantes que suportem melhor tais condições.

A especificação SUPERPAVE -AASHTO M 323 (2017b) estabelece que o ligante asfáltico deve ser selecionado para atender, durante a vida útil do pavimento, as temperaturas máximas e mínimas da camada asfáltica em serviço operacional. Essas temperaturas são estimadas utilizando uma base histórica de dados obtidos de localidades próximas à rodovia em análise, atendendo a AASHTO M 320 (2021). Por exemplo, em um ligante graduado como PG 64-10, tem-se que o ligante deve cumprir as propriedades desejadas até uma temperatura máxima do pavimento com um valor de 64°C e uma temperatura mínima de -10°C. Visto que os cenários futuros para o Brasil e o Estado do RS apontam apenas para aumento das temperaturas, esta pesquisa buscou avaliar apenas as alterações na temperatura de alta do PG.

Com base em dados de temperatura do ar de 42 locais do Estado do Rio Grande do Sul (Figura 2), o *Performance Grade* (PG) de alta temperatura definido na especificação SUPERPAVE, para dois períodos passados (1961-1983 e 1983-2005) e dois períodos futuros (2022-2042 e 2043-2063) foi calculado, definindo o PG de alta indicado para cada localização geográfica levando em conta um cenário futuro de variações de temperatura pelas mudanças climáticas mediano (RCP4.5) e um agressivo (RCP8.5). Os dados de temperaturas do ar foram obtidos na plataforma PROJETA, disponibilizada em (<https://projeta.cptec.inpe.br/#/dashboard>). Para as projeções futuras, os dados de RCP4.5 RCP8.5, também foram obtidos na plataforma PROJETA (Chou et al. 2014a; Chou et al. 2014b; Lyra et al. 2017). Os dados de temperatura máxima do ar diária, obtidas na plataforma, foram obtidos e tratados utilizando o software R (“R: The R Project for Statistical Computing”, 2021).

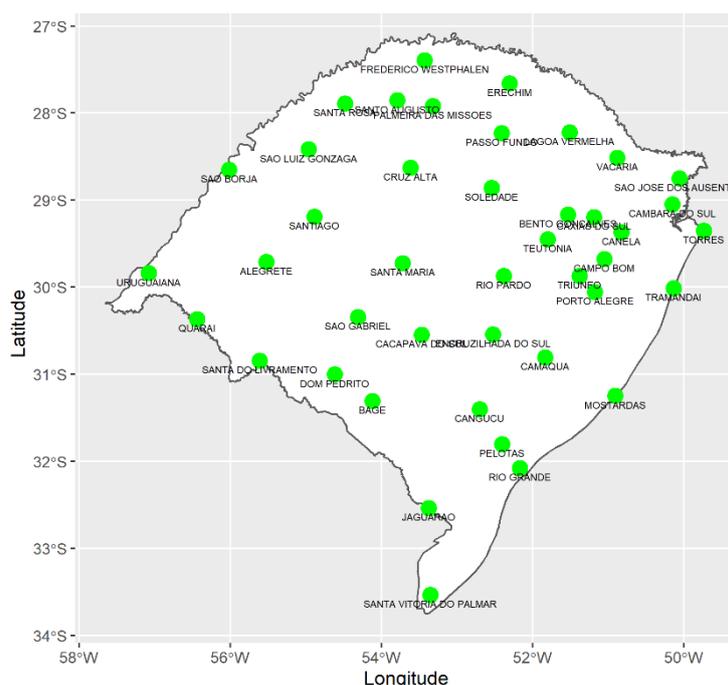


Figura 2 - Cidades do Estado do Rio Grande do Sul avaliadas

## Cálculo de Performance Grade de alta temperatura em função da localização e da temperatura do ar

O *PG* de um ligante é definido em relação a um conjunto específico de temperaturas (máxima e mínima, X–Y, respectivamente) relacionadas à temperatura característica do pavimento e representativas as condições climáticas extremas na área de uso. Para o presente trabalho, foi avaliado o *PG* de alta temperatura, calculado usando o modelo do LTTTPBind 2.1 (1999), considerando 98% de confiabilidade. Este modelo relaciona a alta temperatura do pavimento com a temperatura do ar, latitude e profundidade como segue na Equação (1).

$$T_{MAX,pav} = 54.32 + 0.78T_{MAX,air} - 0,0025Lat^2 - 15.14 \log \log (H + 25) + Z(9 + 0.61\sigma_{MAX,air}^2)^{0.5} \quad (1)$$

Onde:

$T_{(MAX,pav)}$  é a temperatura máxima do pavimento a 20 mm de profundidade (°C);

$T_{(MAX,air)}$  é a média temperatura máxima do ar para 7 dias consecutivos (°C);

Lat é a latitude do local (graus);

H é a profundidade em relação a superfície (20 mm);

$\sigma_{(MAX,air)}$  é o desvio padrão da temperatura máxima do ar para 7 dias consecutivos (°C);

Z é o valor de distribuição normal padrão de 2,055 para 98% de confiabilidade.

## RESULTADOS

Para cada um dos 42 locais avaliados no Estado do Rio Grande do Sul, a média temperatura máxima do ar para 7 dias consecutivos foi calculada para os dados históricos (1961-2005) e para os cenários futuros (RCP4.5 e RCP8.5) obtidos a partir dos modelos de projeções climáticas nos anos de 2022-2063. Na Figura 3 são apresentadas as distribuições da temperatura máxima do ar para 7 dias consecutivos para o Estado para os períodos de 1961-2005 e 2022-2063 nos cenários RCP4.5 e RCP8.5, respectivamente.

A partir da Figura 3, verifica-se o aumento das temperaturas máximas do ar para os sete dias consecutivos mais quentes dos respectivos anos, representados pelos histogramas da imagem. Estes aumentos das temperaturas máximas são mais proeminentes para o modelo mais agressivo (RCP8.5). Uma linha fictícia foi tracejada junto a temperatura máxima de 40°C para a melhor visualização do aumento de número de anos onde a máxima temperatura média dos sete dias consecutivos mais quentes ultrapassa esta marca. Nota-se para as próximas décadas um aumento da quantidade de anos onde as marcas de 40°C - 45°C são atingidas, tornando-se pelas projeções futuras, marcas batidas anualmente para o cenário mais agressivo.

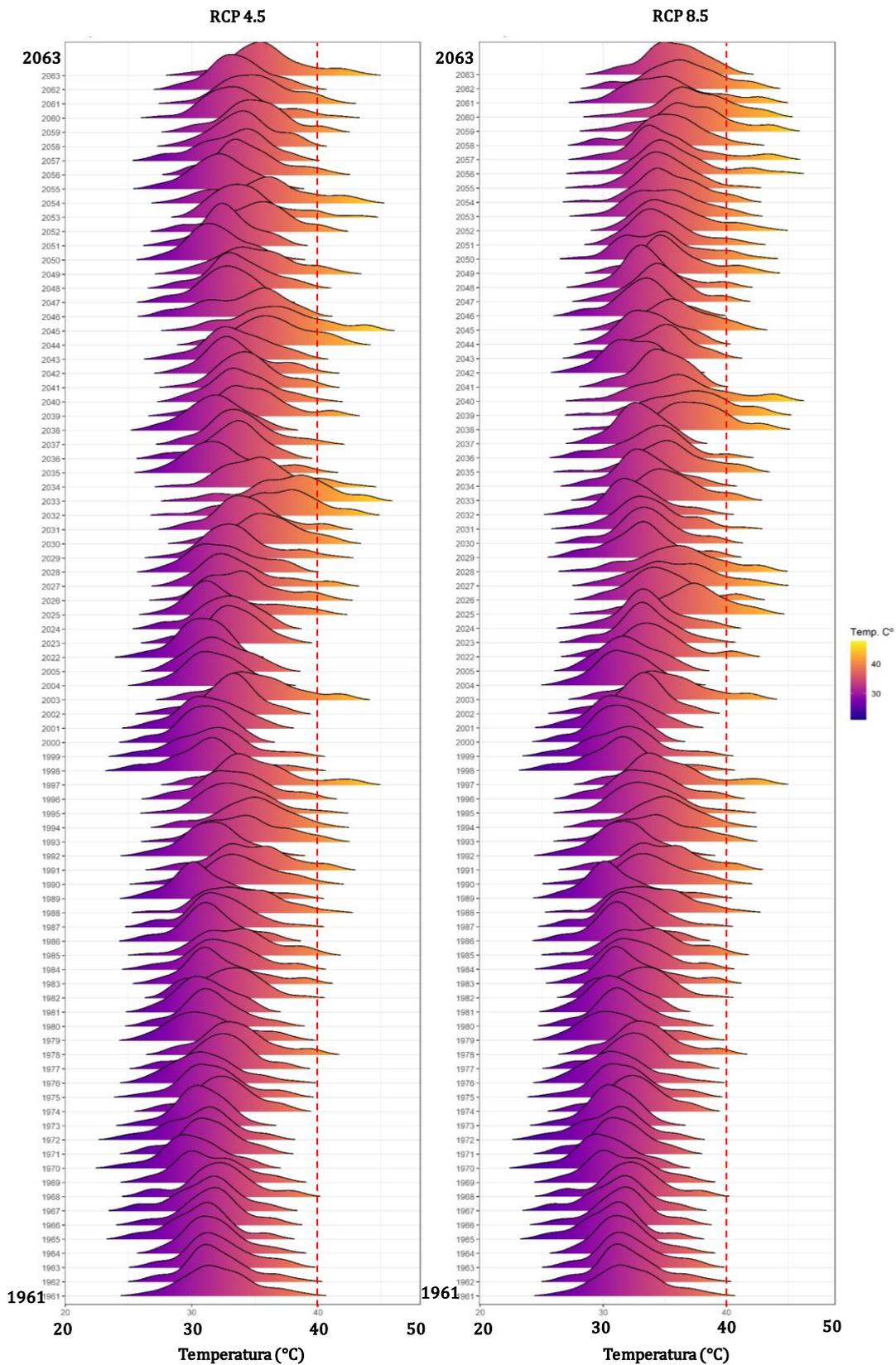


Figura 3 - Distribuições da temperatura máxima do ar para sete dias consecutivos para o Estado: cenário RCP4.5 e cenário RCP8.5

As temperaturas do pavimento a 20mm foram calculadas a partir dos dados de temperatura do ar, fazendo uso da Equação (1) para obtenção das altas temperaturas do modelo do LTTBind 2.1. As temperaturas históricas e as previsões futuras para os dois modelos utilizados em cenários de curto (2022-2042) e longo (2043-2063) prazo são apresentadas na Figura 4.

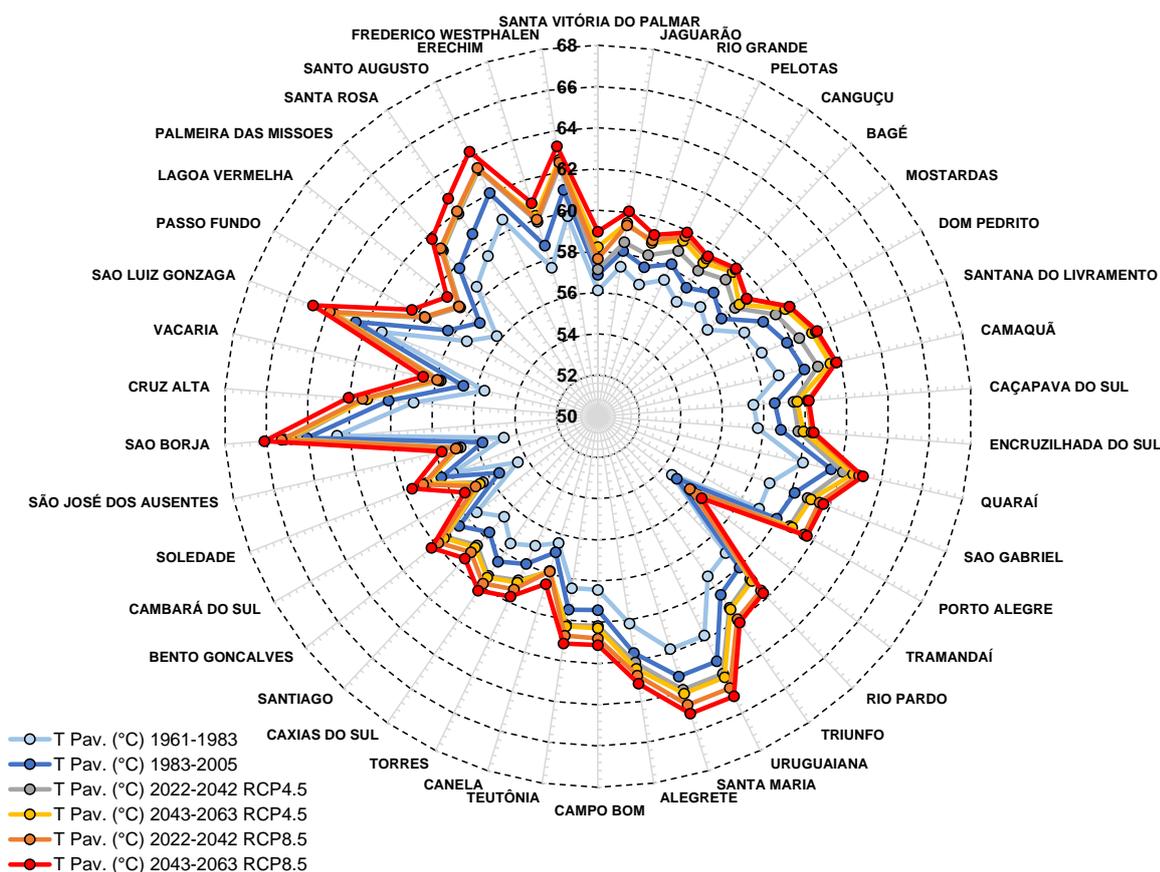


Figura 4 - Temperaturas dos pavimentos de 42 locais no RS para dados históricos e projeções climáticas futuras: média temperatura máxima do pavimento a 20mm de profundidade para 7 dias consecutivos mais quentes

De acordo com a Figura 4, todas as localizações geográficas, baseadas em 42 cidades do Rio Grande do Sul apresentaram aumento das médias temperaturas máximas para os sete dias consecutivos mais quentes. O aumento das temperaturas máximas pode ser visualizado para a série histórica de dados dos períodos de 1961-1983 a 1983-2005 no sul do Brasil, demonstrando que as médias de temperaturas máximas não são estacionárias e já apresentam aumento desde pelo menos as décadas de 1970 e 1980. Os modelos de projeção futura apontam unicamente pra maiores temperaturas nos pavimentos asfálticos nas próximas décadas. A utilização do modelo RCP8.5 (mais agressivo) levou a temperaturas mais elevadas para o período de 2022-2042 do que o modelo RCP4.5 para o cenário de 2043-2063 na maioria dos locais avaliados. Os dados demonstram que várias localizações romperam as barreiras das temperaturas de 58°C e 64°C sugerindo a necessidade de ligantes asfálticos com grau PG mais elevado em cenários futuros para estas cidades.

### Alterações no Performance Grade indicado para diferentes cidades do Rio Grande do Sul

Os valores de PG em cenários passados e projeções futuras são apresentadas na Figura 5.

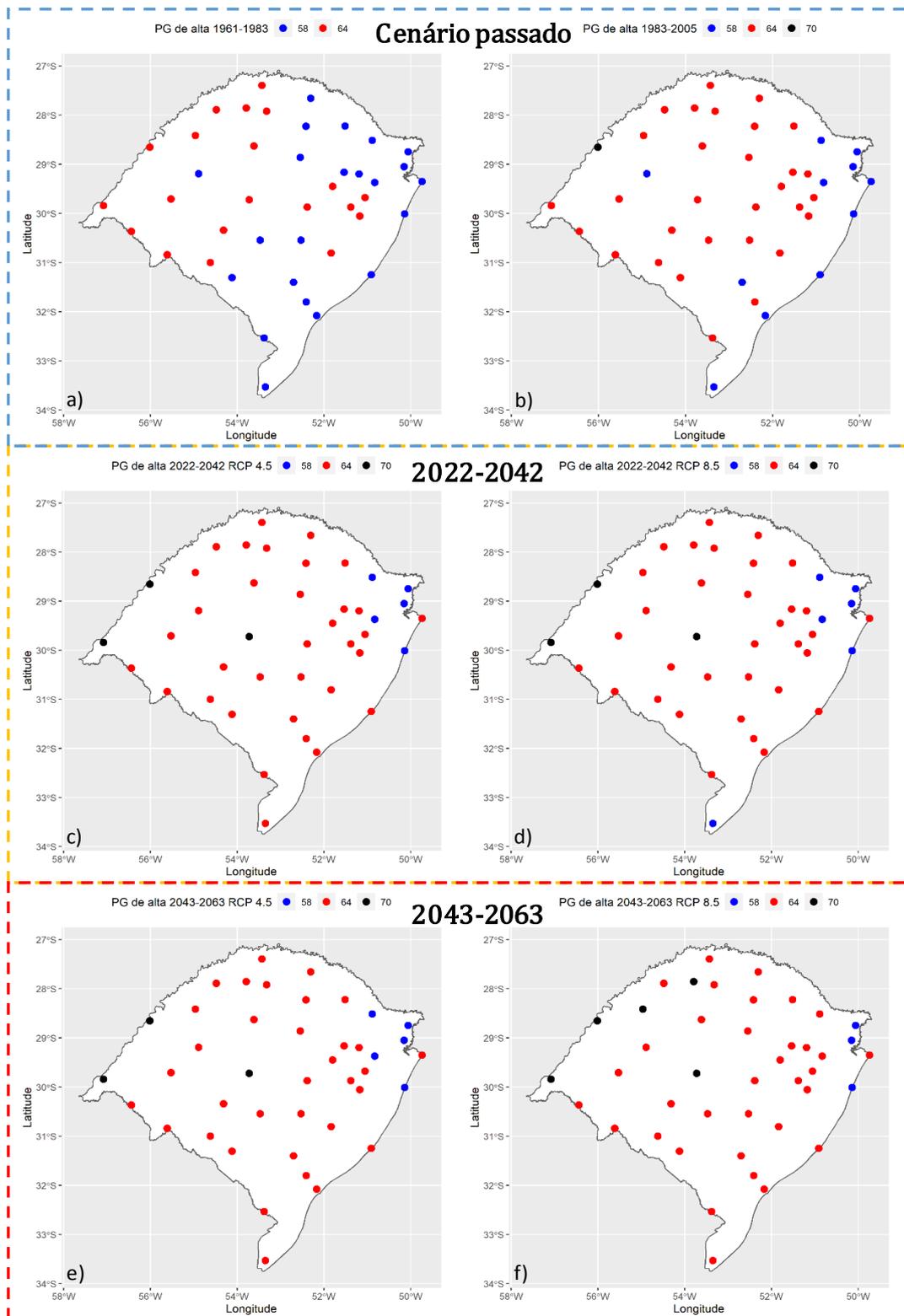


Figura 4 - Alterações de PG para ao longo do tempo no Estado do Rio Grande do Sul

Ao longo do cenário passado, para os anos de 1961-1983 (Fig. 5a) e 1983-2005 (Fig. 5b), é possível perceber a alteração dos valores de PG de alta em função do aumento da temperatura. Nota-se que a partir da década de 1980, um grande número de locais passou a exigir ligantes com PG de alta de pelo menos 64°C, além do surgimento de um primeiro local no RS que necessita ligante com PG de alta de 70°C. Tal fato, identifica que os valores de PG não são valores estacionários, que podem ser calculados uma única vez no tempo, mas sim variáveis, denotando a necessidade de atualização dos valores, levando em conta as temperaturas dos últimos anos mais próximos ao momento de utilização do ligante em pista no determinado lugar de interesse.

Dado que os valores de PG não são estacionários, modelos de previsão climáticos foram utilizados para calcular as temperaturas do ar e por consequência as temperaturas do pavimento para o cálculo do PG futuro nessas condições simuladas. A primeira condição futura foi simulada para o intervalo climático dos anos de 2022 a 2042, com uma base de dados prevista para os próximos 20 anos, servindo como base de indicação de PG de alta para os ligantes asfálticos utilizados para as próximas obras de infraestrutura rodoviária no RS. Os valores de PG encontrados são apresentados na Figura 5c (RCP4.5) e Figura 5d (RCP8.5).

Para os anos de 2022 a 2042, percebe-se que a maioria dos dados indicam o uso de ligantes PG 64°C, com a região da serra gaúcha, mais a leste, ainda demandando ligantes com PG 58°C. Cabe ressaltar que os mapas produzidos no presente estudo são para um tráfego S (padrão). Diante disso, há necessidade de o projetista avaliar a consideração do tráfego relativa às especificações da sua localidade, conforme a especificação AASHTO M332-18. Verifica-se também que regiões, próximas aos municípios de Uruguaiana, São Borja e Santa Maria passam a demandar PG de alta de pelo menos 70°C. Os dois modelos climáticos (RCP4.5 - alterações moderadas) e (RCP8.5 - alterações agressivas) apresentaram alterações de PG semelhantes, possivelmente dado o fato de que a classificação de PG é dada de 6°C em 6°C graus, e as alterações de temperatura entre os modelos não foram significativas neste primeiro cenário de previsão futura para vencer os intervalos de classificação de forma distinta entre os modelos.

Para o cenário climático dos anos 2043 a 2063, embora haja o aumento das temperaturas médias máximas, este aumento não foi capaz de alterar o grau de PG necessário para os ligantes para as projeções com o modelo RCP4.5 em relação aquelas calculadas para o cenário de 2022 a 2042. Para o modelo mais agressivo (RCP8.5) duas novas regiões, próximas as cidades de São Luiz Gonzaga e Santo Augusto, passaram a ser classificadas como PG de alta de 70°C. Neste mesmo cenário, as cidades de Vacaria e Canela passaram de PG 58°C para PG 64°C.

Tomando como base o PG de alta atribuído de 1983 a 2005, 19% dos locais analisados tiveram aumento no grau de PG indicado para o ligante asfáltico pelo método RCP4.5 e os mesmos 19% para o método RCP8.5 para os anos de 2022 a 2042. Par aos anos de 2043 a 2063, o modelo RCP4.5 indicou aumento de PG em 19% dos locais, o modelo RCP8.5 para 28% dos locais. Verifica-se, de maneira geral, que a grande maioria dos Estado do Rio grande do Sul tem a necessidade de uso de ligantes asfálticos de grau de desempenho PG de 64°C, com alguns pontos onde as máximas temperaturas são mais baixas demandando ligantes PG 58°C e outros com máximas mais quentes necessitando PG de 70°C.

## CONCLUSÕES

a) Os valores de PG não são valores estacionários, que podem ser calculados uma única vez no tempo, mas sim variáveis, denotando a necessidade de atualização dos valores, levando em conta as temperaturas dos últimos anos mais próximos ao momento de utilização do ligante em pista no determinado lugar de interesse.

b) Os cenários futuros, baseados em modelos de alteração de temperaturas pelas mudanças climáticas apontam unicamente pra maiores temperaturas nos pavimentos asfálticos nas próximas décadas, e indicam alteração na classe de PG de até 28% dos locais analisados no Estado do Rio Grande do Sul para modelos de alterações de temperaturas mais agressivas (RCP8.5) até o ano de 2063.

c) O Estado do Rio grande do Sul demanda em sua maioria a utilização de ligantes com grau de PG de alta de pelo menos 64°C, com pontos mais a oeste, próximos a fronteira com Argentina, apresentando a necessidade de ligantes de PG de alta de 70°C e pontos próximos a região da serra gaúcha e ao litoral, mais a leste, demandando ligantes com PG 58°C. Para estas indicações de PG, tomou-se como base um tráfego S (padrão). Diante disso, há necessidade de o projetista avaliar a consideração do tráfego relativa às especificações da sua localidade, conforme a especificação AASHTO M332-18.

d) Em um futuro próximo, é esperado um aumento de custos de infraestrutura rodoviária, dadas as condições climáticas mais severas as quais os materiais asfálticos estarão inseridos, além de novas especificações que irão desafiar as áreas de pesquisa em ligantes e materiais asfálticos.

e) Os dados de aumento de temperatura do ar e conseqüentemente da temperatura do pavimento em cenários futuros, são essencialmente dependentes do modelo climático de previsão utilizado, de forma que os dados apresentados podem apresentar variações com os dados reais de temperatura monitorados nas próximas décadas. Além de tudo, a modelagem dos fenômenos climáticos globais é extremamente desafiadora e tema de diversas pesquisas a nível mundial, sugerindo que os modelos de previsão futura ainda passem por processos de refinamento.

## REFÊRENCIAS

AASHTO M 320: Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder. 2021.

AASHTO M 323: Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design. 2017.

AASHTO M 332: Specification for Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test. 2020.

AR6 CLIMATE CHANGE 2021: The Physical Science Basis — IPCC. 2020.

CHOU, S.C, LYRA, A., MOURÃO, C. , DEREZYNSKI, C., PILOTTO, I., GOMES, J., BUSTAMANTE, J., TAVARES, P., SILVA, A., RODRIGUES, D., CAMPOS, D., CHAGAS, D., SUEIRO, G., SIQUEIRA, G. e MARENGO, J. Assessment of Climate Change over South America under RCP 4.5 and 8.5 Downscaling Scenarios. **American Journal of Climate Change**,3, 512-527. doi: 10.4236/ajcc.2014.35043. 2014

CHOU, S.C, LYRA, A., MOURÃO, C., DEREZYNSKI, C., PILOTTO, I., GOMES, J., BUSTAMANTE, J., TAVARES, P., SILVA, A., RODRIGUES, D., CAMPOS, D., CHAGAS, D., SUEIRO, G., SIQUEIRA, G., NOBRE, P. e MARENGO, J. Evaluation of the Eta Simulations Nested in Three Global Climate Models. **American Journal of Climate Change**, 438-454. doi:10.4236/ajcc.2014.35039. 2014

GUDIPUDI. P.P., UNDERWOOD, B.S., & ZALGHOUT, A. Impact of climate change on pavement structural performance in the United States. **Transportation Research Part D: Transport and Environment**, 57, 172–184. 2017.

KUMLAI, S., JITSANGIAM, P., & PICHAYAPAN, P. The implications of increasing temperature due to climate change for asphalt concrete performance and pavement design. **KSCE Journal of Civil Engineering**, 21, 1222–1234. 2017.

LIMA, V.S. EtaModelCC: um pacote R para visualização de dados de mudanças climáticas geradas pelo CPTEC/INPE. Trabalho de conclusão de curso. Universidade de Passo Fundo/RS. <http://repositorio.upf.br/bitstream/riupf/1782/1/PF2019Vinicius%20Santini%20de%20Lima.pdf>. 2019.

LTPPBIND. [https://infopave.fhwa.dot.gov/Page/Index/LTPP\\_BIND](https://infopave.fhwa.dot.gov/Page/Index/LTPP_BIND). 1999.

LYRA, A., TAVARES, P., CHOU, S.C., SUEIRO, G., DEREZYNSKI, C.P., SONDERMANN, M., SILVA, A., MARENGO, J., GIAROLLA, A. Climate change projections over three metropolitan regions in Southeast Brazil using



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



the non-hydrostatic Eta regional climate model at 5-km resolution. **Theor Appl Climatol**. doi:10.1007/s00704-017-2067-z. 2017.

MILLS, B.N, TIGHE, S.L, ANDREY, J., SMITH, J.T, & HUEN, K. Climate Change Implications for Flexible Pavement Design and Performance in Southern Canada. **Journal of Transportation Engineering**, 135(10), 773–782 2009.

QIAO, Y., SANTOS, J., STONER, A.M.K, & FLINSTCH, G. Climate change impacts on asphalt road pavement construction and maintenance: An economic life cycle assessment of adaptation measures in the State of Virginia. **Journal of Industrial Ecology**, 24(2), 342–355. 2020.

RAMADHAN, R.H, & AL-ABDUL WAHHAB. Temperature variation of flexible and rigid pavements in Eastern Saudi Arabia. **Building and Environment**, 32(4), 367–373. 1997.

R CORE TEAM. R: A language and environment for statistical computing. *R Foundation for Statistical Computing*, Vienna, Austria. URL <https://www.R-project.org/>. 2021.

SWARNA, S.T, HOSSAIN, K., PANDYA, H., & METHA, Y.A. Assessing Climate Change Impact on Asphalt Binder Grade Selection and its Implications. Transportation Research Record: **Journal of the Transportation Research Board**, 2675(10), 1–10. <https://doi.org/10.1177/03611981211013026>. 2021.

UNDERWOOD. B.S., GUIDO, Z., GUDIPUDI, P.P, & FEINBERG, Y. Increased costs to US pavement infrastructure from future temperature rise. **Nature Climate Change**, 7(1), 704–707. <https://doi.org/10.1038/nclimate3390>. 2017.

VIOLA, F., & CELAURO, C. Effect of climate change on asphalt binder selection for road construction in Italy. **Transportation Research Part D: Transport and Environment**, 37(1), 40–47. <https://doi.org/10.1016/J.TRD.2015.04.012>. 2015.

WISTUBA, M.P, & WALTHER, A. Consideration of climate change in the mechanistic pavement design. **Road Materials and Pavement Design**, 14(ATA 2013), 227–241. 2013.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### Impacto do ciclo de vida na mudança normatizada de bases em pavimentos aeroportuários

*Tales Ribeiro Santos<sup>1</sup>; Filipe Almeida Corrêa do Nascimento<sup>2</sup> & Marcelo de Miranda Reis<sup>3</sup>*

#### RESUMO

No contexto de pavimentos aeroportuários, com a atualização da norma da *Federal Aviation Administration* (FAA) 150/5320-6G, houve a sugestão da implantação de base estabilizada quimicamente para aeroportos com pistas de pouso e decolagem com tráfego superior a 45,359 toneladas. Em função desta mudança, os operadores aeroportuários enfrentam o dilema de manter a estrutura da pista ou alterá-la. Nesse estudo, foi realizada uma comparação que verificou valores da vida útil e de emissões geradas em um aeroporto brasileiro, entre as ações de manter a pista em seu estado atual apenas com uma restauração do pavimento e a restauração com a substituição da base atual por uma quimicamente estabilizada, seguindo os protocolos de normatização sugeridos pela FAA. A quantidade de reabilitações e manutenções da pista foi calculada com apoio do programa FAARFIELD 2.0.7, levando em consideração o *Cumulative Damage Factor* do revestimento, tendo valor máximo igual a 1 em um período de 20 anos. O impacto gerado pela opção de mudança de base é de aproximadamente 462 toneladas de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) lançados ao meio ambiente, resultando em 1 reabilitação e 4 manutenções obrigatórias em seus 20 anos de projeto. A escolha de manter a base não estabilizada resultou em aproximadamente 2011 toneladas de CO<sub>2</sub> lançados ao meio ambiente, considerando 10 manutenções e 3 reabilitações obrigatórias ao atendimento de 20 anos de vida projeto. Para casos semelhantes, a atualização da norma propicia um resultado mais vantajoso em conceito de análise de ciclo de vida dentro de um período de 20 anos. No entanto, vale ressaltar que, por se tratar de uma pista já existente, com geometria e greide da pista já definida e irreduzível, houve uma dificuldade na comparação entre os dois casos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pavimento, Aeroporto, Dióxido de carbono, Manutenção e Reabilitação.

#### ABSTRACT

In the context of airport pavements with the update of the FAA standard (150/5320-6G) there was a need for the implementation of chemically stabilized base for airports with traffic runways greater than 45,359 tons, due to this change airport operators face the dilemma of maintaining the structure or changing it. In this study, a comparison was made, verifying values of the useful life and emissions generated in a Brazilian airport, between the actions of keeping the runway in its current state only with a restoration of the pavement and the recovery of the pavement replacing the current base with a chemically stabilized one, following the standardization protocols imposed by the FAA. It was calculated, the amount of rehabilitation and maintenance of the tracks, using PROGRAM FAARFIELD 2.0.7, taking into account the Cumulative Damage Factor of the coating having maximum value equal to 1 in a period of 20 years. The impact generated by the takeover by the base change option is approximately 462 tons of CO<sub>2</sub> released to the environment, resulting in 1 rehabilitation and 4 mandatory maintenance in its 20 years of project. The choice to keep the base unstabilized resulted in approximately 2011 tons of CO<sub>2</sub> released to the environment, considering 10 maintenance and 3 rehabilitations mandatory to meet 20 years of project life. For similar cases, updating the standard provides a more advantageous result in the concept of life cycle analysis within a period of 20 years. However, it is worth mentioning that because it is an existing track with already defined and irreducible track geometry there was a difficulty in comparing the two cases.

**KEY WORDS:** Pavement, Airport, Carbon dioxide, Maintenance and Rehabilitation.

<sup>1</sup> Instituto Militar de Engenharia – Pós-Graduação em Engenharia de Transportes: Praça General Tibúrcio, 80 – Praia Vermelha, Rio de Janeiro – RJ, tales.riba@ime.eb.br; filipe.nascimento@ime.eb.br; marceloreis@ime.eb.br



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## INTRODUÇÃO

Segundo a ANAC Agência Nacional de Aviação Civil (2019), a aviação é um modo de transporte estratégico que permite a movimentação de pessoas e cargas em tempo reduzido, sendo adequado aos estados com dimensões continentais. Além disso, a demanda dos transportes de passageiros cresceu 69% durante o estudo realizado entre 2009 e 2018.

Um dos principais ativos do aeroporto é o pavimento, o qual faz parte do sistema de gerenciamento de pavimentos (SGP). Este sistema inclui todas as atividades envolvidas no planejamento, no projeto, na construção, na manutenção (conservação e restauração) e na avaliação dos pavimentos que fazem parte de uma infraestrutura viária (rodoviária, aeroportuária ou urbana) (ANAC, 2017). Dentre os diferentes sistemas da SGP, pode-se destacar a Gerência de Pavimentos Aeroportuários (SGPA), tendo como um dos seus objetivos o aperfeiçoamento contínuo do nível de serviço e a segurança da infraestrutura aeroportuária a partir da otimização e do gerenciamento eficaz dos recursos disponíveis (ANAC, 2017). UM SGP também pode ser definido como um conjunto de ferramentas e métodos que auxiliam os gestores e os tomadores de decisões a encontrarem estratégias ótimas para construir, avaliar e manter os pavimentos em uma condição funcional aceitável, durante um certo período (RODRIGUES, 2007).

Um dos critérios de escolha das intervenções previstas por um SGPA é o *Cumulative Damage Factor* (CDF), que, por sua vez, está relacionado com o dimensionamento dos pavimentos. Taffe Júnior (2002) ressalta que o dimensionamento de pavimentos aeroportuários brasileiro é baseado nos métodos desenvolvidos pela FAA (*Federal Aviation Administration*), seja no projeto de novos pavimentos, assim como na restauração de pavimentos deteriorados. O dimensionamento é baseado no CDF, que indica a quantidade de vida útil já consumida pelo pavimento, calculada pela somatória do número de carregamentos aplicados sobre o número de carregamentos permitidos para a ruína, para cada carregamento.

A maior parte dos programas de SGP contempla a análise de custo de ciclo de vida (LCCA). O trabalho realizado por Babashamsi *et al.* (2022) verificou uma LCCA para comparar os custos diretos e indiretos numa gestão de pavimentos aeroportuários (manutenção e reabilitação) e constatou que os custos indiretos contribuem com até 20% dos custos totais, como combustível, atraso de passageiros, manutenção de aeronaves etc. Segundo Duval (2007), o fechamento de uma das duas pistas de um aeroporto de médio porte para reconstrução pode resultar em um custo operacional de US\$ 30.000 por hora sobre as companhias aéreas. No primeiro caso se avaliou como manutenções e reabilitações impactam financeiramente, porém não contabilizou seus respectivos impactos ambientais gerados. No segundo, o fechamento resultou em um custo, porém não contabiliza o impacto ambiental gerado por ele. Em ambos os casos, nenhum mostrou as consequências em impactos ambientais, podendo ser complementados com a implantação de uma análise de ciclo de vida (LCA).

A análise do ciclo de vida (LCA) é um método para avaliar os impactos ambientais relacionados ao consumo de energia, gases de efeito estufa e emissões de poluentes de processos e produtos (ISO-NORM, 2006). De acordo com Nascimento (2021), a LCA mostra-se, cada vez mais, como uma ferramenta viável para ser incorporada em análises de projetos. Seu conceito é sistemático e simples, consistindo em: definir o objetivo e o escopo, realizar o inventário, calcular os impactos e interpretar os resultados.

Com a atualização da norma da FAA 150/5320-6F para a 150/5320-6G, houve uma recomendação da implantação de base estabilizada quimicamente para aeroportos com pistas de pouso e decolagem com cargas brutas de tráfego superiores a 45,359 toneladas. No entanto, por se tratar de uma atualização recente, estudos buscando calcular o impacto na mudança da norma ainda não foram realizados.

Buscando complementar as informações da literatura mencionada, o presente trabalho tem como objetivo comparar os impactos advindos da recomendação de adoção de base estabilizada quimicamente prevista pela nova norma da FAA com outra não estabilizada, que era preconizada pela antiga versão.

## METODOLOGIA

Este trabalho aplica o método em um estudo de caso de um projeto real de restauração com base não estabilizada de uma pista de pouso e decolagem de um aeroporto de grande porte brasileiro, restaurado em 2016. É realizada uma comparação, em termos de variação de vida útil e de emissões geradas entre as ações de manter a pista em seu estado atual apenas com uma manutenção do pavimento e a de realizar a restauração do pavimento e substituir a base atual por uma estabilizada quimicamente, em atendimento a normatização sugerida pela FAA. É utilizado como base de cálculo o programa FAARFIELD, desenvolvido pela FAA. O inventário apenas considerou as emissões de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>). Os cálculos foram realizados seguindo os preceitos da norma FAA em sua antiga (150/5320-6F) e nova (150/5320-6G) versões, gerando diferentes dimensionamentos e emissões.

A norma da FAA (150/5320-6G) (2021) recomenda a utilização de bases estabilizadas quimicamente para construção de pista de pouso e decolagem quando tráfego tiver cargas brutas acima de 45,359 toneladas. Através da geometria da pista são levantados os quantitativos de serviços realizados no caso só de uma restauração do pavimento e no caso de substituição da base por uma estabilizada e restauração do pavimento. Cabe ressaltar que em função dos esforços impostos pelas aeronaves e da diferença de bases, os pavimentos terão diferentes projetos estruturais. Foi selecionado um segmento homogêneo da pista para o presente estudo, tendo 16 metros de largura e 600 metros de comprimento. O esquema metodológico pode ser visualizado na figura 1, partindo da já pista existente, os operadores aeroportuários necessitam tomar a escolha de manter a pista com a antiga norma ou optar pela atualização. Caso opte pela nova recomendação da norma, haverá uma mudança de base, os cálculos de materiais utilizados terão como base o SICRO3 e cálculo de emissões pelo ECOINVENT. Se os operadores decidirem não seguir as recomendações da nova norma, então manteriam a base não estabilizada a qual pode ser calculada da mesma forma da opção anterior. Por fim, tendo o resultado das duas tomadas de escolha pode ser comparar qual emitirá menos CO<sub>2</sub> para o meio ambiente.



Figura 1. Metodologia (AUTOR, 2022)

Foi definido para este trabalho uma LCA segundo a (ISO-NORM, 2006):

- Objetivo e escopo

A LCA tem a finalidade de comparar as emissões de CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup> pela tomada de decisão de manter base de uma pista de aeroporto ou trocar sua base. A partir do programa FAARFIELD utilizado para cálculo, pode ser calculado os montantes de serviços e mensurado os quantitativos de matérias, para que se possa comparar as estruturas e definir a que emita menos emissões.

- Inventário

Foram levantados os quantitativos de equipamentos e materiais consumidos para realização da reabilitação da pista, utilizando as planilhas de composição do SICRO3 de outubro de 2021. As horas trabalhadas dos equipamentos utilizados foram transformadas em consumo de diesel, como feito por Nascimento *et al.* (2020), com a finalidade de simplificar os resultados almejados, de acordo com a equação (1). Além disso, adotou-se para seu inventário os bancos de dados do ECOINVENT, o qual foi possível quantificar as emissões de CO<sub>2</sub> por cada quilo de material utilizado resultante do SICRO3. Vale ressaltar que todas as emissões calculadas no estudo são de construção e reabilitação da pista, contemplando a extração de materiais, sua produção, transporte e por fim o uso nas etapas de construção ou de reabilitação.

$$T_{Ei, k} = U_{Ei} \times R_{Mi, k} \quad (1)$$

Onde:

TE<sub>i, k</sub> é a energia total necessária para a produção da matéria-prima *i* utilizada na construção do pavimento *k*; UE<sub>i</sub> é a quantidade de energia primária para a unidade de produção da matéria-prima *i*; e RM<sub>i, k</sub> é a quantidade de matéria-prima *i* necessária para a construção do pavimento *k*.

- Impactos

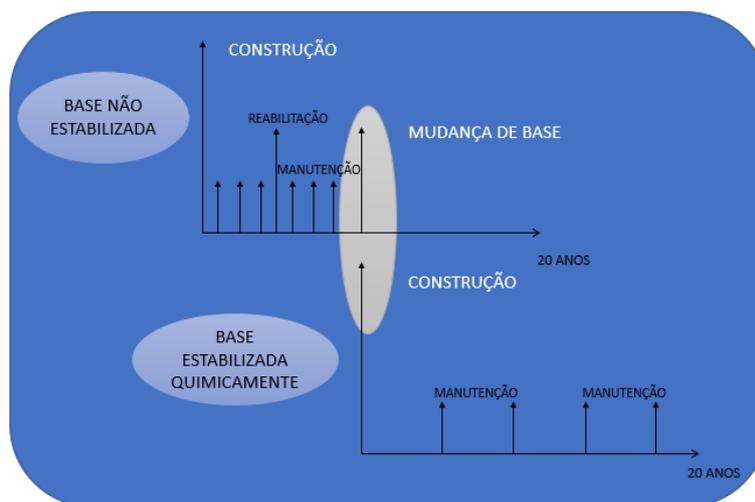
Não houve contabilização de impactos resultantes desta LCA.

- Resultados

Foi definido um período de 20 anos de projeto e obtenção de emissões de CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup> reabilitado de pista.

### Tomada de Decisão

Para determinar a viabilidade da permanência da base não estabilizada ou sua mudança, foi adotado o emprego do programa de cálculo FAARFIELD. Esse necessita de dados de entrada, como: vida útil de projeto da pista, materiais utilizados em cada camada da pavimentação e tráfego anual das aeronaves, com seus respectivos modelos. O CDF representa a fração de vida útil estrutural consumida pelo mix de aeronaves. Quando o valor fica igual a 1, o pavimento atingiu sua vida útil projetada (SHAFABAKHSH; KASHI, 2015); quando for menor que 1, ainda há vida útil remanescente. Quando o valor for maior do que 1 significa que o pavimento ultrapassou a previsão de vida útil de projeto, acarretando um colapso. Dessa forma, quando o CDF calculado para os 20 anos de projeto teve seu valor menor ou igual a 1, foram definidas manutenções obrigatórias a cada 5 anos, tomando como base orientações da norma (150/5320-6G) da FAA. Quando o CDF estimado ultrapassa valor de 1, foram adotadas manutenções obrigatórias a cada (0,25 x CDF) anos, por conta da relação entre a vida de projeto de 20 anos e manutenções obrigatórias a cada 5 anos resultarem em um quarto da vida total de projeto. A viabilidade da opção de construção ótima foi definida pelo cálculo do impacto. Um esquema das alternativas construtivas com e sem mudança de base pode ser visto na figura 2.



**Figura 2.** Esquema de mudança de base (AUTOR, 2022).

## RESULTADOS

A seguir são calculados a restauração da camada asfáltica com base não estabilizada e a mudança geométrica da camada asfáltica com base estabilizada. A geometria existente pode ser vista na figura 3. O programa utilizado, admite para o subleito um módulo de resiliência máximo de entrada de 344 MPa. Desta forma, não foi possível utilizar valor real da camada de 363 MPa.



Figura 3. Geometria já existente (AUTOR, 2022).

Os dados tomados como base de entrada de tráfego de voos domésticos e internacionais foram coletados do banco de um aeroporto brasileiro de grande porte. O resultado do programa FAARFIELD 2.0.7 para opção de manter estrutura vigente por uma vida de pista de 20 anos, levando em conta o CDF do revestimento, gerou a necessidade de manutenções obrigatórias a cada 1 ano e 6 meses. Contabilizando 3 reabilitações e 10 manutenções obrigatórias em um período de 20 anos.

Para opção de mudança para base estabilizada quimicamente, o perfil estrutural pode ser observado na figura 4. Pode ser verificada nesse caso uma redução da camada de revestimento de 13,4 cm para 10 cm, mínimo permitido por norma. E uma substituição de 12,7 cm de base não estabilizada por base estabilizada. Ressalta-se que a substituição não foi total para evitar o superdimensionamento da estrutura e reduzir os impactos. Nota-se ainda que, como foi mantida a geometria da pista, os somatórios das alturas de camadas em ambas as situações ficaram com o mesmo valor.

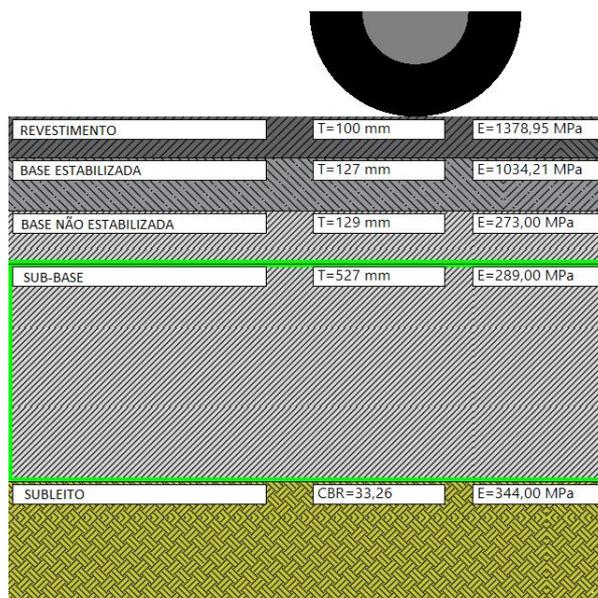


Figura 4. Mudança para base estabilizada (AUTOR, 2022).

Nessa opção, o FAARFIELD 2.0.7 gerou um novo resultado de CDF para o revestimento, com valor de 0,02, que leva a uma manutenção obrigatória a cada 5 anos. Dessa forma, levando em conta apenas aspectos estruturais, pode-se concluir que a escolha dessa opção seria a mais vantajosa. Ressalta-se, contudo, que, para respeitar a geometria já existente da pista, essa opção se encontra superdimensionada.

## Inventário

Foram contabilizadas as emissões de CO<sub>2</sub> a partir do inventário do ciclo de vida dos insumos utilizados para os serviços de manutenção e reabilitação durante o período de 20 anos. As emissões geradas pelas duas opções construtivas estão apresentadas nas tabelas de 1 a 5. Ressalta-se as tabelas 2 e 3 as quais correspondem aos quantitativos de materiais necessário para a produção de um m<sup>3</sup> de concreto servindo como exemplos para a execução de cada seguimento das camadas calculadas.

Tabela 1. Quantitativo de serviços de M&R (AUTOR, 2022).

EXECUÇÃO BASE ESTABILIZADA	espessura (m)	largura (m)	comprimento (m)	massa esp.	Und	total
fresagem para base estabilizada	0,227	16,00	600,00	-	m <sup>3</sup>	2179,20
concreto asfáltico	0,100	16,00	600,00	2,40	t	2350,08
pintura de ligação	-	16,00	600,00	-	m <sup>2</sup>	9600,00
macadame bet. Para base estabilizada	0,127	16,00	600,00	-	m <sup>3</sup>	1219,20
EXECUÇÃO BASE NÃO ESTABILIZADA	espessura (m)	largura (m)	comprimento (m)	massa esp.	Und	total
fresagem	0,134	16,00	600,00	-	m <sup>3</sup>	1286,40
concreto asfáltico	0,134	16,00	600,00	2,40	t	3149,11
pintura de ligação	-	16,00	600,00	-	m <sup>2</sup>	9600,00

**Tabela 2.** Quantitativos de insumos para produção de um m<sup>3</sup> de concreto asfáltico (AUTOR, 2022).

REALIZAR m <sup>3</sup> DE CONCRETO ASFÁLTICO						
EQUIPAMENTOS	QUANTIDADE	HORAS TRABALHADAS	PARA BASE ESTABILIZADA	TOTAL HORAS	PARA BASE NÃO ESTABILIZADA	TOTAL HORAS
Rolo compactador de pneus autopropelido de 27 t - 85 kW	1	0,71	2350,08	16,75	3149,11	22,45
Rolo compactador liso tandem vibratório autopropelido de 10,4 t - 82 kW	1	0,82	2350,08	19,35	3149,11	25,93
Vibroacabadora de asfalto sobre esteiras - 82 kW	1	1,00	2350,08	23,60	3149,11	31,62
ATIVIDADES AUXILIARES	QUANTIDADE	UNID	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL
Usinagem de concreto asfáltico com asfalto polímero - faixa C - areia e brita comerciais	1,02	t	2350,08	2350,08	3149,11	3149,11
MOMENTO DE TRANSPORTE	QUANTIDADE	UNID	TOTAL HORAS	TOTAL	TOTAL	TOTAL
Usinagem de concreto asfáltico com asfalto polímero - faixa C - areia e brita comerciais - Caminhão basculante 10 m <sup>3</sup>	1,02	tkm	2350,08	188,76	3149,11	252,94

**Tabela 3.** Quantitativos de insumos para produção de um m<sup>3</sup> de usinagem de concreto asfáltico (AUTOR, 2022).

REALIZAR m <sup>3</sup> DE USINAGEM DE CONCRETO ASFÁLTICO						
EQUIPAMENTOS	QUANTIDADE	HORAS TRABALHADAS	PARA BASE ESTABILIZADA	TOTAL	PARA BASE NÃO ESTABILIZADA	TOTAL
Aquecedor de fluido térmico - 12 kW	1	1,00	2350,08	23,60	3149,11	31,62
Carregadeira de pneus com capacidade de 1,72 m <sup>3</sup> - 113 kW	1	0,79	2350,08	18,64	3149,11	24,98
Grupo gerador - 456 kVA	1	1,00	2350,08	23,60	3149,11	31,62
MATERIAIS	QUANTIDADE	UNID	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL
Areia média	0,37647	m <sup>3</sup>	2350,08	884,73	3149,11	1185,54
Brita 0	0,03137	m <sup>3</sup>	2350,08	73,72	3149,11	98,79
Brita 1	0,04706	m <sup>3</sup>	2350,08	110,59	3149,11	148,20
Cal hidratada - a granel	70,58000	kg	2350,08	165868,65	3149,11	222263,99
Cimento asfáltico de petróleo com polímero - CAP 55/75-E	0,05882	t	2350,08	138,23	3149,11	185,23
Óleo tipo A1	8,00000	l	2350,08	18800,64	3149,11	25192,86
Pedrisco	0,12549	m <sup>3</sup>	2350,08	294,91	3149,11	395,18
MOMENTO DE TRANSPORTE	QUANTIDADE	UNID	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL
Areia média - Caminhão basculante 10 m <sup>3</sup>	0,56471	tkm	2350,08	53,30	3149,11	71,42
Brita 0 - Caminhão basculante 10 m <sup>3</sup>	0,04706	tkm	2350,08	4,44	3149,11	5,95
Brita 1 - Caminhão basculante 10 m <sup>3</sup>	0,07059	tkm	2350,08	6,66	3149,11	8,93
Cal hidratada - a granel - Caminhão silo 30 m <sup>3</sup>	0,07058	tkm	2350,08	6,39	3149,11	8,56
Pedrisco - Caminhão basculante 10 m <sup>3</sup>	0,18824	tkm	2350,08	17,77	3149,11	23,81
Cimento asfáltico de petróleo com polímero - CAP 55/75-E	0,05882	t	2350,08	680,98	3149,11	912,51

**Tabela 4.** Emissões de CO<sub>2</sub> em uma reabilitação de pista (AUTOR, 2022).

EXECUÇÃO BASE ESTABILIZADA	emissão de CO <sub>2</sub> em uma reabilitação	Und
	217.860,75	Kg
EXECUÇÃO BASE NÃO ESTABILIZADA	emissão de CO <sub>2</sub> em uma reabilitação	Und
	229.757,12	Kg

**Tabela 5.** Emissões de CO<sub>2</sub> em 20 anos com manutenções e reabilitações (AUTOR, 2022).

EXECUÇÃO BASE ESTABILIZADA	emissão das máquinas CO <sub>2</sub> em 20 anos	Und	emissão dos materiais em CO <sub>2</sub> em 20 anos	Und
	226.565,43	Kg	235.490,95	Kg
EXECUÇÃO BASE NÃO ESTABILIZADA	emissão das máquinas CO <sub>2</sub> em 20 anos	Und	emissão dos materiais em CO <sub>2</sub> em 20 anos	Und
	697.256,15	Kg	821.789,48	Kg

Para a realização da base estabilizada foi considerado que o próprio material fresado atenderia completamente a necessidade de insumo para implantação. Nesse caso, para haver estabilização química só foi adicionado o betume.

Foram considerados apenas os impactos gerados pela utilização do maquinário na obra, desprezando-se os impactos prévios na etapa de produção do maquinário. Foram contabilizadas emissões de CO<sub>2</sub> durante os 20 anos de projeto.

Por não necessitar de reabilitação ao longo dos 20 anos de projeto, precisando apenas de 5 manutenções obrigatórias, o impacto gerado pela tomada pela opção de mudança de base é de aproximadamente 462 toneladas de CO<sub>2</sub> lançados ao meio ambiente.

A opção de manutenção da base não estabilizada com fresagem apenas do revestimento asfáltico, considerando 10 reparos e 3 reabilitações obrigatórias ao atendimento de 20 anos de vida projeto, resultou em aproximadamente 2011 toneladas de CO<sub>2</sub> lançados ao meio ambiente.

## ANÁLISE DOS RESULTADOS

Como o caso de estudo era de apenas um segmento de uma pista já existente, a variação na espessura total da geometria geraria desníveis entre segmentos de pista. Tal fato, enviesou a viabilidade em favor da opção de substituição da base, pois o superdimensionamento resultante gerou uma menor necessidade de intervenções. Se ambas as opções fossem feitas em uma obra nova os resultados seriam outros. No entanto vale ressaltar, que se todas as camadas nos dois casos fossem de espessuras respectivamente iguais o consumo de materiais da base estabilizada quimicamente em uma restauração seria maior, por conta do consumo de betume para realização de sua base.

Pode ser visto nos gráficos 1 e 2, a quantidade e emissões de CO<sub>2</sub> em 20 anos de projeto, além de quantidade de intervenções necessárias na vida útil de projeto em cada situação, deve ser ressaltado como a base não estabilizada teve um número de intervenções bem maior do que a de base não estabilizada.

**Gráfico 1.** Emissões de CO<sub>2</sub> em 20 anos (AUTOR, 2022).

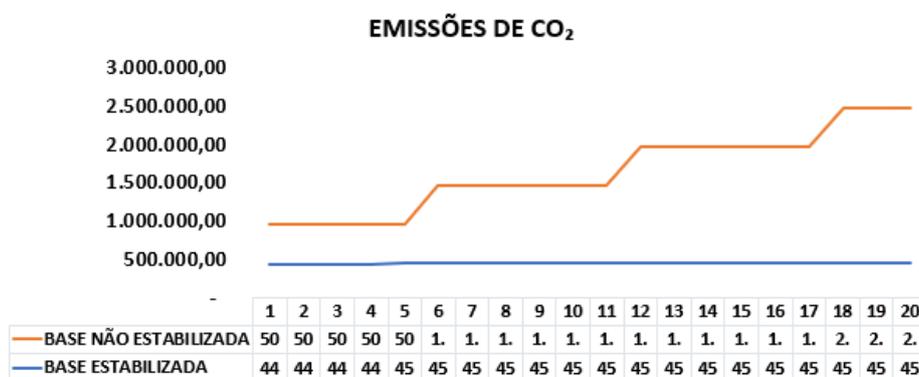


Gráfico 2. Número de intervenções em 20 anos (AUTOR, 2022).



## CONCLUSÕES

Com os resultados demonstrados, é possível concluir que, com a mudança da normatização sugerida pela *Federal Aviation Administration* (FAA), que agora recomenda a adoção de bases estabilizadas quimicamente para tráfegos pesados, quando não for possível alterar o greide da pista, a emissão de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) para a realização dessa mudança de base, no contexto de uma análise de ciclo de vida em período de 20 anos, é menor do que manter a base não estabilizada, mesmo considerando os altos volumes de obra em sua fase construtiva. Então, atesta-se que, para casos semelhantes, a atualização da norma propicia um resultado mais vantajoso em conceito de análise de ciclo de vida dentro de um período de 20 anos.

A base estabilizada quimicamente, quando comparada com a não estabilizada, necessitou de menos intervenções, gerou menos emissões em seus 20 anos previstos de projeto, além de utilizar um revestimento de menor espessura. Quando os resultados obtidos são comparados com os de Araújo et al. (2014), que encontrou na fase da construção do pavimento rodoviário a emissão de 121.640 kg de CO<sub>2</sub>, é possível admitir que a ordem de grandeza calculada é plausível. Porém, por restrição da geometria e do greide já existente da pista, não foi possível encontrar solução para base estabilizada sem superdimensioná-la.

Por necessidade de se manter a geometria e o greide do segmento estudado, o pavimento composto pela base não estabilizada se mostrou estruturalmente frágil e necessitando de manutenções e reabilitações em curto espaço de tempo. Esse cenário resulta em uma maior emissão de CO<sub>2</sub>, além de inúmeras paralizações da pista do aeroporto para intervenções. Dessa forma, a tomada de decisão de se manter a base não estabilizada se mostrou ineficaz.

Pode-se recomendar, para estudos futuros, comparações do mesmo método, considerando a construção inicial da pista, podendo alterar sua geometria e greide, no intuito de não superdimensionar a base. A LCA também pode ter uma abrangência maior, buscando, além de emissões de CO<sub>2</sub>, o cálculo dos impactos ambientais.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANAC (2019). **Inventário Nacional de Emissões Atmosféricas da Aviação Civil**. Agência nacional de aviação civil, Brasília, 1 Edição.
- ANAC (2017). **Manual de Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Aeroportuários - SGPA**. Agência nacional de aviação.
- ARAÚJO, J. P. C., OLIVEIRA, J. R. M., SILVA, H. M. R. D. "The importance of the use phase on the LCA of environmentally friendly solutions for asphalt road pavements", *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, v. 32, p. 97–110, 2014. DOI: 10.1016/j.trd.2014.07.006. .
- BABASHAMSI, P.; KHAHRO, S.H.; OMAR, H.A.; ROSYIDI, S.A.P.; M AL-SABAEI, A.; MILAD, A.; BILEMA, M.; SUTANTO, M.H.; YUSOFF, N.I.M. **A Comparative Study of Probabilistic and Deterministic Methods for the Direct and Indirect Costs in Life-Cycle Cost Analysis for Airport Pavements**. *Sustainability* 2022, 14, 3819. <https://doi.org/10.3390/su14073819>
- DO NASCIMENTO, F. A. C. (2021). **Alguns aspectos operacionais e ambientais incorporados a um sistema de gerenciamento de pavimentos aeroportuários: uma contribuição metodológica à luz da análise do ciclo de vida**. PhD thesis, Universidade Federal do Rio de Janeiro
- DUVAL, J. **Asphalt keeps aircraft flying at Boeing field**. *Asphalt* 2007, 22, 22–25.
- FAA (FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION). **Advisory Circular 150/5320-6G: Airport Pavement Design and Evaluation**. Washigton, USA, [s.n.], 2021
- FAA (FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION). **Advisory Circular 150/5320-6F: Airport Pavement Design and Evaluation**. Washigton, USA, [s.n.], 2016
- ISO-Norm, I. (2006). **Environmental management—life cycle assessment—principles and framework iso 14040: 2006**. ISO: Geneva, Switzerland, pg. 157.
- NASCIMENTO, F., GOUVEIA, B., DIAS, F., et al. "A method to select a road pavement structure with life cycle assessment", *Journal of Cleaner Production*, v. 271, 2020. DOI: 10.1016/j.jclepro.2020.122210. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.122210>.
- RODRIGUES, R. M. (2007). **Projeto e Gerência de Pavimentos**. ITA, São José dos campos, Brasil. (Apostila).
- SHAFABAKHSH, G. A.; KASHI, E. **Effect of Aircraft Wheel Load and Configuration on Runway Damages**. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, v. 59, n. 1, p. 85-94, 2015. DOI:10.3311/ppci.2103
- TAFFE JÚNIOR, E. J. (2002) **Uma Alternativa Econômica quanto ao Dimensionamento de Pistas de Aeródromos**. Anais do VII Encontro de Iniciação Científica do Instituto Tecnológico da Aeronáutica, ITA. São José dos Campos, SP.



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### SISTEMA GERÊNCIA DE PAVIMENTOS E MODELAGEM DE PROGRAMAS SUSTENTÁVEIS DE MANUTENÇÃO RODOVIÁRIA DO DER MINAS GERAIS

*AGUIAR, Matheus Marques Fernandes <sup>1</sup>; BELEIGOLI, Bruna Cristina Beltrão Silva <sup>2</sup> &  
ARAÚJO, Maria de Fátima de Sá <sup>3</sup> & NOVAIS, Matheus Guimarães <sup>4</sup> & SANTANA, Robson  
Carlindo Paes Loures <sup>5</sup>*

#### RESUMO

Entende-se por Sistema de Gerência de Pavimentos - SGP a interação mútua de um conjunto de eixos temáticos para planejamento, projeto, construção e manutenção dos pavimentos e demais elementos da malha rodoviária.

Em um contexto de planejamento de um organismo rodoviário, tal como o DER-MG, o SGP deve ser utilizado para o estabelecimento de níveis orçamentários que minimizem o custo total da modalidade rodoviária, potencializem programas de manutenção e construção, maximizem o valor presente líquido de uma rede viária em perspectivas de curto, médio e longo prazo, considerando políticas públicas de restrição orçamentária. Busca otimizar a qualidade de nossas rodovias, oferecer segurança a motoristas, passageiros e pedestres, assim como favorecer o desenvolvimento do setor e o crescimento econômico; interagindo desta maneira com alguns dos objetivos e metas orientados pela ONU na Agenda 2030, que aborda os principais desafios de desenvolvimento para alcançar um futuro melhor e mais sustentável para todas as pessoas no Brasil e no mundo. Os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável - ODS visam orientar as políticas nacionais e subnacionais, devendo cada ente federativo assumir um papel de protagonista do desenvolvimento. Assim, para que a Agenda 2030 seja efetivamente implementada, os governos têm a responsabilidade pela gestão de diversas políticas que contribuam para o alcance dos ODS, por exemplo o SGP.

O SGP possui as seguintes diretrizes estratégicas: Atuar de forma coordenada e intersetorial, observando os componentes de planejamento, projeto, construção, manutenção, reabilitação, avaliação e pesquisa de pavimentos; prezar pela eficiência dos investimentos públicos disponíveis para gestão da malha rodoviária estadual; buscar um transporte rodoviário seguro, compatível e econômico; buscar alternativas para aumento da eficiência da logística de transportes; e adotar parcerias com a sociedade civil que contribuam para consecução de seus objetivos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Gerência de Pavimentos, Planejamento, Objetivos de Desenvolvimento Sustentável - ODS, ESG, Manutenção Rodoviária.

#### ABSTRACT

Pavement Management System - SGP is understood as the mutual interaction of a set of thematic axes for planning, design, construction and maintenance of pavements and other elements of the road network.

In a planning context of a road agency, such as the DER-MG, the SGP should be used to establish budget levels that minimize the total cost of the road modality, enhance maintenance and construction programs, maximize the net present value of a road network in short, medium and long term perspectives, considering public policies of budget constraint. It seeks to optimize the quality of our highways, offer safety to drivers, passengers and pedestrians, as well as favor the development of the sector and economic growth; interacting in this way with some of the goals and targets guided by the UN in the 2030 Agenda, which addresses the main development challenges to achieve a better and more sustainable future for all people in Brazil and in the world. The Sustainable Development Goals - SDGs aim to guide national and subnational policies, with each federative entity having to play a leading role in development. Thus, for the 2030 Agenda to be effectively implemented, governments are responsible for managing various policies that contribute to



achieving the SDGs, for example the SGP.

The SGP has the following strategic guidelines: To act in a coordinated and intersectoral manner, observing the components of planning, design, construction, maintenance, rehabilitation, evaluation and research of pavements; cherish the efficiency of public investments available for the management of the state road network; seek safe, compatible and economical road transport; seek alternatives to increase the efficiency of transport logistics; and adopt partnerships with civil society that contribute to achieving its objectives.

**KEY WORDS:** Pavement Management, Sustainable Planning, Sustainable Development Goals – ODS

<sup>1</sup> Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais  
Avenida dos Andradas, 1120, Bairro Santa Efigênia - Centro, Belo Horizonte - MG, 30120-016.  
[matheus.aguiar@der.mg.gov.br](mailto:matheus.aguiar@der.mg.gov.br)

<sup>2</sup> Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais  
Avenida dos Andradas, 1120, Bairro Santa Efigênia - Centro, Belo Horizonte - MG, 30120-016.  
[bruna.beleigoli@der.mg.gov.br](mailto:bruna.beleigoli@der.mg.gov.br)

<sup>3</sup> Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais  
Avenida dos Andradas, 1120, Bairro Santa Efigênia - Centro, Belo Horizonte - MG, 30120-016.  
[fatima.amazonas@der.mg.gov.br](mailto:fatima.amazonas@der.mg.gov.br)

<sup>4</sup> Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais  
Avenida dos Andradas, 1120, Bairro Santa Efigênia - Centro, Belo Horizonte - MG, 30120-016.  
[matheus.novais@der.mg.gov.br](mailto:matheus.novais@der.mg.gov.br)

<sup>5</sup> Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais  
Avenida dos Andradas, 1120, Bairro Santa Efigênia - Centro, Belo Horizonte - MG, 30120-016.  
[robson.santana@der.mg.gov.br](mailto:robson.santana@der.mg.gov.br)



## 1 – Introdução

As estradas são um bem de elevado valor patrimonial, tanto pelos recursos materiais aí depositados, como pelo serviço que disponibilizam à sociedade, assegurando acessibilidades e permitindo deslocamento das populações e mercadorias. De acordo com Liedt Bariani Bernucci... [et al.] (2006, p.9)

Pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança.

Entende-se por Sistema de Gerência de Pavimentos - SGP, a interação mútua de um conjunto de eixos temáticos para planejamento, projeto, construção e manutenção dos pavimentos e demais elementos da malha rodoviária. O nome Gerência de Pavimentos pode trazer uma ideia de gestão apenas da estrutura do pavimento, entretanto a Gestão é bem maior, abrangendo todos os ativos rodoviários. Pela importância desse ativo o Sistema ganhou o seu nome.

O Sistema de Gerência de Pavimentos trata de um conjunto de ferramentas que auxiliam a definição de estratégias de atuação dos órgãos rodoviários, tanto para manutenção como para projeto e construção de novos trechos. As decisões através da implementação do Sistema são baseadas em dados objetivos, o que permite em intervenções mais eficientes.

Os dados coletados incluem elementos de geometria, drenagem, sinalização, tráfego e patologias do pavimento como trincas, remendos, painelas, afundamentos, ondulações e deflexão, dentre outros. Esses dados fornecem uma visão valiosa sobre a condição do pavimento, o que permite que as agências rodoviárias identifiquem e antecipem os problemas para priorizem melhor a manutenção.

O presente trabalho tem por objetivo apresentar a estratégia de reestruturação do Sistema de Gerência de Pavimentos - SGP e modelagem de programas sustentáveis de manutenção rodoviária no âmbito do DER-MG.

## 2 – Contextualização do SGP em Minas Gerais

Minas Gerais tem a mais extensa malha rodoviária do país. De acordo com as últimas pesquisas CNT de Rodovias (2021) – maior avaliação de infraestrutura rodoviária do Brasil, realizada pela Confederação Nacional do Transporte - o panorama é de piora nos índices ao longo dos anos, conforme Figura 1 a seguir:

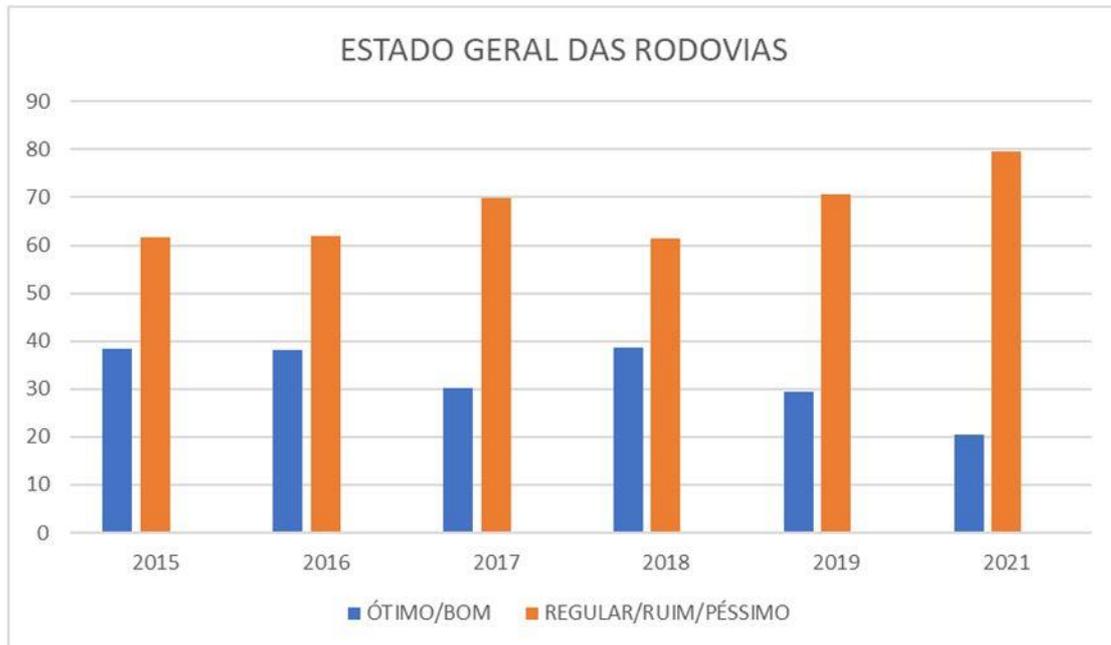


Figura 1 - Estado Geral das Rodovias - CNT (2021)

Por conta desse cenário, e em busca de recuperação econômica, investir em infraestrutura é o caminho mais coerente para alcançar um novo ciclo de desenvolvimento sustentável, com geração de empregos e distribuição de renda para a população. Otimizar o desempenho geral da rede rodoviária ao longo do tempo, de acordo com os objetivos de uma política de reestruturação da malha dentro das restrições orçamentárias, visa minimizar os custos de transporte, preservar o valor dos ativos, proporcionar e manter a acessibilidade, além de ofertar um transporte seguro e ecológico. De acordo com a Figura 2, a seguir, o nível ótimo de manutenção corresponde a interseção entre a curva de custos do usuário e a curva de custo da Agência.



Figura 2 - Representação gráfica do custo total de transporte em função do nível de manutenção da Rodovia (CAUE)



O DER-MG teve, por um longo período, um SGP em funcionamento, implantado em 1984 com auxílio do DNER visando atender a rede federal delegada à Minas. Nas décadas de 80/90 mobilizou uma grande equipe de SGP que, nos moldes propostos para atender ao então *Highway Design Maintenance* - HDM III, contou com a ajuda de vários técnicos: do então DNER, BIRD, USP; DER-SP, IPR. Em 1990 realizou-se um levantamento abrangendo toda a malha viária pavimentada (estadual e delegada), e esses levantamentos foram repetidos em 1993 e 1996. Vale frisar que existem muitas informações subutilizadas contidas em projetos, estudos, pesquisas, inventários, etc. Reabilitá-las e inseri-las em um banco de dados GIS (Geographic Information System ou Sistema de Informações Geográficas) torná-las-ão ativas e assim acessíveis a qualquer momento.

O estado de Minas Gerais já adotou conceitos internacionais na gestão da manutenção rodoviária, mas estudos com maiores critérios técnicos e econômicos empregados num Sistema de Gerencia de Pavimentos, com estratégias a longo prazo, foram sendo minimizados. Parte dos programas foram/estão interrompidos por insuficiência ou descontinuidade dos recursos financeiros, que deveriam ser pensados para ser contínuos, regulares, uniformes e sustentáveis.

Num período em que enfrentamos dificuldades econômicas, a escassez financeira aconselha os agentes tomadores de decisões, um maior rigor e especiais cuidados na atribuição e gestão de orçamentos, racionando os recursos disponíveis segundo critérios bem fundamentados. A consolidação do processo de recuperação econômica e a expansão dos investimentos em infraestrutura é o caminho mais coerente para alcançarmos um novo ciclo de desenvolvimento sustentável, com geração de empregos e distribuição de renda para a população. O esforço de expansão e de melhoria da qualidade das rodovias exige informações precisas, planejamento adequado e investimentos em infraestrutura rodoviária.

### **3 - Justificativa do Projeto – SGP**

As rodovias rapidamente perdem valor quando são negligenciadas quanto aos cuidados de conservação, manutenção e restauração. O SGP revelará a melhor relação entre investimento e benefício, respeitando orçamentos atribuídos e mantendo os níveis de qualidade e as melhores condições de utilização para o usuário.

Devido à variação da condição da malha com o tempo e com o tráfego, a manutenção do cadastro geral das rodovias, através do SGP se faz necessária, objetivando estabelecer padrões de desempenho através de critérios de aceitação atendendo à demanda por melhorias na malha rodoviária estadual.

Contudo, para um perfeito diagnóstico das condições das rodovias estaduais e um planejamento estratégico eficiente, é necessária a constante manutenção do banco de dados do SGP com informações atualizadas e confiáveis, adquiridas a partir de levantamentos in loco, materializado no Cadastro Geral.

A partir da reestruturação do SGP e da gestão sustentável da malha rodoviária estadual, espera-se atender à demanda da sociedade por melhorias na qualidade das rodovias estaduais. Através do estímulo à concepção, desenvolvimento, contratação e utilização de novas ferramentas, técnicas e tecnologias, espera-se contribuir para uma maior sistematização e velocidade das informações gerenciais necessárias à evolução do sistema de transporte rodoviário e à garantia de qualidade dos serviços de engenharia prestados.



Além disso, busca-se a otimização da gestão dos recursos orçamentários e financeiros e o alcance de um melhor compromisso entre os meios disponíveis e o serviço público prestado.

#### 4 – Descrição do Projeto

O DER-MG tornou público para consulta, o Edital 110/2021 cujo objeto trata de Serviços de engenharia especializada para apoio técnico e operacional aos processos de atualização do Cadastro Geral das Rodovias, de reestruturação do Sistema de Gerência de Pavimentos – SGP e de gestão sustentável da malha rodoviária estadual, onde define o novo modelo de gestão na malha rodoviária do Estado, como uma interação do conjunto de eixos temáticos para planejamento, projeto, construção e manutenção dos pavimentos e demais elementos da malha rodoviária, onde utiliza informações confiáveis e critérios de decisão para produzir programas que potencializem a eficiência dos investimentos, auxiliando os gestores a encontrarem melhores estratégias de gestão da malha, a fim de otimizar as condições do pavimento em toda a rede.

O projeto consiste em duas grandes frentes de atuação:

1. O **cadastro geral das rodovias** com a coleta de dados objetivos dos mais de 25 mil quilômetros de malha rodoviária (toda a extensão pavimentada e não pavimentada do estado de Minas Gerais), além da contagem volumétrica de Tráfego em mais de 900 postos de contagem permanente, de cobertura e sazonal. Esse cadastro identificará de forma georreferenciada os elementos rodoviários que irão fazer parte do novo banco de dados com aplicação em mapa. Os dados de tráfego, geometria, Levantamento Visual Contínuo - LVC, Levantamento de Irregularidades Longitudinais - IRI, Levantamento de deflexões (*Falling Weight Deflectometer*) - FWD, Levantamento dos Afundamentos de Trilhas de Rodas - ATR, entre outros, trarão informações essenciais para definição do status do ativos rodoviários, permitindo a melhor tomada de decisão dos gestores.
2. A segunda grande frente consiste em **geração de inteligência** através de **equipe especializada para apoio local**, em escritório tratando os dados coletados em campo.

Serão gerados produtos como:

- Relatório Diagnóstico do SGP;
- Plano Estadual de Contagem de Tráfego;
- Catálogo de Soluções do DER-MG;
- Programa Mineiro de Manutenção Rodoviária;
- Revisão do modelo contratual de manutenção rodoviária.

A seguir na Figura 3, apresentamos a linha do tempo resumida do projeto até o presente momento.



Figura 3 - Linha do tempo do Projeto

## 5 - Alinhamento do SGP com o *Environmental, Social and Governance* - ESG e Objetivos de Desenvolvimento Sustentável - ODS

Em 2015, o Brasil, em conjunto com outros 192 países e com grupos e partes interessadas da sociedade civil se reuniram na Cúpula das Nações Unidas (ONU) para elaborar nova agenda de desenvolvimento sustentável. Essa reunião resultou em novos 17 Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS), que se basearam nos oito Objetivos de Desenvolvimento do Milênio (ODM). Também conhecidos como Agenda 2030, os ODS contam com 169 metas específicas, envolvendo temáticas diversificadas que procuram até 2030, obter avanços nas metas não alcançadas.

A Figura 4 lista os ODS.



Figura 4 - Objetivos de Desenvolvimento Sustentável

Fonte: Organização das Nações Unidas - Brasil. Disponível em <https://nacoesunidas.org/pos2015/agenda2030/>.

Visando atender a Agenda 2030, o Governo do Estado de Minas Gerais lançou em seus projetos o *Environmental, Social and Corporate Governance* – ESG, que impacta na força de trabalho,

melhora a imagem do Estado, fomenta a inovação, gera crescimento econômico, estabelece parcerias estratégicas e impacta positivamente em toda a sociedade.

Nesse sentido, o ESG está em consonância com os 17 Objetivos de Desenvolvimento Sustentável da ONU. Nesse contexto, o SGP busca corroborar com os objetivos e metas propostas pela Agenda 2030, e considerando o aspecto da transversalidade que caracteriza não apenas as ações do SGP, mas a compreensão da infraestrutura rodoviária como um todo, entende-se que o sucesso no cumprimento de alguns objetivos e metas pode contribuir, como consequência, para o alcance de desenvolvimento sustentável. Dessa forma, procurou-se estabelecer sinergias entre as metas propostas no Sistema de Gerência de Pavimentos e os demais Objetivos presentes na Agenda 2030, em especial aquelas relacionadas aos objetivos 3, 8, 9, 12 e 16.

Tabela 1: Sinergias entre propostas ODS e SGP.

	<p>Objetivo 3. Assegurar uma vida saudável e promover o bem-estar para todas e todos, em todas as idades.</p> <p>3.6 - Até 2020, reduzir pela metade as mortes e os ferimentos globais por acidentes em estradas.</p> <p>3.6.1 - Taxa de mortalidade por acidentes de trânsito.</p>
	<p>Objetivo 8. Promover o crescimento econômico sustentado, inclusivo e sustentável, emprego pleno e produtivo e trabalho decente para todos.</p> <p>8.1 Sustentar o crescimento econômico per capita de acordo com as circunstâncias nacionais e, em particular, pelo menos 7% de crescimento do produto interno bruto por ano nos países menos desenvolvidos.</p> <p>8.2 Alcançar níveis mais altos de produtividade econômica por meio da diversificação, atualização tecnológica e inovação, inclusive por meio de um foco em setores de alto valor agregado e mão-de-obra intensiva.</p> <p>8.3 Promover políticas orientadas para o desenvolvimento que apoiem atividades produtivas, geração de empregos decentes, empreendedorismo, criatividade e inovação e estimulem a formalização e o crescimento de micro, pequenas e médias empresas, inclusive através do acesso a serviços financeiros.</p> <p>8.9 Até 2030, elaborar e implementar políticas para promover o turismo sustentável que crie empregos e promova a cultura e os produtos locais.</p>
	<p>Objetivo 9. Construir infraestrutura resiliente, promover a industrialização inclusiva e sustentável e fomentar a inovação.</p> <p>9.1 Desenvolver infraestrutura de qualidade, confiável, sustentável e resiliente, incluindo infraestrutura regional e transfronteiriça, para apoiar o desenvolvimento econômico e o bem-estar humano, com foco no acesso equitativo e acessível para todos.</p> <p>9.1.1 - Proporção de população residente em áreas rurais que vive num raio de 2 km de acesso a uma estrada transitável em todas as estações do ano.</p> <p>9.1.2 - Passageiros e cargas transportados por modalidade de transporte.</p>

	<p>Objetivo 12. Garantir padrões sustentáveis de consumo e produção.</p> <p>12.3 Até 2030, reduzir pela metade o desperdício global de alimentos per capita nos níveis de varejo e consumidor e reduzir as perdas de alimentos ao longo das cadeias de produção e fornecimento, incluindo perdas pós-colheita.</p> <p>12.4 Até 2020, alcançar a gestão ambientalmente saudável de produtos químicos e todos os resíduos ao longo de seu ciclo de vida, de acordo com as estruturas internacionais acordadas, e reduzir significativamente sua liberação para o ar, água e solo, a fim de minimizar seus impactos adversos na saúde humana e no meio ambiente.</p> <p>12.5 Até 2030, reduzir substancialmente a geração de resíduos por meio da prevenção, redução, reciclagem e reutilização.</p>
	<p>Objetivo 16. Promover sociedades pacíficas e inclusivas para o desenvolvimento sustentável, proporcionar acesso à justiça para todos e construir instituições eficazes, responsáveis e inclusivas em todos os níveis.</p> <p>16.1 Reduzir significativamente todas as formas de violência e taxas de mortalidade relacionadas em todos os lugares.</p> <p>16.6 Desenvolver instituições eficazes, responsáveis e transparentes em todos os níveis.</p> <p>16.7 Assegurar respostas responsivas, tomada de decisão inclusiva, participativa e representativa em todos os níveis.</p> <p>16.10 Garantir o acesso público à informação e proteger as liberdades fundamentais, de acordo com a legislação nacional e acordos internacionais.</p>

Fonte: <https://brasil.un.org/pt-br/sdgs>

## 5 – Considerações finais

Considerando políticas públicas de restrição orçamentária, em perspectivas de curto, médio e longo prazo, o Sistema de Gerência de Pavimentos deve buscar sempre otimizar a qualidade das rodovias; oferecer segurança a motoristas, passageiros e pedestres, bem como favorecer o desenvolvimento sustentável do setor e o crescimento econômico.

Espera-se com o SGP, impactos na qualidade das estradas para os usuários, e sobretudo, uma melhor gestão dos escassos recursos disponíveis, de maneira mais racional, estabelecendo as prioridades de intervenção, dando peso aos critérios e recomendações técnicas nas decisões, e maior transparência.

Com isso, pretende-se:

- Minimizar custos de transporte,
- Preservar o valor dos ativos,
- Disponibilizar e manter acessibilidade para os utilizadores,
- Redução dos custos com operação de veículos,
- Poupanças de tempo de viagem,
- Redução da sinistralidade,
- Estímulo do desenvolvimento regional,
- Aumento do conforto e conveniência



## REFERÊNCIAS

ANAC - Manual-para-sgpa-v3 - Manual de Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Aeroportuários – SGPA – ANAC – AGENCIA NACIONAL DE AVIAÇÃO CIVIL

BASTOS, P. Guia para Caracterização de Subtrecho Homogêneo e Processamento do Modelo HDM-4 – DER-MG, 2014

BERNUCCI, L. L. B., et al. Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros. 3ºed. Programa Asfalto nas Universidades, Petrobras Distribuidora S.A., 2007.

CNT. Confederação Nacional do Transporte. Pesquisa CNT de Rodovias 2021. Confederação Nacional do Transporte – CNT, Brasília-DF, disponível na web em: <https://pesquisarodovias.cnt.org.br/>

DER – DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E ESTRADAS DE RODAGEM DE MINAS GERAIS : <http://www.der.mg.gov.br/transparencia/licitacoes/regime-diferenciado-de-contratacao-2021/1852-regime-rdc-2021/2670-edital-110-2021>

DNIT - 745\_manual\_de\_gerencia\_de\_pavimentos – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES

HAAS, R., HUDSON W.R., ZANIEWSKI, P. Modern Pavement Management. Krieger Publishing Co. Malabar, Florida, 1994.

HDM Global, disponível na web em: <http://www.hdmglobal.com/>

INDICADORES BRASILEIROS PARA OS OBJETIVOS DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL: <https://odsbrasil.gov.br/>

NAÇÕES UNIDAS BRASIL : <https://brasil.un.org/pt-br/sdgs>

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### DETERMINAÇÃO DE EQUAÇÕES DE CHUVAS INTENSAS PARA O ESTADO DO PARÁ COM FOCO NAS OBRAS DE DRENAGEM RODOVIÁRIA

*IZABELA MENDONÇA DA SILVA MENDES<sup>1</sup>; PAULINNE MAYSII MASTOP DO RÊGO<sup>2</sup> & MARCELO FIGUEIREDO MASSULO AGUIAR<sup>3</sup>*

#### RESUMO

Os projetos e obras de drenagem de rodovias precisam de estudos de dados sobre o histórico de chuvas tais como duração, intensidade e frequência. No entanto, para o Estado do Pará, há carência de pesquisas recentes que disponham de equações de chuvas intensas, visto que essas equações são modificadas à medida que novos dados são coletados e consolidados. Logo, o objetivo do presente trabalho é gerar as equações de chuvas intensas para 12 municípios paraenses, sendo um por região de integração, a fim de abranger todo o estado. Para isto, foram analisadas as séries históricas de precipitação, disponíveis no Portal HIDROWEB e, com o tratamento dos dados, aplicou-se a distribuição de probabilidades de Gumbel e a desagregação de chuvas (Método das Isozonas) para desenvolvimento das curvas de intensidade-duração-frequência (IDF). Com isso, adotou-se a linearização de Villela (1975) que visa analisar as curvas IDF, transformando-as em retas com equação geral, da qual foram retirados os coeficientes das equações de chuvas intensas. Feito isso, validaram-se as equações pelo Coeficiente de Eficiência (COE). Os principais resultados foram: 12 equações de chuvas intensas com boa confiabilidade, visto que os valores de COE foram superiores a 90%. Assim, calcularam-se as precipitações críticas para os dispositivos de drenagem e obtiveram-se as maiores precipitações em Paragominas, com 228,37 e 192,80 mm/h, para as obras de drenagem superficial e de transposição de talvegues, respectivamente, e em Cametá, com 54,01 mm/h, para os dispositivos de drenagem subsuperficial. As menores precipitações calculadas foram em Belém, com 150,96 mm/h, para as obras de drenagem superficial, e em Breves, com 128,37 e 35,11 mm/h, para os dispositivos de drenagem de transposição de talvegues e subsuperficial, respectivamente. Conclui-se que, as equações geradas são válidas para auxílio de projetos de sistemas de drenagem, atualizando as equações de chuvas existentes, para cada região de integração.

**PALAVRAS-CHAVE:** Chuvas intensas, equações de chuva, estado do Pará, drenagem de rodovias.

#### ABSTRACT

Highway drainage projects and works need studies of rainfall history data such as duration, intensity and frequency. However, for the State of Pará, there is a lack of recent research that has equations of intense rainfall, since these equations are modified as new data is collected and consolidated. Therefore, the objective of the present work is to generate the equations of intense rainfall for 12 municipalities in Pará, one per integration region, in order to cover the entire state. For this, the historical rainfall series available at the HIDROWEB Portal were analyzed and, with the treatment of the data, the Gumbel probability distribution and rainfall disaggregation (Isozon Method) were applied for the development of the intensity-duration-frequency (IDF) curves. With this, the linearization of Villela (1975) was adopted, which aims to analyze the IDF curves, transforming them into straight lines with a general equation, from which the coefficients of the heavy rainfall equations were removed. Once this was done, the equations were validated by the Coefficient of Efficiency (COE). The main results were: 12 heavy rainfall equations with good reliability, since the COE values were above 90%. Thus, the critical rainfall for the drainage devices was calculated and the highest precipitation was obtained in Paragominas, with 228.37 and 192.80 mm/h, for the surface drainage and slope transposition works, respectively, and in Cametá, with 54.01 mm/h, for the subsurface drainage devices. The smallest calculated precipitations were in Belém, with 150.96 mm/h, for the surface drainage works, and in Breves, with 128.37 and 35.11 mm/h, for the slope crossing and subsurface drainage devices, respectively. It can be concluded that the equations generated are valid to aid the design of drainage systems, updating the existing rainfall equations for each integration region.

**KEY WORDS:** Intense rainfall, rainfall equations, Pará state, drainage of roads.

<sup>1</sup> Bacharel em Engenharia Civil. Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil – FEC. Instituto de Tecnologia – ITEC. Av. Augusto Corrêa, 01- Guamá, Belém-PA, 66075-110. E-mail: izabelasilva150@gmail.com

<sup>2</sup> Bacharel em Engenharia Civil. Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil – FEC. Instituto de Tecnologia – ITEC. Av. Augusto Corrêa, 01- Guamá, Belém-PA, 66075-110. E-mail: paulinne.mastop12@gmail.com

<sup>3</sup> Professor Adjunto. Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil – FEC. Instituto de Tecnologia – ITEC. Av. Augusto Corrêa, 01- Guamá, Belém-PA, 66075-110. E-mail: mmassulo@ufpa

## INTRODUÇÃO

As obras hidráulicas, como sistemas de drenagem urbana e de rodovias, dependem diretamente das características das chuvas para o seu dimensionamento e bom funcionamento (PEREIRA; DUARTE; SARMENTO, 2017). Por isso, há interesse em se registrar a ocorrência de chuvas ao longo dos anos, utilizando medidores de precipitação, como pluviômetros e pluviógrafos, que registram a precipitação diária, a fim de compor uma série histórica de dados de chuva com o passar dos anos. Vale ressaltar que, é importante que esta série possua dados longos, contínuos e confiáveis, para o melhor estudo da ocorrência de chuvas e melhor definição dos parâmetros das equações de chuva.

As chuvas de projeto são as precipitações críticas que podem ocorrer em um determinado local, as quais são definidas por meio das relações hidrológicas, como as Equações de Chuvas Intensas, que fornecem elementos para o cálculo da vazão e o dimensionamento dos dispositivos de drenagem. Vale destacar que, as primeiras equações para o Brasil foram definidas por Otto Pfafstetter (1957), para 98 postos com pluviógrafos, e a partir deste estudo, foram se atualizando as relações IDF para diversos municípios brasileiros.

Essas equações são geradas para cada localidade, por meio das séries históricas de chuvas da região, e possuem grande importância para diversas atividades, como, por exemplo, o dimensionamento de sistema de drenagem urbana e rodoviária, visto que problemas como alagamentos, inundações e erosão dos solos são causados pela chuva, atrelada a má gestão urbana, e para conter esses problemas necessita-se dimensionar infraestruturas hidráulicas com capacidade de suportar a chuva mais intensa, para cada período de retorno e tempo de concentração a serem adotados, além do melhor gerenciamento das infraestruturas urbanas, por meio dos órgãos competentes.

Assim, em relação às infraestruturas hidráulicas, o estudo de chuvas intensas tem elevada importância para seu projeto e execução. São exemplos de obras hidráulicas; as obras de drenagem urbana, vertedouros de barragens, drenagem e água pluvial residencial; estes dependem das chuvas intensas para escolha do tipo de obra a ser projetada, seu dimensionamento e execução, visando suportar a precipitação e manter a qualidade da estrutura. Em suma, para o correto dimensionamento dos dispositivos do sistema de drenagem, são necessários estudos hidrológicos que tem a caracterização do regime pluviométrico, que permitem calcular a vazão de projeto para que se determine o tipo de obra que deve ser executada em cada curso d'água (DELGADO, 2008).

Entende-se por Tempo de Retorno o intervalo de ocorrência de chuva de mesma intensidade, definido, em anos, de acordo com a obra a ser desenvolvida, usualmente, utilizam-se os valores de 1, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos. E compreende-se por tempo de concentração o período, a partir do início da chuva, que leva para que toda a bacia contribua para o escoamento superficial, até chegar em um ponto de controle (SECRETARIA DO PLANEJAMENTO ESTRATÉGICO, 2017), o qual é determinado em minutos. Estas são as variáveis essenciais para a determinação de vazão crítica, por meio da equação de chuvas intensas.

Destaca-se ainda que, ao longo dos anos, algumas equações foram obtidas para o Estado do Pará, como em Souza *et al.* (2012) que desenvolveu equações de chuva para 74 cidades do estado e Cruz *et al.* (2019) que desenvolveu equações de chuvas para o município de Altamira-PA, porém, sabendo-se da inviabilidade em se realizar o dimensionamento de infraestruturas hidráulicas a partir de equações com séries históricas antigas, é importante atualizar as equações de chuvas intensas, a fim de contribuir para o estudo hidrológico, principalmente, para o Estado do Pará, em razão do seu clima, com grande ocorrência de chuvas e poucos estudos nesta área.

## MÉTODO

Com o intuito de determinar as equações de chuvas intensas para o estado do Pará, escolheu-se séries históricas de 12 cidades (uma de cada Região de Integração) com base em sua centralidade no mapa,

a população e a duração de cada série histórica de dados pluviométricos, as quais foram obtidas no Portal HIDROWEB disponível no site da Agência Nacional das Águas (ANA). As cidades são: Altamira, Belém, Bragança, Breves, Cametá, Castanhal, Itaituba, Marabá, Oriximiná, Paragominas, Redenção e Tucuruí. Na figura 1, são apresentados os postos pluviométricos de cada município escolhido.

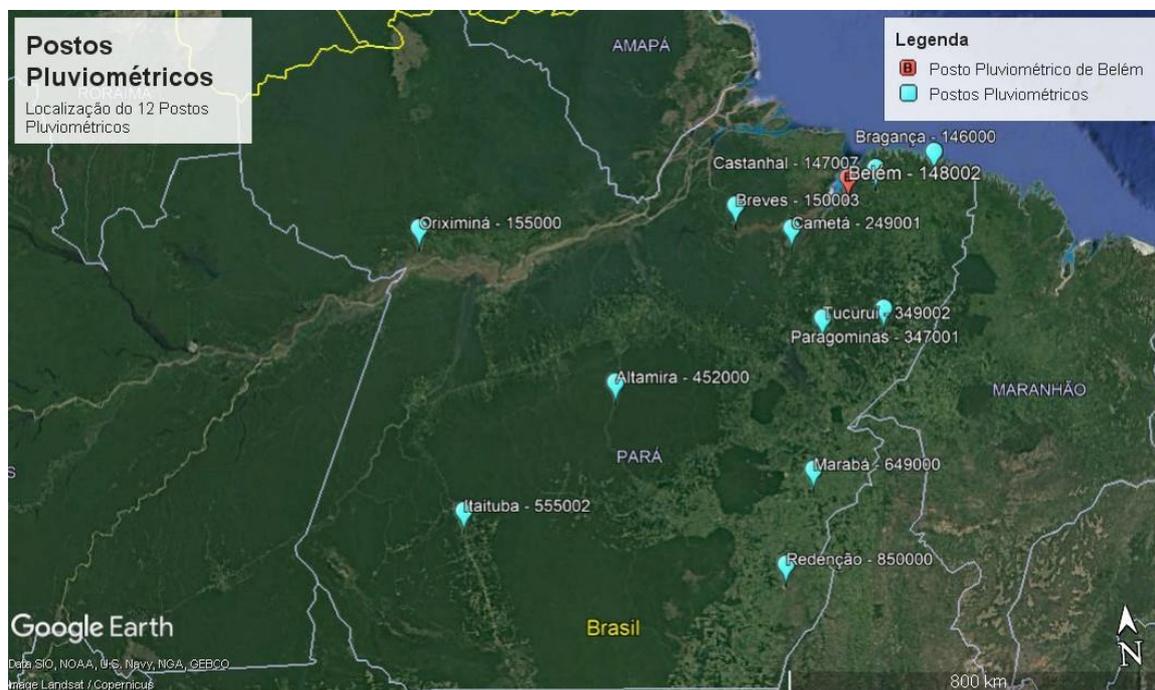


Figura 1. Localização das estações pluviométricas no Estado do Pará (GOOGLE EARTH, 2021)

Após a coleta de dados, fez-se o tratamento, definindo as precipitações máximas de cada ano das séries históricas, a fim de calcular a Média e o Desvio-Padrão dessas máximas. A partir disso, foi possível indicar os anos mais chuvosos, os meses com mais e menos chuvas e as chuvas críticas registradas para cada município.

É importante fazer uso das distribuições de probabilidade para tratamento e ajuste dos dados, visando observar o seu comportamento, isto se dá pela impossibilidade de definir chuvas de projeto para longos Tempos de Retorno ( $T_R$ ), como 100 anos ou mais, visto que não há registros de chuvas com longo período. Sabendo disso, para o processo de cálculo da distribuição de probabilidade, escolheu-se o Método de Gumbel, desenvolvido por Emil Julius Gumbel, que visa “modelar os valores máximos de ocorrência de um determinado fenômeno de interesse” (COTTA; CORREA; ALBUQUERQUE, 2016, p. 204), o qual é mais usual e promove bons resultados para a determinação das equações de chuvas (SOUZA *et al.*, 2012 & CRUZ *et al.*, 2019 & OLIVEIRA, 2017 & OLIVEIRA; ANTONINI; FIOREZE, 2008). Sendo assim, considerando os Tempos de Retorno de 5, 10, 20, 25, 50 e 100 anos, utilizou-se as equações 1, 2 e 3, sequencialmente, com a finalidade de determinar a precipitação máxima diária para cada  $T_R$ .

$$Y_{TR} = -\ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{TR} \right) \right] \quad (1)$$

$$K_{TR} = -0,45 + 0,78 \times Y_{TR} \quad (2)$$

$$X_{TR} = \bar{X} + K_{TR} \times S \quad (3)$$

em que:

$Y_{TR}$  → variável reduzida da distribuição de Gumbel;

$T_R$  → tempo de retorno (anos);

$X_{TR}$  → precipitação máxima diária para determinado  $T_R$  (mm);

$K_{TR}$  → fator de frequência (adimensional);

$\bar{X}$  → média da precipitação máxima diária (mm);

$S$  → desvio padrão dos dados de precipitação máxima diária (mm).

Após a aplicação do método de Gumbel, realizou-se a desagregação de chuvas, transformando as chuvas de 24 horas em chuvas de menor duração, conforme o método das Isozonas, no qual, inicialmente, multiplica-se as precipitações encontradas ( $X_{TR}$ ) por 1,095 (TORRICO, 1974), em seguida, desagregam-se as precipitações em chuvas de 24h, 1h e 6 min multiplicando-as pelos coeficientes tabelados, para cada período de retorno. Os coeficientes são obtidos por meio da divisão do Brasil em zonas de A a H, como indicado na Figura 2, nas quais verificou-se em qual faixa estavam localizadas as estações pluviométricas escolhidas. E ao determinar as zonas escolhidas, trabalhou-se com os coeficientes de desagregação, mostrados na Tabela 1, para cada faixa definida.

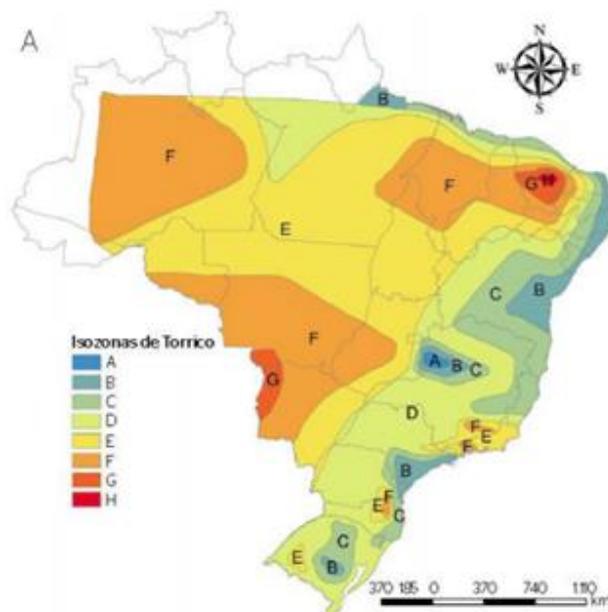


Figura 2. Mapa do Brasil dividido em Zonas proposto por Torrico (1974) (BASSO *et al.*, 2016 apud TORRICO, 1974)

Tabela 1. Coeficientes de desagregação das chuvas intensas associados às isozonas (TORRICO, 1974)

Zonas	1h/24h (%)										6 min/24h (%)	
	Tempo de Recorrência (anos)										TR (anos)	
	5	10	15	20	25	30	50	100	1000	10000	5-50	100
A	36,2	35,8	35,6	35,5	35,4	35,3	35,0	34,7	33,6	32,5	7,0	6,3
B	38,1	37,8	37,5	37,4	37,3	37,2	36,9	36,6	35,4	34,3	8,4	7,5
C	40,1	39,7	39,5	39,3	39,2	39,1	38,8	38,4	37,2	36,0	9,8	8,8
D	42,0	41,6	41,4	41,2	41,1	41,0	40,7	40,3	39,0	37,8	11,2	10,0
E	44,0	43,6	43,3	43,2	43,0	42,9	42,6	42,2	40,9	39,6	12,6	11,2
F	46,0	45,5	45,3	45,1	44,9	44,8	44,5	44,1	42,7	41,3	13,9	12,4
G	47,9	47,4	47,2	47,0	46,8	46,7	46,4	45,9	44,5	43,4	15,4	13,7
H	49,9	49,4	49,1	48,9	48,6	48,6	48,3	47,8	46,3	44,8	16,7	14,9

Após a análise do mapa, as zonas dos doze postos de coleta dos dados são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Isozonas para cada município estudado (AUTOR, 2021)

Região de Integração	Município	Isozona
Araguaia	Redenção	E
Baixo Amazonas	Oriximiná	D
Carajás	Marabá	F
Guajará	Belém	D
Guamá	Castanhal	C
Lago do Tucuruí	Tucuruí	E
Marajó	Breves	E
Rio Caeté	Bragança	B
Rio Capim	Paragominas	F
Tapajós	Itaituba	E
Tocantins	Cametá	E
Xingu	Altamira	E

Sendo assim, após aplicar a desagregação com os coeficientes da Tabela 1, gerou-se as curvas IDF para cada série histórica, e, a partir delas, pôde-se obter as equações de chuvas intensas, em função dos tempos de retorno e de concentração, conforme a equação 4.

$$i = \frac{a \times T_R^b}{(tc+c)^d} \quad (4)$$

em que:

$i$  → intensidade (mm/h)

$a, b, c, d$  → constantes relacionadas a cada local de estudo;

$T_R$  → tempo de retorno (anos);

$tc$  → tempo de concentração (minutos).

Ao obter os valores das precipitações de menor duração, foi possível desenvolver as curvas IDF e definir os parâmetros (a), (b), (c) e (d). Para definição do parâmetro (c) usou-se o procedimento abordado em Fendrich (1998), onde se escolhe dois pontos extremos e conhecidos das curvas para cada tempo de retorno (coordenadas  $i_1, t_1$  e  $i_2, t_2$ ) e considerou-se um terceiro ponto (coordenadas  $i_3, t_3$ ) dessas mesmas curvas (GOMES, 2011), cuja intensidade é calculada por meio da equação 5.

$$i_3 = \sqrt{i_1 \times i_2} \quad (5)$$

O valor da coordenada  $t_3$  foi definida a partir da leitura do gráfico IDF, após isso, calculou-se o valor do parâmetro (c) por meio da equação 6.

$$c = \frac{(t_3)^2 - t_1 \times t_2}{(t_1 + t_2 - 2 \times t_3)} \quad (6)$$

Os parâmetros (a), (b) e (d) podem ser definidos pela linearização proposta por Villela (1975), na qual, considerou-se um parâmetro (M) que substituiu o numerador da equação 4, o que resultou nas equações 7 e 8.

$$i = \frac{M}{(tc+c)^d} \quad (7)$$

$$M = a \times T_R^b \quad (8)$$

Deste modo, definido o coeficiente (c), aplicou-se o logaritmo natural nas equações 7 e 8, a fim de maximizar o coeficiente de Variância R<sup>2</sup> (OLIVEIRA, 2017) e fazer com que as curvas intensidade-duração se transformem em retas paralelas (VILLELA, 1975), resultando nas equações 9 e 10.

$$\ln(I) = \ln(M) - d \times \ln(tc+c) \quad (9)$$

$$\ln(M) = \ln(a) + b \times \ln(TR) \quad (10)$$

A partir da aplicação do procedimento abordado em Fendrich (1998) e a linearização proposta por Villela (1975), definiu-se os parâmetros das equações de chuva para as 12 cidades. Por fim, fez-se a validação dos resultados, a partir do Coeficiente de Eficiência de Nash e Sutcliffe (COE), cuja análise está apresentada na equação 11 e na Tabela 3.

$$COE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (E_m - E_s)^2}{\sum_{i=1}^n (E_m - \bar{E}_s)^2} \quad (11)$$

em que:

$E_m$  → evento observado;

$E_s$  → evento simulado;

n → número de eventos;

$\bar{E}_s$  → média do evento observado no período de simulação.

Tabela 3. Classificação dos valores obtidos no COE (SILVA *et. al.*, 2008 apud OLIVEIRA, 2017)

Variação do COE	Avaliação
Maior que 0,75	Bom Desempenho
Entre 0,36 e 0,75	Desempenho Aceitável
Menor que 0,36	Modelo Inaceitável

Assim, foi possível obter as intensidades pluviométricas para diferentes tempos de retorno e de concentração. Além disso, foi possível obter as chuvas de projeto para os elementos de drenagem, de acordo com os pares de Tempo de Retorno e Concentração para cada dispositivo de drenagem, seguindo as recomendações propostas pelo DNIT (2006):

- Para os dispositivos de Drenagem Superficial, como as sarjetas e valetas: tempo de Retorno de 10 anos e tempo de Concentração de 5 minutos;
- Para os dispositivos de Drenagem Subsuperficial ou do Pavimento, como as camadas drenantes: tempo de Retorno de 1 ano e tempo de Concentração de 60 minutos;
- Para os dispositivos de Drenagem de Transposição de Talvegues, como os bueiros que drenam bacias pequenas: tempo de Retorno de 25 anos e tempo de Concentração de 10 minutos.

Por fim, será feita uma verificação adicional sobre o comprimento crítico de uma sarjeta de corte (dispositivo de Drenagem Superficial), visando retratar a importância em atualizar as equações de chuvas intensas.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

O procedimento para obtenção das equações de chuva seguiu o método de cálculo já descrito, onde se destaca que o primeiro passo é a coleta e tratamento dos dados. Logo, houve a análise dos postos pluviométricos das cidades estudadas, disponíveis no Portal HIDROWEB, onde a escolha foi determinada pelos postos com a maior quantidade de dados consecutivos e consistidos.

Após a coleta, fez-se o tratamento dos dados, assim, pôde-se verificar os meses mais e menos chuvosos, a chuva crítica, a média e desvio-padrão de cada cidade. Com isso, percebeu-se que o mês mais chuvoso, em todas as cidades, foi o mês de março, seguido pelos meses de dezembro, janeiro, fevereiro e abril, visto que este período se trata do inverno Amazônico, tendo seu ápice em março. Enquanto os meses com menos chuvas se distribuiu entre julho, agosto e outubro, de acordo com a localização geográfica da cidade.

Em linhas gerais, cidades mais ao sul do estado (Redenção, Itaituba, Marabá) apresentam estiagem crítica em julho e cidades mais ao norte (Belém, Bragança, Castanhal, Oriximiná) têm o mês de outubro como mais seco, bem como para cidades centrais (Paragominas, Tucuruí e Altamira), a seca ocorre no mês de agosto. As cidades que apresentaram as maiores precipitações foram e Castanhal (228,60 mm) e Paragominas (204,50 mm). E as cidades que apresentaram as menores precipitações foram Belém (136,90 mm) e Breves (111,20 mm).

Após a aplicação dos métodos de Gumbel, da desagregação de chuvas e da linearização das curvas IDF de Villela (1975), como já foi descrito, resultou-se nos parâmetros das 12 equações de Chuvas Intensas dispostos na Tabela 4.

Com a definição dos coeficientes das equações, fez-se a validação das equações, utilizando a equação 11, na qual adotou-se como  $E_S$  os valores resultantes da equação de chuva intensa encontrada ao considerar o tempo de retorno de 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos e o tempo de concentração de 1440, 60 e 6 minutos. Exemplificando, adotou-se  $E_{S1}$  para  $T_R = 5$  anos e  $t_c = 1440$  min,  $E_{S2}$  para  $T_R = 5$  anos e  $t_c = 60$  min e  $E_{S3}$  para  $T_R = 5$  anos e  $t_c = 6$  min, e o mesmo processo foi realizado para todos os tempos de retorno. Para os valores de  $E_m$  utilizou-se a leitura das curvas IDF, correspondentes ao tempo de retorno e concentração de cada  $E_S$ . Esse processo foi realizado para cada  $T_R$  e a partir dos seus valores de COE foi possível obter a média, para cada cidade, resultando em elevados valores do Coeficiente de Eficiência de Nash e Sutcliffe (COE), retratados nas Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros a, b, c e d das equações de chuvas intensas e informações gerais provenientes do tratamento de dados dos municípios estudados (AUTOR, 2021)

Município	a	b	c	d	Valores Médios do COE	Séries Históricas (anos)	Desvio Padrão dos dados de precipitação máxima
Altamira	877,8713	0,0914	6,1500	0,7156	0,9853	23	22,80 mm
Belém	660,2378	0,0863	6,9643	0,6746	0,9752	38	21,19 mm
Bragança	533,8954	0,1043	5,0966	0,6242	0,9460	23	29,20 mm
Breves	739,0015	0,0936	6,9643	0,7247	0,9881	31	18,50 mm
Cametá	1136,7175	0,0802	6,9646	0,7247	0,9884	34	24,5 mm
Castanhal	702,9600	0,1402	5,9935	0,6643	0,9683	20	40,42 mm
Itaituba	887,1375	0,0618	6,9643	0,7247	0,9887	22	15,50 mm
Marabá	1069,2364	0,1014	6,9643	0,7448	0,9908	25	24,93 mm
Oriximiná	786,5844	0,1115	6,1500	0,6923	0,9795	27	29,02 mm
Paragominas	1038,2584	0,1126	6,1500	0,7355	0,9881	21	28,7 mm
Redenção	1034,2171	0,0911	6,7970	0,7229	0,9876	23	25,51 mm
Tucuruí	1048,9029	0,0843	6,3085	0,7174	0,9861	31	24,90 mm

Sendo assim, percebe-se elevados valores do Coeficiente de Eficiência, sempre acima de 0,90, mostrando que as equações obtidas possuem boa qualidade, validade e confiabilidade. Vale frisar que a equação de chuvas intensas que apresentou o maior COE médio foi a de Marabá e a que apresentou o menor COE médio foi a de Bragança.

As equações obtidas são importantes para a determinação das chuvas de projeto para diversas atividades, principalmente, a drenagem de rodovias, que dependem da intensidade de chuva,

ocorrência e duração. Com isso, foram obtidas as precipitações intensas, por meio das equações, utilizando os pares de Tempos de Retorno e de Concentração para cada dispositivo de drenagem. Sendo assim, calculou-se a chuva de projeto para cada tipo de obra nas cidades de estudo, conforme as Tabelas 5, 6 e 7.

Para dimensionamento das obras de Drenagem Superficial (como as valetas e sarjetas) utilizou-se o par de tempo de retorno de 10 anos e tempo de concentração de 5 minutos, conforme recomendação do DNIT, e as intensidades obtidas foram listadas na Tabela 5, assim como as intensidades obtidas através da equação de chuva proposta em 2012 no Trabalho "Equações de chuvas intensas para o Estado do Pará" de Souza *et al.*

É importante ressaltar que, para a drenagem superficial, a chuva mais intensa foi obtida na cidade de Paragominas com 228,37 mm/h e a menos intensa foi a de Belém com 150,96 mm/h, ou seja, a chuva de projeto de uma sarjeta de corte para Paragominas é 51,28% maior que a precipitação para o mesmo dispositivo de drenagem superficial na cidade de Belém.

Observa-se que, para a drenagem superficial, as equações do presente trabalho em comparação ao trabalho de Souza *et al.*, resultaram em intensidades maiores para as cidades de Breves (151,74 mm/h), Cametá (226,31 mm/h), Paragominas (228,37 mm/h) e Redenção (214,25 mm/h), enquanto as chuvas intensas obtidas para Belém, Marabá, Oriximiná e Tucuruí, praticamente, não variaram e os municípios de Altamira, Bragança, Castanhal e Itaituba sofreram redução da precipitação.

Tabela 5. Intensidade pluviométrica para obras de drenagem superficial (AUTOR, 2021)

Município	Intensidade (mm/h)	Intensidade (mm/h) Souza <i>et al.</i> (2012)	Diferença percentual (%)
Paragominas	228,37	212,39	7,5
Cametá	226,31	215,13	5,2
Tucuruí	223,25	226,98	1,7
Redenção	214,25	208,69	2,7
Marabá	212,65	225,40	6
Castanhal	197,47	231,43	17,2
Altamira	192,93	223,08	15,6
Oriximiná	191,52	201,68	5,3
Itaituba	169,30	206,64	22,1
Bragança	160,31	220,31	37,4
Breves	151,74	150,26	1
Belém	150,96	169,86	12,52

Em seguida, calculou-se a chuva de projeto para as obras de drenagem subsuperficial, considerando o tempo de retorno de 1 ano e tempo de concentração de 60 minutos, conforme recomendação do DNIT. Feito isso, organizou-se na Tabela 6 os valores obtidos para cada cidade do estudo, e intensidades obtidas através da equação de chuva proposta por Souza *et al.* (2012) para esse mesmo tipo de drenagem.

Em relação aos dispositivos de drenagem subsuperficial (como as camadas drenantes e os drenos), nota-se que, a chuva mais intensa foi registrada na cidade de Cametá, com 54,01 mm/h, em contrapartida, a cidade de Breves registrou a precipitação menos intensa, com 35,11 mm/h. Sendo assim, um dreno em Breves, possui uma chuva de projeto 35% menor que o mesmo dreno na cidade de Cametá. Observa-se ainda que, os municípios de Breves, Cametá, Itaituba, Paragominas e Redenção, praticamente, não variaram os valores de intensidade em comparação aos de Souza *et al.*, enquanto as cidades de Altamira, Belém, Bragança, Castanhal, Marabá, Oriximiná e Tucuruí obtiveram redução dos dados.

Tabela 6. Intensidade pluviométrica para obras de drenagem subsuperficial (AUTOR, 2021)

Município	Intensidade (mm/h)	Intensidade (mm/h) Souza <i>et al.</i> (2012)	Diferença percentual (%)
Cametá	54,01	56,17	4
Tucuruí	51,75	58,44	12,9
Redenção	49,60	53,42	7,7
Paragominas	47,57	51,98	9,3
Marabá	46,69	57,44	23
Altamira	43,72	72,51	65,9
Castanhal	43,47	56,20	29,3
Oriximiná	43,19	51,33	18,8
Itaituba	42,15	49,6	17,7
Bragança	39,39	55,75	41,5
Belém	38,72	44,33	14,5
Breves	35,11	38,93	10,9

Por fim, calculou-se as chuvas de projeto para os dispositivos de drenagem de transposição de talvegues (bueiros de transposição), adotando os tempos de retorno e concentração de 25 anos e 10 min, respectivamente, conforme recomendações do DNIT, e os valores obtidos foram dispostos na Tabela 7, além das intensidades obtidas através da equação de chuva proposta por Souza *et al.* (2012). Nota-se que, para os dispositivos de transposição de talvegues, a maior intensidade pluviométrica ocorre em Paragominas (192,80 mm/h), já no município de Breves tem-se a menor intensidade pluviométrica (128,37 mm/h), o que representa uma diferença de aproximadamente 33,42% da maior para a menor chuva. Comparando as intensidades, percebe-se que o município de Paragominas (192,80 mm/h) registrou aumento de intensidade. Já as cidades de Breves, Cametá e Redenção quase não variaram e as demais cidades resultaram em chuvas menores que as de Souza *et al.* (2012).

Tabela 7. Intensidade pluviométrica para obras de drenagem de transposição de talvegues (AUTOR, 2021)

Município	Intensidade (mm/h)	Intensidade (mm/h) Souza <i>et al.</i> (2012)	Diferença percentual (%)
Paragominas	192,80	192,55	0,1
Cametá	189,11	190,08	0,5
Tucuruí	185,69	201,67	8,6
Redenção	180,40	185,87	3
Marabá	179,91	201,10	11,8
Castanhal	175,04	210,47	20,2
Oriximiná	164,13	180,04	9,7
Altamira	160,93	200,76	24,7
Itaituba	139,10	188,80	35,7
Bragança	137,22	197,09	43,6
Belém	129,09	150,13	16,3
Breves	128,37	133,19	3,8

Em relação ao presente trabalho, observou-se que com tempos de concentração baixos, a intensidade de chuvas é mais alta para um mesmo tempo de retorno, logo os valores de intensidade dos dispositivos de drenagem subsuperficial são menores que dos dispositivos de drenagem superficial e de transposição de talvegues.

A partir dos dados de intensidade pluviométrica para os diferentes tipos de dispositivo de drenagem, percebe-se que, cidades mais próximas geograficamente, tendem a apresentar condições de chuvas semelhantes (como em Paragominas e Tucuruí), o que possibilita que as equações de chuvas utilizadas nesse trabalho possam ser utilizadas para várias áreas entre essas cidades. Entretanto, nota-se que, Castanhal possui uma localização geográfica próxima de Belém e Bragança, porém as intensidades de chuva obtidas são diferentes, o que se justifica nas condições de chuva apresentadas em Castanhal, onde há um desvio padrão elevado em relação aos dados de precipitação máxima (conforme a Tabela 4).

Além disso, vale ressaltar que, ao comparar as equações obtidas no presente trabalho com as equações obtidas no estudo de Souza *et al.* (2012), as variações dos dados de precipitação podem ter ocorrido pela diferença entre as metodologias utilizados, visto que Souza *et al.* (2012) utilizou o método de DAEE-CETESB para desagregação de chuvas, enquanto no presente trabalho, usou-se o método das Isozonas. Outro ponto é a diferença das séries históricas e o regime de chuvas que pode ter alterado com o passar dos anos. Por outro lado, mesmo com limitações e variação na análise comparativa, ressalta-se que estas podem auxiliar em planejamento de sistemas de drenagem, bem como, em diversas atividades econômicas, provendo dados recentes de precipitações intensas.

Visando exemplificar a importância de se atualizar as equações de chuva, fez-se o dimensionamento de uma sarjeta de corte (dispositivo de drenagem superficial) em uma rodovia localizada na cidade de Paragominas, a partir dos valores de intensidade, para  $T_R$  de 10 anos e  $t_c$  de 5 minutos, obtidos no presente trabalho e no artigo de Souza *et al.* (2012), a fim de comparação. O passo a passo do dimensionamento hidráulico está detalhado no Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006). Sendo assim, para a exemplificação adotou-se as seguintes características: a escolha da sarjeta tipo STC04 do Álbum de Projetos do DNIT (2010), como na figura 3, cuja área de contribuição advém de um talude de 7 metros; faixa de Tráfego de 4 metros; acostamento de 3 metros; além da sarjeta de 0,7 metros de largura; o Coeficiente de Escoamento de 0,6 para o talude e 0,9 para as demais áreas (DNIT, 2006); declividade da sarjeta de 3% e coeficiente de rugosidade de 0,016 (DNIT, 2006).

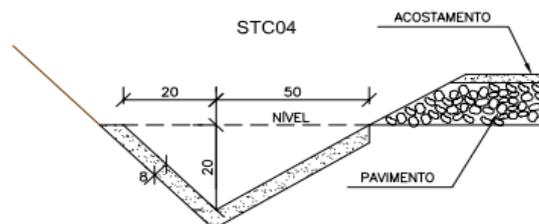


Figura 3. Sarjeta de Corte tipo STC04 (DNIT, 2010)

A partir disto, desenvolveu-se o dimensionamento hidráulico (DNIT, 2006). Inicialmente, calculou-se a vazão de contribuição ( $Q_1$ ), em  $m^3/s/m$ , obtendo a vazão para cada 1 metro de sarjeta, e a vazão suportada pela sarjeta ( $Q_2$ ), em  $m^3/s$ . Por fim, definiu-se o comprimento crítico da sarjeta ( $d$ ).

Os resultados obtidos foram compactados na tabela 8, mostrando que, ao considerar a equação obtida em 2012, seria necessário a utilização de 1 sarjeta de corte a cada 220 metros, enquanto a equação obtida no presente trabalho mostra que seria necessário utilizar 1 sarjeta a cada 200 m, retratando a necessidade de atualizar as equações, visando, neste caso, aumentar a segurança da rodovia, ou a economia de sarjetas em excesso, na redução da intensidade em comparação com Souza *et al.* (2012).

Tabela 8. Dimensionamento hidráulico da sarjeta de corte (AUTOR, 2022)

	Souza <i>et al.</i> (2012)	Presente Trabalho
Vazão de Contribuição ( $Q_1$ )	0,000657	0,000706
Vazão Suportada ( $Q_2$ )	0,147	0,147
Comprimento Crítico ( $d$ )	220	200

## CONCLUSÃO

O presente artigo abordou a questão das equações de chuvas intensas, visando a sua importância para obras de drenagem rodoviária, tendo como objetivo principal gerar as equações de chuva para 12 cidades do Estado do Pará (com séries históricas variando entre 20 e 38 anos, conforme Tabela 4), possibilitando calcular as chuvas de projeto para os dispositivos de drenagem de rodovias. Com isso, pode-se afirmar que os objetivos foram cumpridos ao longo do trabalho, resultando em 12 equações de chuvas intensas para o Estado do Pará, utilizando os dados mais recentes e confiáveis disponíveis de precipitação, a fim de atualizar as equações definidas em outros estudos, podendo auxiliar, principalmente, o dimensionamento de infraestruturas de drenagem, o qual foi exemplificado na verificação do comprimento crítico de um dispositivo de drenagem superficial.

Diante dos resultados obtidos, é importante salientar que:

- Foram obtidas as 12 equações de chuvas intensas, seguindo o método de distribuição de probabilidade de Gumbel, o método de desagregação de Chuvas das Isozonas de Torrico (1974) e o método de linearização proposto por Villela (1975);
- O coeficiente “a” variou de 533,8954 a 1136,7175; o coeficiente “b” variou de 0,0618 a 0,1402; o coeficiente “c” variou de 5,0966 a 6,9643 e o coeficiente “d” variou de 0,6242 a 0,7448.
- A validação das equações pelo Coeficiente de Eficiência de Nash e Sutcliffe (COE), mostrou que as mesmas, possuem um bom desempenho, com COE sempre acima de 0,90. A equação de chuvas intensas que apresentou o maior COE médio foi a de Marabá (0,9908) e a que apresentou o menor COE médio foi a de Bragança (0,9460);
- Para a drenagem superficial, ao ser comparado com o estudo de Souza *et al.* (2012), destaca-se que as cidades de Breves, Cametá, Paragominas e Redenção, registraram aumento da precipitação, enquanto Belém, Marabá, Oriximiná e Tucuruí, praticamente não houve variação, e as cidades de Altamira, Bragança, Castanhal, Itaituba obtiveram redução na precipitação;
- Considerando a drenagem subsuperficial, percebe-se que a variação das intensidades foi pequena, assim, as cidades de Breves, Cametá, Itaituba, Paragominas e Redenção, praticamente, não variaram, entretanto, Altamira, Belém, Bragança, Castanhal, Marabá, Oriximiná, e Tucuruí sofreram redução na precipitação;
- E, para a drenagem de transposição de talvegues, observa-se que a cidade de Paragominas registrou um pequeno aumento dos valores. As cidades de Breves, Cametá e Redenção, praticamente não variaram, e as cidades de Altamira, Belém, Bragança, Castanhal, Itaituba, Marabá, Oriximiná e Tucuruí obtiveram redução dos valores de precipitação.
- Cidades próximas apresentam regimes de chuvas semelhantes, possibilitando a utilização das equações de chuvas obtidas nos 12 municípios para regiões próximas a esses.

Em suma, o trabalho apresentou equações confiáveis, com bons resultados, podendo auxiliar no planejamento das obras hidráulicas, principalmente os sistemas de drenagem. Em contrapartida, o estudo se deu apenas para 12 municípios do estado, por conta da restrição de tempo e indisponibilidade de dados, visto que o Portal HIDROWEB tem fornecido dados consistidos antigos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA. **HidroWeb**: Sistemas de informações hidrológicas. Disponível em: <https://www.snirh.gov.br/hidroweb/apresentacao>.
- BASSO, Raviel Eurico; ALLASIA, Daniel Gustavo; TASSI, Rutinéia; PICKBRENNER, Karine. Revisão das isozonas de chuvas intensas do Brasil. **Eng. Sanit. Ambient.**, Rio de Janeiro, v. 21, n. 4, p. 635-641, dez. 2016. DOI: 10.1590/S1413-41522016133691. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/esa/a/gvTwTJsRtbmy95cgLYcJ5y/?format=pdf&lang=pt>. Acesso em: 25 set. 2021.
- COTTA, Higor Henrique Aranda; CORREA, Wesley de Souza Campos; ALBUQUERQUE, Taciana Toledo de Almeida. Aplicação da distribuição de Gumbel para valores extremos de precipitação no município de Vitória-

- ES. **Revista Brasileira de Climatologia**, Curitiba, Ano 12, v. 19, p 203-2017, dez. 2016. Disponível em: <https://revistas.ufpr.br/revistaabclima/article/view/39440/29391>. Acesso em: 19 set. 2021.
- CRUZ, Josias da Silva; ALVES, Igor Henrique Coelho; ALVES, Cleidson da Silva; FIGUEIREDO, Nélío Moura de; GOMES, Evanice Pinheiro; COSTA, Carlos Eduardo Aguiar de Souza *et al.* Equações de chuvas intensas com dados CPC Morphing Technique (CMORPH) para o município de Altamira - PA. **IRRIGA**, [S. l.], v. 24, n. 1, p. 192–207, 2019. DOI: 10.15809/irriga.2019v24n1p192-207. Disponível em: <https://revistas.fca.unesp.br/index.php/irriga/article/view/3654>. Acesso em: 28 set. 2021.
- DELGADO, Neila Carvalho Ferreira. **Hidrologia na drenagem das rodovias**. 2008. 38 p. Monografia apresentada como requisito parcial para a obtenção do título (Especialização em transporte e Trânsito) - Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET/MG, Belo Horizonte. Disponível em: [http://www.der.mg.gov.br/index.php?preview=1&option=com\\_dropfiles&format=&task=frontfile.download&catid=335&id=2361&Itemid=100000000000](http://www.der.mg.gov.br/index.php?preview=1&option=com_dropfiles&format=&task=frontfile.download&catid=335&id=2361&Itemid=100000000000). Acesso em: 24 set. 2021.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Drenagem de Rodovias**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2006. 333 p. IPR 724. Disponível em: [https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/724\\_manual\\_drenagem\\_rodovias.pdf](https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/724_manual_drenagem_rodovias.pdf). Acesso em: 18 set. 2021.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Álbum de Projetos - Tipo de Dispositivos de Drenagem**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2010. 110 p. IPR 736. Disponível em: [https://solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2010/02/18%20-%20Album\\_de\\_projetos\\_tipo\\_dispositivos\\_de\\_drenagem\\_ipr\\_736.pdf](https://solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2010/02/18%20-%20Album_de_projetos_tipo_dispositivos_de_drenagem_ipr_736.pdf). Acesso em: 24 mai. 2022.
- FENDRICH, Roberto. **Chuvas intensas para obras de drenagem no Estado do Paraná**. 1. ed. Curitiba- PR: Champagnat, 1998. 99 p.
- GOMES, Ariel Ortiz. **Modelagem Estatística da Precipitação**: estudo de caso bacia do Rio Taquarizinho/ MS. 2011. 63 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento Ambiental e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Campo Grande, 2011. Disponível em: <https://repositorio.ufms.br/bitstream/123456789/2185/1/Ariel%20Ortiz%20Gomes.pdf>. Acesso em: 28 set. 2021.
- MENDES, Izabela Mendonça da Silva; RÊGO, Paulinne Maysi Mastop do. Determinação de equações de chuvas intensas para o estado do Pará com foco nas obras de drenagem rodoviária. Orientador: Marcelo Figueiredo Massulo Aguiar. 2021. 107 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2021. Disponível em: <https://bdm.ufpa.br:8443/jspui/handle/prefix/3628>.
- NAVEGAPARÁ (Brasil). **Regiões de Integração**. [S. l.], c2014. Disponível em: <http://www.navegapara.pa.gov.br/regioes-integracao>. Acesso em: 15 set. 2021.
- OLIVEIRA, Rogério Silva. **Determinação da equação de chuvas intensas para o município de Toledo/PR**. 2017. 77 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, 2017. Disponível em: <http://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/15676/1/determinacaoequacaochuvasintensas.pdf>. Acesso em: 28 set. 2021.
- OLIVEIRA, Luiz F. C. de; ANTONINI, Jorge C. dos A.; FIOREZE, Ana P.; SILVA, Mellissa A. S. da. Métodos de estimativa de precipitação máxima para o Estado de Goiás. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v. 12, n. 6, p. 620-625, 2008. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/rbeaa/a/Y6w5P8JL9RShqcwNcXDyqrG/?format=pdf&>. Acesso em: 10 set. 2021.
- PFAFSTETTER, Otto. Chuvas intensas no Brasil: relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas em 98 postos com pluviógrafos. Brasília: Departamento Nacional de Obras e Saneamento, 1957. 419 p
- PEREIRA, Daniela Carneiro; DUARTE, Letícia Rodrigues; SARMENTO, Antover Panazzolo Determinação da curva de intensidade, duração e frequência do município de Ipameri – Goiás. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Goiás, v. 13, n. 2, p. 233-246, 2017. DOI: 10.5216/reec.v13i2.43330. Disponível em: <https://www.revistas.ufg.br/reec/article/download/43330/pdf/203598>. Acesso em: 10 set. 2021.
- SECRETARIA DO PLANEJAMENTO ESTRATÉGICO. **Manual de Drenagem Urbana**. Toledo, 2017. 37 p. Disponível em: [https://www.toledo.pr.gov.br/sites/default/files/manual\\_de\\_drenagem\\_urbana\\_-\\_volume\\_i.pdf](https://www.toledo.pr.gov.br/sites/default/files/manual_de_drenagem_urbana_-_volume_i.pdf). Acesso em: 10 set. 2021.
- SOUZA, Rodrigo. O. R. de M.; SCARAMUSSA, Paulo H. M.; AMARAL, Marcos A. C. M. do; PEREIRA NETO, J. A.; PANTOJA, Alexandre V.; SADECK, Luis W. R. Equações de chuvas intensas para o Estado do Pará. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v. 16, n. 9, p. 999-1005, 2012. Disponível em: <http://www.agriambi.com.br/revista/v16n09/v16n09a11.pdf>. Acesso em: 28 set. 2021.
- TORRICO, José Jaime Taborga. **Práticas Hidrológicas**. Rio de Janeiro: Transcon, 1974. 120 p.
- VILLELA, Swami Marcondes; ARTHUR, Mattos. **Hidrologia aplicada**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1975. 245 p.



**Controle Tecnológico  
de Obras  
Obras de Arte  
Especiais**

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### AVALIAÇÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA DA MUDANÇA COMPOSICIONAL NO CONTROLE TECNOLÓGICO DE QUATRO JAZIDAS DE ROCHAS LOCALIZADAS NO BATÓLITO DE PELOTAS/RS

*HALINE DUGOLIN CECCATO<sup>1</sup>; ANA HELENA BACK<sup>2</sup>; RAEL ERNANI WOJAHN<sup>3</sup>;  
AMANDA VIELMO SAGRILO<sup>4</sup>; ANDREA VALLI NUMMER<sup>5</sup>; RINALDO J. B. PINHEIRO<sup>6</sup>*

#### RESUMO

As rochas graníticas do Batólito de Pelotas, localizada no Escudo Sul Riograndense (ESRG), engloba matéria prima fundamental para a produção de agregado. Entretanto, existe uma carência de estudo técnico em relação as rochas ígneas plutônica. Partindo deste viés, o presente artigo teve como objetivo investigar o comportamento físico e mecânico de quatro jazidas situadas em três diferentes Suítes Graníticas pertencente ao Batólito de Pelotas. As pedreiras SBS e MIN, localizam-se na borda do batólito, na Suíte Granítica Dom Feliciano e exploram majoritariamente rochas sienogranito. Em contrapartida, a pedreira JA situa-se no centro do batólito, no Complexo Granítico-Gnássico Pinheiro Machado, devido a geologia da área, encontra-se ao longo do maciço rochoso, rochas monzogranito e granodiorito. Já, a pedreira ELD, também formada por rocha sienogranito, encontra-se na porção norte do Batólito, na Suíte Intrusiva Erval. O estudo foi baseado na descrição geológica do maciço rochoso, análise petrográfica das rochas coletas em campo, em adição, aos ensaios de caracterização geotécnica realizado em laboratório. Todavia, oscilações obtidas no desempenho dos quatro materiais rochosos, que muito embora pertençam ao mesmo batólito, está associado aos diferentes eventos geológicos que são responsáveis pela formação das diferentes Suítes estudadas. Em síntese, a geologia não é homogênea, ela pode diferenciar ao longo do próprio maciço rochoso, portanto, a análise e caracterização do agregado, faz-se necessário como medida de controle tecnológica da jazida sobre o material explorado.

**PALAVRAS-CHAVE:** Controle Tecnológico; Granito; Agregado; Ensaios de Caracterização

#### ABSTRACT

The granitic rocks the Pelotas Batholith, located in the Riograndense Sul Shield (ESRG), encompass raw material that is fundamental for the production of aggregate. However, there is a lack of technical study in relation to igneous rocks of plutonic. Based on this bias, the present article aimed to investigate the physical and mechanical behavior of four deposits located in three different Granitic Suites belonging to the Batholith of Pelotas. The SBS and MIN quarries are located on the edge of the batholith, in the Dom Feliciano Granitic Suite, and mainly exploit syenogranite rocks. On the other hand, the JA quarry is located in the center of the batholith, in the Pinheiro Machado Granitic-Gneissic Complex, due to the geology of the area, it is found along the rock mass, monzogranitic and granodioritic rocks. The ELD quarry, also formed by sienogranites rock, is located in the northern portion of the Batholith, in the Erval Intrusive Suite. The study was based on the geological description of the rock mass, petrographic analysis of the rocks collected in the field, in addition to the geotechnical characterization tests carried out in the laboratory. However, oscillations obtained in the performance of the four rocky materials, even though they belong to the same batholith, are associated with the different geological events that are responsible for the formation of the different Suites studied. In summary, the geology is not homogeneous, it can differentiate along the rocky massif itself, therefore, the analysis and characterization of the aggregate are necessary as a measure of technological control of the deposit over the exploited material.

**KEY WORDS:** Technological control; Granites; Aggregates; Characterization Tests

<sup>1</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, haline.ceccato@gmail.com

<sup>2</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, anahback@hotmail.com

<sup>3</sup> Geólogo, Mestre em Engenharia Civil, raelernani@gmail.com

<sup>4</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, amandavs94@gmail.com

<sup>5</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, a.nummer@gmail.com

<sup>6</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, rinaldo@ufsm.br

## INTRODUÇÃO

Os agregados minerais são amplamente utilizados como materiais incorporados nas diversas áreas da engenharia civil, como a produção de concreto de cimento Portland, camadas de pavimentação asfáltica, lastro ferroviário, enrocamento etc. Desta forma, os agregados compõem cerca de 80-90% do volume das misturas asfálticas (Pazos, 2015) e sua aceitação em obras está condicionada principalmente às suas características tecnológicas. O conhecimento do comportamento mecânico atrelado às propriedades físicas e químicas do material rochoso é primordial para se avaliar a potencialidade de utilização do agregado mineral. Para tal, lança-se mão de metodologias específicas capazes de caracterizar geológico-geotecnicamente o material rochoso, as quais permitirão qualificar e quantificar os parâmetros de interesse.

Assim, a seleção de agregados com propriedades satisfatórias para uso possibilita ganhos significativos no desempenho do projeto, como por exemplo, na ferrovia, reduzindo desgastes e falhas dos elementos constituintes da via (i.e., trilhos, dormentes, fixadores, lastro e sublastro), por sua vez, na pavimentação, reflete na estabilidade e resistência à estrutura de pavimentos (Barra et al., 2010). Nesse viés, vários pesquisadores vêm buscando encontrar relações potenciais entre as propriedades tecnológicas dos agregados que afetam no desempenho e qualidade dos pavimentos asfálticos (Pan et al., 2006; Masad et al., 2007; Mahmoud, Ortiz, 2014). A morfologia é um dos parâmetros bastante analisado devido sua influência na interação interpartículas e interação desta com o material estabilizando (betume, cimento) relacionando-se diretamente à performance dos pavimentos (Rousan, 2004, Bessa et al., 2009; Alves, 2014; Castillo et al., 2018). Além disso, lacunas existentes na compreensão do comportamento físico-mecânico e na durabilidade da rocha vem sendo explorada por intermédio da análise petrográfica (Bérubé, 2001; Remédio, 2017).

No entanto, afloramentos são passíveis de variações litológicas, estruturais, de mineralogia do preenchimento e de grau de alteração que tendem a imprimir mudanças comportamentais na qualidade da matéria prima rochosa e, por sua vez, no agregado britado, afetando significativamente o desempenho e qualidade dos pavimentos aos quais serão implementados (Al-Harathi, 2001; Pan et al., 2006; Masad et al., 2007). Embora muito se discuta na literatura sobre as propriedades tecnológicas dos agregados provenientes de rochas ígneas vulcânicas existem brechas a serem preenchidas, principalmente tratando-se de rochas ígneas plutônicas (ainda pouco utilizadas no Rio Grande do Sul).

Assim, o presente estudo baseou-se em análises petrográficas e no desempenho laboratorial de quatro jazidas de rochas graníticas, localizadas no Batólito de Pelotas que, por sua vez, situa-se na porção sudeste do estado do Rio Grande do Sul. Tendo em vista a expressiva relevância e prospecção mineral que a província geomorfológica Escudo Sul-rio-grandense agrega ao estado, a pesquisa visa identificar e justificar a distinção no comportamento geomecânico de rochas graníticas tendo como base suas características petrográficas e mineralógicas, visando um amplo e conciso controle tecnológico. Ademais, o artigo visa sanar lacunas de compreensão ao elucidar as relações de mutualidade entre as propriedades de agregados pétreos e os compostos que os contém, direcionando a análise para as rochas ígneas intrusivas do escudo Sul-rio-grandense.

## MATERIAIS E MÉTODOS

A etapa metodológica empregada na pesquisa consistiu de: (a) etapa de campo, na qual foi realizada a avaliação geológica dos maciços rochosos e coleta de amostras de mão e amostras britadas para

realização dos ensaios de laboratório; (b) etapa de laboratório, procedeu-se nas instalações da Universidade Federal de Santa Maria e da Universidade Federal do Pampa, através dos Laboratórios de Petrografia e de Materiais de Construção Civil.

## Caracterização das Áreas de Estudo

O Escudo Sul-Riograndense possui aproximadamente 65.000 km<sup>2</sup> de extensão e está localizado na porção centro-sul do estado do Rio Grande do Sul. Esta província geológica exhibe em sua porção leste o Batólito de Pelotas, com cerca de 400 km de comprimento e entre 80 km e 120 km de largura, de forma a exibir continuidade ao norte para Santa Catarina e ao sul para o Uruguai (Philipp et al., 2002). O batólito é um complexo plutônico composto de diversas suítes, de forma que sua formação resulta da adição de distintos processos tectônicos durante o Ciclo Brasileiro/Pan-africano (Figueiredo et al., 1990; Philipp et al., 2002). O Batólito é subdividido em seis suítes graníticas, sendo elas: Viamão, Encruzilhada do Sul, Cordilheira, Suíte Piquiri, Complexo Pinheiro Machado, Suíte Intrusiva Erval e Suíte Granítica Dom Feliciano (PHILIPP et al., 2007). Ressalta-se que as pedreiras selecionadas neste estudo estão inseridas nas três últimas Suítes mencionadas. A Figura 1 apresenta o mapa de localização das pedreiras estudadas dentro do Batólito de Pelotas.

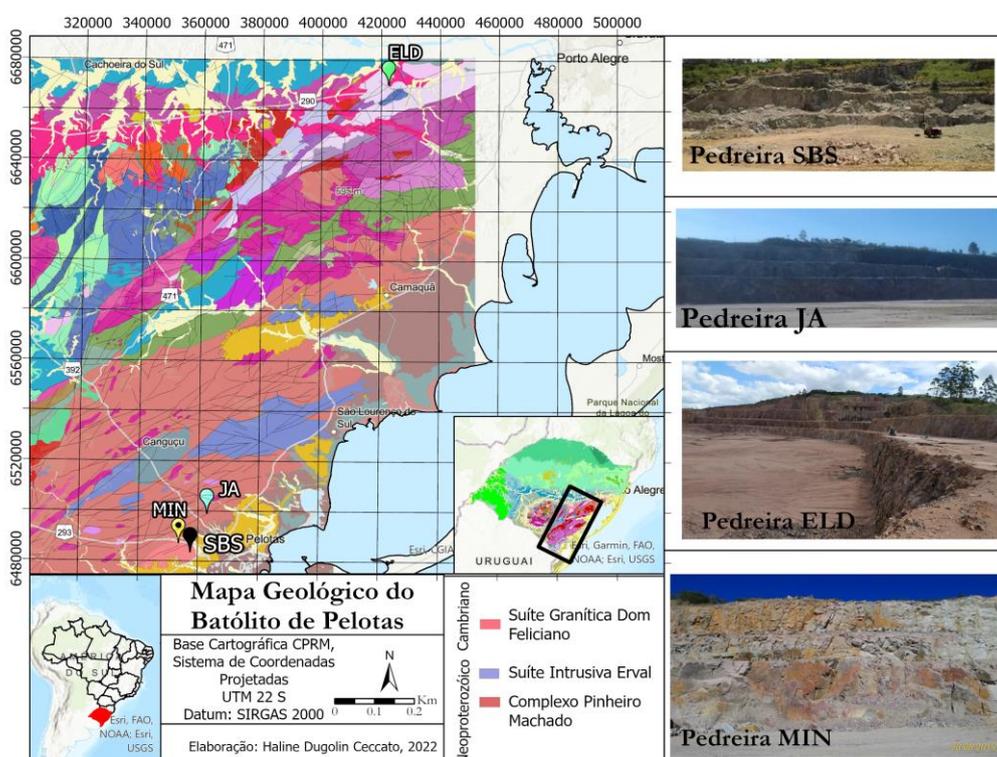


Figura 1. Batólito de Pelotas e identificação das pedreiras estudadas.

A Tabela 1 exhibe as quatro pedreiras selecionadas, bem como as respectivas autorias dos dados de caracterização dos materiais rochosos. Na sequência, são apresentadas informações obtidas mediante avaliações geológicas dos maciços rochosos, classificando e identificando os tipos de formações, seus modos de ocorrência, graus de alterações e as diferenciações dentre as quatro jazidas. Demais informações acerca das jazidas encontram-se nos trabalhos de Wojahn (2018), Back (2018) e Ceccato (2021).

Tabela 1. Identificação das jazidas estudadas.

Autor	Sigla	Fm Geológica	Localização	Coordenadas (UTM)	
Back (2018)	SBS	Suíte Granítica Dom Feliciano	Capão do Leão/RS	22J	357512.68 mE 6483591.23 mS
Wojahn (2018)	JA	Complexo Pinheiro Machado	Pelotas/RS	22J	362899.05 mE 6499104.43 mS
Ceccato (2021)	ELD	Suíte Intrusiva Eerval	Eldorado/RS	22J	422516.14 mE 6670215.12 mS
Ceccato (2021)	MIN	Suíte Granítica Dom Feliciano	Pelotas/RS	22J	356218.47 mE 6481377.01 mS

Embora a Pedreira SBS e MIN pertençam à mesma Suíte, por meio da análise do maciço rochoso foi possível observar mudanças tanto composicionais quanto estruturais e texturais na rocha. A pedreira SBS ostenta granito rosa com elevada quantidade de feldspato potássico branco, entretanto, verifica-se mudança composicional ao longo do afloramento pela presença de granitos mais escuros, cujos minerais máficos compostos de ferro e magnésio apresentam capacidade de se alterarem mais facilmente que os minerais silicosos. Em adição, verificou-se que a alteração intempélica elevada é pontual ao longo do maciço, pois, está associada a uma grande zona de falha que, devido ao elevado grau de fraturamento ocasionado por processos de cisalhamento, facilitou a percolação de água por esta estrutura.

Por sua vez, a pedreira MIN, localizada a aproximadamente 8 km de distância da pedreira SBS, é marcada predominantemente pela ocorrência de rocha sienogranito, de coloração branca e rosa, porém, em algumas porções do maciço, foi evidenciado pequena mudança composicional, com presença de uma rocha granítica de cor cinza mais escuro sendo classificada como monzogranito. A delimitação entre as bancadas é marcada por estruturas de juntas de alívio. Além disso, a presença de rocha com característica de alteração intempélica na porção superior da bancada foi associada a área mais fraturada do maciço, devido a facilidade da percolação d'água por esse tipo de estrutura. Por conseguinte, em algumas porções da pedreira, foi identificado no maciço rochoso foliação do tipo magmática dada pelo alinhamento dos minerais. Sendo assim, ao validar todas as informações supracitadas, conclui-se que as pedreiras SBS e MIN pertencem à borda do batólito de Pelotas e que as fraturas e falhas que ocorrem no afloramento deve ao fato desta região estar inserida na borda do granito.

Por exibir uma formação rochosa predominantemente monzogranítica, a pedreira JA apresenta rocha de coloração branca e preta, com predominância do branco. Ademais, identifica-se elevada heterogeneidade no decorrer da análise da jazida, de forma a serem localizados granodioritos de coloração preta e branca (predominância do preto), porções de sienogranitos de coloração predominantemente rosa, em adição à veios de pegmatito e quartzo no decorrer de todas as partes da jazida. Por fim, a pedreira ELD também é marcada por rocha sienogranito, porém, a presença intempélica é mais marcante em comparação as demais pedreiras estudadas. De modo geral, a bancada superior apresenta maior grau de alteração, marcada por coloração amarelada da rocha. Por sua vez, na bancada inferior, nota-se, assim como as demais pedreiras, uma zona bastante fraturada, porém, em alguns pontos, foram observadas fraturas preenchidas por argilominerais, oriundos da alteração da própria rocha de origem, assim como a oxidação de alguns minerais primários, por consequência da percolação d'água por essas estruturas. No geral, o maciço é composto por rocha

de textura predominantemente fanerítica inequigranular porfirítica, com grãos grossos (cerca de 1 cm) e estrutura maciça com presença de foliação tipo magmática.

## Ensaio laboratoriais

A segunda etapa metodológica consistiu na caracterização do material rochoso através da realização dos ensaios laboratoriais visando identificar o comportamento frente aos índices físicos, classificação rochosa, desempenho mecânico e índice de forma das diferentes rochas. A Tabela 2 apresenta os ensaios laboratoriais realizados seguidos de suas respectivas normativas.

Tabela 2. Ensaio laboratoriais e suas respectivas normativas

Ensaio Laboratoriais	Normativas
Análise Petrográfica - materiais rochosos usados em rodovias	DNER-IE 06/94
Agregado Graúdo - determinação da absorção e da massa específica	DNER-ME 195/98
Agregado em estado solto - determinação da massa unitária	DNER-ME 152/95
Agregado – determinação da abrasão Los Angeles	DNER-ME 35/98
Agregado Graúdo – determinação da resistência ao esmagamento	DNER-ME 197/97
Agregados - determinação da perda ao choque no aparelho Treton	DNER-ME 399/99
Agregado - avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio	DNER-ME 89/94
Agregado Graúdo – determinação do índice de forma	NBR 7809/19

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

As informações referentes à interpretação e confecção das lâminas delgadas para a correta classificação dos materiais rochosos são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3. Informações petrográficas acerca dos materiais estudados obtidas através das lâminas.

Sigla	Textura	Estrutura	Mineralogia	Classificação	Amostra
SBS	Fanerítica média a grossa	Maciça foliada com presença de fraturas	Feldspato alcalino (40%); Quartzo (25%); Plagioclásio (15%) Óxidos e biotita (acessórios) (15%)	Sienogranito	
			Biotita (40%); Plagioclásio (35%) Quartzo (20%); Óxidos e feldspato alcalino (5%)	Monzogranito	
JA	Fanerítica	Maciça e pouco alterada	Biotita (50%); Plagioclásio (40%); Quartzo e Óxido (acessórios) (10%)	Granodiorito	
			Quartzo (45%); Plagioclásio (30%); Biotita (15%); Óxido e Sericita (acessório) (10%)	Monzogranito	
ELD	Porfirítica (0,3 a 1,5 cm)	Maciça a leve foliação magmática	Feldspato (40%); Quartzo (35%) Plagioclásio (20%); Piroxênio e Anfibólio (3%)	Sienogranito	
MIN	Inequigranular porfirítica (0,2 a 1 cm)	Foliação do tipo magmática	Feldspato (45%); Quartzo (25%) Plagioclásio (22%); Biotita (3%)	Sienogranito	

As rochas SBS e JA tiveram duas amostras analisadas, devido à ocorrência de mudança composicional ao longo dos maciços. Dessa forma, é imprescindível salientar que nas amostras de agregado britado utilizadas para a realização dos ensaios de caracterização, não foi possível identificar e distinguir a porcentagem presente de cada amostra na composição final do material, ou seja, não se pode afirmar a correta porcentagem de monzogranito e sienogranito na composição final do agregado britado da pedra SBS.

Os resultados laboratoriais referentes aos índices físicos e sanidade das diferentes rochas são apresentados na Figura 2. Os valores referentes à absorção dos agregados se mostram coerentes, de forma que rochas plutônicas tendem a exibir valores relativamente inferiores às ditas vulcânicas, conforme relatado em Back et. al. (2021). De forma análoga, quanto menor a partícula de agregado britado, maior absorção tal material tende a exibir, uma vez que a partícula tende a apresentar maior área superficial de contato com a água e, por conseguinte, maior absorção de água, conforme explicado em Back (2015) e Ceccato (2021).

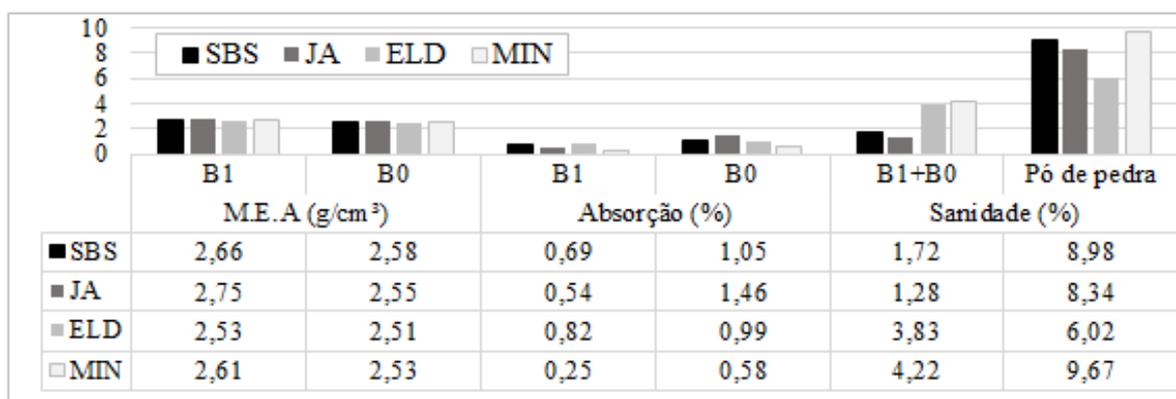


Figura 2. Índices Físicos e sanidade das diferentes rochas.

\*B1= agregado graúdo da Brita 1 (19mm a 9,5mm); B0 = agregado graúdo da B0 (9,5mm a 4,8mm), M.E.A.= massa específica aparente.

No tocante mineralógico, a presença elevada de biotita na pedra JA possibilita maior absorção em comparação às demais pedreiras (em especial a pilha B0), ou seja, possivelmente o tamanho do mineral na B0 é quase que o tamanho da partícula do agregado, permitindo uma maior absorção pelas estruturas em folha.

Com relação ao desempenho frente à alterabilidade, todas as pedreiras apresentaram maiores valores de sanidade para as frações miúdas em comparação às graúdas, fato este novamente justificado pela maior área superficial que tais partículas apresentam. Uma segunda justificativa ao desempenho de sanidade seria a elevada presença de biotita nas rochas SBS e JA em comparação as demais pedreiras, de forma a ter influenciado na perda de sanidade do material, devido a clivagem perfeita deste mineral. O hábito lamelar facilita a penetração do fluído entre as lamelas (folhas) do mineral e durante as etapas de secagem e umedecimento deste ensaio proporcionou sua maior perda, principalmente na fração B0, devido ao tamanho do agregado muitas vezes apresentar tamanho quase que igual ao mineral, conforme explicado por Ceccato (2021).

Ressalta-se que, pelo resultado apresentado na absorção do agregado da pedreira ELD em relação a pedreira MIN, esperava-se comportamento diferente, ou seja, sanidade superior ao apresentado na Figura 2. O processo físico associado a este ensaio - a entrada de fluido na etapa de umedecimento e secagem, que simula o processo de gelo e degelo - não foi suficiente para gerar esforços físicos ao agregado. As microfaturas observadas em lâmina são em sua grande maioria fechada, dificultando a entrada do fluido, o que justifica a baixa perda por sanidade, conforme detalhado por Ceccato (2021).

No tocante ao controle tecnológico para materiais rochosos, a normativa DNIT ES 31/06 exhibe como limite máximo de degradação 12%, em contrapartida DAER ES-P 15/91 e DAER ES-P 16/91 validam como limite máximo ao ensaio de sanidade o valor de 10%. Sendo assim, todas as rochas apresentaram resultados válidos ao controle de alterabilidade.

Os ensaios laboratoriais responsáveis pela avaliação do desempenho mecânico dos materiais rochosos são apresentados na Figura 3. O desempenho mecânico dos materiais provocado por cargas abrasivas, pelo atrito interno ou pela perda ao choque é dependente do tipo e quantidade dos constituintes minerais (especialmente do conteúdo de quartzo), da resistência das ligações existentes entre os grãos minerais, da compactidade das rochas, das orientações dos planos de fraqueza, dos aspectos texturais e estruturais etc. (Aktinson, 1993; Fiorentini, 2002; Erichsen et al., 2008).

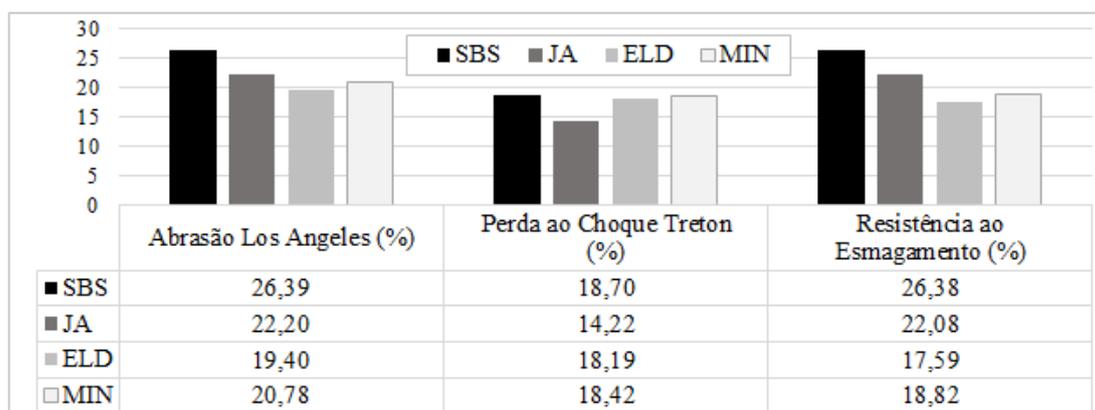


Figura 3. Desempenho mecânico das diferentes rochas.

A resistência das partículas submetidas à quebra por meio do ensaio de Resistência ao Choque Treton está relacionada principalmente a tenacidade de seus minerais e grau de alteração. Os agregados monzogranito e granodiorito (Pedreira JA) exibem maiores concentrações de Biotita em comparação as demais pedreiras, promovendo maior resistência à rocha JA e menor perda ao choque. Tal fato pode ser justificado pela estrutura em forma de folhas flexíveis e elásticas da biotita (tenacidade classificada como elástico), que pode ser flexionada quando submetido ao choque, porém, difícil de ser rompida, tornando-se mais resilientes, conforme relato por Ceccato (2021). Por sua vez, agregados com maior presença de quartzo e feldspato, apresentaram as maiores perdas de massa e, conseqüentemente, menor resistência (quanto a tenacidade, o quartzo e feldspato são classificados como quebradiços).

Para os ensaios Abrasão Los Angeles (ALA) e Esmagamento (ESM), as rochas de origem ígnea plutônica tendem a apresentar maior perda de massa devido a composição mineralógica e textura

grosseira, ratificando as informações de Kazi e Al-Mansour (1980), Keikha e Keikha (2013), Alves (2014), Back (2018), Curtis (2019), Back et al (2021) e Ceccato (2021). Inclusive, o material da pedra SBS foi considerado com pior desempenho mecânico no contexto geral, sendo justificado pela composição mineralógica presente no sienogranito, em associação às estruturas de foliação do tipo magmática observado no maciço rochoso e, também, nas amostras de rochas descritas na análise petrográfica, assim como, a forma das partículas.

A elevada perda de resistência a Abrasão Los Angeles e Esmagamento da rocha monzogranito e granodiorito da pedra JA em comparação às rochas sienogranitos das pedreiras ELD e MIN, pode estar associada a dois fatores, sendo eles a elevada presença de biotita e a forma do agregado após as etapas de britagem. Para o primeiro caso, estrutura de minerais de biotita em folhas facilita que este tipo de mineral desprenda -se com maior facilidade quando submetido às solicitações impostas nos ensaios. Além disso, a forma menos cúbica dessas rochas provavelmente não permitiu um bom intertravamento entre os grãos, gerando maior quebra das partículas de rocha.

No tocante ao controle tecnológico, a Tabela 4 apresenta os valores limites de degradação mecânica baseados nas normativas vigentes. Todas as pedreiras estudadas se mostraram válidas para utilização como agregado para pavimentação.

Tabela 4 - Especificações vigentes para agregados utilizados na pavimentação.

Abrasão Los Angeles	Resistência ao Esmagamento
≤ 55% (DNIT ES 141/10)	≤ 65% (DNIT EM 37/97) - Desgaste Superficial ≤ 55% (DNIT EM 37/97) – Demais concretos
≤ 50% (DNIT ES 31/06)	
≤ 50% (DNIT ES 152/10)	
≤ 40% (DAER ES-P 16/91)	
≤ 40% (DAER ES-P 15/91)	

Muito embora as características de forma sejam validadas como propriedades de consenso, e dessa forma, seu desempenho possa ser ajustado e controlado através do método de britagem e tipo de britador, conforme discutido por Rajan e Singh (2017) e Diógenes (2018), demais fatores influenciam diretamente no produto final da britagem, como as disjunções verticais e horizontais, diaclases, vesículas, amígdalas, que tendem a influenciar negativamente na forma da partícula, gerando agregados alongadas e lamelares. Os agregados detentores de maior cubicidade (forma ideal para agregados britados utilizados na pavimentação), terão índice de forma próximo de 1, no caso das partículas alongadas com formato não-cúbico, apresentaram valores mais elevados, sendo considerado aceitável o limite de 3 (conforme NBR 7211/2019). A Figura 4 apresenta os resultados dos ensaios referentes à forma e massa unitária.

Se realizada uma análise baseada no tamanho da partícula, é possível identificar que todas as pedreiras exibiram frações graúdas mais cúbicas que suas frações miúdas, padrão comportamental esperado dos materiais britados, ratificando as informações de Back et al (2018) e Back et al (2021), de forma que quanto menor a partícula, maior é a tendência a uma quebra alongada/lamelar.

Embora as pedreiras SBS, ELD e MIN apresentem foliação tipo magmática, que tende a resultar no alinhamento dos minerais, tal fator não foi suficiente para influenciar negativamente na forma final do agregado, ou seja, tendenciando a partícula para formato lamelar. Possivelmente, as etapas de

britagem e rebitagem do material rochoso tenham influenciado para a produção de partículas com maior cubicidade.

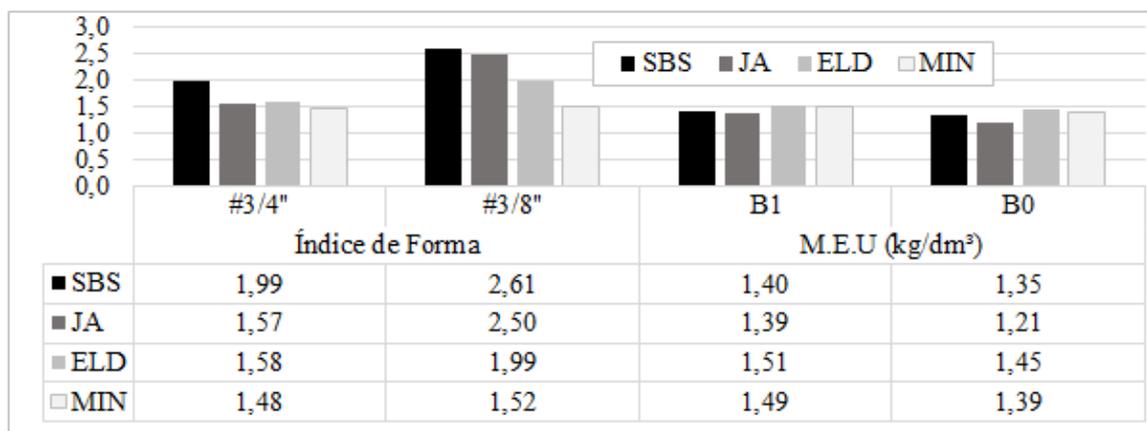


Figura 4. Resultados dos ensaios referentes à forma e massa unitária.

\*B1= agregado graúdo da Brita 1 (19mm a 9,5mm); B0 = agregado graúdo da B0 (9,5mm a 4,8mm)

Dentre todas as rochas, SBS exibiu menor cubicidade, que pode ser justificado pela ocorrência de maior foliação na composição do maciço e pela maior quantidade de fraturas em relação as demais pedreiras. Wojahn et al (2021) citam um segundo fator que justifique a menor cubicidade de SBS e JA, que é a dureza dos minerais. O monzogranito (identificado em JA e SBS) possui uma quantidade maior de quartzo em sua composição, assim, por apresentar uma dureza maior, a tendência é que as partículas sejam mais cúbicas.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

De posse das análises laboratoriais, entende-se que as rochas graníticas oriundas do Batólito de Pelotas/RS exibiram padrão comportamental característico de ígneas plutônicas, de forma a apresentar densidade intermediária, baixos valores de absorção e degradação mecânica mais elevada se comparada às rochas vulcânicas, justificada pela maior granulação de seus minerais. Todavia, é possível identificar oscilação no desempenho dos quatro materiais rochosos, que muito embora pertençam ao mesmo batólito, apresentam composição mineralógica e características petrográficas individualizadas, que tendem a influenciar no desempenho laboratorial.

Por estar localizada na borda do batólito, que se define como uma região geológica de menor estabilidade, a pedreira SBS apresentou desempenho laboratorial inferior as demais rochas (e.g., maior degradação mecânica, maior lamelaridade, absorção intermediária a alta). Em adição, SBS e JA detém monzogranito em sua composição, que por ser uma rocha menos recente que o sienogranito, necessita de maior tempo para estabilização, influenciando no comportamento de tais agregados.

Embora tenha sido identificada elevada alterabilidade na composição do maciço rochoso (conforme Back (2018)) tal comportamento não refletiu no desempenho frente à sanidade, evidenciando a importância dos ensaios laboratoriais de caracterização e da análise petrográfica, de forma que nem sempre as características identificadas na lavra irão compor as características do material britado. Ademais, para a ocorrência de um correto controle tecnológico, salienta-se a necessidade da correta



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



representatividade dos agregados britados na porção rochosa que está sendo lavrada, de forma a assegurar as propriedades físicas, químicas e mecânicas de tal material.

### ***Agradecimentos***

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

### **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7809/19 - Agregados Graúdo – Determinação do Índice de Forma pelo método do paquímetro. Rio de Janeiro, 2019.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7211/19 – Agregados para concretos – especificação. Rio de Janeiro, 2019.

AKTINSON, R.H. Hardness test for rock characterization. In: HUDSON, J.A. (Ed) *Comprehensive rock engineering: principles, practice and projects*. Oxford, Pergamon, 5v., il. v3: Rock testing and site characterization. cap.5. p.105-117, 1993.

AL-HARTHI, A. A. A field index to determine the strength characteristics of crushed aggregate. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 60, p. 193–200, 2001

ALVES, V. A. H. S. Avaliação da Resistência a Degradação Mecânica de Agregados da Região Metropolitana do Rio de Janeiro por Técnicas Digitais de Imagens. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014. P.145.

BACK, A.H. Macroanálise de uma Jazida de rocha em Santa Maria/RS e caracterização de seu material granular. Rio Grande do Sul, Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Santa Maria, 2015.

BACK, A.H. Avaliação das propriedades químicas e geomecânicas de agregados oriundos de jazidas de rochas de diferentes litologias do estado do RS. Programa de Pós graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Dissertação de Mestrado, 2018. 179p.

BACK, A.H.; CECCATO, H.D.; PINHEIRO, R.J.B.; NUMMER, A.V.; SAGRILO, A.V. Avaliação do Comportamento Característico de Rochas Vulcânicas da Formação Serra Geral e sua Implementação em Obras Rodoviárias. São Paulo, UNESP, *Geociências*, v. 40, n. 4, p. 1125 - 1136, 2021.

BARRA, B. S.; MOMM, L.; BROSSEAUD, Y.; HORNYCH, P.. Diretrizes para a Formulação e Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas. *Revista Pavimentação*, Ano V, ABPV –Associação Brasileira de Pavimentação, v. 17, p. 38-58, 2010.

BESSA; I.S.; BRANCO, V.T.F.C.; SOARES, J.B. Caracterização de agregados convencionais e alternativos utilizando técnicas de processamento digital de imagens. Monografia CBUT, 2009.

BÉRUBÉ, M. A. The mineralogical and petrographic analysis of concrete aggregates. 2001, *Anais [...]* Saite-Foy, Québec, [s.n.]. p. 45–47, 2001.

CASTILLO, D., CARO, S., DARABI, M., et al. Influence of aggregate morphology on the mechanical performance of asphalt mixtures, *Road Materials and Pavement Design*, v. 19, n. 4, p. 972–991, 19 maio 2018. DOI: 10.1080/14680629.2017.1283357.

CECCATO, H. C. Avaliação e caracterização do comportamento geomecânico de agregados oriundos de jazidas da região sudeste do Rio Grande do Sul e Santa Catarina. Programa de Pós graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Dissertação de Mestrado, 2021. 284p.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



CURTIS, J.A.N. Estudo tecnológico de rochas da intrusão de Limeira, visando aplicação como agregados em obras de engenharia. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos Departamento de Geotecnia, São Carlos, 2019.

Departamento autônomo de estradas de rodagem. DAER-ES-P 16/91. Concreto asfáltico. Porto Alegre, 1991.

Departamento autônomo de estradas de rodagem. DAER-ES-P 15/91. Tratamento Superficial Duplo. Porto Alegre, 1991.

Departamento nacional de estradas de rodagem. DNER-IE 006/94: Materiais rochosos usados em rodovias –Análise Petrográfica. MT, 1994.

Departamento nacional de estradas de rodagem. DNER – ME 152/95. Agregado – Determinação da massa unitária do agregado em Estado Solto - Rio de Janeiro: 1995.

Departamento nacional de estradas de rodagem. DNER – ME 197/97. Agregado Graúdo – Determinação da Resistência do Esmagamento, Rio de Janeiro: 1997.

Departamento nacional de estradas de rodagem. Agregado Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo. DNER-ME 195/98. Rio de Janeiro, 1998, 6 p.

Departamento nacional de estradas de rodagem. Agregado Graúdo – Ensaio de abrasão "Los Angeles". DNER-ME 35/98. Rio de Janeiro, 1998, 6 p.

Departamento nacional de estradas de rodagem. DNER – ME 399/99. Agregado – Determinação da perda ao choque no aparelho Treton, Rio de Janeiro: 1999.

Departamento nacional de estradas de rodagem. Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou magnésio. DNER-ME 089/94. Rio de Janeiro, 1994, 6p.

Departamento Nacional de infraestrutura de transportes. DNIT – ES 31/06. Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfálticos – especificações de serviço. Rio de Janeiro, 2006.

Departamento Nacional de infraestrutura de transportes. DNIT – ES 152/10. Pavimentação – Macadame Hidráulico - especificações de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

Departamento Nacional de infraestrutura de transportes. DNIT – ES 142/10. Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente – especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

DIÓGENES, L. M. Avaliação das relações entre propriedades de agregados minerais com base nas características do processo de britagem da rocha de origem. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, 2018. 146p.

ERICHSEN, E., ULVIK, A., WOLDEN, K., NEEB, P.R. Aggregates in Norway-Properties defining the quality of sand, gravel and hard rock for use as aggregate for Building purposes. In: Slagstad, T. (Ed.), *Geology for Society*, 11. Geological Survey of Norway. Special Publication, 2008. 37–46p.

FIorentini, J. Avaliação de durabilidade, abrasividade e dureza das rochas vulcânicas da Formação Serra Geral. Dissertação Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002. 178p.

KAZI, A.; AL-MANSOUR, Z.R. Influence of geological factors on abrasion and soundness characteristics of aggregates. *Engineering Geology* v.15, 1980. 195-203p.

KEIKHA, T., KEYKHA, H. A. Correlation between mineralogical characteristics and engineering properties of granitic rocks, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, v. 18 S, 2013. 4055– 4065p.

MAHMOUD, E., ORTIZ, E. Implementation of AIMS in Measuring Aggregate Resistance to Polishing, Abrasion and Breakege. *Urbana - IL*, [s.n.]. Disponível em: <https://apps.ict.illinois.edu/projects/getfile.asp?id=3121>, 2014.

MASAD, E.; LUCE, A.; MAHMOUD, E.; et al. Relationship of Aggregate Microtexture to Asphalt Pavement Skid Resistance Using Image Analysis of Aggregate Shape, *Journal of Testing and Evaluation*, v. 35, n. 6, p. 101080, 2007.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



PAN, T.; ASCE, M.; TUTUMLUER, E., et al. Effect of Coarse Aggregate Morphology on Permanent Deformation Behavior of Hot Mix Asphalt, *Journal of Transportation Engineering*, v. 132, n. 7, p. 580–589, 2006.

PAZOS, A.G. – Efeito de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE. Dissertação de Mestrado, 2015.

PHILIPP, R. P.; MACHADO, R.; NARDI, L. V. S.; LAFON, J.M. O magmatismo granítico Neoproterozóico do Batólito Pelotas no sul do Brasil: novos dados e revisão da geocronologia regional. *Revista Brasileira de Geociências*, v. 32, n. 2, 2002. 277-290 p.

PHILIPP, R.P.; CHEMALE JR., F.; MACHADO, R. A Geração dos granitoides Neoproterozóico do Batólito Pelotas: evidências dos isótopos de Sr e Nd e implicações para o crescimento continental da porção sul do Brasil. 50 Anos de Geologia, Porto Alegre, CIGO, Instituto de Geociências, UFRGS, 2007. 59-77p.

RAJAN, B.; SINGH, D. Comparison of Shape Parameters and Laboratory Performance of Coarse Aggregates Produced from Different Types of Crushing Operations. *Journal of 265 Materials in Civil Engineering*, v. 29, n. 7, 2017.

REMÉDIO, M. J. Caracterização tecnológica de agregados para uso como lastro de trem de alta velocidade – trecho campinas /São Paulo, 154 f. Universidade de São Paulo, 2017.

ROUSAN, T. Al. Characterization of aggregate shape properties using a computer automated system. 229 f. Texas A&M University, 2004.

WOJAHN, R.E. Caracterização Geológica-Geotécnica de duas jazidas utilizadas para construção civil localizadas no Batólito de Pelotas/RS. Rio Grande do Sul. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Pampa, 2018.

WOJAHN, R.E.; CLEMENTE, I.M.; BACK, A.H.; NUMMER, A.V.; & PINHEIRO, R.J.B. Avaliação das Propriedades Tecnológicas de Agregados de Composição Granítica Oriundos de Duas Jazidas do Estado do Rio Grande do Sul. *Anuário do Instituto de Geociências*, 44: 36308, 2021. DOI 1982-3908\_2021\_44\_36308.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ESTUDO DE EQUIVALÊNCIA ENTRE MACADAME SECO E RACHÃO

*PRISCILA ROSA PIZUTTI<sup>1</sup>; & MELISSA MIDORI YAMADA<sup>2</sup>*

#### RESUMO

Presente em grande quantidade das obras de pavimentação na região sul do Brasil, o Macadame Seco é uma composição de materiais que integram um serviço utilizado em sub-bases e reforços de subleito. A execução do Macadame Seco se dá com a aplicação de uma camada de bloqueio, seguida do agregado graúdo, enchimento com faixa granulométrica específica, e finalizado com compactação de rolo liso vibratório e abertura ao tráfego. Este trabalho trata-se do estudo de caso de uma obra do Departamento de Estradas e Rodagem do Estado do Paraná, que liga os municípios São Mateus do Sul e Irati, na rodovia PR-364, em que o Rachão foi o serviço previsto em projeto para constituir a camada de reforço do subleito. Ao iniciar as obras, constatou-se presença de folhelho pirobetuminoso, não sendo possível prosseguir com as soluções indicadas em alguns locais no projeto executivo. Com o intuito de reduzir os custos e a consequente necessidade de aditivo de valores em obra, verificou-se a possibilidade de substituir o Rachão com travamento em bica corrida por Macadame Seco. Foram realizados comparativos de referenciais teóricos das normativas do órgão, seguidos de simulações mecanísticas e finalizado o estudo com aplicação em trecho de segmento experimental e avaliadas as deflexões no topo das camadas. Verificou-se que os dois serviços são similares e que 50 cm em Macadame Seco se equivalem a 60 cm de Rachão com travamento em bica corrida.

**PALAVRAS-CHAVE:** macadame seco, rachão, reforço do subleito, deflexão.

#### ABSTRACT

Present in a large number of paving works in the southern region of Brazil, Macadam is a composition of materials that integrate a service used in sub-bases and subgrade reinforcements. The Macadam is executed with the application of a blocking layer, followed by the coarse aggregate, filling with a specific granulometric range, and finished with vibrating smooth roller compaction and opening to traffic. This work present the study of a work by the Department of Roads and Highways of the State of Paraná, which connects the municipalities of São Mateus do Sul and Irati, on the state road PR-364, in which *Rachão* was alternative to form the subgrade reinforcement layer. At the beginning of the work, the presence of pyrobuminous shale was observed, and it was not possible to proceed with the solutions indicated. In order to reduce costs and the consequent need to add values at work, it was possible to replace the *Rachão* with *bica corrida* locking by Macadam. Comparatives of theoretical references of the regulations of the agency were carried out, followed by mechanistic simulations and finalized the study with application in a stretch of experimental segment and evaluated the deflections at the top of the layers. It was found that the two services are similar and that 50 cm in Macadam is equivalent to 60 cm in *Rachão* with locking in *bica corrida*.

**KEY WORDS:** macadam, reinforcement of subgrade, deflection.

<sup>1</sup> Consórcio Supervisor Strata-Proes lotada no Departamento de Estradas e Rodagem do Estado do Paraná, Av. Iguazu 420 - Rebouças, Curitiba - PR, 80230-020. E-mail: priscilapizutti@der.pr.gov.br

<sup>2</sup> Consórcio Supervisor Strata-Proes lotada no Departamento de Estradas e Rodagem do Estado do Paraná, Av. Iguazu 420 - Rebouças, Curitiba - PR, 80230-020. E-mail: melissayamada@der.pr.gov.br

## INTRODUÇÃO

Quando um subleito apresenta condições de baixa resistência ao cisalhamento em consequência dos esforços de compressão é indicada a execução de camada sob este subleito com material de melhores condições de suporte, capaz de absorver as tensões solicitantes e, conseqüentemente, reduzir as espessuras dos materiais mais nobres de sub-base e base (BALBO, 2007).

A utilização de reforço para o subleito indica que o pavimento terá elevadas espessuras em função de possuir um subleito de baixa qualidade ou ainda por se tratar de um pavimento que sofrerá ação de um tráfego elevado (PINTO e PREUSSLER, 2010).

Conhecer os processos geológicos de uma região é uma ferramenta essencial para o projetista definir soluções para problemas como a baixa capacidade de suporte do subleito. O uso de reforço no subleito visa garantir a eficiência na execução do serviço de sub-base, mantendo o suporte necessário para o tráfego pesado de obra que o subleito existente não atinge em suas condições naturais em que foram encontradas. Até que a próxima camada seja executada, a superfície deve ser mantida em condições de uso e, caso sofra com a ação das intempéries, seja feita nova compactação da camada. (RODRIGUES, 2020).

Dentre os materiais que podem ser empregados como reforço do subleito estão os solos ou camadas granulares. Como exemplo, um serviço amplamente utilizado é o emprego de material granular com diâmetro acima de 60 mm, popularmente denominado rachão ou pedra-de-mão. Como vantagem, seu uso propicia a redução de deformação permanente (BERNUCCI, et al, 2008).

O rachão pode ser utilizado tanto como reforço do subleito como sub-base, sendo constituído de agregado obtido de britagem primária, sendo preenchido com material de granulometria inferior (ARTERIS, 2021).

Macadame Seco (MS) é uma composição de materiais que integram um serviço utilizado em sub-bases e reforços de subleito. A execução do MS se dá com a aplicação de uma camada de bloqueio, seguida do agregado graúdo, enchimento com faixa granulométrica específica, e finalizado com compactação de rolo liso vibratório e abertura ao tráfego (DER-PR, 2005)

Oliveira et. Al (2000) afirmam que desde a década de 1970 o MS é constantemente adotado nas obras rodoviárias no sul do país, sendo que a partir da década de 1990, o DER-SC (atualmente Secretaria de Infraestrutura e Mobilidade do Estado de Santa Catarina) passou a fazer uso como material de base.

O manual de Execução de Serviços do DER-PR indica que, no Paraná, o MS passou a ser empregado no ano de 1976, sendo que estes trechos apresentaram bom desempenho com o passar dos anos. Apesar de difundida sua utilização, não foram desenvolvidas novas metodologias de controle tecnológico.

## OBJETIVO

Este estudo de caso tem por objetivo a comparação e resultado dos experimentos realizados na obra de implantação da PR-364 em um segmento que faz ligação entre os municípios de São Mateus do Sul e Irati, na região dos Campos Gerais do Estado do Paraná.

O projeto executivo, datado de 2013, previa as seguintes soluções em função do CBR:

- Nos locais onde as sondagens indicaram CBR menor que 3% haverá a substituição por areia até onde a sondagem indicar melhor suporte;
- Para um subleito com CBR entre 3% a 6%, estava previsto um rebaixo de 60 cm preenchido com rachão;
- Para uma resistência do subleito de 6% a 9%, estava previsto um rebaixo de 30cm preenchido com rachão;

- Para um subleito com CBR maior ou igual a 9%, foram previstas duas camadas de 15 cm de brita graduada, que seriam suficientes para receber e distribuir as compressões advindas do revestimento protegendo assim o subleito, não necessitando reforço.

Para os locais com CBR inferior a 9%, a base e sub-base é composta de BGS. A solução com CBR maior ou igual a 9% era composta de base de BGS e sub-base de MS. Ao iniciar a execução da obra, a construtora realizou mapeamento de todo o trecho e constatou que o material presente no subleito se trata de folhelho pirobetuminoso.

O folhelho é uma rocha sedimentar, formada por argila e silte. Tem como característica a facilidade de se segmentar, pois é composta por lâminas paralelas em baixas espessuras (DNIT, 2021).

No início do trecho, no município de São Mateus do Sul, está instalada a Unidade de Industrialização do Xisto (SIX), sobre uma das maiores reservas mundiais de xisto, ou folhelho pirobetuminoso

Devido às características de fratura do material, ao realizar os ensaios laboratoriais de caracterização e compactação não foi possível atingir o suporte do subleito adequado para emprego das soluções de pavimentação pré-estabelecidas em projeto. Assim sendo, para manter os parâmetros de projeto, foi obrigatória a adoção da solução a favor da segurança, que lançava mão da estrutura com 60 cm de rachão.

Para a execução da camada de rachão foi necessária a inclusão do item de travamento com material de granulometria mais fina, pois somente o rachão não trazia a possibilidade de estabilização para que a próxima camada fosse executada.

Como o Macadame Seco orçado baseado no projeto não seria utilizado, pois o CBR não foi atingido, foi proposta a realização de teste de equivalência entre serviços, para evitar alterações significativas nas quantidades de serviços inicialmente contratados.

## METODOLOGIA

Considerando os problemas encontrados ao longo da execução da obra, foi realizado o estudo comparativo entre as soluções para a tomada de decisão em relação aos materiais a serem utilizados na execução do contrato.

O processo envolveu as etapas de (i) avaliação dos materiais; (ii) análise quanto às especificações de serviços (iii) análise quanto ao dimensionamento e (iv) verificação *in loco* (trecho experimental).

## Materiais

Nesta pesquisa utilizaram-se os agregados minerais (macadame, brita 1, brita 0 e pó de pedra) obtidos da extração de uma pedreira localizada dentro do trecho de obra, pertencente a Triunfo Construtora.

De acordo com o Manual de Execução do DER-PR podem ser adotados materiais com características diferentes da Especificação de Serviço do órgão, desde que justificada tecnicamente. Esta premissa se dá para todas as etapas do Macadame Seco.

## Métodos

Foram avaliadas as similaridades entre os dois materiais com base nos referenciais teóricos, especificações de serviço, parâmetros de dimensionamento e verificação em campo dos resultados.

As especificações de serviço que basearam as análises foram as do DER-PR. Outro referencial foi o Manual de Execução de Serviços Rodoviários, também do DER-PR.

Para a verificação mecânica, foi utilizado o *software* Elsym5. Este é um dos *softwares* mais utilizados, pois tem uso simples, além de possibilitar a inserção de até dez cargas em diversos pontos da superfície do pavimento (PINTO & PREUSSLER, 2010). Quanto maior a quantidade de

pontos de análise no Elsym 5, maior será a precisão dos resultados, sendo que a metodologia é mais adequada para avaliação dos deslocamentos do que para as tensões (MEDINA & MOTTA, 2015). Foram avaliadas as deflexões atuantes através da viga Benkelman, com base no método de ensaio preconizado no documento DNER-ME 024/94.

### **Análise quanto às especificações**

Em um primeiro momento foram analisadas as especificações de serviço de ambos os materiais, sendo que para a execução do serviço de rebaixo em Rachão devem ser seguidas as recomendações constantes na ES-P 02/05, em que são indicados os seguintes procedimentos:

- Preparo da superfície;
- Lançamento do agregado graúdo, com diâmetro máximo de 5”;
- Travamento com material de enchimento, sem faixa granulométrica pré-definida;
- Compactação.

A execução do serviço de Macadame Seco é regida pela ES-P 03/05, composta pelas seguintes etapas:

- Preparo da superfície;
- Execução da camada de bloqueio, com agregado no diâmetro máximo de 1”;
- Lançamento do agregado graúdo, com diâmetro entre 2” e 5”;
- Travamento com material de enchimento, devendo atender uma faixa granulométrica constante na especificação que vai da faixa I até V, com agregado no diâmetro máximo de 1”;
- Compactação.

Os agregados graúdos de ambos os serviços são provenientes da britagem primária (pedra pulmão) de rocha sã.

Os serviços são similares, porém o Macadame Seco possui mais etapas e maior rigor quanto ao controle tecnológico, havendo parâmetros de granulometria para todos os materiais empregados, tornando a camada mais uniforme. A execução da camada de bloqueio impede o agulhamento do agregado graúdo no subleito, auxiliando posteriormente no travamento e compactação.

Além das indicações citadas, o manual de Execução de Serviços Rodoviários do DER/PR recomenda a abertura do tráfego sobre o Macadame Seco para que a compactação seja mais eficaz.

Outra diferença é a finalização, que no caso do rachão a deficiência de finos deve ser corrigida, ao passo que no Macadame Seco tanto a deficiência quanto o excesso de finos é tratado.

A espessura da camada individual acabada do Macadame Seco deve situar-se entre 12 e 20 cm.

### **Análise quanto ao dimensionamento**

O projeto executivo considerou o dimensionamento do pavimento pelo método empírico do DNER e fez verificações mecânicas. Foram fornecidos os parâmetros deflectométricos de campo, juntamente com a memória de cálculo. O material macadame seco era previsto em uma das soluções da projetista, por este motivo, quando foram fornecidos os dados para a verificação de tais parâmetros, haviam parâmetros para todos os materiais, conforme apresentado na tabela 1.

A análise mecânica faz uso das características específicas de cada material, sendo que no caso de pavimentos flexíveis, recomenda-se que os materiais mais nobres componham as camadas superiores, ou seja, quanto mais nobre o material, maior seu módulo de resiliência e, conseqüentemente, melhor desempenho estrutural para o pavimento.

Como pode-se observar no quadro acima, o módulo de resiliência do Macadame Seco já se mostra superior ao do Rachão, subentendendo-se que, com a mesma espessura de 60 cm, o Macadame Seco atenderá aos valores admissíveis.

Foram utilizados os parâmetros supracitados no software Elsym5, mesmo utilizado pelo projetista, para avaliar a possibilidade de substituir o Rachão por Macadame Seco com espessura inferior à solução inicial de 60 cm.

Como esta solução foi a adotada para trechos com CBR variando de 3 à 6%, apesar do projetista utilizar 600 kgf/cm<sup>2</sup>, para esta análise adotou-se o CBR médio da solução de 4,5%, que representa em módulo de resiliência, com a expressão de Heukelon e Klomp ( $E = 100 \times \text{CBR}$ ), 450 kgf/cm<sup>2</sup>.

As espessuras das demais camadas foram mantidas e verificada a seguinte estrutura:

Tabela 1. Parâmetros de entrada Elsym5 (AUTOR, 2022)

Camada	Espessura (cm)	E (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\mu$
CBUQ Faixa C	5	24000	0,30
CBUQ Faixa B	5	24000	0,30
BGS	15	3000	0,35
BGS	15	3000	0,35
Macadame	40 ou 50	4000	0,35
Solo	$\infty$	450	0,40

Além dos dados elencados na Tabela 1, outro parâmetro de entrada é a configuração do carregamento e os pontos de análise. Para esta análise adotou-se um eixo padrão rodoviário, simples com rodas duplas, com um espaçamento de 34 cm entre pneus, pressão de 5,60 kgf/cm<sup>2</sup> (80 psi) e carga aplicada em cada pneu de 20,50 kN.

Os pontos de análise são definidos para cada configuração de espessura para as alternativas testadas, sendo que o eixo de referência toma como datum a superfície do pavimento acabado em direção ao subleito. O eixo X refere-se à seção do carregamento, o eixo Y trata do segmento e o eixo Z são as camadas.

No eixo Y, primeiramente é analisada a deflexão no topo da camada de rolamento (no ponto de início do eixo em 0 cm), também é avaliada a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento (0,01 cm dentro da camada de revestimento, para este caso 9,99 cm) e finalmente verifica-se a deformação vertical de compressão no topo subleito (0,01 cm dentro do subleito, para este caso 80,01 ou 90,01 cm).

Para o eixo X a verificação se dá em 0, 17 e 34 cm.

O software apresenta para todos os pontos de análise e aplicação de cargas as deflexões, tensões e deformações. Para a deflexão da superfície e deformação no subleito verifica-se as condições encontradas em Z, já para a tração do revestimento são analisadas as informações dos eixos X e Y.

Para esta verificação foram utilizados modelos constantes na IP-DE-P00/001 do DER/SP, com base no número N de projeto ( $N_{USACE} = 1,21 \times 10^7$  e  $N_{AASHTO} 3,57 \times 10^6$ ).

Tabela 2. Resultados Elsym5 (AUTOR, 2022)

Parâmetros	Modelo adotado	Admissível	Atuante	
			40 cm	50 cm
Deflexão recuperável no topo da camada de rolamento (0,01 mm)	DNER - PRO 11/79	58,00	60,10	57,50
Deformação horizontal de tração máxima na fibra inferior do revestimento (mm/mm)	FHWA (1976)	2,73E-04	2,39E-04	2,39E-02
Deformação vertical de compressão máxima no topo do subleito (mm/mm)	Dormon & Metcalf (Shell, 1965)	3,78E-04	2,22E-04	1,85E-04

Verifica-se com a análise mecânica que o pavimento com o rebaixo em Macadame Seco na espessura de 40 cm não será suficiente para absorver as deflexões no topo do revestimento, porém com 50 cm este parâmetro será atendido.

Dentre os critérios de Aceitação e Rejeição dos serviços previstos nas especificações do DER-PR a deflexão é a ferramenta de comparação para esta pesquisa, conforme apresentado a seguir:

- $X - ks < \text{valor mínimo ou } X + ks > \text{valor máximo de projeto}$ : não conformidade
- $X - ks < \text{valor mínimo ou } X + ks > \text{valor máximo de projeto}$ : não conformidade

Sendo:

$$X = \frac{\sum x_i}{n} \quad s = \sqrt{\frac{\sum (x_i - X)^2}{n-1}}$$

Onde

$X_i$  = valores individuais

$X$  = média da amostra

$s$  = desvio padrão

$k$  = adotado o valor 1,25

$n$  = número de determinações

Anteriormente, os limites de deflexão fornecidos pelo projetista foram os seguintes:

Tabela 3. Parâmetros de deflexão admissível do projeto executivo (Projeto Executivo, 2013)

Camada	Material	Espessura (cm)	Deflexão admissível
Revestimento	CBUQ Faixa C	5	56,0
	CBUQ Faixa B	5	63,0
Base	BGS	15	67,0
Sub-base	BGS	15	76,0
Reforço do Subleito	Rachão	60	92,0
Subleito	Solo	-	149,0

Com esta nova configuração de pavimento apresentada, as deflexões admissíveis a serem atendidas no topo de cada camada a ser executada passam a ser:

Tabela 4. Parâmetros de deflexão admissível do presente estudo (AUTOR, 2013)

Camada	Material	Espessura (cm)	Deflexão admissível
Revestimento	CBUQ Faixa C	5	57,5
	CBUQ Faixa B	5	63,9
Base	BGS	15	66,5
Sub-base	BGS	15	69,3
Reforço do Subleito	Macadame	50	75,1
Subleito	Solo	-	199,0

## Verificação *in loco*

Com base nos parâmetros de dimensionamento apresentados foi realizado um segmento experimental com o objetivo de verificar *in loco* o atendimento à deflexão no topo do reforço do subleito.

A Coordenadoria de Pesquisa e Desenvolvimento, juntamente com a Gerenciadora, Fiscalização e Supervisão do DER/PR, acompanhou a execução de todo o trecho experimental, em que foram verificadas as deflexões no topo da camada de Macadame Seco com as espessuras de 40 cm, 50 cm e 60 cm.

Cabe ressaltar que os rebaixos executados em rachão até o período de análise na obra atenderam ao parâmetro fornecido pelo projetista de deflexão admissível no subleito, de  $92 \times 10^{-2}$  mm, desta forma a maneira utilizada como comparação foi a deflexão, ou seja, qual a espessura necessária de Macadame Seco para atender à deflexão máxima admissível, prevista pelo projetista após a execução do rebaixo de 60 cm de rachão.

Os serviços atenderam todos os procedimentos constantes nas especificações e a executora forneceu todos os ensaios dos materiais, que foram acompanhados pela supervisora.

Executou-se o preparo da superfície, a camada de bloqueio, seguida da distribuição do agregado graúdo, o enchimento com o objetivo de realizar o travamento da camada e finalizando a compactação com rolo liso vibratório, conforme especificação.

Quanto à espessura máxima da camada individual, para a verificação em 40 cm foram executadas duas camadas de 20 cm e, posteriormente a aferição da deflexão nesta cota, no mesmo local foi executado mais 20 cm de camada para atingir os 60 cm e ser realizada a verificação da deflexão nesta cota também.

Para atingir a espessura de 50 cm, foram executadas duas camadas de 25 cm, excedendo-se os 20 cm previstos na especificação. Entretanto, ao abrir poços de inspeção no trecho foi possível observar o completo travamento da camada, não havendo danos à sua uniformidade, tornando o válida a execução do serviço.

Na sequência são apresentadas imagens de algumas das etapas executadas:



Figura 1. Superfície do subleito regularizada e dreno longitudinal executado (DER/PR, 2021).



Figura 2. Execução da camada de bloqueio e lançamento do agregado graúdo (DER/PR, 2021).



Figura 3. Lançamento do material de enchimento e compactação da camada completa (DER/PR, 2021).



Figura 4. Aferição da deflexão com Viga Benkelman e abertura de poço de inspeção (DER/PR, 2021).

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme previsto, após a execução de segmento experimental, foram obtidos os seguintes resultados através da viga Benkelman, logo após a compactação da camada, no dia 20 de agosto de 2021:

Tabela 5. Resultados da viga Benkelman logo após a execução do serviço (AUTOR, 2021)

Espeçsura (cm)	40	50	60
Deflexão média ( $\times 10^{-2}$ mm)	85,22	76,80	63,34
Desvio padrão	30,56	30,35	21,21
Deflexão característica ( $\times 10^{-2}$ mm)	123,4	114,7	89,9
Resultado	Não conformidade	Não conformidade	Conformidade

A especificação de serviço do DER-PR ES-P 03/05 cita a necessidade da abertura do tráfego de maneira controlada e direcionada, em que a superfície é mantida umedecida.

Após 5 dias da execução do serviço, na data de 25 de agosto de 2021, foi realizado novo levantamento das deflexões.

O segmento ficou aberto ao tráfego de obra, exposto a intempéries e foi umedecido, conforme indicado na especificação de serviço.

Tabela 6. Resultados da viga Benkelman logo após 5 dias da execução do serviço (AUTOR, 2021)

Espeçsura (cm)	40	50	60
Deflexão média ( $\times 10^{-2}$ mm)	71,5	54,6	47
Desvio padrão	27,4	10,2	11,8
Deflexão característica ( $\times 10^{-2}$ mm)	105,7	67,4	61,7
Resultado	Não conformidade	Conformidade	Conformidade

Verifica-se que com 40 cm não foi possível a camada de Macadame Seco absorver todos os esforços provenientes do eixo padrão rodoviário, não fornecendo o suporte necessário ao subleito, conforme já verificado anteriormente na análise mecânica.

Na espessura de 50 cm foi obtida a deflexão característica de  $67,4 \times 10^{-2}$  mm, que atende tanto ao projetista com  $92 \times 10^{-2}$  mm quanto à nova análise de  $75,1 \times 10^{-2}$  mm.

Como já esperado, para a camada de 60 cm a deflexão também foi atendida.

## CONCLUSÃO

O serviço de Macadame Seco pode ser considerado equivalente ou superior ao serviço de Rachão com travamento, já que se verificou que 50 cm de Macadame Seco se equivale, tanto teoricamente como *in situ*, a 60 cm de Rachão com travamento.

O Rachão com travamento possui menos etapas executivas e menor rigor de controle tecnológico, já o Macadame Seco, por ser necessário atender aos parâmetros de granulometria, faz com que a camada se torne mais uniforme em todo o segmento. A existência da camada de bloqueio também faz um grande diferencial, evitando o agulhamento dos materiais no subleito, auxiliando na uniformidade da camada.

Após a abertura ao tráfego de obra, constatou-se que para a camada atingir a deflexão admissível necessária para a aceitação do serviço foi necessário aguardar o prazo de acomodação do travamento para que a camada fosse estabilizada. Após esse prazo, houve redução de 41% da deflexão na camada de 50 cm e 27% na camada de 60 cm. Para este estudo, o prazo de 5 dias foi suficiente para atingir a deflexão necessária.

Verifica-se que pode haver um ganho em 10 cm de material apenas pelo ponto de vista da deflexão para o macadame seco, com a abertura ao tráfego de obra, além da exposição às intempéries. Considerando que as especificações de serviço do DER/PR encontram-se em revisão, estas e outras observações serão levadas para que possam subsidiar as discussões acerca da especificação de serviço de MS.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARTERIS, ES 003 - **Especificação Particular para Execução de Macadame Seco**. São Paulo. 2021.

BALBO, T. JOSÉ. **Pavimentação Asfáltica**. 3<sup>a</sup> ed. Oficina de Textos, 2007.

BATISTA; Marcio Batista de Amorim. **Contrato 00063/2013, Execução do Projeto de Engenharia para Pavimentação da Rodovia PR-364**. Paraná. Coneresolo Engenharia. 2013.

BERNUCCI, Leidi Bariani et al. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobras; ABEDA, 2008.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G., **Mecânica dos Pavimentos**. 3a ed., Editora Interciência, Rio de Janeiro – RJ, 2015, 620 p.

OLIVEIRA, A., PITTA, D.M., TRICHÊS, G. **Avaliação do comportamento mecânico da camada de lastro de pedra pulmão empregada no lote 8 da duplicação da BR-101**. Reunião Anual de Pavimentação. Florianópolis, 2000.

PARANÁ. DER/PR. ES-P 03/05: de 14 de dezembro de 2005. **Pavimentação - Macadame Seco**. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná. Curitiba, 2005.

PARANÁ. DER/PR. **Manual de Execução de Serviços Rodoviários**. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná. Curitiba, 1996.

PETROBRAS. **Unidade de Industrialização do Xisto (SIX)**. Disponível em: <https://petrobras.com.br/pt/nossas-atividades/principais-operacoes/refinarias/unidade-de-industrializacao-do-xisto-six.htm> . Acesso em 28 de maio de 2022.

PINTO, S.; PREUSSLER, E., **Pavimentação Rodoviária: Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro: Synergia: IBP, 2010.

RODRIGUES, R.M., **Engenharia de Pavimentos – parte 1**. 1<sup>a</sup> ed., Padda Comunicação, Porto Alegre – RS, 2020

RIO DE JANEIRO. Norma IPR-719: **Manual de Pavimentação**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT. Rio de Janeiro. 2006. 277 p.

RIO DE JANEIRO. Norma 198/2021-TER: de dezembro 2021. **Constituintes geológicos de agregados e solos – Terminologia**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro. 2021.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### EFEITO PRÁTICO DA SUBSTITUIÇÃO DE SOLOS MOLES POR AREIA OU ARGILA NA FUNDAÇÃO DE ATERROS NA DUPLICAÇÃO DA BR- 116/RS

*HENRIQUE OTTO COELHO<sup>1</sup>; RAFAEL ROSA HALLAL<sup>1</sup>; DEIVIDE DA SILVA PEREIRA<sup>2</sup>;  
LUCIANO PIVOTO SPECH<sup>2</sup>; LUCAS DOTTO BUENO<sup>2</sup> E WACTOR SELL TIMM<sup>3</sup>*

#### RESUMO

Devido a forma como os trabalhos de obras em rodovias são realizados no Brasil, é muito difícil analisar e aproveitar o conhecimento gerado entre uma obra e outra, ou mesmo na mesma obra, em tempo hábil. A duplicação da BR-116, no Rio Grande do Sul, obra extremamente aguardada pela população do sul do Brasil, por ser fundamental para o acesso ao sul do estado e ao porto de Rio Grande, enfrentou grandes problemas de origem orçamentária e legal, que acabaram estendendo o período de execução da obra. Neste contexto, além do controle estabelecido pelas normas do DNIT, foram coletadas amostras de trechos experimentais, contemplando os materiais do aterro e pavimento, buscando avançar o conhecimento sobre a execução de obras rodoviárias. O presente trabalho monitorou um trecho experimental de 900m, dividido em 3 segmentos de 300m, variando a composição do subleito entre areia e argila. O trecho possui características de banhado e é submetido à alagamentos devido à rizicultura. Foram avaliadas deflexões através do Falling Weight Deflectometer (FWD) e Viga Benkelman, bem como levantamentos de irregularidades longitudinais (IRI). O segmento aterrado inteiramente com areia apresentou melhores resultados em relação à trincamento e deflexões máximas. Os valores de IRI ficaram dentro do estipulado por projeto nos trechos estudados.

**PALAVRAS-CHAVE:** (construção – rodovias – aterro – areia – argila).

#### ABSTRACT

Due to the way road works are carried out in Brazil, it is very difficult to analyze and take advantage of the knowledge generated between one work and another, or even within the same work, in a timely manner. The duplication of the BR-116, in Rio Grande do Sul, a work extremely awaited by the population of southern Brazil, as it is essential for access to the south of the state and the port of Rio Grande, faced major budgetary and legal problems, which ended up extending the period of execution of the work. In this context, in addition to the control established by the DNIT standards, samples of experimental sections were collected, contemplating the materials of the landfill and pavement, seeking to advance knowledge about the execution of road works. The present work monitored an experimental stretch of 900m, divided into 3 segments of 300m, varying the subgrade composition between sand and clay. The stretch has swamp characteristics and is subject to flooding due to rice cultivation. Deflections were evaluated using the Falling Weight Deflectometer (FWD) and Benkelman Beam, as well as longitudinal irregularities (IRI) surveys. The segment filled entirely with sand presented better results in relation to cracking and maximum deflections. The IRI values were within the stipulated by project in the studied sections.

**KEY WORDS:** (construction – roads – landfill – sand - clay).

<sup>1</sup> Analista de Infraestrutura do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), Professor Assistente do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pelotas (UFPel). E-mails: rrhallal@hotmail.com, hocoelho@gmail.com

<sup>2</sup> Professores do PPGEC-UFSM. E-mails: luspecht@ufsm.br, dsp@ufsm.br

<sup>3</sup> Engenheiro Civil. E-mail: wactortimm@hotmail.com

## INTRODUÇÃO

A execução e a respectiva conclusão de obras de construção Rodoviária no Brasil sempre foi um desafio, seja do ponto de vista da disponibilidade financeira, seja do ponto de vista de sua continuidade. São raros os casos em que se consegue identificar a necessidade de construção, realizar as etapas de licenciamento ambiental, contratar e desenvolver o Projeto e iniciar e concluir a execução de uma obra de construção rodoviária no prazo mínimo tecnicamente exequível. São diversas as dificuldades encontradas, mas a maior delas talvez esteja ligada a forma cíclica com que as ondas de iniciativas ocorrem.

Essa descontinuidade traz enormes dificuldades para toda a cadeia produtiva do setor de infraestrutura de transportes, seja na iniciativa privada responsável pela execução das obras e responsável pela elaboração de projetos ou nos órgãos públicos executivos da política de transportes dos governos. Porém, sem dúvidas os maiores prejudicados por essa incapacidade são os usuários dos sistemas de transportes do país, ou seja: toda a população.

Dentre os órgãos públicos executores da política nacional de transportes destaca-se o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), a autarquia federal que tem por objetivo implementar a política de infraestrutura de transportes terrestres e aquaviários do Brasil, contribuindo para o desenvolvimento sustentável do país. Os recursos para a execução das obras são da União. Ou seja, o órgão é gestor e executor, sob a jurisdição do Ministério da Infraestrutura, das vias navegáveis, ferrovias e rodovias federais, instalações de vias de transbordo e de interface intermodal e instalações portuárias fluviais e lacustres (DNIT, 2022).

A falta de observação aos mais variados planos estratégicos elaborados e que deveriam nortear o desenvolvimento da política de transportes do país fazem com que o DNIT funcione sempre de forma reativa no que diz a execução dessa política e de forma mais reativa ainda no que diz respeito a aprendizagem organizacional. Tem-se pouco tempo e recursos para planejamento, os inícios de obras normalmente ocorrem de forma urgente e a execução normalmente ocorre na forma de “soluços”, com saltos pontuais e longos períodos de inércia. Normalmente esses períodos de inércia são os que trazem mais problemas para o DNIT, ainda que a evolução do trabalho seja mínima. Contudo, pior ainda é o retorno pós períodos de inércia, quando se trabalha muito e se avança pouco.

Somado a esse ambiente volátil e incerto da política de transportes do país, temos que considerar todas as dificuldades de gestão (física e financeira) nos mais variados empreendimentos geridos pelo DNIT. E ainda temos que considerar as mais diferentes variantes do ambiente local de um país de porte e características continentais. Nesse contexto torna-se muito difícil a geração e posterior compartilhamento do conhecimento técnico científico gerado nas mais diversas instâncias executivas do DNIT. O problema que advém disso torna-se ainda mais latente quando se considera que esse conhecimento deveria ser imediatamente utilizado na retroalimentação do processo de planejamento e no processo decisório de escolhas de projeto e de técnicas executivas. Essa dificuldade é experimentada no dia-a-dia de muitas Unidades Locais do DNIT Brasil afora, como é o caso da Unidade Local (UL) do DNIT em Pelotas – Rio Grande do Sul.

Todas essas dificuldades também foram enfrentadas durante o início e durante a execução das obras de duplicação da BR-116 sul, no Rio Grande do Sul. A falta de informações técnicas sobre construções rodoviárias realizadas na região (e no estado ou mesmo do país), o longo período transcorrido entre a identificação na necessidade de duplicação e a elaboração do projeto licitado (mais de 30 anos) e entre a elaboração do projeto licitado o início efetivo das obras (mais de 10 anos) e o momento de alteração no arcabouço legal que rege a consecução de contratos



administrativos públicos, já indicavam a expectativa de que haveria muitas dificuldades durante a fase de execução das obras.

Infelizmente tal expectativa se tornou realidade e somente após sete anos desde o início das obras, os primeiros segmentos duplicados foram liberados e hoje, com dez anos de execução de obras, somente aproximadamente 60% de todo o trecho licitado está concluído.

Diante das dificuldades enfrentadas desde o início das obras e buscando gerar informações que pudessem contribuir para uma melhora dos processos de projeto e execução de obras futuras no DNIT (em geral) a Unidade Local de Pelotas firmou parceria com a Universidade Federal de Pelotas e a Universidade Federal de Santa Maria visando desenvolver estudos que promovessem a geração de conhecimento sobre o tema.

Nesse sentido, dentro do 21,4 quilômetros de extensão do Lote 9 de Obras de duplicação da BR-116-RS foi selecionado um trecho experimental com 900 m (metros) de extensão. Tal trecho foi subdividido em três segmentos de 300 m, sendo cada um executado com uma constituição diferente dos materiais empregados no reaterro do subleito e nas camadas de aterro da rodovia: um dos segmentos foi executado com reaterro e aterro em argila, outro segmento com reaterro em areia e aterro em argila e, por fim, um segmento foi executado com reaterro e aterro em areia.

Para avaliar a diferença no comportamento dos três segmentos, além de todo o rígido controle tecnológico previsto nas Normas de execução do DNIT e efetivamente realizado durante a execução das obras, no trecho experimental foram coletadas amostras adicionais de todos os materiais componentes das camadas de aterro e de pavimento, assim como foram realizadas campanhas de controle e monitoramento, conforme Manual de Execução de Trechos Monitorados da Rede Temática de Asfalto. Além disso, foi programado e vem sendo realizado o contínuo acompanhamento do desempenho dos trechos liberados ao tráfego, bem como continuam as campanhas especiais de monitoramento de comportamento do pavimento.

Concluída a execução dos segmentos experimentais e estando esses segmentos localizados nos trechos já liberados ao tráfego, para dar continuidade aos trabalhos aproxima-se agora a fase de análise e exposição dos dados e informações geradas, para que estas possam ser analisadas e discutidas tanto no âmbito do DNIT, quanto junto à comunidade científica, estimulando assim a geração do desejado e necessário avanço no conhecimento.

A rodovia em tela é preponderantemente executada em aterro e em boa parte implantada em regiões compostas por banhados e zonas alagadiças. Nesse contexto, buscou-se identificar a relação custo benefício da utilização de areia para a camada de substituição de solos moles e para as camadas de aterro, em segmentos que possuam suas fundações localizadas em zonas que fiquem parte do tempo submetido à presença de água e parte sem a presença de água.

## **METODOLOGIA**

A escolha do local para implantação do trecho experimental foi feita com base em resultados de levantamentos topográficos, ensaios de laboratório e de campo realizados pela empresa supervisora no terreno natural antes da execução de qualquer etapa da obra. O local onde está inserido o trecho experimental foi escolhido justamente por ser representativo das condições topográficas de grande parte do trecho rodoviário onde foram executadas as obras de duplicação da BR-116 em seu segmento mais ao sul. Trata-se de uma região composta preponderantemente por planícies costeiras, que são utilizadas em sua grande maioria para plantio de arroz.



A Unidade Local de Pelotas, é a UL mais meridional do país e, entre outras atribuições é responsável pela execução de obras em cinco lotes da duplicação da BR-116/RS. A BR-116 é o principal eixo rodoviário que liga a região metropolitana de Porto Alegre com o Porto de Rio Grande. Por tal segmento da rodovia transitam aproximadamente dez mil veículos dia, e em grande parte são veículos de carga transportando parte da produção agrícola do estado em direção ao principal ponto de exportação do estado e um dos mais importantes do país.

A necessidade de duplicação da BR-116 vem sendo discutida desde a década de 70. Contudo, somente em 1998 foi efetivada a contratação do Projeto de duplicação, em agosto de 2002 foi entregue a minuta do projeto final e somente em maio de 2010 o foi realizada a aceitação do Projeto Básico de Engenharia. Em 2010 o processo de licitação da execução das obras foi lançado e em janeiro de 2012 foi efetivada a contratação das empresas responsáveis por tal execução. Por fim, em setembro de 2012 as obras tiveram início e, no caso dos contratos sob jurisdição da UL Pelotas, somente em janeiro de 2014 os Projetos executivos foram aprovados.

Cabe destaque ainda o fato de que até o início das obras não haviam sido efetivados nenhum processo de desapropriação e somente a partir dessa data as empresas construtoras puderam dar início ao processo de licenciamento ambiental de jazidas de empréstimos, pedreiras e canteiros de obras. Decorridos nove meses do prazo contratual, foi emitida a primeira licença ambiental de jazidas do empreendimento.

Quanto à topografia onde está implantada a BR-116 sul, são vários os locais em que as lavouras de arroz chegam ao limite da faixa de domínio, sendo que, muitas vezes, os quadros planos de alagamento utilizados para irrigação do arroz chegam até o pé do aterro da rodovia. Conforme esperado, regiões com esse tipo de conformação topográfica apresentam extensos e irregulares bolsões de solos moles ou inservíveis. Para identificação da existência desse tipo de solo são realizados ensaios de SPT, porém, nem sempre a extensão, a continuidade e a espessura dessas camadas são de fácil determinação. O mesmo ocorre em relação ao nível da água no local, visto que são muitas as variáveis a serem consideradas, tais como: pluviometria, época do ano, cultura cultivada (na mesma região, em locais em que não costuma haver alagamentos naturais, nos últimos anos tem havido uma substituição do plantio do arroz pelo plantio da soja) e do momento de manejo das lavouras de arroz.

Nesse contexto, em muitos casos, dependendo do momento da execução e da combinação das variáveis acima citadas, restam dúvidas sobre qual a melhor decisão técnico econômica a ser tomada em relação a utilização ou não de areia para substituição dos solos moles retirados. E mais, também restam dúvidas sobre até que altura em relação ao terreno natural (ora alagado, ora seco) deve-se executar camadas de aterro em material granular inerte, para depois executar as camadas finais do aterro em argila.

Vale destacar ainda que o projeto da rodovia prevê, via de regra, a execução da camada de aterro em argila, visto que é o tipo de solo principal da região, com jazidas relativamente próximas do traçado da rodovia e com material de boa qualidade para aterros.

O esquema das camadas do pavimento é apresentado na Figura 1, configurando espessura total de 51cm.

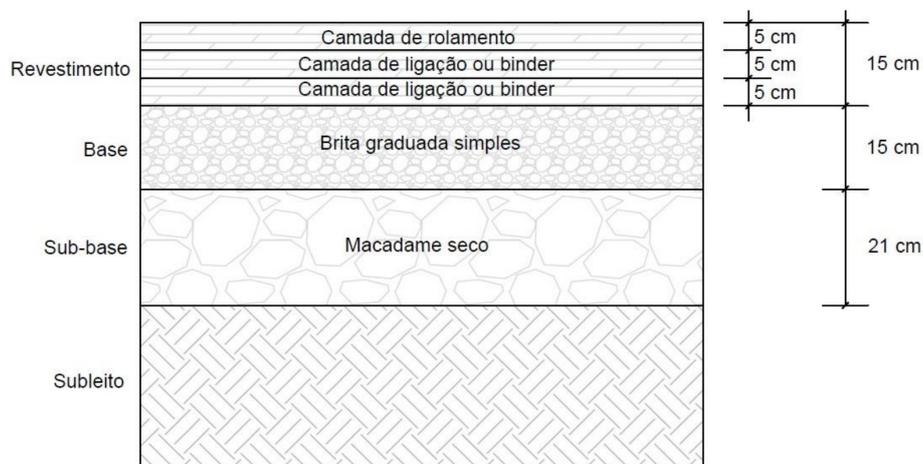


Figura 1 - Esquema das camadas do pavimento e do subleito do trecho experimental (AUTOR, 2022).

O subleito do segmento 1 é constituído por argila, nas camadas inferiores e na camada final de terraplenagem (60cm finais, divididos em 3 camadas de 20cm). O subleito do segmento 2 é constituído por areia nas camadas inferiores e argila na camada final de terraplenagem. O subleito do segmento 3 é constituído por areia, tanto nas camadas inferiores do subleito, quanto na camada final de terraplenagem.

Nos casos onde foi utilizado aterro em argila em espessura de 60 cm, as camadas foram compactadas com espessura máxima de 20 cm, com grau de compactação de 100% do proctor normal. Em locais onde o subleito ultrapassou a profundidade de 60 cm, a divisão em camadas respeitou a espessura máxima de 30 cm, com grau de compactação mínimo de 95% (energia de compactação normal).

A composição do pavimento se dá por sub-base de macadame seco, com espessura de 21cm, base em brita graduada simples, com espessura de 15cm, e revestimento em concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) com duas camadas de ligação ou *binder*, com 5cm de espessura cada, e uma camada de rolamento com 5cm de espessura, com CAP modificado pelo polímero elastômero termoplástico SBS (*Styrene-Butadiene-Styrene* ou Estireno-Butadieno-Estireno), com acostamento em CBUQ, a fim de preservar a estrutura.

A caracterização dos materiais ao longo do trecho foi feita através de ensaios de laboratório e de campo, além de visitas e registros fotográficos durante a execução. Na argila utilizada nos segmentos 1 e 2 foram feitos ensaios: de compactação (massa específica seca máxima, umidade ótima), Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR), expansão, granulometria, ensaios físicos (limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade, índice de grupo, equivalente de areia) e classificação HRB.

Nos materiais utilizados na sub-base e base do pavimento foram realizados diversos ensaios. Para os agregados graúdos (macadame seco, brita 3/4" e brita 3/8") foram executados os ensaios: abrasão Los Angeles, durabilidade com sulfato de sódio, massa específica (massa específica aparente média e massa específica real média), absorção, adesividade e índice de lamelalidade. Já nos agregados miúdos (pó) foram executados os seguintes ensaios: massa específica (massa específica aparente média, massa específica real e massa específica real média), absorção e equivalente de areia. No revestimento, ensaios de granulometria e dosagem Marshall foram realizados.

A especificação do macadame seco empregado na camada de sub-base foi determinada através de projeto específico. O agregado graúdo da composição deve ter diâmetro máximo que não exceda a 2/3 da espessura final da camada executada, nem ao limite de 5 polegadas e um mínimo de 2 polegadas, devendo ser constituído de fragmentos duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração e de outras substâncias prejudiciais. Ao ser submetido ao ensaio de sanidade, não deve apresentar perda superior a 12% com sulfato de sódio. A perda no ensaio de Abrasão Los Angeles deve ser inferior a 50%. O material de enchimento da camada atendeu ao apresentado na Tabela 1, e o equivalente de areia da fração fina foi no mínimo 50%.

**Tabela 1 – Faixa granulométrica material de enchimento macadame seco (AUTOR, 2022).**

Peneiras		Faixas (% passante)
Polegadas	mm	I
1	25	100
3/4	19	100
3/8	9,5	30 - 100
Nº 4	4,75	25 - 55
Nº 10	2,00	15 - 40
Nº 100	0,125	8 - 20
Nº 200	0,075	2 - 8

A base de brita graduada foi executada conforme a Especificação de Serviço DNIT 141/2010-ES (DNIT, 2010). Foi adotada a faixa granulométrica de acordo com o exibido na Tabela 2.

**Tabela 2 – Faixa granulométrica base de brita graduada (AUTOR, 2022).**

Malha	% passante
2"	100
1 1/2"	90 - 100
1"	65 - 92
3/4"	50 - 85
nº 4	30 - 45
nº 30	10 - 25
nº 200	2 - 9

O concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) atendeu a Especificação de Serviço DNIT 031/2006-ES (DNIT, 2006), sendo aplicado como capa de rolamento em ruas laterais e como *binder* e camadas de ligação. A curva granulométrica atendeu a Faixa C da norma. Na camada de rolamento foi empregado concreto asfáltico com asfalto polímero, de acordo com a Especificação de Serviço DNER ES-385/99 (DNER, 1999), com a curva granulométrica inserida nas Faixa C e Faixa B da norma mencionada.

Foi realizado pela empresa supervisora das obras os levantamentos das bacias deflectométricas nos três segmentos do trecho experimental, por meio do ensaio da viga Benkelman. Para tal, utilizou-se um caminhão com eixo traseiro padrão rodoviário eixo simples de rodas duplas (ESRD).

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Caracterização do trecho estudado

As **Erro! Fonte de referência não encontrada.** 2 e 3 apresentam os resultados de caracterização do material do subleito empregados nos segmentos 1 e 2. Os dados foram analisados nas diferentes camadas do subleito. Os ensaios não foram realizados no segmento 3.

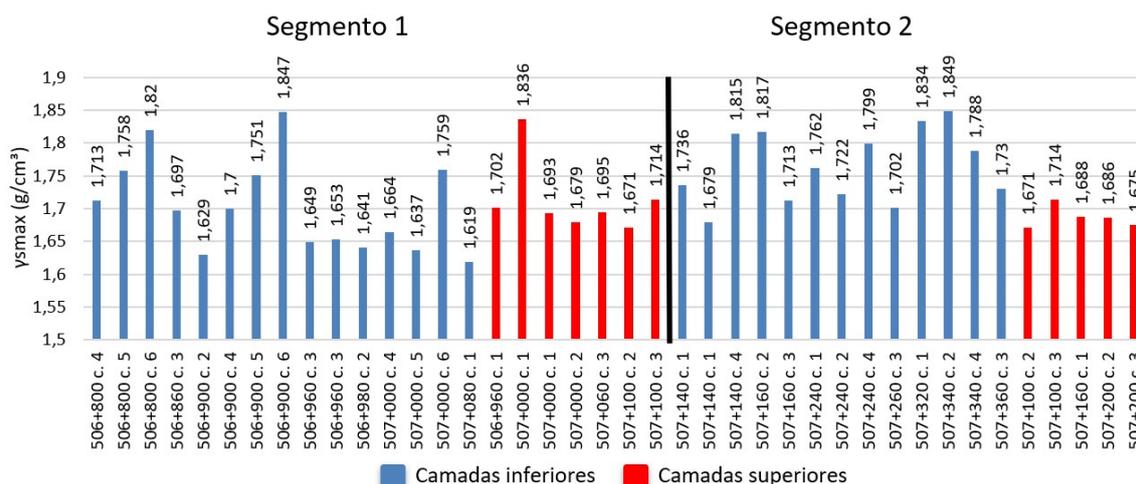


Figura 2 - Variação da massa específica seca máxima ( $\gamma_{s_{max}}$ ) dos trechos analisados (AUTOR, 2022).

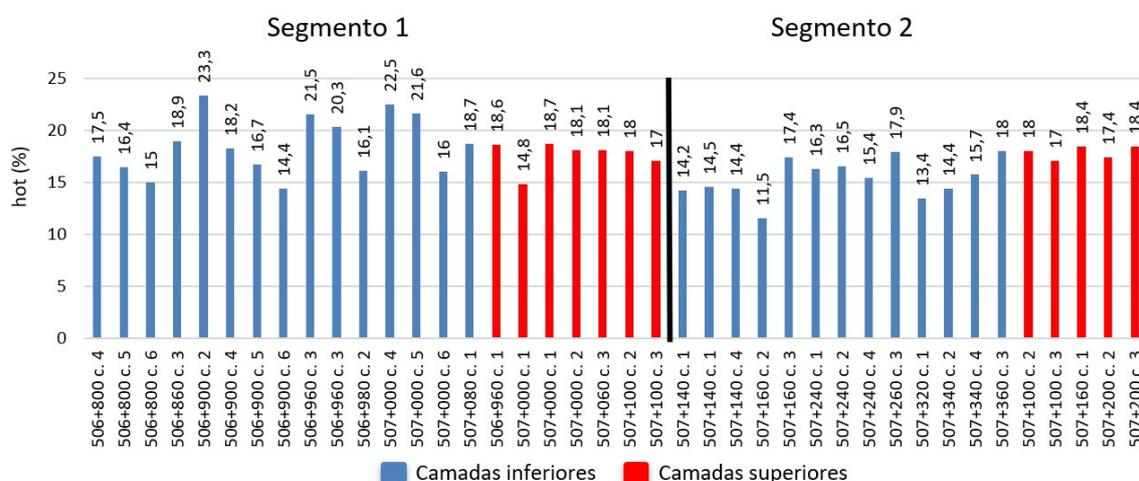


Figura 3 - Variação da umidade ótima ( $h_{opt}$ ) dos trechos analisados (AUTOR, 2022).

As camadas inferiores do segmento 1 apresentaram ISC > 8% e expansão < 2%, com os solos classificados como A-4 e A-6, conforme classificação HRB. Os valores de equivalente de areia ficaram abaixo de 6%.

A camada final de terraplanagem do segmento 1 apresentou ISC > 8% e expansão < 2%. A classificação HRB foi A-4, com valores de equivalente de areia abaixo de 6%.

As camadas inferiores do segmento 2 apresentaram ISC > 8% e expansão < 2%, com os solos classificados como A-4, conforme classificação HRB. Os valores de equivalente de areia ficaram

superiores a 70%. O subleito do segmento 3 é constituído essencialmente por areia, nas camadas inferiores e superiores. A Figura 4 apresenta os agregados utilizados na sub-base e base.

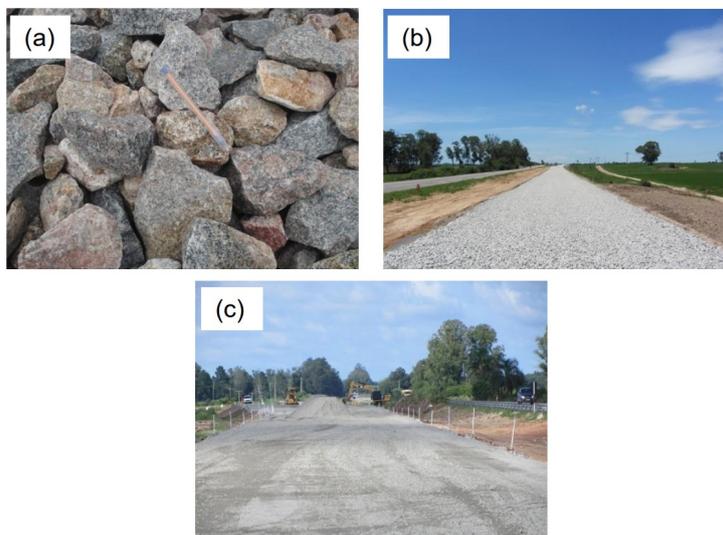


Figura 4 - (a) Rachão, (b) Sub-base em rachão, (c) Pó de pedra para bloqueio, com sub-base pronta (AUTOR, 2022).

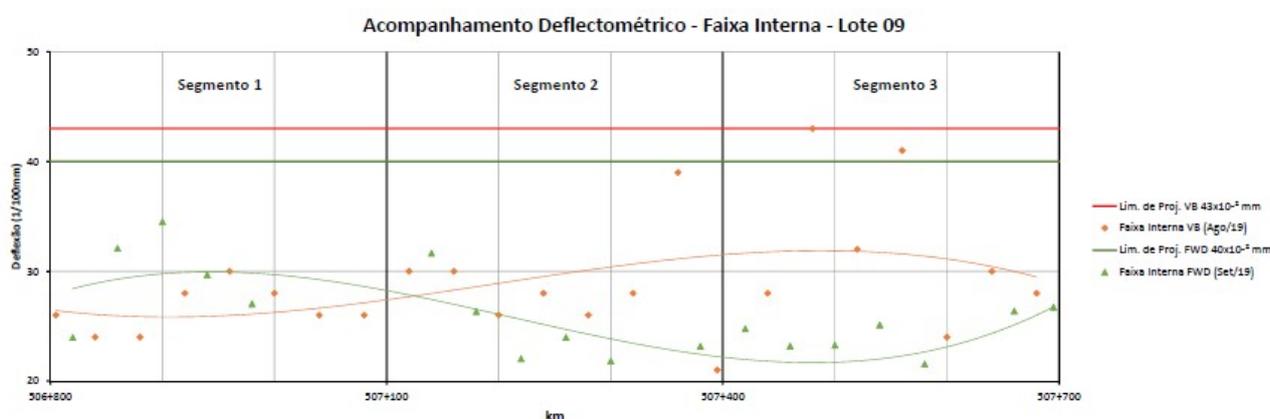


Figura 5 – Deflectometria dos segmentos com Viga Benkelman e FWD – faixa interna (AUTOR, 2022).

Na Figura 5, verifica-se ensaios executados nos três segmentos experimentais, na faixa interna da pista construída. Os levantamentos com a Viga Benkelman são de agosto de 2019 e os ensaios com FWD de setembro de 2019. Os ensaios de Viga não foram corrigidos para comparações com o FWD. Nota-se que as deflexões máximas de VB apresentam valores bastante dispersos, mas com valores médios de magnitude semelhante em torno de  $30 \times 10^{-2} \text{ mm}$ , sendo os maiores valores identificados no segmento 3 (areia no reaterro e aterro), conforme pode-se confirmar na Tabela 3. Os dados de FWD mostraram também uma certa dispersão, com uma magnitude menor em torno dos  $26 \times 10^{-2} \text{ mm}$ , mas com médias maiores no segmento de reaterro e aterro em argila.

Tabela 3 – Resultados Deflexões e área trincada faixa interna (AUTOR, 2022).

Considerações Técnicas da Faixa Interna									
Segmentos	Terraplenagem	Revestimento			Deflexões VB (1/100mm)		Deflexões FWD (1/100mm)		Área Trincada (%)
		1ª camada	2ª camada	3ª camada	Agosto/19		Setembro/19		
					Média	σ	Média	σ	
Segmento 1 (km 506+800 ao km 507+100)	Reaterro e Aterro em Argila	Convencional	Convencional	Polimero	26,5	2,1	29,5	4,1	-
Segmento 2 (km 507+100 ao km 507+400)	Reaterro em Areia e Aterro em Argila	Convencional	Convencional	Polimero	28,5	5,1	24,1	3,9	-
Segmento 3 (km 507+400 ao km 507+700)	Reaterro e Aterro em Areia	Convencional	Convencional	Polimero	32,3	7,1	23,8	2,5	-
					29,1	4,8	25,8	3,5	-

Na Figura 6, referente a faixa externa, nota-se comportamento semelhante ao apresentado para a faixa interna para os resultados de deflexão máxima da VB, também com valores médios maiores no segmento 3. Nos resultados de FWD mostra-se a também certa dispersão de dados e médias maiores no segmento 1, comportamento já notado na Figura 5.

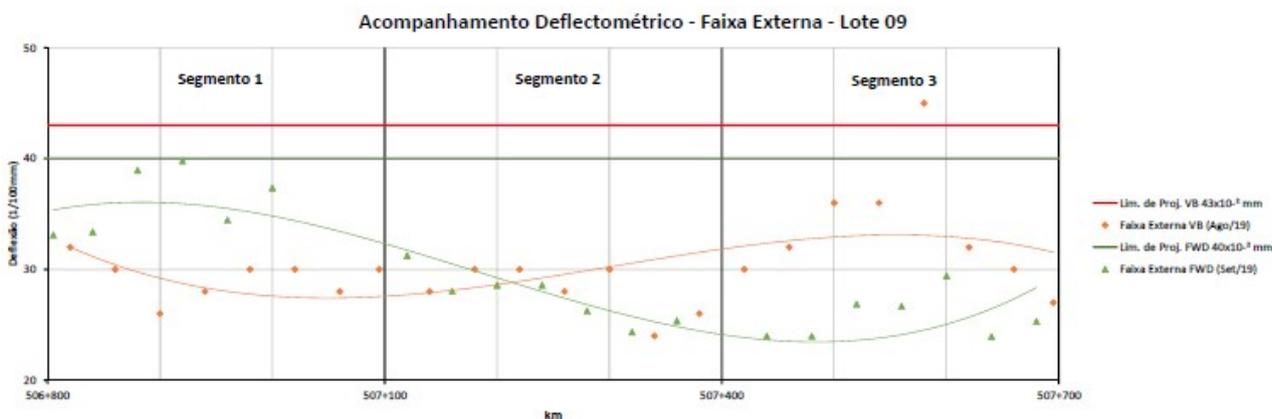


Figura 6 – Deflectometria dos segmentos com Viga Benkelman e FWD – faixa externa (AUTOR, 2022).

Com relação aos Levantamentos de Irregularidades Longitudinais (IRI), realizados através do perfilômetro inercial à laser do Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV/UFSM), normatizado pela ASTM E 950 (2018), verificou-se (conforme Figuras 7 e 8) valores dentro dos parâmetros de projeto, sendo que a faixa interna mostrou ter valores melhores em relação a faixa externa.

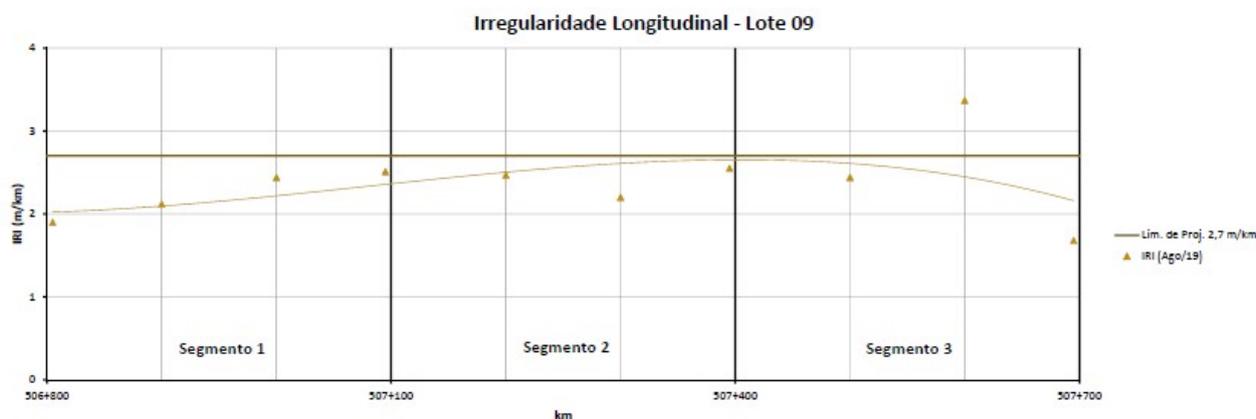


Figura 7 – IRI - faixa interna (AUTOR, 2022).

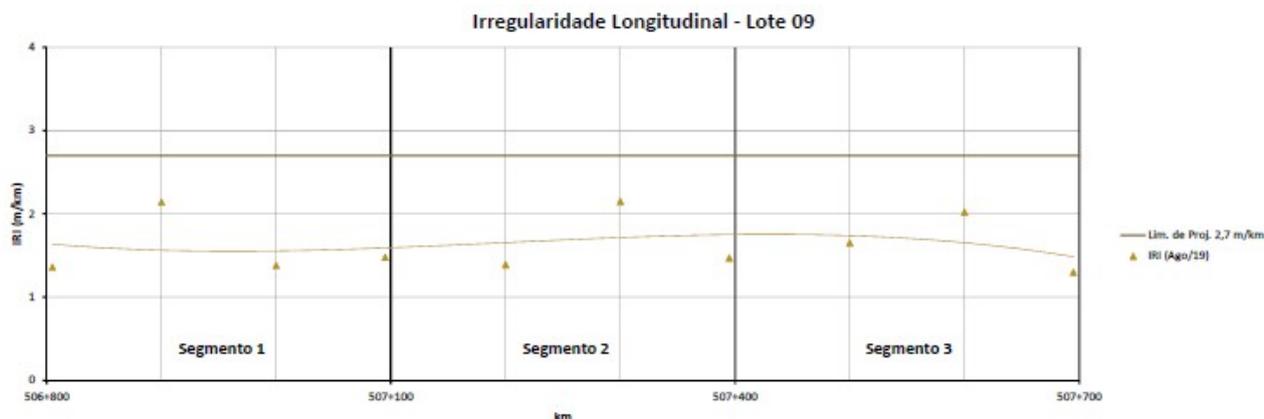


Figura 8 – IRI - faixa interna (AUTOR, 2022).

Os trechos experimentais vêm sendo monitorados constantemente com execução de novos ensaios deflectométricos e outros para permitir uma avaliação qualitativa e quantitativa ao longo do tempo das estruturas que foram executadas. Os resultados desses levantamentos ainda requerem mais tempo e detalhamentos para permitir a disponibilização dos dados com um cuidado científico, o que deverá ocorrer com a publicação de trabalhos futuros.

Nota-se que, conforme era esperado, o segmento com reaterro e aterro executados em sua totalidade em areia vem apresentando comportamento melhor no quesito trincamento e deflexões máximas de FWD.

Nota-se que deve ser melhor estudado a ocorrência de valores maiores de deflexões máximas de Viga Benkelman para o trecho 3 (reaterro e aterro em areia) em relação aos outros dois trechos. Tal fato acaba por gerar necessidade de novos estudos e verificações para procurar entender melhor esse comportamento.

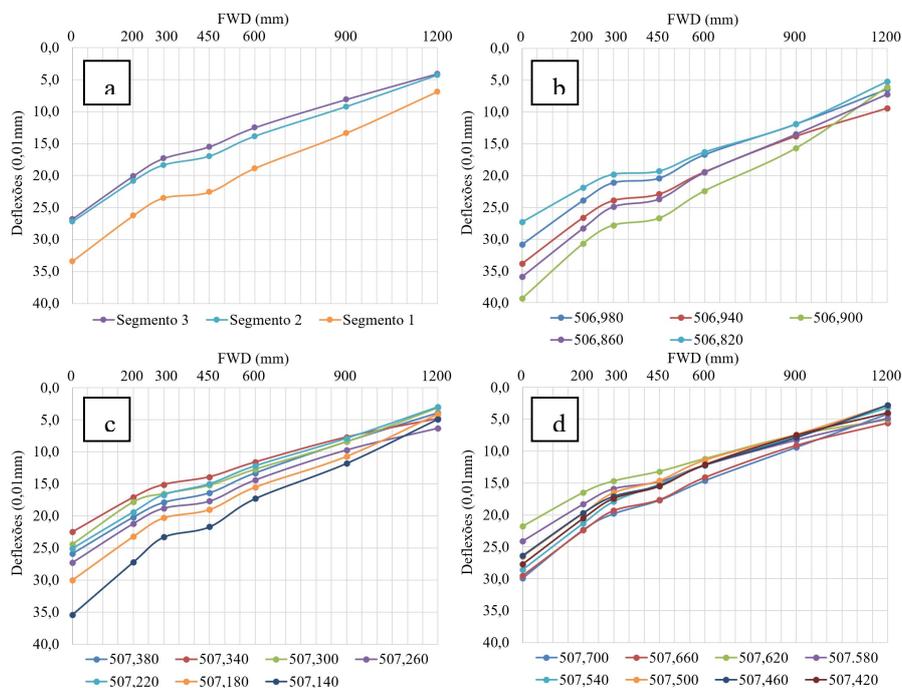


Figura 9 – Valores de deflexões na faixa interna, (a) médias das deflexões de cada segmento, (b) deflexões medidas no segmento 1, (c) deflexões medidas no segmento 2, (d) deflexões medidas no segmento 3 (AUTOR, 2022).

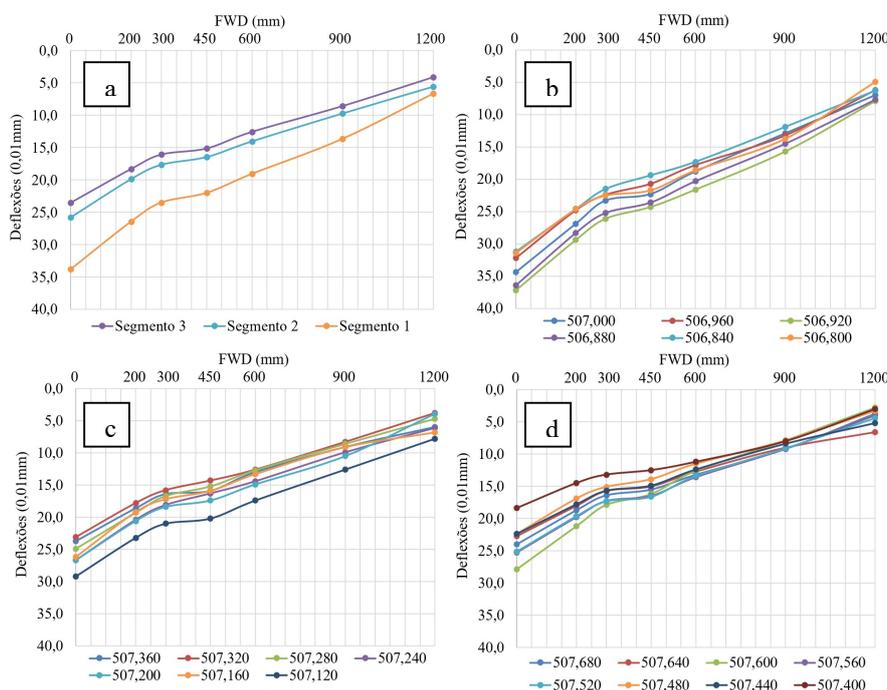


Figura 10 – Valores de deflexões na faixa externa, (a) médias das deflexões de cada segmento, (b) deflexões medidas no segmento 1, (c) deflexões medidas no segmento 2, (d) deflexões medidas no segmento 3 (AUTOR, 2022).

Verifica-se nas figuras 9 e 10 comportamentos bem caracterizados das bacias, tanto quando se avaliam os valores médios, quanto nas curvas de cada ensaio de FWD. As curvas mostram um patamar intermediário de pouca variação das deflexões entre os pontos a 30 e 45 cm, provavelmente devido a utilização de macadame como sub base. Os gráficos das médias mostram que os segmentos que utilizaram areia como material de reaterro apresentaram comportamento semelhantes em magnitude de deflexões das bacias, sendo a que utilizou areia no aterro também, valores médios menores. Em comparação ao segmento 1 em argila na totalidade, verificou-se deflexões maiores em todas as medidas.

O parâmetro BCI (*Base Curvature Index*), conhecido no Brasil como Índice da Curvatura da Base, corresponde à diferença entre as deflexões a 60cm e a 90cm do ponto de aplicação da carga, e é apresentado como o melhor indicador das condições do subleito.

Lopes (2012) correlacionou a durabilidade da camada do pavimento com o BCI, possibilitando calcular o número de passagens de um eixo padrão (N) suportado durante a vida útil do pavimento, conforme apresentado na Equação 1.

$$N = 5,8496 \times 10^{10} \times BCI^{-5,1046} \quad (1)$$

Os resultados da aplicação da Equação 1 são apresentados na Figura 11.

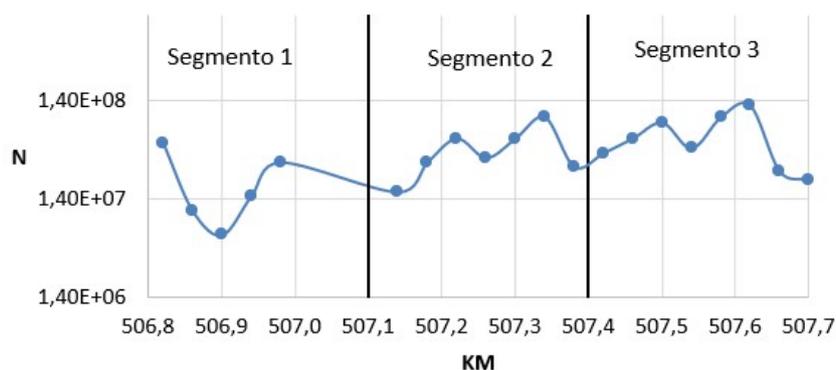


Figura 11 – Número N obtido através da correlação com o BCI (AUTOR, 2022).

Assim, verifica-se que o segmento 3, composto de subleito exclusivamente de areia, apresenta melhor comportamento frente aos danos causados pelo tráfego, enquanto o segmento 2 (areia + argila no subleito) possui comportamento intermediário, e o segmento 1, composto apenas por argila, possui comportamento inferior frente às solicitações do tráfego.

Por fim, cabe ressaltar que a continuidade do monitoramento do referido trecho experimental deverá apresentar novas e mais precisas informações sobre o comportamento de cada segmento, sendo que em um próximo estudo pode-se avaliar a questão de custo x benefício da utilização das três formatações, principalmente com comparação entre os segmentos 2 e 3 que apresentaram características de deflexões bastante semelhantes em magnitude, mas que com a verificação dos custos pode mostrar uma considerável economia no caso em questão.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **NORMA DNER-ES 385/1999**: Pavimentação – concreto asfáltico com asfalto polímero. Rio de Janeiro, p. 15. 1999.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Institucional**. 2022. Disponível em: < <https://www.gov.br/dnit/pt-br/acesso-a-informacao/institucional>>. Acesso em: 02 jun. 2022.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **NORMA DNIT 031/2006-ES**: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, p. 14. 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **NORMA DNIT 141/2010-ES**: Base estabilizada granulometricamente – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, p. 9. 2010.
- LOPES, Flaviane Melo. **Pavimentos flexíveis com revestimento asfáltico: avaliação estrutural a partir dos parâmetros de curvatura da bacia de deformação**. 2012. 339f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### INSPEÇÕES DE OBRAS DE ARTES ESPECIAIS NAS RODOVIAS ESTADUAIS DO PARANÁ: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE 1989 E 2021

*VICTOR RENE MAZEPAS DE OLIVEIRA<sup>1</sup>; LARISSA VIEIRA<sup>2</sup>; MELISSA MIDORI YAMADA<sup>3</sup>;  
VICTOR HUGO VASILIO MARQUES<sup>4</sup>; RENAN DE BONFIM PELEPENKO<sup>5</sup>*

#### RESUMO

Pontes e viadutos são obras de infraestrutura denominadas como Obras de Arte Especiais (OAEs). Elas são destinadas a estruturar e fortalecer redes viárias, circulações de pessoas, produtos e veículos. Assim como as demais estruturas da construção civil elas são projetadas com uma determinada vida útil. De modo a assegurar e prolongar essa vida, as estruturas devem passar por processos contínuos de monitoramento e preservação. Inclusive, a durabilidade e a integralidade das estruturas são alguns dos principais problemas a serem analisados atualmente pela engenharia civil, devido ao fato de boa parte das OAEs existentes terem uma idade avançada e continuarem em plena operação. Sendo assim, esse trabalho apresenta uma análise comparativa dos dados levantados pelos trabalhos de inspeção de OAEs realizada em 1989 e em 2021 no âmbito do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná (DER/PR).

**PALAVRAS-CHAVE:** Inspeção, Gestão de Patrimônio, Estruturas, Conservação.

#### ABSTRACT

Bridges and viaducts are infrastructure constructions that demand Special Engineering Structures. They are designed to structure and strengthen road networks, movement of people, products and vehicles. Similar to other civil construction structures, they are predefined with a determined lifespan to ensure. In order to prolong this life, the structures must be preserved by continuous monitoring and preservation processes. In fact, the durability and completeness of the structures are some of the main problems currently being studied by civil engineering, considering the advanced age of the existing bridges still in full operation. Thus, this is the objective of this study, to analyze and compare those raised data by the collection works of Bridges carried out in 1989 and 2021 within the scope of the Department of Roads of the State of Paraná.

**KEY WORDS:** Inspection, Estate Management, Structures, Conservation.

<sup>1</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, Av. Iguazu 420 - Rebouças, Curitiba - PR, 80230-020. e-mail: victoroliveira@der.pr.gov.br

<sup>2</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, Av. Iguazu 420 - Rebouças, Curitiba - PR, 80230-020. e-mail: larissavieira@der.pr.gov.br

<sup>3</sup> Consórcio Supervisor Strata-Proes lotada no Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, Av. Iguazu 420 - Rebouças, Curitiba - PR, 80230-020. e-mail: melissayamada@der.pr.gov.br

<sup>4</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, Av. Iguazu 420 - Rebouças, Curitiba - PR, 80230-020. e-mail: victormarques@der.pr.gov.br

<sup>5</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, Av. Iguazu 420 - Rebouças, Curitiba - PR, 80230-020. e-mail: renanpelepenko@der.pr.gov.br

## INTRODUÇÃO

Obras de arte especiais (OAEs) são estruturas que têm a finalidade de transpor obstáculos, tais como avenidas, vales, rios, entre outros. Quando construídas sobre cursos d'água, são denominadas pontes; sobre avenidas ou vales secos, viadutos; e quando se destinam exclusivamente à pedestres, passarelas. Essas construções estão submetidas às ações externas provenientes de cargas móveis de veículos, forças devido ao vento, ação das águas de rios que incidem nas mesoestruturas e infraestruturas, variações de temperatura, retração e fluência no caso do concreto.

As pontes, viadutos e passarelas são obras de engenharia de extrema importância no desenvolvimento econômico e social do Estado do Paraná. Atualmente o Sistema Rodoviário Estadual (SRE) paranaense, aprovado pelo Decreto 7792/2021, conta com cerca de 856 OAEs distribuídas ao longo de 12.221,33km de rodovias estaduais pavimentadas ou não pavimentadas. Dentre tais obras existem pontes centenárias e, considerando que grande expansão do rodoviarismo do Paraná ocorreu até os anos 80, pode-se concluir que a maioria das estruturas possuem mais de 50 anos de construção e operação constante. Fora isso, ainda existe uma grande variabilidade nos tipos de estruturas existentes, podendo ser compostas de viga de concreto armado ou protendido, viga de madeira, viga metálica, arco superior de concreto armado, pênsil, laje de concreto armado, mista (metálica, concreto e/ou madeira), com treliça metálica, viga caixão de concreto armado ou protendido ou viga caixão metálico.

Vale salientar que estas estruturas se encontram em ambientes sujeitos a diversos tipos de classes de agressividade, conforme é apresentado na norma NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto da ABNT (2014). Sendo assim, a degradação das OAEs está vinculada a questões como: idade, uso para o qual foi projetada, exposição ao meio onde está inserida e falta de atividades de manutenção. Estas últimas são definidas por meio de vistorias e têm a finalidade de conservar os aspectos estruturais, de durabilidade e funcionalidade das obras. Em razão disso, é importante que a administração pública tenha uma gestão efetiva das atividades de inspeção e manutenção para promover a sua adequada conservação.

No caso do estado do Paraná, compete ao Departamento de Estradas de Rodagem “manter a conservação permanente das estradas de rodagem estaduais e suas respectivas obras de arte” conforme o Decreto nº 2458/2000 de regulamento do órgão. No entanto, no decorrer do Decreto de regulamentação nº 2458/2000 assim como em seu complemento, o Decreto nº 4475/2005, não foi prevista a regulamentação da competência específica pertinente ao tema da conservação das Obras de Arte Especiais Rodoviárias. Isso fez com que as ações de conservação de OAEs fossem realizadas de maneira dispersa sem o devido planejamento e apenas de forma reativa, ou seja, de maneira geral o órgão atua quando surge alguma situação de risco eminente para a rodovia.

Aqui vale acrescentar que nas última três décadas houve uma mudança na forma de atuação do órgão, sendo que no passado ele contava com uma estrutura de grande porte e realizava diversas ações de manutenção e conservação por administração direta, até que no início dos anos 90 a política de infraestrutura do estado optou por repassar os serviços rodoviários para a iniciativa privada enquanto o DER-PR se transformaria em um órgão focado em gerenciar, contratar e fiscalizar tais serviços. Então é possível constatar que não houve gestão adequada das OAEs uma vez que na penúltima versão do regulamento do DER-PR, aprovada pelo Decreto 5449/1989, havia a competência de “promoção de estudos, projetos, restaurações e fiscalização de obras de arte

especiais de rodovias estaduais e federais delegadas” designada a uma determinada área que planejava as ações de conservação específica das OAEs.

A situação descrita foi apurada pelo Tribunal de Contas do Estado Paraná que homologou em 22/10/2020 o Acórdão nº 3052/2020 recomendando que o órgão realizasse as inspeções cadastrais e rotineiras nas OAEs; normalizasse as competências da unidade responsável pelas OAEs; implementasse um programa permanente de manutenção e implementasse providências necessárias e urgentes à correção de anomalias nas OAEs classificadas como ruins ou críticas. Isso motivou a assinatura de um contrato cujo objeto foi a “Contratação de empresa para prestação de serviços técnicos especializados para inspeção em obras de arte especiais da malha rodoviária estadual” para que a empresa contratada percorresse toda a malha rodoviária do estado para cadastrar e avaliar todas as estruturas existentes no SRE conforme o procedimento previsto pela norma NBR 9452 Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto (2019).

Sendo assim, o presente trabalho tem como objetivo comparar os resultados obtidos nesse contrato mais recente de inspeção de 856 OAEs com o último relatório de inspeção similar contratado pelo DER-PR em 1989 e que inspecionou um total de 345 OAEs. Assim, será possível avaliar os resultados da atual política de conservação de OAEs no estado.

### Procedimento de inspeção proposto pelo Manual de Inspeções do DNER (1980)

No caso das inspeções realizadas em 1989 foi utilizado como referência a Inspeção Rotineira do Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias de 1980 do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). Esse tipo de inspeção é destinado a coletar observações e/ou medições para identificar qualquer anomalia em desenvolvimento. O procedimento se inicia com a coleta e exame de todos os dados disponíveis, tais como: projetos, desenhos *as-built*, informes construtivos, relatórios de inspeções anteriores, registros de reparos e de manutenção, dados geotécnicos, dados hidrológicos e outros porventura existentes.

Em seguida realiza-se a identificação dos componentes e dos elementos, e então se procede à inspeção com o cadastramento das anomalias observadas ao longo da estrutura, normalmente se iniciando pelo estrado e elementos da superestrutura, prosseguindo com a infraestrutura, por fim os elementos de cursos d’água e canais.

De maneira geral o procedimento proposto pelo DNER é bastante similar à metodologia atual proposta pela NBR 9452 (2019), no entanto na fase de atribuição de notas os critérios estruturais têm peso maior do que as características funcionais e de durabilidade, conforme descreve o Quadro 1.

Quadro 1. Correlação da nota da OAE com a categoria dos problemas detectados no elemento (Manual de Inspeções do DNER, 1980).

Nota Técnica	Descrição
5	Condição Boa. Não há danos nem insuficiência estrutural.
4	Condição Boa. Há alguns danos, mas não há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural.
3	Condição boa aparentemente. Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra. Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através das inspeções rotineiras, para detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento da insuficiência estrutural.

<b>2</b>	Condição sofrível. Há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural. Postergar demais a recuperação da obra pode levá-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento da vida útil da estrutura.
<b>1</b>	Condição precária. Há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural. Em alguns casos, pode configurar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramentos provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamentos e deformações etc.
<b>0</b>	Impraticabilidade da inspeção cadastral ou com necessidade de inspeção especial.

### Procedimento de inspeção proposto pela norma NBR 9452 (2019)

As inspeções realizadas em 2021 tiveram como referência o procedimento de Inspeção Cadastral previsto na NBR 9452 (2019), que se inicia com o registro das informações gerais do contexto em que está inserida a obra, bem como a coleta de documentos e informes construtivos a partir de projetos, registros de execução, registros de inspeções anteriores, registros de monitoramento de anomalias, entre outros. No caso do DER-PR, como a maioria das estruturas existentes no estado tem mais de 50 anos de idade, houve uma perda do histórico dessas informações e foram poucos os casos em que foi possível repassar tais informações à empresa contratada.

Em seguida se realiza o levantamento cadastral de identificação e localização da obra, das características da estrutura e funcionais, assim como das particularidades. Então inicia-se o levantamento das anomalias na estrutura da OAE, nos aparelhos de apoio e entorno, nas pistas e seu entorno e nas juntas de dilatação. Com essas informações é possível classificar a OAE segundo os parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade, conforme o Quadro 2.

Quadro 2. Classificação da condição de OAE segundo os parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade (NBR 9452, 2019).

Nota de Class.	Caracterização estrutural	Caracterização funcional	Caracterização de durabilidade
<b>5</b> Excelente	A estrutura apresenta-se em condições satisfatórias, apresentando defeitos irrelevantes e isolados	A OAE apresenta segurança e conforto aos usuários	A OAE apresenta-se em perfeitas condições, devendo ser prevista a manutenção de rotina
<b>4</b> Boa	A estrutura apresenta danos, sem comprometer a segurança estrutural	A OAE apresenta pequenos danos que não chegam a causar desconforto ou insegurança ao usuário	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental
<b>3</b> Regular	Há danos que podem vir a gerar alguma deficiência estrutural, mas não há	A OAE apresenta desconforto ao usuário, com defeitos que	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias, que

	<p>sinais de comprometimento da estabilidade da obra. Recomenda-se acompanhamento dos problemas. Intervenções podem ser necessárias a médio prazo.</p>	<p>requerem ações de médio prazo</p>	<p>comprometem sua vida útil, em região de moderada a alta agressividade ou apresenta moderadas a muitas anomalias que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade.</p>
<p><b>2</b> Ruim</p>	<p>Há danos que comprometem a segurança estrutural da OAE, sem risco iminente. Sua evolução pode levar ao colapso estrutural. A OAE necessita de intervenções significativas a curto prazo.</p>	<p>OAE com funcionalidade visivelmente comprometida, com risco de segurança ao usuário, requerendo intervenções de curto prazo.</p>	<p>A OAE apresenta anomalias moderadas a abundantes, que comprometam sua vida útil, em região de alta agressividade ambiental</p>
<p><b>1</b> Crítica</p>	<p>Há danos que geram grave insuficiência estrutural na OAE. Há elementos estruturais em estado crítico, com risco tangível de colapso estrutural. A OAE necessita intervenção imediata, podendo ser necessária restrição de carga, interdição total ou parcial, escoramento provisório e associada instrumentação.</p>	<p>A OAE não apresenta condições funcionais de utilização.</p>	<p>A OAE encontra-se em elevado grau de deterioração, apontando problema já de risco estrutural e/ou funcional.</p>

## METODOLOGIA

Considerando o tempo transcorrido entre uma inspeção e outra, de 32 anos, foi necessário realizar a compatibilização dos dados para a sua comparação. Deste modo, foi levado em consideração o fato de as notas terem sido embasadas principalmente na questão estrutural da OAE no caso da inspeção de 1989. Isso delimitou os dados a serem comparados na inspeção de 2021, deixando de lado os critérios funcionais e de durabilidade, que atualmente são levados em consideração de forma mais contundente.

Com o intuito de aprofundar a análise, foi proposto comparar a nota individual das OAEs para saber como se deu a evolução dos resultados. No entanto a malha rodoviária e base de dados do DER-PR mudou com o passar dos anos, então foi necessário processar os dados da inspeção de 1989 seguindo os seguintes passos: (i) identificação do obstáculo (nome do rio, rodovia ou ferrovia), (ii) conferência do comprimento e largura da estrutura, e (iii) foram retirados as OAEs com nota 0, considerando que essas não foram inspecionadas.

Em relação ao recorte espacial, o estudo foi delimitado pelos levantamentos de 1989 que tiveram abrangência apenas em três Centros Regionais enquanto o levantamento de 2021 foi realizado em toda a malha estadual, composta atualmente por cinco Superintendências Regionais que possuem equivalência aos Centros Regionais da antiga estrutura organizacional do órgão. A Figura 1 apresenta a localização das estruturas em questão espalhadas pelo estado do Paraná.

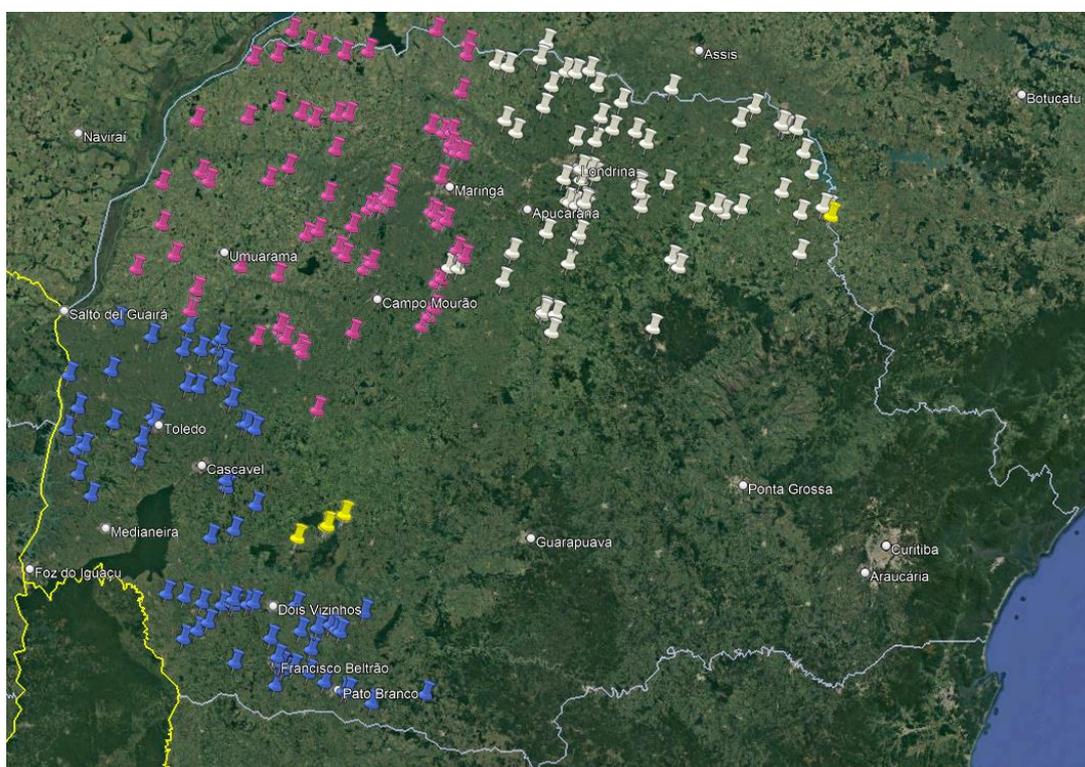


Figura 1. Região analisada com a indicação individual das OAEs (DER/PR).

Portanto, dada as particularidades dos dois relatórios, foi possível identificar e correlacionar um total de 228 OAEs em ambos os relatórios para realizar a comparação dos resultados.

### Inspeções realizadas em 1989 pelo DER-PR

Em 1989 a contratação de uma consultoria especializada pelo DER-PR para realizar a inspeção das 345 OAEs foram realizadas nas rodovias estaduais da jurisdição de três centros regionais, de um total de cinco, com o objetivo de “implantação de um sistema de cadastramento técnico de OAEs, visando proporcionar condições de gerenciá-las adequadamente de forma a garantir os fluxos de tráfego e sua segurança”.

Dentre as pontes analisadas a distribuição das extensões das OAEs se apresenta da seguinte forma: 58 OAEs possuem menos de 20 metros, 170 OAEs possuem comprimento entre 20m e 60m, 95 possuem comprimento entre 60m e 200m e apenas 22 possuem mais de 200m de comprimento. A largura média das OAEs na época era de 10,20m. Quanto ao tipo de estruturas haviam 13 viadutos, 3 passarelas de pedestres e 329 pontes.

Pelos critérios adotados na ocasião, a avaliação foi feita principalmente com base no estado estrutural da obra. Os serviços contaram com visitas em campo, registros fotográficos, desenho de

croquis e elaboração de relatórios. A atribuição de nota variou de 1 a 5, de acordo com as condições descritas no Quadro 1 e o resultado obtido foi resumido na Tabela 1. Neste serviço foram visitadas um total de 345 OAEs, porém não foi possível avaliar 39 das estruturas.

Tabela 1 Classificação das OAEs em 1989 (DER-PR)

NOTA	OAEs	%
5	140	46,2%
4	85	28,1%
3	73	24,1%
2	2	0,7%
1	3	1,0%

Considerando que 74,3% do total das estruturas apresentavam Condição Boa (nota 4 ou 5) é possível concluir que a gestão da manutenção das OAEs da época tinha um bom desempenho no departamento. Claro que as estruturas tinham menos idade e menos tempo em operação, mas manter 46,2% das estruturadas com nota 5, ou seja, sem danos, é um sinal positivo mesmo para estruturas com menos de 20 anos de idade, então fica evidente que ações de manutenção eram tomadas frequentemente e de forma eficaz.

### Inspecções realizadas em 2021 pelo DER-PR

Os trabalhos contratados em 2021 compreenderam a execução de serviços técnicos especializados, abrangendo levantamentos em campo, além do tratamento dos dados levantados e apoio técnico gerencial. A empresa contratada, a Strata Engenharia Ltda, executou no ano de 2021 um total de 856 inspecções em OAEs distribuídas em toda a malha rodoviária estadual.

Dentre as pontes analisadas a distribuição das extensões das OAEs se apresenta da seguinte forma: 271 OAEs possuem menos de 20 metros, 374 OAEs possuem comprimento entre 20m e 60m, 180 possuem comprimento entre 60m e 200m e apenas 31 possuem mais de 200m de comprimento. A largura média das OAEs atualmente é de 11,02m. Quanto ao tipo de estruturas existem 130 viadutos, 32 passarelas de pedestres, 42 passagem de fauna e 652 pontes.

De acordo com a metodologia adotada, a avaliação foi dividida em 4 partes: Condição de estabilidade da infraestrutura, superestrutura e mesoestrutura e Condição de conservação da OAE. E foram atribuídas notas de 1 a 5, onde o Quadro 2 explica os critérios para cada uma das notas. O resultado obtido foi resumido na Tabela 2.

Tabela 2 Classificação das OAEs em 2021 (DER-PR)

NOTA	Infraestrutura		Mesoestrutura		Superestrutura		Menor Nota Estrutural		Conservação	
	OAEs	%	OAEs	%	OAEs	%	OAEs	%	OAEs	%
1	0	0,0%	4	0,5%	6	0,7%	10	1,2%	75	8,8%
2	5	0,6%	41	4,8%	26	3,0%	66	7,7%	114	13,3%
3	20	2,3%	153	17,9%	210	24,5%	285	33,3%	336	39,3%
4	101	11,8%	624	72,9%	603	70,4%	491	57,4%	327	38,2%
5	730	85,3%	34	4,0%	11	1,3%	4	0,5%	4	0,5%

Considerando que existem três notas para a condição estrutural da OAE, e que segundo a NBR 9452 (2019) “a nota final deve ser a menor nota atribuída ao parâmetro analisado”, foi criada a coluna “Menor Nota Estrutural” para se ter como referência a menor nota atribuída à condição de estabilidade da infraestrutura, superestrutura e mesoestrutura. Assim os resultados de ambas as inspeções poderão ser comparados diretamente.

Analisando a distribuição de notas da “Menor Nota Estrutural”, o resultado, neste caso, foi bem diferente do encontrado em 1989, com o deslocamento da maioria das notas para a faixa entre as notas 3 e 4 (condição regular e boa), somando um total de 77,5% das OAEs nessa faixa. Analisando apenas a nota 5 deste quesito, que totalizam quatro OAEs ou 0,5% do total, é possível concluir que praticamente todas as OAEs estaduais possuem algum tipo de dano na estrutura. Vale informar que as quatro que não possuem nenhum dano são obras novas com menos de 3 anos de operação. Do total, 10 OAEs (1,2%) apresentam elementos estruturais em estado crítico com risco tangível de colapso estrutural e 66 OAEs (7,7%) apresentam danos que comprometem a segurança estrutural da OAE.

Observando o resultado da Condição de Conservação, que inclui os parâmetros funcionais e de durabilidade, percebe-se que 8,8% delas estão em condições críticas e 13,3% estão em condição ruim. Também, por essa análise se percebe que 61,3% (notas 1, 2 e 3) das estruturas necessitam de manutenção a curto e médio prazo.

Além das informações gerenciais geradas a partir das notas de classificação, por meio dos dados do relatório de 2021 também foi possível elencar as anomalias mais comuns presentes nas estruturas das OAEs estaduais. A Tabela 3 relaciona as 10 anomalias mais frequentes nas estruturas do estado do Paraná.

Tabela 3. Listagem das 10 anomalias mais comuns observadas nas OAEs em 2021 (DER-PR).

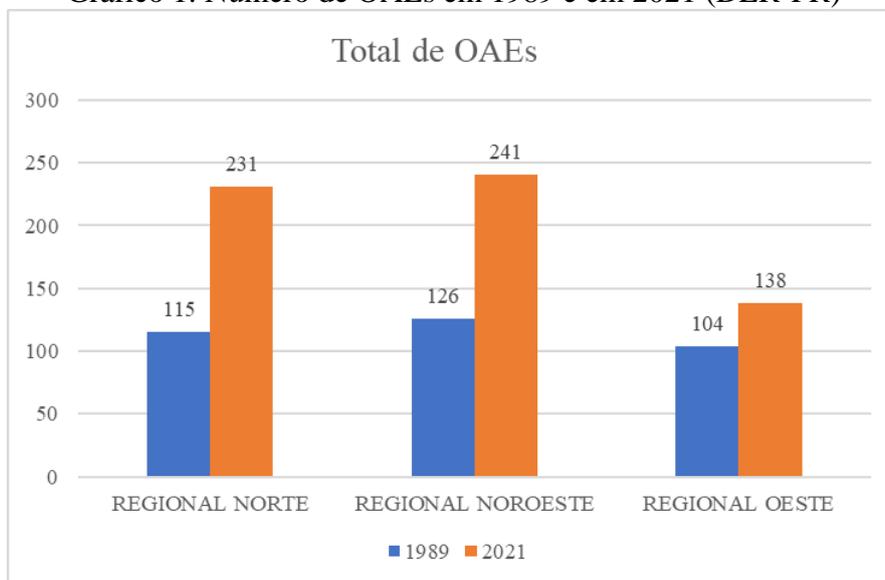
Anomalia Observada	OAEs	%
Mancha de umidade	830	97%
Infiltração no concreto	819	96%
Lixiviação e mancha de carbonatação	664	78%
Nicho de concretagem	490	57%
Fissura profunda fina	369	43%
Concreto desagregado com armadura exposta e oxidada	355	41%
Pavimento asfáltico danificado	341	40%
Erosão do talude de aterro	325	38%
Desplacamento de concreto com armadura exposta	307	36%
Armadura sem cobertura	240	28%

## ANÁLISE DOS RESULTADOS

Após comparar a base de dados das inspeções, primeiramente percebe-se que o número total de OAEs inspecionadas em 1989 e em 2021, como era de se esperar depois de decorrer mais de trinta anos, aumentou consideravelmente. Houve uma diferença de crescimento das regionais, conforme

pode ser visto no Gráfico 1, em que as Superintendências Regionais Norte e Nordeste praticamente dobraram o número de OAEs, enquanto a Superintendências Regional Oeste teve um crescimento de aproximadamente 25% na quantidade total.

Gráfico 1. Número de OAEs em 1989 e em 2021 (DER-PR)



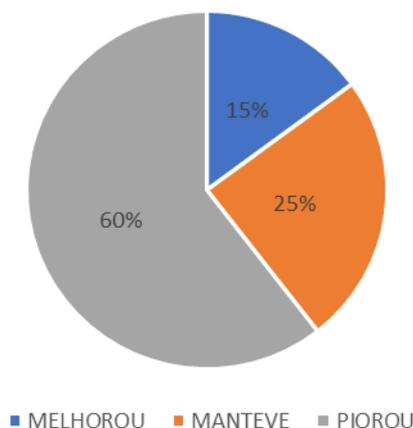
Quanto à análise comparativa das notas, considerando o processamento dos dados realizado no relatório de 1989, houve uma seleção das OAEs que foram identificadas, pois de acordo com as referências de obstáculos indicadas, cerca de 24% não foram encontradas e das OAEs que foram encontrados, aproximadamente 10% receberam nota 0, e conseqüentemente foram excluídas da análise. Portanto, do total do relatório, foi possível comparar 66% das OAEs inspecionadas e o resultado pode ser verificado na Tabela 4.

Tabela 4. Comparativo dos resultados obtidos nos levantamentos de 1989 e 2021 (DER-PR).

	NORTE	NOROESTE	OESTE	TOTAL	%
<b>MELHOROU</b>	4	11	19	34	10%
<b>MANTEVE</b>	5	24	27	56	16%
<b>PIOROU</b>	64	44	30	138	40%
<b>SUB-TOTAL</b>	<b>73</b>	<b>79</b>	<b>76</b>	<b>228</b>	<b>66%</b>
<b>NÃO ENCONTRADOS</b>	26	37	20	83	24%
<b>NOTA 0</b>	16	10	8	34	10%
<b>TOTAL</b>	<b>115</b>	<b>126</b>	<b>104</b>	<b>345</b>	<b>100%</b>

Considerando o subtotal das OAEs que foram encontradas e comparadas, que somam 228, a situação em relação à melhora, mantimento ou piora se resume conforme apresenta o Gráfico 2.

Gráfico 2. Comparação entre as notas das OAEs de 1989 e 2021 (DER-PR)



Avaliando os dados trabalhados, percebe-se que a avaliação estrutural piorou em 60% das OAEs, em 25% dos casos se manteve a mesma condição e em 15% ocorreu uma melhora. Essa melhora, considerando que não houve nenhum programa de conservação das pontes e viadutos do estado, pode ser principalmente devido às obras de ampliação de capacidade realizadas nas rodovias em que as OAEs se encontram, onde costuma ocorrer intervenções de alargamento, adequação de classe ou substituição da estrutura.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Primeiramente vale frisar a importância da realização de serviços especializados de inspeção das obras de arte especiais do sistema rodoviário estadual. Somente com esse tipo de informação é possível avaliar a real situação do patrimônio estadual, que apresenta um cenário preocupante, considerando as inspeções realizadas em 2021, em que a maioria das OAEs obtiveram notas entre 3 e 4 para as estruturas e condição de conservação, ou seja, a atual gestão de manutenção das OAEs apresenta um resultado pífio. E a partir dos dados colhidos, também é possível planejar as próximas ações de conservação e melhoria, pois fica evidente que uma gestão do patrimônio efetiva precisa manter o registro histórico e acompanhar a sua evolução.

Quanto à análise comparativa, tendo em vista o envelhecimento das estruturas pelo tempo decorrido somada à gestão ineficaz, era de se esperar que as condições houvessem piorado, que foi o ocorrido. E isso, permite um entendimento de quão crítica está a situação das OAEs no Estado. E por isso também, demonstra a importância de um sistema de gerenciamento que possa fazer esse controle e monitoramento da condição para que seja realizado um planejamento atrelado a uma previsão de custos para as diferentes necessidades de acordo com as situações em que se encontram as OAEs.

Além disso, existem questões que não estão sendo aprofundadas nesse artigo comparativo dos dados, que pode vir a ser aprofundado em estudos posteriores, como o entendimento da melhora em algumas pontes, se ocorreram devido às obras de recuperação da rodovia em que ela se encontrava. E ainda em relação às OAEs que obtiveram melhora, a maioria encontra-se na Superintendência Oeste, mesmo considerando que foi a superintendência que teve o menor crescimento absoluto no número de OAEs.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9452: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias. Primeira Edição. Rio de Janeiro, 1980.

PARANÁ. Decreto-lei nº 5.449, de 27 de julho de 1989. Aprova o Regulamento e a Estrutura Organizacional Básica do Departamento de Estradas de Rodagem. Paraná, 1989.

PARANÁ. Decreto-lei nº 2.458, de 14 de agosto de 2000. Aprova o Regulamento do Departamento de Estradas de Rodagem. Paraná, 2000.

PARANÁ. Decreto-lei nº 4.475, de 14 de março de 2005. Altera o Regulamento do Departamento de Estradas de Rodagem. Paraná, 2005.

PARANÁ. Decreto-lei nº 7.792, de 08 de junho de 2021. Aprova o Sistema Rodoviário Estadual – 2020 elaborado pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná. Paraná, 2021.

PARANÁ. Tribunal de Contas do Estado do Paraná. Acórdão nº 3052/2020. Interessado: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná. Relator: Conselheiro Fernando Augusto Mello Guimarães. Curitiba, 22 de outubro de 2020. Disponível em: <https://www1.tce.pr.gov.br/conteudo/acordao-3052-2020-do-tribunal-pleno/331994/area/10>  
Acesso em 07 abril de 2020.



# **Dimensionamento de Pavimentos**

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO EM SOLO ARGILOSO LATERÍTICO EMPREGADO EM ESTRUTURAS DE PAVIMENTO FLEXÍVEL

*LUIGI TAVARES GOMES<sup>1</sup>; PAULA TAIANE PASCOAL<sup>2</sup>; AMANDA VIELMO SAGRILO<sup>3</sup>; LUIZ HENRIQUE FERRADOR BEN<sup>4</sup>; MAGNOS BARONI<sup>5</sup>; LUCIANO PIVOTO SPECH<sup>6</sup> & LUCAS DOTTO BUENO<sup>7</sup>*

#### RESUMO

Devido às particularidades dos solos, os quais apresentam comportamentos diferentes quando submetidos a distintos métodos de compactação, faz-se necessário investigar o desempenho destes em estruturas de pavimentos rodoviários. Diante disso, o presente artigo, mediante estudo de comportamento de um solo argiloso laterítico oriundo da cidade de Cruz Alta, Rio Grande do Sul, conformado a diferentes energias de compactação e amostras indeformadas, tem por objetivo apresentar os benefícios que a energia de compactação, nas camadas de base e subleito, tende a trazer para a estrutura de um pavimento rodoviário flexível. A metodologia consistiu em empregar na sistemática do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) dados de materiais já caracterizados e com parâmetros determinados em pesquisas anteriores para o módulo de resiliência (MR) e deformação permanente (DP), com o propósito de avaliar o desempenho das configurações de estruturas de pavimento frente a distintas solicitações de tráfego, analisando assim, as resultantes de afundamento em trilha de roda (ATR) e trincamento por fadiga do revestimento asfáltico (área trincada). Dezoito estruturas com composições e solicitação distintas foram dimensionadas e analisadas. Os resultados indicam que a energia de compactação empregada possui relevante importância em aspectos que garantem a durabilidade e qualidade dos pavimentos, já que quanto maior for o reajuste na distribuição das tensões internas, melhor é o comportamento da estrutura diante aos principais mecanismos de ruptura. Ainda, no cenário considerado neste estudo, concluiu-se que a inserção de solo na base tende a apresentar menores deformações quando comparadas a utilização de base granular.

**PALAVRAS-CHAVE:** MeDiNa, afundamento de trilha de roda, área trincada, dimensionamento, ensaios triaxiais de cargas repetidas.

#### ABSTRACT

Due to the particularities of the soils, which present diverse behaviors when submitted to different compaction methods, it is necessary to investigate its performance in road pavement structures. The present article, through a study of the behavior of a lateritic clayey soil from the city of Cruz Alta, Rio Grande do Sul, conformed to different compaction energies and undisturbed samples, aims to present the benefits that compaction energy, in base and subgrade layers, tends to bring to a road pavement structure. The methodology consists of employing materials already characterized and with parameters defined in previous studies for the resilient modulus (MR) and permanent deformation in the Brazilian M-E method (MeDiNa), with the purpose of evaluating the performance of the given pavement configurations structures, thus analyzing, as a result of rutting (ATR) and fatigue cracking (cracked area) of asphalt layer. Eighteen structures with different compositions and loads were dimensioned and analyzed. The results point out that the compaction energy shows a major importance in order to guarantee durability and pavements quality, since the higher the adjustment in the distribution of internal stresses, the better the behavior of the structure in the face of the main rupture mechanisms. Still, in the scenario considered in this article, it was concluded that the insertion of soil in the base layer showed smaller deformations if compared to unbound granular material.

**KEY WORDS:** MeDiNa, rutting, cracked area, design, repeated load triaxial.

<sup>1</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, goomes\_8@hotmail.com

<sup>2</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, ptpascoal@hotmail.com

<sup>3</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, amandavs94@gmail.com



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



- <sup>4</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, [luizhfb@hotmail.com](mailto:luizhfb@hotmail.com)  
<sup>5</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, [magnos.baroni@gmail.com](mailto:magnos.baroni@gmail.com)  
<sup>6</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, [luspecht@ufsm.br](mailto:luspecht@ufsm.br)  
<sup>7</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Rodovia Taufik Germano, nº 3013, Cachoeira do Sul, RS, [lucas.bueno@ufsm.br](mailto:lucas.bueno@ufsm.br)

## INTRODUÇÃO

O desempenho de um pavimento rodoviário está diretamente ligado ao comportamento dos materiais constituintes, bem como o controle tecnológico aplicado em sua concepção. Diante disso, o desenvolvimento do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), tem como um dos seus objetivos primordiais analisar os materiais sob uma abordagem mecanístico-empírico, resultando em parâmetros que garantem critérios de durabilidade e qualidade da estrutura ao longo da vida útil (FRITZEN et al., 2019; CHIARELLO et al., 2019). Nele, o sistema do pavimento é dimensionado a partir dos esforços aos quais o pavimento estará sujeito, considerando o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson, para interpretar a rigidez das camadas, além dos coeficientes para modelagem matemática dos parâmetros de danificação: fadiga para revestimentos asfálticos e deformação permanente para as camadas granulares e solos.

Ao buscar uma precisa análise estrutural utilizando o MeDiNa, faz-se necessário a caracterização dos materiais constituintes, obtida através de ensaios laboratoriais, além de avaliar uma série de parâmetros referentes a todos os materiais que compõem a estrutura de um pavimento flexível (DNIT, 2020). Assim como a caracterização das propriedades físicas do solo e classificação de Compactação Miniatura Tropical - MCT (DNER, 1996), o módulo de resiliência (DNIT, 2018a) e os parâmetros de deformação permanente (DNIT, 2018b) são essenciais quando se refere ao subleito, sub-base e base.

Para que possam ser aplicados em pavimentos, seja no subleito ou em outra camada, os solos passam pelo processo de compactação, que consiste na densificação da amostra com a redução do índice de vazios a partir da aplicação de uma ação mecânica, resultando no aumento da resistência ao cisalhamento, redução na deformabilidade e permeabilidade, aumento da estabilidade, redução e/ou prevenção de adensamento do solo, redução da erodibilidade, entre outros (HOLTZ e KOVACS, 1981; CRISPIM et al., 2011). O método de compactação influencia diretamente no comportamento do material frente a deformabilidade, assim como o teor de umidade, o tipo de solo e a energia afetam significativamente a compactação. À medida que a energia aumenta, também se eleva o peso específico aparente seco máximo, ao passo que o teor de umidade ótima diminui (CARVALHO et al., 2015). O tipo de equipamento utilizado, o número e a espessura das camadas, a velocidade e a pressão aplicada também influenciam diretamente na compactação de um solo.

Em suma do exposto, o presente artigo tem por objetivo avaliar o comportamento de um solo submetido a diferentes energias de compactação e de amostras indeformadas, ao serem aplicados na estrutura de um pavimento rodoviário. Ainda, tem como objetivo analisar o comportamento dessas estruturas frente a distintas solicitações de tráfego. Para tal, utilizou-se a rotina de avaliação de estrutura presente no MeDiNa, para então obter o comportamento em relação à deformação permanente, a partir da análise do afundamento em trilha de roda (ATR) e ao trincamento por fadiga do revestimento asfáltico (área trincada).

## MATERIAIS E MÉTODOS

Com a intenção de verificar o comportamento de solos ao serem empregados no subleito e na base de um pavimento flexível, realizou-se o dimensionamento mecanístico-empírico utilizando as três condições de solo compactados nas energias Proctor e ainda, amostras indeformadas da camada final de terraplanagem extraídas de um subleito rodoviário. Para a compactação, seguiu-se as orientações da normativa do DNIT (2018a) em conjunto com os preceitos da Petrobras (2010).

O *framework* de cálculo do MeDiNa foi utilizado para dimensionar dezoito estruturas diferentes, conforme demonstrado na Tabela 1. Ao avaliar o comportamento da aplicação desses materiais frente aos principais mecanismos de ruptura, foram considerados os critérios de dimensionamento

do MeDiNa para o Sistema Arterial Principal, com 95% de confiabilidade, sendo o afundamento de trilha de roda limitado em 10 mm e a área trincada máxima de 30%, para o período de projeto de dez anos. Os dimensionamentos foram realizados na versão 1.1.5.0 (dezembro/2020) do MeDiNa, para três tráfegos distintos, denominados por Ceratti et al. (2015) como baixo ( $1 \times 10^6$ ), médio ( $5 \times 10^6$ ) e alto ( $1 \times 10^7$ ). A taxa de crescimento médio considerada foi de 3,0%.

Tabela 1. Composição e solicitação para cada estrutura proposta

Estrutura	N	Revestimento Asfáltico	Base	Subleito
E1	$1,0 \times 10^6$	Classe 1	BGS	EN
E2	$5,0 \times 10^6$	Classe 1	Sagrilo (2020)	Pascoal (2020)
E3	$1,0 \times 10^7$	Classe 3		
E4	$1,0 \times 10^6$	Classe 1	BGS	EI
E5	$5,0 \times 10^6$	Classe 1	Sagrilo (2020)	Pascoal (2020)
E6	$1,0 \times 10^7$	Classe 3		
E7	$1,0 \times 10^6$	Classe 1	BGS	EM
E8	$5,0 \times 10^6$	Classe 1	Sagrilo (2020)	Pascoal (2020)
E9	$1,0 \times 10^7$	Classe 3		
E10	$1,0 \times 10^6$	Classe 1	BGS	A. IND
E11	$5,0 \times 10^6$	Classe 1	Sagrilo (2020)	B. Pascoal
E12	$1,0 \times 10^7$	Classe 3		(2020)
E13	$1,0 \times 10^6$	Classe 1	EI	EN
E14	$5,0 \times 10^6$	Classe 1	Pascoal (2020)	Pascoal (2020)
E15	$1,0 \times 10^7$	Classe 3		
E16	$1,0 \times 10^6$	Classe 1	EM	EN
E17	$5,0 \times 10^6$	Classe 1	Pascoal (2020)	Pascoal (2020)
E18	$1,0 \times 10^7$	Classe 3		

Onde: BGS: brita graduada simples; EN: energia proctor normal; EI: energia proctor intermediária; EM: energia proctor modificada; A.IND: amostra indeformada; N: número de solicitações do eixo padrão; Detalhes do Classe 1 e 3 na Tabela 2

Dentre as primeiras doze estruturas, para as camadas de revestimento asfáltico e base, optou-se por fixar os materiais partícipes variando apenas a energia de compactação do solo empregado no subleito e inserindo a condição de amostra indeformada. Já para as seis estruturas restantes, manteve-se fixo apenas o material constituinte do revestimento asfáltico, variando as energias de compactação do solo utilizado na base e mantendo a condição de compactação na energia normal no constituinte do subleito.

Ao compor o revestimento asfáltico foram consideradas misturas asfálticas já caracterizadas e apresentadas na base de dados do MeDiNa, utilizando a Classe 1 ou Classe 3, conforme o requisitado para o número de solicitações e as orientações que constam em DNIT (2020). As propriedades relevantes dos revestimentos asfálticos, pertinentes ao dimensionamento, estão demonstradas na Tabela 2. Quando não considerado o emprego de solo na base da estrutura, será utilizada a brita graduada simples caracterizada por Sagrilo (2020), composta por agregado basáltico, com curva granulométrica enquadrada na Faixa C do DNIT (2006), compactado na energia Proctor modificada, com parâmetros apresentados na Tabela 2. Ressalta-se que os parâmetros resilientes e de deformação permanente utilizados são referentes ao modelo composto (PEZO et al., 1992) e ao modelo de Guimarães (2009), respectivamente, e foram obtidos a partir dos preceitos das normas do DNIT 134/2018 e DNIT 179/2018.

Tabela 2. Parâmetros dos revestimentos asfálticos e da brita graduada pertinentes ao dimensionamento (SAGRILO, 2020; DNIT, 2020)

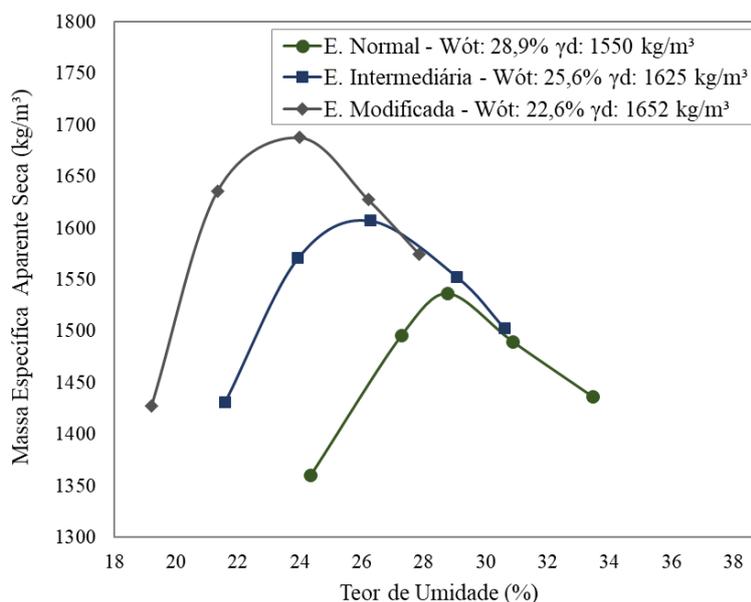
Descrição	Material	Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	MR (k <sub>1</sub> ; k <sub>2</sub> ; k <sub>3</sub> )	Fadiga (k <sub>1</sub> ; k <sub>2</sub> )	DP (Ψ <sub>1</sub> ; Ψ <sub>2</sub> ; Ψ <sub>3</sub> ; Ψ <sub>4</sub> )	Poisson	Contato
Revestimento asfáltico	Classe 1	2,40	5764 MPa	5,496E <sup>-11</sup> , -3,253	-	0,30	Não aderido
	Classe 3	2,40	8000 MPa	1,0E <sup>-12</sup> , -3,75	-	0,30	Não aderido
Base	Sagrilo (2020)		2256,46; 0,589; 0,196	-	0,048, -0,62, 1,188, 0,138	0,35	Não aderido

O solo empregado nas estruturas foi o investigado por Pascoal (2020), oriundo da cidade de Cruz Alta, região noroeste do estado do Rio Grande do Sul e é classificado pela metodologia MCT como solo argiloso com comportamento laterítico (LG'). Mais detalhes da caracterização física e química, podem ser consultados em Pascoal et. al. (2021). A Tabela 3 e a Figura 1 demonstram propriedades do solo e as curvas de compactação decorrente das três energias Proctor. A massa específica natural do subleito onde foram retiradas as amostras indeformadas foi averiguada a partir do método do cilindro cortante, sendo 1645 kg/m<sup>3</sup>, e a umidade média no momento das coletas foi de 21,52%.

Tabela 3. Parâmetros e classificação do solo (PASCOAL et al., 2021)

Parâmetros e classificação do solo			
Limite de liquidez (%)	55	% pedregulho (> 2,0 mm)	0
Limite de plasticidade (%)	44	% areia grossa (0,6 - 2,0 mm)	0
Índice de plasticidade (%)	11	% areia média (0,2 - 0,6 mm)	8
Massa específica real dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,78	% areia fina (0,06 - 0,02 mm)	25
Classificação MCT	LG'	% silte (2 μm - 0,06 mm)	26
Classificação AASHTO	A-7-6	% argila (< 2 μm)	41
Classificação SUCS	MH		

Figura 1. Curvas de compactação das três condições de energia (adaptado de PASCOAL, 2020)



Os parâmetros resilientes e de deformação permanente para cada condição do solo, foram obtidos a partir de regressões não lineares múltiplas pelos modelos Composto (PEZO et al., 1992) para módulo de resiliência e de Guimarães (2009) para deformação permanente. Os parâmetros do solo necessários ao dimensionamento no Medina estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Parâmetros resilientes e de deformação permanente das condições do solo

Ensaio	Modelo	Parâmetros			
		EN	EI	EM	IND
Módulo de resiliência	Pezo et al. (1992) Composto	k <sub>1</sub> : 144,29	k <sub>1</sub> : 739,20	k <sub>1</sub> : 1640,2	k <sub>1</sub> : 792,87
		k <sub>2</sub> : 0,180	k <sub>2</sub> : 0,340	k <sub>2</sub> : 0,426	k <sub>2</sub> : 0,320
		k <sub>3</sub> : -0,241	k <sub>3</sub> : 0,004	k <sub>3</sub> : 0,076	k <sub>3</sub> : -0,032
		R <sup>2</sup> : 0,55	R <sup>2</sup> : 0,89	R <sup>2</sup> : 0,93	R <sup>2</sup> : 0,69
Deformação permanente	Guimarães (2009)	Ψ <sub>1</sub> : 0,089	Ψ <sub>1</sub> : 0,017	Ψ <sub>1</sub> : 0,013	Ψ <sub>1</sub> : 0,023
		Ψ <sub>2</sub> : 0,225	Ψ <sub>2</sub> : 0,699	Ψ <sub>2</sub> : 0,663	Ψ <sub>2</sub> : -0,09
		Ψ <sub>3</sub> : 2,161	Ψ <sub>3</sub> : 0,517	Ψ <sub>3</sub> : 0,027	Ψ <sub>3</sub> : 0,590
		Ψ <sub>4</sub> : 0,095	Ψ <sub>4</sub> : 0,103	Ψ <sub>4</sub> : 0,078	Ψ <sub>4</sub> : 0,089
		R <sup>2</sup> : 0,96	R <sup>2</sup> : 0,93	R <sup>2</sup> : 0,89	R <sup>2</sup> : 0,84

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 5 demonstra os constituintes e a espessura de cada camada das 18 estruturas dimensionadas. Ao avaliar as diferentes condições das amostras do subleito e os distintos materiais na base da estrutura, constatou-se que, conforme a energia de compactação é elevada, há um decréscimo da espessura do revestimento asfáltico. Embora o objetivo do presente artigo não seja avaliar custos das estruturas, entende-se que há uma possibilidade de redução de custos ao elevar a energia de compactação do subleito, devido ao fato do revestimento empregar os insumos mais onerosos

A Figura 2 demonstra o comportamento da menor sollicitação entre as avaliadas ( $N 1,0 \times 10^6$ ), que requisitou espessura da camada de revestimento de 5,0 centímetros para todas as estruturas. Neste caso, evidencia-se os valores das áreas trincadas, as quais, em função das baixas sollicitações resultam em percentuais considerados amenos para o tempo de projeto estimado, apresentando a variação entre 12,48% a 10,25%. Na estrutura E1, a qual utilizou-se a energia de compactação normal, se observa os maiores valores de afundamento de trilha de roda e área de trincada. Já a estrutura E16, que foi dimensionada considerando o solo na energia modificada na base e no subleito na energia normal, tem-se os menores valores em pauta. Desse modo, para o número de sollicitações em questão, obteve-se uma diferença de 2,23% na área trincada e de aproximadamente 3 mm no afundamento de trilha de roda conforme há o acréscimo na energia de compactação.

Tabela 5. Dimensões das camadas de cada estrutura dimensionada

Estrutura	N	Revestimento Asfáltico		Base	Subleito
		Material	Espessura (cm)	Energia / Material	Espessura (cm)
E1	$1,0 \times 10^6$	Classe 1	5,0	EM / BGS	EN / Solo
E2	$5,0 \times 10^6$	Classe 1	11,9	(Sagrilo, 2020)	15,0 (Pascoal, 2020)
E3	$1,0 \times 10^7$	Classe 3	14,4		
E4	$1,0 \times 10^6$	Classe 1	5,0	EM / BGS	EI / Solo
E5	$5,0 \times 10^6$	Classe 1	11,3	(Sagrilo, 2020)	15,0 (Pascoal, 2020)
E6	$1,0 \times 10^7$	Classe 3	13,7		

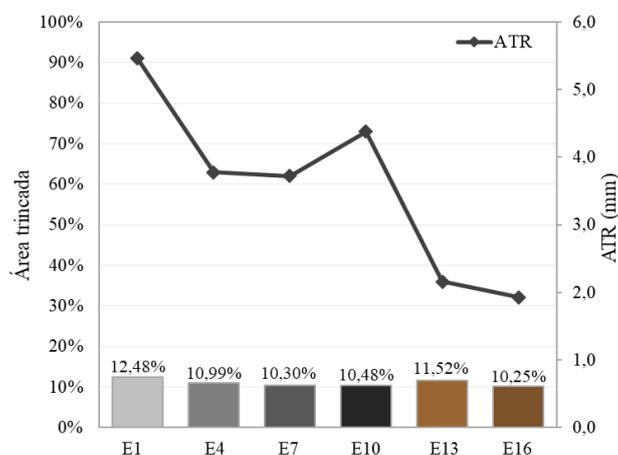
E7	1,0X10 <sup>6</sup>	Classe 1	5,0	EM / BGS		EM / Solo
E8	5,0X10 <sup>6</sup>	Classe 1	10,7	(Sagrilo,	15,0	(Pascoal,
E9	1,0X10 <sup>7</sup>	Classe 3	13,2	2020)		2020)
E10	1,0X10 <sup>6</sup>	Classe 1	5,0	EM / BGS		A. IND / Solo
E11	5,0X10 <sup>6</sup>	Classe 1	10,7	(Sagrilo,	15,0	(Pascoal,
E12	1,0X10 <sup>7</sup>	Classe 3	13,2	2020)		2020)
E13	1,0X10 <sup>6</sup>	Classe 1	5,0	EI / Solo		EN / Solo
E14	5,0X10 <sup>6</sup>	Classe 1	11,7	(Pascoal,	15,0	(Pascoal,
E15	1,0X10 <sup>7</sup>	Classe 3	13,8	2020)		2020)
E16	1,0X10 <sup>6</sup>	Classe 1	5,0	EM / Solo		EN / Solo
E17	5,0X10 <sup>6</sup>	Classe 1	11,3	(Pascoal,	15,0	(Pascoal,
E18	1,0X10 <sup>7</sup>	Classe 3	13,8	2020)		2020)

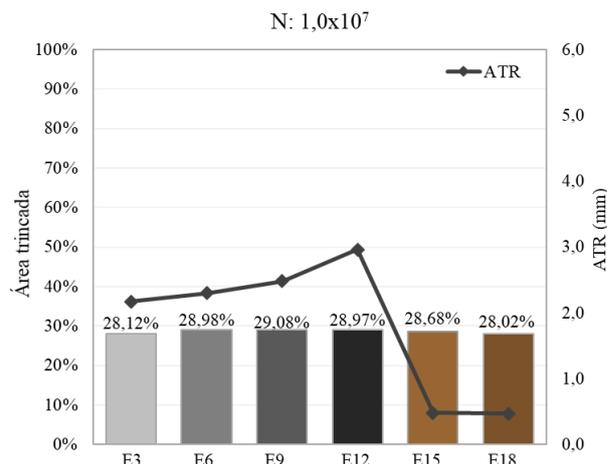
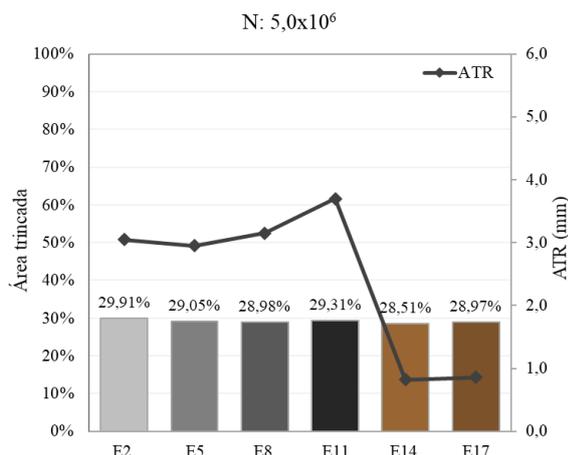
Ao avaliar a solicitação média (N: 5,0x10<sup>6</sup>), demonstrado na Figura 2, e a solicitação alta (N: 1,0x10<sup>7</sup>), em todas estruturas observa-se que, conforme se aumenta o número de solicitações do eixo padrão, se tem também a necessidade de ampliar a espessura de revestimento asfáltico e/ou empregar outros tipos de materiais com melhores propriedades. Ao elevar o N, fez-se necessário substituir o revestimento asfáltico Classe 1 pelo Classe 3.

Pondera-se que, o aumento da energia de compactação do subleito, para estruturas com as mesmas camadas e materiais partícipes, acarreta na redução da espessura de revestimento a ser utilizado. Esse comportamento pode ser observado nas figuras supracitadas e na Tabela 5, visto que há um decréscimo considerável da espessura.

Ao analisar as estruturas em que se fez o emprego da condição de amostras indeformadas para todas condições de solicitação do tráfego, é notório afundamentos de trilha de roda maiores que nas outras estruturas. Fato este, responsável pelo pico apresentado nos gráficos do comportamento do ATR, que se dá em decorrência da falta de homogeneidade das amostras indeformadas. Ressalta-se que a compactação desse solo em campo foi na energia intermediária, porém, as condições de amostras indeformadas apresentam parâmetros de comportamento resiliente próximos aos resultantes da amostra compactada na energia modificada em laboratório.

Figura 2. Comportamento das estruturas frente ao ATR e área trincada para três solicitações de tráfego  
N: 1,0x10<sup>6</sup>





Pondera-se que, o aumento da energia de compactação do subleito, para estruturas com as mesmas camadas e materiais partícipes, acarreta na redução da espessura de revestimento a ser utilizado. Esse comportamento pode ser observado nas figuras supracitadas e na Tabela 5, visto que há um decréscimo considerável da espessura.

Ao analisar as estruturas em que se fez o emprego da condição de amostras indeformadas para todas condições de solicitação do tráfego, é notório afundamentos de trilha de roda maiores que nas outras estruturas. Fato este, responsável pelo pico apresentado nos gráficos do comportamento do ATR, que se dá em decorrência da falta de homogeneidade das amostras indeformadas. Ressalta-se que a compactação desse solo em campo foi na energia intermediária, porém, as condições de amostras indeformadas apresentam parâmetros de comportamento resiliente próximos aos resultantes da amostra compactada na energia modificada em laboratório.

Ademais, perscrutando as estruturas com a camada de base compostas pelo solo ao invés de BGS, as quais requisitou-se também a espessura de 15 centímetros, nota-se comportamentos semelhantes aos proferidos anteriormente, visto que diminui a espessura do revestimento asfáltico conforme aumenta a energia de compactação. Ao confrontar o comportamento frente a deformação permanente das estruturas que possuem base granular com as estruturas que possuem base de solo laterítico argiloso, nota-se que há uma redução notória no ATR. A Tabela 6 demonstra o detalhamento do ATR para cada estrutura, de modo a evidenciar a parcela de deformação sofrida pelo subleito e pela base.

Quando se refere às estruturas E1 a E12, compostas por brita graduada simples, observa-se maiores valores nas camadas de base em relação às do subleito. Já para as demais estruturas, que não são compostas por BGS, esse comportamento é distinto. É notória a diferença do ATR total entre as estruturas que foram compostas por BGS na camada da base e as que tiveram o emprego de solo. Se tratando de pavimentos flexíveis, uma grande contribuição para a deformação permanente da estrutura provém das camadas granulares, visto que elas passam pelo processo de pós compactação, ou seja, solicitações dos veículos em tráfego, simulada em laboratório pela aplicação de carga no triaxial de cargas repetidas, modificam o índice de vazios do material nos primeiros estágios de solicitação, gerando deformações iniciais consideráveis. O aumento da densidade desse material tende a melhorar as condições de rigidez após as primeiras idades, em estados de tensão favoráveis (WERKMEISTER, 2003; ZHANG, 2013; NAZZAL et al., 2020)

Tabela 6. Contribuição das camadas de base e subleito no ATR total de cada estrutura

	N: 1,0x10 <sup>6</sup>		N: 5,0x10 <sup>6</sup>		N: 1,0x10 <sup>7</sup>			
	ATR (mm)		ATR (mm)		ATR (mm)			
	Base	Subleito	Base	Subleito	Base	Subleito		
E1	3,34	2,12	E2	2,38	0,67	E3	1,84	2,17
E4	3,49	0,28	E5	2,70	0,24	E6	2,09	0,20
E7	3,57	0,15	E8	2,99	0,17	E9	2,32	0,16
E10	3,55	0,83	E11	2,97	0,73	E12	2,32	0,64
E13	0,13	2,03	E14	0,07	0,75	E15	0,05	0,42
E16	0,06	1,88	E17	0,04	0,81	E18	0,04	0,43

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento e implantação no Método de Dimensionamento Nacional impõe ao setor rodoviário uma profunda investigação a respeito dos materiais empregados na pavimentação. Exige-se, a partir de caracterização dos materiais, a obtenção de parâmetros que compõem modelagem matemática para deformabilidade, a fim de assegurar dimensionamentos que ofereçam segurança e durabilidade, ao longo do tempo de projeto.

Sob esta perspectiva, este estudo buscou verificar, por meio de avaliações pelo MeDiNa, o comportamento de um solo compactado em diferentes energias, bem como amostras indeformadas, em diferentes condições de tráfego, levando em conta os mecanismos de ruptura por ATR e trincamento por fadiga do revestimento asfáltico.

Conclui-se que o aumento da energia de compactação provoca um aumento do módulo de resiliência do solo estudado, desde que de acordo com a umidade ótima e grau de compactação. À medida que a energia de compactação aumenta, se afeta diretamente a distribuição das tensões internas de um pavimento e essa modificação no estado de tensões resulta em um melhor comportamento da estrutura frente ao trincamento por fadiga do revestimento e afundamento em trilha de roda, principais mecanismos de ruptura de um pavimento. Ademais, quanto maior a energia de compactação empregada, menores serão as espessuras de revestimento asfáltico requeridas para as estruturas apresentadas.

Ainda, as estruturas que foram averiguadas com emprego de solo na base tiveram menores deformações quando comparadas às que utilizaram BGS. Isso se justifica devido ao processo de pós-compactação pertinente as camadas granulares. Dessa maneira, faz-se oportuno, em estudos futuros, analisar também possíveis vantagens orçamentárias que a energia de compactação utilizada pode trazer para a estrutura de um pavimento, além de avaliar a substituição de base granular por base de solo laterítico.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CARVALHO, J. C., REZENDE, L. R., CARDOSO, F. B. F., LUCENA, L. C. F. L., GUIMARÃES, R. C., VALENCIA, Y. G. **Tropical soils for highway construction: Peculiarities and considerations**. Transportation Geotechnics, p. 3-19, 2015.

CERATTI, J. A. P. et al. **Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação**. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2015. 146 p.

CHIARELLO, G. P., PASCOAL, P. T., SANTOS, T. A., PEREIRA, D. S., BARONI, M., GERING, R. P. Avaliação estrutural e financeira de pavimento flexível dimensionado pelo método do DNER (1981) e MEDINA (2019): estudo de caso da duplicação da BR 287 – Trecho Santa Cruz do Sul à Tabaí/RS. In: 33º ANPET, Balneário Camboriú, SCL. **Anais...** 2019.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



CRISPIM, F. A., LIMA, D.C., SHAEFER, C. E. G.R., SILVA, C. H. C., CARVALHO, C. C. B., BARBOSA, P. S. A., BRANDÃO, E. H. **The influence of laboratory compaction methods on soil structure: mechanical and micromorphological analysis.** Soils and Rocks, p. 91-98, 2011

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **DNER CLA 259: Classificação de Solos Tropicais para Finalidades Rodoviárias Utilizando Corpos-de-prova Compactados em Equipamento Miniatura.** Rio Grande do Sul, 1996.

DNIT – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **Publicação IPR – 719: Manual de pavimentação.** 3ed. Rio de Janeiro, 2006.

DNIT – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **Manual de Ajuda Programa MeDiNa versão 1.1.5,** Brasil, 2020.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes. **DNIT 134: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método do ensaio.** Rio de Janeiro, 2018a.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes. **DNIT 179: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução do ensaio.** Rio de Janeiro, 2018b.

DNIT – Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. **Publicação IPR – 719: Manual de pavimentação.** Rio de Janeiro, 2006.

FRITZEN, M. A., UBALDO, M. O., LIMA, C. D. A., MOTTA, L. M. G., FRANCO, F. A. C. P. Estudo de projeto de reforço utilizando o método de dimensionamento nacional – MeDiNa. In: **9º Congresso Rodoviário Português.** Lisboa, Portugal. Anais... v1, 2019.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos.** 2009. Tese de Doutorado em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2009.

HOLTZ, R. D., KOVACS, W. D. **An introduction to geotechnical engineering.** Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs. New Jersey, 34 p, 1981.

NAZZAL M. D., L. N. MOHAMMAD., A. Austin. **Evaluating Laboratory Tests for Use in Specifications for Unbound Base Course Materials.** Journal of Materials in Civil Engineering, 32 (4), 2020.

PASCOAL, P. T. **Avaliação do comportamento resiliente e deformação permanente do solo empregado no pavimento rodoviário da RS 342. 2020.** Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.

PASCOAL, P. T., SAGRILO, A. V., BARONI, M., SPECHT, L. P., PEREIRA, D. S. **Evaluation of the influence of compaction energy on the resilient behavior of lateritic soil in the field and laboratory.** Soils and Rocks, 2021.

PETROBRAS. **Rede temática de asfalto.** Manual de execução de trechos monitorados. [S.l.]: 2010.

PEZO, R.F., CLAROS, G., HUDSON, W.R., & STOKOE 2ND, K.H. **Development of Reliable Resilient Modulus Test for Subgrade and Non-Granular Subbase Materials for use in Routine Pavement Design.** Final Report., 1992.

SAGRILO, A.V. **Estudo de Deformabilidade e Empacotamento de Britas com Diferentes Origens Litológicas do Estado do Rio Grande do Sul.** Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2020.

WERKMEISTER, S. **Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions.** Technischen Universität Dresden, Dresden, 189 p., 2003.

ZHANG, X. **Simulation of Permanent Deformation of Unbound Granular Materials Under Repeated Loading by Dem.** Procedia - Social and Behavioral Sciences 96, 2013.

## 24<sup>º</sup> Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### INFLUÊNCIA DO CRITÉRIO DE PARADA DA RETROANÁLISE NO BackMeDiNa EM PROJETO DE CAMADA DE REFORÇO

*Vanessa Rebouças Santana<sup>1</sup>; Mario Sergio de Souza Almeida<sup>2</sup>; Maria do Socorro da Costa São Mateus<sup>3</sup>; Caroline Dias Amancio de Lima<sup>4</sup> & Acbal Rucas Andrade Achy<sup>1</sup>*

#### RESUMO

Neste artigo, há um estudo de caso utilizando as duas sub-rotinas do MeDiNa (BackMeDiNa e AEMC), a fim de avaliar o efeito de diferentes considerações e, conseqüentemente, contribuir para tomada de decisões de projetistas, visto que existe erro associado aos valores de módulo de resiliência obtidos na retroanálise. Logo, o objetivo desse estudo foi avaliar a relação entre o critério de parada da retroanálise no BackMeDiNa e a espessura de reforço de pavimentos asfálticos. Assim, três critérios de parada e duas considerações sobre as bacias deflectométricas foram previamente estabelecidos. Para tal, foram utilizados os dados do projeto de restauração da BR-116/BA, do qual foi selecionado um segmento homogêneo e as suas deflexões (por estaca e a média das mesmas), que foram retroanalisadas no BackMeDiNa, sendo utilizados os critérios de parada do erro mínimo, módulos coerentes da literatura e módulos coerentes fixados (do subleito ao revestimento), calculando-se uma camada por vez. Por fim, foram dimensionadas as camadas de reforço em Concreto Asfáltico (CA) através de análises tensão-deformação no software AEMC utilizando os dados anteriormente obtidos. Os resultados obtidos mostraram que existe relação entre o critério de parada da retroanálise e a espessura de reforço dos pavimentos na medida em que os dimensionamentos resultaram em espessuras de reforços distintos para os mesmos valores de deflexões analisados.

**PALAVRAS-CHAVE:** Retroanálise; aderência; tensão-deformação; AEMC; BackMeDiNa.

#### ABSTRACT

In this article, there is a case study using the two MeDiNa subroutines (BackMeDiNa e AEMC) to evaluate the effect of take different considerations, and, consequently, to contribute to the designer's decision-making since there is an error associated with the values of the resilient modulus (RM) obtained by retroanalysis. Therefore, the objective of this study was to evaluate the relationship between the stop criterion on BackMeDiNa analysis and the asphalt pavement reinforcement thickness. Thus, three stopping criteria and two considerations about the deflectometry data enter were previously established. For this purpose, data from the BR-116/BA restoration project were used, from which a homogeneous segment was selected and its deflections (per picket and their average) were retroanalyzed in BackMeDiNa using the stoppage criteria of the minimal error, coherent RM indicated in literature and coherent RM fixed from subgrade to asphalt coating, calculating one layer at a time. Finally, the reinforcement layers in Asphalt Concrete (AC) were designed through stress-strain analysis in the AEMC software using the previously obtained data. The results obtained showed that there is a relationship between the stopping criterion of the retroanalysis and the thickness of reinforcement of the pavements since the designs resulted in different reinforcement thicknesses for the same analyzed deflection values.

**KEY WORDS:** Retroanalysis; adherence; stress-strain; AEMC; BackMeDiNa.

<sup>1</sup> Universidade Federal do Recôncavo da Bahia: Rua Rui Barbosa, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. [nessareboucas@gmail.com](mailto:nessareboucas@gmail.com), [weiner@ufrb.edu.br](mailto:weiner@ufrb.edu.br), [acbal@ufrb.edu.br](mailto:acbal@ufrb.edu.br)

<sup>2</sup> Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB): Rua Rui Barbosa, Centro, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. [mario.almeida@dnit.gov.br](mailto:mario.almeida@dnit.gov.br), [mario.almeida@ufrb.edu.br](mailto:mario.almeida@ufrb.edu.br)

<sup>3</sup> Universidade Estadual de Feira de Santana, Av. Transnordestina, s/n, Feira de Santana/BA, CEP: 44036900. [somateus@gmail.com](mailto:somateus@gmail.com)

<sup>4</sup> Universidade Federal da Bahia: Rua Prof. Aristides Novis, 02, Federação, Salvador/BA, CEP:40210-630. [carolinedal@ufba.br](mailto:carolinedal@ufba.br)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

Melhorar o desempenho dos pavimentos asfálticos é uma tarefa complexa, que se constitui num desafio constante. De acordo com Franco (2007), os danos sofridos por estruturas asfálticas submetidas à aplicação de cargas elevadas e ao grande número de repetições de passagem das rodas dos veículos ocorrem devido à muitas delas não terem sido dimensionadas para tais solicitações. Esse fato pode ser observado quando o método de dimensionamento adotado é um procedimento empírico, como o método tradicional de pavimentos asfálticos brasileiro (DNIT, 2006) que não considera os efeitos de fadiga, já que o mesmo foi desenvolvido com base em observações de danos de deformação no subleito.

Frente a esse fato, deve-se dar atenção não só a expansão da malha rodoviária brasileira, mas também tratamento dos pavimentos já existentes, por meio de sistemas de gerenciamento e estudos para recuperação que não sejam também empíricos.

Contudo, com o passar dos anos, aumento do conhecimento e desenvolvimento de novas tecnologias, foi possível desenvolver novos métodos de dimensionamentos, como o mais recente lançado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) chamado Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) de pavimentos asfálticos. O MeDiNa é um método mecanístico-empírico que contempla projetos de dimensionamento de pavimentos asfálticos novos e camada de reforço, utilizando como critérios de ruptura a fadiga das camadas asfálticas e estabilizadas e a deformação permanente dos materiais granulares, além de adotar equações de desempenho desenvolvidas no Brasil.

No entanto, apesar de não existir exigência quanto a realização de ensaios mecânicos de cargas repetidas, o método tradicional (DNIT, 2006) já considerava os efeitos da carga repetida através do número equivalente de operações de um eixo determinado como padrão (N). Para isso, admite um período de projeto escolhido e utiliza os dados da contagem de tráfego. O número N pode ser calculado através das metodologias propostas pelo *United States Army Corps of Engineers* (USACE) e *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

De acordo com Klamt *et al.* (2017), o volume de tráfego de veículos tem sua importância não apenas na etapa de dimensionamento, mas também no desempenho do pavimento durante toda sua vida útil, já que as particularidades do tráfego podem causar degradações precipitadas como deformações permanentes, trincas e perda de material da superfície de rolamento. Estes defeitos afetam diretamente a durabilidade e qualidade do pavimento, diminuindo sua vida útil e implicando muitas vezes na necessidade de dimensionamento de uma camada de reforço.

Em relação à análise mecânica, com o objetivo de estudar o comportamento de pavimentos asfálticos dimensionados pelo método empírico (DNIT, 2006), apesar de não haver exigência, era possível acrescentar informações de análises tensão-deformação. Essas análises são realizadas a fim de avaliar a fadiga e a deformação permanente em pontos críticos da estrutura, como por exemplo, a fibra inferior do revestimento e o topo do subleito.

Vale salientar que há outros fatores que também devem ser levados em consideração: peso dos veículos, pressão das rodas do carregamento, variação da passagem dos veículos e efeito do clima (principalmente da temperatura e da umidade). Apesar disso, como o conhecimento desses fatores não é exato, o que existe é um grau de risco estatístico adotado como aceitável, e é desta forma que os pavimentos asfálticos são dimensionados (FRANCO, 2007).

Para Gonçalves (1999), avaliar os pavimentos consiste na primeira fase do processo de seleção de medidas de manutenção de uma via, pois assim será possível identificar a necessidade e o tipo de intervenção mais adequados. Essa avaliação requer a coleta de dados substanciais, que podem ser divididos nas seguintes categorias: condições do pavimento (incluindo os acostamentos), dados

de projeto do pavimento, propriedades dos materiais componentes, volume de tráfego e carregamento, condições climáticas e considerações de segurança. Corroborando com essa ideia, segundo Franco *et al.* (2019), para se realizar um bom projeto de reforço de pavimento é importante o conhecimento dos materiais constituintes das camadas, a fim de melhor analisar a estrutura como um todo, e diagnosticar qual delas contribui mais para as deflexões. O objetivo é encontrar a melhor solução de restauração, seja somente na camada de revestimento quanto nas subjacentes.

Nesse contexto, o setor rodoviário brasileiro vivencia um momento histórico de transição entre o método empírico (DNIT, 2006) e o método mecanístico-empírico (MeDiNa), lançado em 2018, mas ainda pouco utilizado.

Segundo Franco e Motta (2018), o método MeDiNa, ao todo, é um conjunto de três programas computacionais com funções distintas: MeDiNa e as sub-rotinas, BackMeDiNa e Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC). O MeDiNa é um software de modelagem computacional que permite realizar o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos e também avaliação de estruturas, inclusive já existentes como em projeto de reforço. Neste sentido, de estudo do pavimento construído, suas sub-rotinas podem ser utilizadas de forma complementar para fornecer informações. No software BackMeDiNa é possível a realização de retroanálises para obtenção de Módulos de Resiliência (MR) das camadas em campo a partir das informações do levantamento de bacias deflectométricas. Já por meio da sub-rotina AEMC, é possível realizar cálculos de tensões-deformações. Ademais, os dados de MR fornecidos pelo BackMeDiNa servem como dados de entrada para os demais programas.

Os MR são obtidos através da retroanálise das bacias deflectométricas obtidas com o equipamento *Falling Weight Deflectometer* (FWD) ou Viga Benkelman, considerando condições climáticas, espessura das camadas do pavimento e seus respectivos coeficientes de Poisson. Além disso, em ambas as sub-rotinas do MeDiNa, existe uma consideração a ser feita em relação à condição de atrito entre as camadas constituintes do pavimento: não aderida ou aderida.

Dentre os principais desafios relacionados à assertividade da previsibilidade do novo método, destacam-se a qualidade do estudo de tráfego realizado, a consideração em relação à condição de atrito entre as camadas do pavimento e também o critério de parada nas retroanálises, visto que existe um erro associado aos valores de MR obtidos.

Diante do exposto, o presente estudo buscou mostrar a existência de relação entre critério de parada da retroanálise no BackMeDiNa e espessura de reforço de pavimentos asfálticos. Para tal, foram realizadas retroanálises no BackMeDiNa e análises estruturais no AEMC com dados do projeto de restauração da BR-116/BA. Os dados de MR para o AEMC foram obtidos no BackMeDiNa por meio de duas considerações diferentes a respeito do tratamento das bacias deflectométricas de entrada no programa e três critérios de parada previamente estabelecidos.

## METODOLOGIA

O presente trabalho se trata de um estudo de caso do projeto de restauração do pavimento da pista existente da BR-116/BA (km 387,41 ao km 427,75), o qual faz parte das obras de duplicação da rodovia em questão.

Com os dados dos levantamentos de campo realizados foi possível escolher um Segmento Homogêneo (SH) para ser analisado. Este foi selecionado por ser um dos SHs a apresentar as maiores deflexões em todo o trecho avaliado. Com os dados de tráfego do projeto em estudo, foi possível calcular o Número N do SH escolhido, considerando as cargas nominais dos eixos. Já com os valores das deflexões do SH escolhido, foi possível calcular sua bacia deflectométrica média, a qual foi retroanalisada no software BackMeDiNa, assim como os valores das deflexões por estaca, considerando três critérios de parada. Desse modo, foi possível obter os MR das camadas do

pavimento e permitir, quando necessário, o dimensionamento da camada de reforço em Concreto Asfáltico (CA), através de uma análise tensão-deformação, com auxílio do software AEMC. Em ambos os softwares, levou-se em consideração a condição de aderência (contato) entre as camadas do pavimento como aderido. Na Figura 1 é possível observar a localização no mapa de todo trecho analisado no projeto de restauração em questão, o qual contém o SH utilizado para as análises, denominado SH 32 entre os demais do projeto, com as informações inerentes apresentadas na Tabela 1.

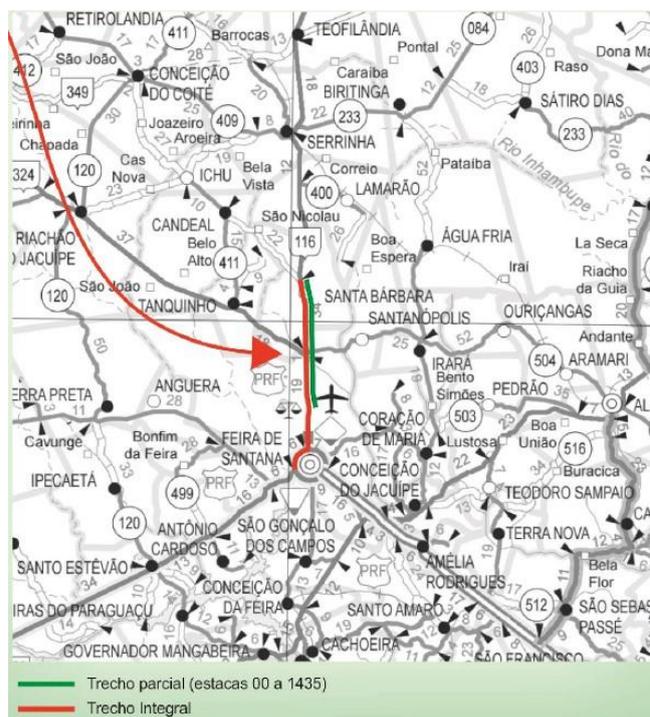


Figura 1. Localização do trecho do projeto de restauração da BR-116/BA.

Tabela 1. Segmento Homogêneo analisado neste estudo.

SH	Estaca Inicial	Estaca Final	Km Inicial	Km Final	Extensão (m)
32	834	874	404,09	404,89	800

### Deflectometria e condição funcional do pavimento no SH 32

O levantamento deflectométrico na BR-116/BA foi realizado com o equipamento FWD, a cada 20 metros, em ambos os lados da pista, considerando uma carga de aproximadamente 4100 kgf. Desse modo, os resultados obtidos por estaca para o SH 32 foram retroanalisados, assim como também foi calculada e retroanalisada sua bacia deflectométrica média. Com isso, foi possível determinar os módulos de resiliências das camadas do pavimento por retroanálise. As deflexões medidas, as deflexões médias e seus respectivos raios de curvatura estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Bacias Deflectométricas ( $\mu\text{m}$ ) do SH 32 selecionado para análises neste estudo.

Estaca	D <sub>0</sub>	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	Raio (m)
834	378	301	239	164	110	78	56	215
835	287	219	173	115	80	56	41	243
836	187	124	100	78	61	48	38	265
837	225	159	121	78	54	37	29	255
838	457	353	275	168	102	62	41	160
839	198	150	124	90	64	46	35	347
840	394	294	221	130	74	42	24	166
841	305	229	177	115	74	49	36	216
842	217	159	115	66	40	26	19	282
843	268	206	166	116	82	60	46	266
844	301	203	142	77	43	28	18	169
845	255	183	147	101	71	51	37	232
846	119	66	44	30	23	19	17	317
847	144	91	66	42	30	23	18	313
848	319	227	176	100	70	50	37	181
849	196	144	113	66	41	28	22	317
850	473	328	238	139	81	49	32	115
851	144	92	69	41	31	26	22	324
852	383	305	253	186	139	105	80	212
853	310	237	193	132	93	66	51	223
854	288	227	187	139	107	83	69	273
855	240	178	143	99	67	44	30	265
856	616	500	428	329	254	192	147	144
857	115	70	51	33	23	19	17	358
858	428	349	283	202	146	110	83	210
859	150	84	59	35	24	18	16	250
860	432	339	274	195	141	102	76	176
861	168	120	87	51	31	20	15	341
862	246	189	154	105	75	56	41	294
863	217	149	118	77	50	33	25	245
864	89	72	56	37	27	22	17	988
865	246	179	140	95	64	43	30	249
866	133	85	63	38	25	18	15	350
867	149	107	80	51	35	26	20	407
868	196	145	113	75	51	35	26	328
869	196	141	107	67	42	29	20	304
870	449	301	187	115	64	34	20	112
871	170	125	95	60	39	24	17	366
872	285	195	149	97	64	44	32	184
873	96	54	39	26	20	17	14	390
874	380	276	217	143	93	63	45	160
Média	265	194	151	100	68	48	36	315

A condição funcional do pavimento no SH 32 está apresentada na Tabela 3, com destaque para o Índice de Gravidade Global (IGG), Afundamento na Trilha de Roda (ATR), trincas tipos 2 e 3 (FC-2 e FC3) e IRI (*International Roughness Index*). Ressalta-se que essas características funcionais do pavimento são utilizadas para determinar o dano relativo no momento do levantamento, causado pelo tráfego e pelas intempéries, e auxiliar na previsão de seu desempenho. O valor de IGG encontrado para o segmento enquadrado na condição de degradação do tipo ruim, de acordo com o procedimento DNIT 6 (DNIT, 2003).

Tabela 3. Condição funcional do pavimento no SH 32.

SH	IGG	ATR (mm)	FC-2 (%)	FC-3 (%)	IRI (m/km)
32	108	7	19	33	3,3

### Retroanálise pelo Software BackMeDiNa

As retroanálises foram realizadas utilizando-se o software BackMeDiNa, ferramenta que compõe o novo método MeDiNa, com os seguintes valores: (i) deflexões por estaca, com a média dos MR e erros obtidos sendo calculados ao final, e (ii) bacia deflectométrica média, calculada à partir dos valores individuais das deflexões. Ambos os casos na condição de camadas aderida.

Foram considerados três critérios de parada: (i) erro mínimo, (ii) módulos coerentes e (iii) módulos coerentes fixados. O critério de erro mínimo consistiu na realização de retroanálises até o erro mínimo identificado pelo próprio software. Já o critério de módulos coerentes teve as retroanálises realizadas partindo de valores de referências típicos de MR para os diferentes materiais de cada camada do pavimento de acordo com a Instrução de Projeto IP-DE-P00/001 (DER-SP, 2006) indicados na Tabela 4. Diferente dos demais, pelo critério de módulos coerentes fixados, que também teve como referência os MR da Tabela 4, ao retronalisar uma camada, as demais foram fixadas: procedimento realizado de baixo para cima (subleito ao revestimento). Desse modo, foi possível determinar os módulos de resiliência das camadas constituintes do pavimento do SH 32, as quais podem ser observadas na Figura 2, bem como os coeficientes de Poisson adotados (Tabela 4).

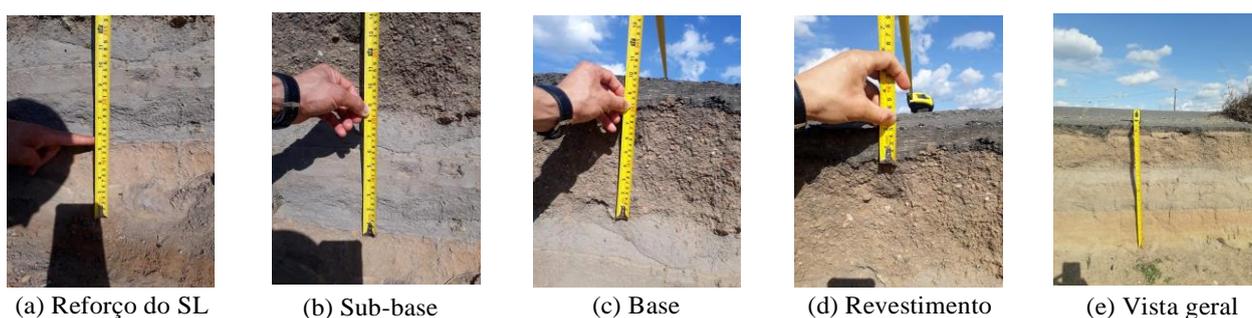


Figura 2. Espessuras das camadas do pavimento do SH 32 da BR-116/BA selecionado para este estudo

Tabela 4. Dados das camadas do pavimento utilizados nas retroanálises realizadas neste estudo.

Camada	Espessura (cm)	Material	Coef. de Poisson	Intervalos de valores de MR*
Revestimento	10	Concreto asfáltico	0,30	2000 – 5000
Base	20	Cascalho	0,35	150 – 450
Sub-base	20	Solo arenoso fino	0,40	150 – 300
Reforço	17,5	Solo fino	0,45	75 – 200
Subleito	∞	Argila arenosa	0,45	75 – 200

\*Adaptado do DER-SP (2006).

## Cálculo do Número N

Com o estudo de tráfego realizado para o projeto de duplicação e restauração da rodovia BR-116/BA, o Número N ( $N_{projeto}$ ) foi calculado, ano a ano, para o período de 10 anos, através das equações propostas pelas metodologias da USACE e da AASHTO, em solicitações do eixo padrão rodoviário. O estudo em questão foi realizado no ano de 2019 e forneceu os dados de contagem e classificação de tráfego realizado durante 7 dias da semana, 24 h/dia, em três postos de coleta na BR-116/BA. Estes foram divididos nos Trechos 1, 2 e 3, resultando na determinação dos respectivos Volumes Médios Diários (VMD) dos veículos comerciais. Logo, foram considerados os dados relativos ao Trecho 02, já que, como é possível observar na Tabela 5, o SH 32 pertence ao mesmo.

Tabela 5. Volume Médio Diário dos veículos comerciais do Trecho 02 que engloba o SH analisado neste estudo.

Trecho	Estaca Inicial	Estaca Final	Km Inicial	Km Final	VMD
02	785	1350	403,11	414,41	3845

O Fator de Distribuição Direcional do Tráfego para rodovias (FD) utilizado foi igual a 0,5, referente a pista simples com duas faixas de tráfego. Por fim, o número N foi calculado, ano a ano e acumulado, em um período de projeto de 10 anos, considerando uma taxa de crescimento para veículos comerciais de 3,4%, para a condição dos mesmos trafegando carregados e dentro dos limites de carga máxima tolerada.

## Análise tensão-deformação no Software AEMC

Após o processo de retroanálise, com a determinação dos respectivos MR das camadas, e o cálculo do  $N_{projeto}$ , foi possível realizar a análise tensão-deformação com o auxílio do software AEMC. Assim, as espessuras de reforço necessárias para o SH 32 foram obtidas a partir da condição de tráfego considerando as cargas nominais dos eixos e o contato entre as camadas como aderido. Inicialmente foram testados os valores obtidos a partir do dimensionamento empírico realizado anteriormente, utilizando-se o procedimento PRO 11 (DNER, 1979).

Para o dimensionamento da camada asfáltica de reforço utilizando o AEMC, o MR do concreto asfáltico foi de 3500 MPa, conforme ensaios realizados na mistura utilizada na obra de acordo com o método de ensaio DNIT 135 (DNIT, 2018). Os demais dados de entrada no software estão listados na Tabela 4, além dos MR das camadas existentes, determinados por retroanálise.

Com base nos valores utilizados por Segundo *et al.* (2016), neste estudo foram adotados para as análises uma pressão de pneu de  $5,6 \text{ kgf/cm}^2$  em um raio de atuação de 10,8 cm (representa a carga de uma roda do eixo padrão de 80 kN ou 8,2 t). Logo, foi possível obter os valores de: (i) deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento ( $\epsilon_{tr}$ ); (ii) deformação vertical no topo do subleito ( $\epsilon_v$ ); e, quando necessário, (iii) deformação horizontal de tração na fibra inferior do reforço ( $\epsilon_{tref}$ ).

Ressalta-se que, de acordo com Santana *et al.* (2022), as análises desse estudo foram realizadas nos pontos considerados mais importantes para o comportamento tensão-deformação do pavimento asfáltico, que estão localizados entre as rodas e embaixo da roda externa do semieixo padrão, conforme pode ser observado na Figura 3 (A, B, C, A', B' e C', respectivamente). Desse modo, em cada local de análise foi verificada a resposta elástica mais crítica para avaliação do pavimento: entre as rodas ou embaixo da roda. Ademais, nos casos em que não houve necessidade de reforço, as análises nos pontos A e A' não foram realizadas.

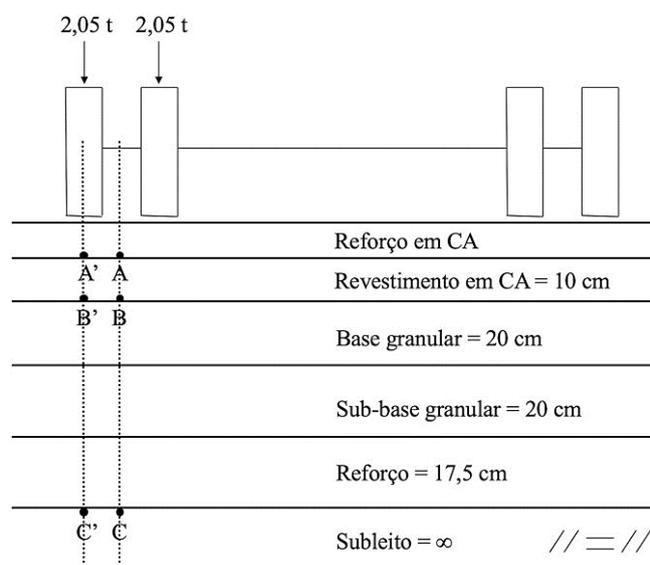


Figura 3. Pontos de análise adotados para simulações no AEMC do segmento selecionado neste estudo.  
Fonte: Adaptado de Santana *et al.* (2022).

Por fim, seguindo o procedimento de Segundo *et al.* (2016), após a análise estrutural realizada no AEMC, foi possível calcular o número equivalente de operações de eixo simples de rodas duplas de 8,2 t acumulado, representando um período de projeto para o qual a seção do pavimento é capaz de suportar ( $N_{adm}$ ). Feito isso, foi necessário compará-lo com o  $N_{projeto}$  calculado para o SH 32, determinando, quando necessário, a espessura de reforço apropriada. Em outras palavras,  $N_{adm}$  deve ser maior ou igual ao  $N_{projeto}$ . Desse modo, para análise estrutural com relação ao  $N$  projetado obtido, foram empregados modelos de previsão de vida de fadiga. Os mesmos levam em consideração a deformação específica de tração do fundo da camada de revestimento com o número de passagens do eixo padrão até o trincamento da camada por fadiga. Neste sentido, foram utilizadas as Equações 1 e 2 (DER-SP, 2006) e os valores de  $k$  e  $n$ , conforme a Tabela 6, ressaltando que, das equações presentes na mesma, a Equação 1 faz referência aos Fatores de Equivalência de Carga (FEC) da AASHTO, e a Equação 2, aos FEC da USACE.

Tabela 6. Equações e parâmetros para o cálculo do  $N_{adm}$  (Adaptado de Segundo *et al.*, 2016).

Local de análise	Equação	$k$	$n$	Fonte
Fibra inferior do revestimento existente e reforço (Eq.1)	$N_{irref} e N_{ir} = kx \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^n$	$1,092 \times 10^{-6}$	3,512	FHWA (1976) <i>apud</i> DER-SP (2006)
Topo do subleito (Eq. 2)	$N_{sub} = kx \left(\frac{1}{\epsilon_v}\right)^n$	$6,069 \times 10^{-10}$	4,762	Dormon e Metcalf (1965) <i>apud</i> DER-SP (2006)

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Retroanálise pelo Software BackMeDiNa

Com a retroanálise realizada através do software BackMeDiNa, foram obtidos os módulos de resiliência (MR em MPa) para as camadas de Revestimento (R), Base (B), Sub-base (SB), Reforço do Subleito (REF) e Subleito (SL). Como citado anteriormente, para o SH 32 foram consideradas as deflexões por estaca (calculando a média dos MR e erro obtidos ao final) e a bacia deflectométrica média (calculada com os valores das deflexões), na condição aderida, além de três critérios de parada: erro mínimo, módulos coerentes e módulos coerentes fixados. Os valores de MR obtidos e os respectivos erros de cada retroanálise estão apresentados nas Tabelas 7, 8 e 9.

Tabela 7. Módulos de Resiliência (MPa) do SH 32 na condição aderida – Erro mínimo.

SH	Bacia	R	B	SB	REF	SL	Erro (%)
32	Média	7834	121	3777	597	251	1,9
	Por estaca	7960	144	2362	674	294	2,5

Tabela 8. Módulos de Resiliência (MPa) do SH 32 na condição aderida – Módulos coerentes.

SH	Bacia	R	B	SB	REF	SL	Erro (%)
32	Média	5000	400	400	200	225	11,2
	Por estaca	5000	300	200	138	254	25,2

Tabela 9. Módulos de Resiliência (MPa) do SH 32 na condição aderida – Módulos coerentes fixados.

SH	Bacia	R	B	SB	REF	SL	Erro (%)
32	Média	4211	368	263	304	272	5,3

É possível perceber que os valores de MR encontrados com o critério do erro mínimo (Tabela 7) para a camada do revestimento, reforço do subleito e, principalmente, sub-base, diferem bastante dos valores típicos estabelecidos na Tabela 4, enquanto para as camadas de base e subleito a diferença foi menos expressiva. Vieira (2020), entre suas análises, verificou as condições estruturais de um trecho na Avenida Santos Dumont, na cidade de Joinville - SC, com cinco camadas, incluindo o subleito: revestimento asfáltico sobre base granular, sub-base, reforço do subleito e subleito. O BackMeDiNa foi utilizado para realizar as retroanálises, sendo o critério de parada o erro mínimo, para a condição das camadas aderidas e coeficientes de Poisson com valores um pouco diferentes dos adotados nesse estudo. Como resultado, os valores de MR obtidos também foram relativamente altos, em comparação com a Tabela 4, assim como os resultados aqui encontrados.

Já para o critério dos módulos coerentes (Tabela 8) e módulos coerentes fixados (Tabela 9), os valores de MR estão dentro dos intervalos estabelecidos ou bem próximos aos mesmos. Ao comparar os valores obtidos, é possível perceber que, apesar de próximos, os resultados de MR decorrente do critério de módulos coerentes pela análise de bacia média nas camadas de sub-base e subleito se apresentaram maiores que o intervalo estabelecido na Tabela 4. Já para os módulos coerentes fixados o mesmo ocorreu, porém com os valores de MR das camadas de reforço do subleito e subleito. Entretanto, quando comparado ambos os critérios, os valores de MR encontrados com o critério dos módulos coerentes foram mais próximos ao intervalo.

## Cálculo do Número N

O estudo de tráfego realizado neste trabalho resultou nos valores do número N de projeto calculados ( $N_{projeto}$ ) de  $1,09 \times 10^8$  (USACE) e  $2,98 \times 10^7$  (AASHTO), podendo esses serem considerados tráfego elevado. Cabe destacar que, este número N (USACE), para 10 anos, da ordem de  $10^8$ , reforça a relevância do segmento em análise como um dos mais solicitados por cargas comerciais no estado da Bahia (ônibus e, principalmente, caminhões e carretas).

## Análise tensão-deformação no Software AEMC

Na Tabela 10 estão presentes as espessuras de reforço, dimensionadas com o DNER PRO 11 (DNER, 1979). estimativa inicial, bem como as respostas elásticas e espessuras de reforço obtidas com o auxílio do AEMC na análise tensão-deformação, visto que todas as análises foram realizadas para a condição aderida, nos pontos apresentados na Figura 3. Ressalta-se que todos os pontos mais críticos foram os obtidos entre as rodas, sendo os resultados mostrados na Tabela 10 provenientes desta situação.

Tabela 10. Espessuras de reforço e respostas elásticas nos pontos considerados mais críticos.

SH	Bacia	Reforço em CA (cm)			Resposta Elástica	AEMC			
		DNER PRO 11 (1979)	AEMC			Deformações elásticas ( $10^{-4}$ m/m)			
			Erro mínimo	Módulos coerentes		Módulos coerentes fixados	Erro mínimo	Módulos coerentes	Módulos coerentes fixados
32	Média	3,0	3,0	3,0	$\epsilon_{tref}$	Compressão	-	Compressão	
					$\epsilon_{tr}$	1,270	1,450	1,370	
	$\epsilon_v$				0,662	1,020	0,848		
	Por estaca				3,0	$\epsilon_{tref}$	-	Compressão	-
						$\epsilon_{tr}$	1,480	1,420	-
						$\epsilon_v$	0,700	0,889	-

Compressão: Camadas de reforço sob esforço de compressão

De posse das espessuras de reforço e respostas elásticas da Tabela 10 foi possível estimar, através das Equações 1 e 2 (Tabela 6), os Números N admissíveis ( $N_{adm}$ :  $N_{iref}$ ,  $N_{ir}$  e  $N_{sub}$ ) para o SH 32, nos pontos de análise estabelecidos na Figura 3, para a condição aderida, e então compará-los com os respectivos Números N de projeto calculados:  $N_{AASHTO}$  ou  $N_{USACE}$ . Os resultados obtidos podem ser observados na Tabela 11.

Tabela 11. Espessuras de reforço,  $N_{projeto}$  e  $N_{adm}$  para a condição aderida.

Critério de parada	Bacia	Reforço (cm)	NAASHTO	NUSACE	$N_{iref}$	$N_{ir}$	$N_{sub}$
Erro mínimo	Média	3,0	$2,98 \times 10^7$	$1,09 \times 10^8$	$\infty$	$5,34 \times 10^7$	$4,82 \times 10^{10}$
	Por estaca	0	$2,98 \times 10^7$	$1,09 \times 10^8$	$\infty$	$3,09 \times 10^7$	$3,70 \times 10^{10}$
Módulo coerentes	Média	0	$2,98 \times 10^7$	$1,09 \times 10^8$	-	$3,33 \times 10^7$	$6,14 \times 10^9$
	Por estaca	3,0	$2,98 \times 10^7$	$1,09 \times 10^8$	$\infty$	$3,53 \times 10^7$	$1,19 \times 10^{10}$
Módulos coerentes fixos	Média	3,0	$2,98 \times 10^7$	$1,09 \times 10^8$	$\infty$	$4,09 \times 10^7$	$1,49 \times 10^{10}$

É possível notar que as espessuras de reforço obtidas com os critérios do erro mínimo da bacia deflectométrica média, módulos coerentes das deflexões por estaca e módulos coerentes fixados da bacia deflectométrica média, através da análise tensão-deformação com o auxílio do AEMC, foram iguais ao valor encontrado pelo dimensionamento com o procedimento PRO 11 (DNER, 1979).

Além disso, ao comparar os resultados obtidos pelo critério de parada do erro mínimo com o critério dos módulos coerentes, para a bacia média, percebe-se que os valores foram diferentes, pois no critério dos módulos coerentes não houve necessidade de reforço, enquanto que no critério do erro mínimo foi necessário 3 cm de espessura, caracterizando o critério do erro mínimo como mais adequado nesta comparação. Entretanto, para a análise das deflexões por estaca, o critério dos módulos coerentes se mostrou mais assertivo do que o critério do erro mínimo.

Em relação aos critérios do erro mínimo e módulos coerentes fixados, para a bacia média, nota-se que os resultados encontrados para a espessura de reforço foram iguais.

Já ao comparar o critério dos módulos coerentes fixados com o critério dos módulos coerentes, para a bacia média, percebe-se que os resultados foram diferentes, visto que para os módulos coerentes não houve necessidade de reforço, enquanto para os módulos coerentes fixados o reforço necessário foi de 3 cm de espessura. Desse modo, para a bacia média das deflexões, em relação ao critério dos módulos coerentes, o critério dos módulos coerentes fixados se mostrou mais assertivo.

De maneira geral, com base neste trecho homogêneo analisado e os diferentes critérios adotados desde a fase de retroanálise, foi observado que houve efeito no resultado final de projeto de reforço da camada do pavimento. Isto se deve ao fato de que as considerações distintas em situações diversas, sejam elas com relações aos critérios de parada para obtenção dos módulos de resiliência durante a retroanálise ou mesmo para os dados deflectométricos utilizados como referência para esta análise, culminaram em diferenças desde a fase no BackMeDiNa.

## CONCLUSÃO

O presente trabalho engloba o estudo de caso de projeto de restauração do pavimento da pista existente da BR-116/BA, especificamente em um trecho homogêneo selecionado. Neste estudo buscou-se avaliar a existência de relação entre distintos critérios de parada em retroanálises realizadas no BackMeDiNa, bem como diferentes considerações referentes aos dados de entrada deflectométricos, frente as espessuras resultantes a partir de análise estrutural por tensão-deformação no programa AEMC. Ao todo, foram avaliados três critérios de parada (erros mínimos, módulos de resiliência coerentes e módulos de resiliência fixados) e duas considerações referentes às bacias deflectométricas (por estacas e média total dos valores por ponto de leitura). Para tal, além do levantamento das bacias deflectométricas, foi realizado também um estudo de tráfego.

Com base nas análises dos resultados obtidos, observou-se distinção na espessura da camada de revestimento das estruturas dimensionadas para as diferentes considerações feitas, ou seja, é possível constatar que existe uma relação entre o critério de parada da retroanálise no software BackMeDiNa e a espessura de reforço de pavimentos asfálticos, já que, utilizar critérios diferentes resultou em espessuras de reforços diferentes, para os mesmos valores de deflexões analisados.

Constatou-se também que, ao utilizar o critério do erro mínimo identificado pelo próprio software, os valores de MR encontrados diferem bastante, em sua maioria, dos valores típicos estabelecidos também dos MR obtidos com o critério dos módulos coerentes. Assim, notou-se que, os critérios de parada que resultaram em espessuras iguais ao dimensionamento realizado com o procedimento DNER PRO 11 foram: (i) erro mínimo da bacia deflectométrica média, (ii) módulos coerentes por estaca e (iii) módulos coerentes fixados da bacia deflectométrica média.

Desse modo, para esse estudo, nota-se que os critérios mais adequados são os dos módulos coerentes por estaca e módulos coerentes fixados para bacia deflectométrica média, já que os



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



valores de MR estão dentro dos intervalos dos valores típicos estabelecidos, ou bem próximos aos mesmos. Além disso, para estas condições, o dimensionamento do reforço através da análise tensão-deformação resultou em um resultado igual ao encontrado pelo dimensionamento com o DNER PRO 11. Vale salientar que podem haver outras situações, em outros estudos, em que o pavimento com outras soluções leve a efeitos distintos quando analisadas as mesmas condições de variações (critérios de parada e de dados de entrada) avaliadas aqui. Cabe ao projetista, quando for realizar projeto de reforço, avaliar as diferentes possibilidades existentes de análises e não recorrer a um único método e critério, tendo ainda que considerar o pavimento como estrutura e ter noções mínimas a respeito das espessuras e características dos materiais aplicados para melhor embasamento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DER-SP – Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. IP-DE-P00/001. Projeto de Pavimentação. São Paulo, 53p., 2006.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. PRO 11 – Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis – Procedimento B, 16p., 1979.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. PRO 6 - Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Rio de Janeiro, 10p., 2003.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Publicação IPR – 719: Manual de Pavimentação. Rio de Janeiro, 274p., 2006.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Método de Ensaio 135 – Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 13p., 2018.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Elaboração dos Projetos Básico e Executivo de Engenharia e Execução das Obras de Construção, Duplicação, Implantação de Vias Laterais, Adequação de Capacidade, Restauração com Melhoramentos e Obras de Arte Especiais na Rodovia BR-116/BA, Lote 06. BA, 2020.

FRANCO, F. A. C. de P. Método de dimensionamento Mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 315 p., 2007.

FRANCO, F. A. C. de P.; MOTTA, L. M. G. da. Guia para utilização de Método Mecanístico- empírico: Programas MeDiNa, AEMC e BackMeDiNa – Manual de utilização. Rio de Janeiro: Convênio DNIT/COPPE, 70 p., 2018.

FRANCO, F. A. C. de P.; UBALDO, M. O. U.; FRITZEN, M. A.; LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G. Análise de Projeto de Reforço Utilizando o Método M-E de Dimensionamento Nacional – MeDiNa, 2019.

GONÇALVES, F. P. O diagnóstico e a manutenção dos pavimentos (Notas de aula). Outubro, 1999.

KLAMT, R. A.; SPECHT, L. P.; BUDNY, J.; KNIERIM, L. da S. A influência da sobrecarga nos pavimentos e a importância da fiscalização de pesagem veicular nas rodovias brasileiras. Revista Ciatec – UPF, v. 9, p. 52-65, São Paulo, 2017.

SANTANA, V. R.; ALMEIDA, M. S. S.; BRESSANIN, H. W.; BRITO, J. A.; COSTA, W. G. S.; SÃO MATEUS, M. S. C. Effects of overload and adherence condition between layers on estimated flexible pavement lifespan: case study from BR-116/BA. Transportation Geotechnics, vol. 34, 2022.

SEGUNDO, I. G. R.; BRANCO, V. T. F. C.; VASCONCELOS, K. L.; HOLANDA, A. S. Misturas asfálticas recicladas a quente com incorporação de elevado percentual de fresado como alternativa para camada de módulo elevado. Revista Transportes, 24(4): 85-94, 2016.

VIEIRA, G. H. V. Avaliação estrutural de pavimentos urbanos a partir de ensaios de campo e retroanálise. Dissertação (Mestrado) - Engenharia Civil, Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, 197 p., 2020.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO DE BRITAS GRADUADAS UTILIZADAS EM PAVIMENTOS

**BÁRBARA DRUMOND ALMEIDA<sup>1</sup>; MATEUS CAVALCANTE ABÍLIO<sup>1</sup>; JEFFERSON SANTOS SOARES<sup>1</sup>; CAMILA ANTUNES MARTINS<sup>2</sup>, CIRO JOSÉ DE AZEVEDO JÚNIOR<sup>1</sup>; ANTÔNIO CARLOS RODRIGUES GUIMARÃES<sup>1</sup>.**

#### RESUMO

O acúmulo de deformação permanente em pavimentos rodoviários é um defeito estrutural recorrente nas estradas brasileiras, seja pelo mal dimensionamento das camadas que o compõe ou emprego de materiais inadequados na etapa de construção. Este defeito surge, com maior ocorrência, sob a forma de afundamento de trilha de roda (ATR) e pode, consequentemente, comprometer a segurança e o conforto dos usuários ao trafegarem pelas vias. A deformação permanente também está diretamente relacionada ao número de carregamentos aplicados sob o pavimento e pode apresentar um acomodamento após um determinado número de ciclos – descrito pela teoria do *shakedown*. Neste contexto, em contribuição ao estudo da teoria supracitada, o presente trabalho objetiva avaliar a ocorrência de *shakedown* em materiais granulares comumente empregados em camadas de pavimentos rodoviários. Para tanto, foram analisadas duas amostras de brita com litologias distintas à luz da mecânica dos pavimentos, dando enfoque à deformação permanente e à acomodação das deformações. A partir dos ensaios realizados no equipamento triaxial de cargas repetidas foi possível a elaboração das curvas de deformação permanente de cada material, o que possibilitou a verificação da ocorrência de *shakedown* em ambos os materiais.

**PALAVRAS-CHAVE:** Brita Graduada, Pavimento, *Shakedown*.

#### ABSTRACT

The accumulation of permanent deformation in road pavement is a recurrent structural flaw in Brazilian highroads, whether it is by poor dimensioning of its layers or using inadequate raw materials in the building stage. This flaw shows up, with quite recurring frequency, under the form of rutting (ATR) and might consequently compromise the comfort and safety of users on traffic of the road. The permanent deformation is directly related to the number of loads directly applied over the pavement and may present a stable behavior after a certain number of cycles - due to the shakedown theory. On this context, after the contribution from the study of the shakedown theory, the present study targets to evaluate the occurrence of shakedown in granular materials commonly used in pavement layers. To achieve this goal, two samples of gravel with different lithologies were analyzed under the influence of pavement mechanics, focusing on permanent deformation and resulting accommodation. From the tests runned in triaxial equipment of repeated loads, it was possible to build the permanent deformation curves of each material, which, in turn, made it possible to assess the presence of shakedown in both materials.

**KEY WORDS:** Crushed Stones, Pavement, Shakedown.

<sup>1</sup> Instituto Militar de Engenharia – Pós-Graduação em Engenharia de Transportes: Praça General Tibúrcio, 80 – Praia Vermelha, Rio de Janeiro – RJ, [barbaradrumond92@hotmail.com](mailto:barbaradrumond92@hotmail.com); [jefferson.soares@ime.eb.br](mailto:jefferson.soares@ime.eb.br); [cirojajunior01@gmail.com](mailto:cirojajunior01@gmail.com); [cap-guimaraes@hotmail.com](mailto:cap-guimaraes@hotmail.com); [mateusc\\_abilio@hotmail.com](mailto:mateusc_abilio@hotmail.com).

<sup>2</sup> Instituto Militar de Engenharia – Pós-Graduação em Engenharia de Defesa: Praça General Tibúrcio, 80 – Urca, Rio de Janeiro – RJ, [camilaantunes@ime.eb.br](mailto:camilaantunes@ime.eb.br).

## INTRODUÇÃO

Segundo dados da Pesquisa de Rodovias da Confederação Nacional dos Transportes – CNT (2021) a malha rodoviária do país possui, atualmente, cerca de 1.720.909 km de extensão e apenas 12,4% (213.500 km) correspondem a trechos pavimentados. Tal informação revela que houve um crescimento de apenas 3,7% quando comparado ao ano de 2010, isto é, muito aquém das necessidades de transporte e deslocamento do País.

Neste contexto, de acordo com o ranking de competitividade global, elaborado pelo Fórum Econômico Mundial (CNT, 2021), o Brasil encontra-se em 93<sup>a</sup> posição em relação a densidade da malha rodoviária pavimentada, 69<sup>a</sup> posição no quesito conectividade e 116<sup>a</sup> em no que diz respeito à qualidade das rodovias, considerando sua extensão e condições funcionais. Tal falta de competitividade é reflexo, entre outros motivos, das condições de trafegabilidade das estradas existentes no País. A CNT (2021) também aponta que somente 47,8% das rodovias pavimentadas possuem estado de conservação ótimo ou bom, conforme pode ser observado na Figura 1.

Classificação do Pavimento

Pavimento	Extensão Total	
	km	%
Ótimo	36.258	33,2
Bom	15.875	14,6
Regular	33.405	30,6
Ruim	17.285	15,8
Péssimo	6.280	5,8
<b>TOTAL</b>	<b>109.103</b>	<b>100,0</b>

Classificação do Pavimento

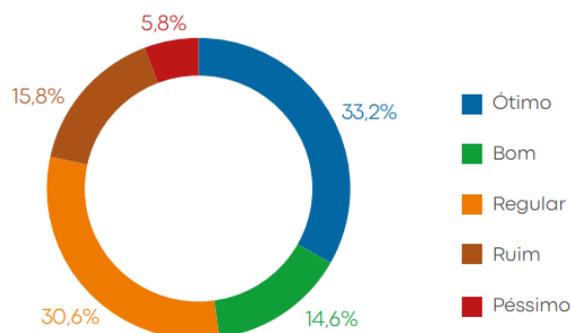


Figura 1. Classificação das vias Pavimentadas no Brasil (CNT, 2021).

Em meio a este cenário, evidencia-se que investimentos em estudos de ampliação e melhoria da malha rodoviária brasileira são fundamentais para o desenvolvimento do País, uma vez que podem contribuir para a construção de novos pavimentos que ofereçam bom estado de conservação ao longo de sua vida útil e que cumpram, conseqüentemente, a sua destinação, permitindo transporte eficiente e seguro de bens e serviços.

O acréscimo de sobrecarga no pavimento oriundo do tráfego – em função do aumento da frota rodoviária e extrapolação da carga padrão admitida por eixo – aliado às inadequações na seleção de materiais e ao mal dimensionamento das camadas do pavimento, favorecem o aparecimento de manifestações patológicas no pavimento rodoviário. Entre estas falhas, destaca-se o acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda, conhecida como *rutting* – na literatura internacional – que pode comprometer a segurança e o conforto dos usuários.

Segundo Tapkin e Keskin (2013) o *rutting* pode reduzir significativamente tanto o desempenho estrutural quanto funcional de um pavimento. Entretanto, a magnitude do afundamento nem sempre afeta o desempenho estrutural, mas é importante do ponto de vista da segurança viária. Miranda

(2013) complementa que as trilhas de roda são decorrentes do mecanismo denominado deformação plástica ou permanente.

A deformação permanente, após um determinado número de ciclos de carregamentos, pode apresentar acomodamento – que pode ser descrito pela teoria do *shakedown*. Neste contexto, em contribuição ao estudo da teoria supracitada, o presente trabalho objetiva avaliar a ocorrência de *shakedown* em materiais granulares comumente empregados em camadas de pavimentos rodoviários, bem como o seu comportamento estrutural em termos de deformação permanente.

## PAVIMENTO RODOVIÁRIO FLEXÍVEL

Define-se como pavimento uma estrutura constituída de múltiplas camadas de espessuras finitas sobre a superfície final de terraplanagem, destinada a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, de maneira econômica (BERNUCCI et al., 2008).

De acordo com a NBR 7.207/82, o pavimento pode ser entendido como uma estrutura construída após concluída a terraplanagem e destinada econômica e simultaneamente, em seu conjunto, para: (a) resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais oriundos do tráfego; (b) melhorar as condições de rolamento quanto à segurança e conforto e; (c) resistir aos esforços horizontais que nele atuam, conferindo durabilidade à superfície de rolamento.

Ainda, segundo o Manual de Pavimentação do DNIT (2006), pavimento flexível é aquele no qual todas as camadas sofrem significativa deformação elástica sob o carregamento aplicado e, assim, a carga se distribui em parcelas, aproximadamente, equivalentes entre as camadas.

Os pavimentos asfálticos são compostos por uma camada superficial impermeável (revestimento asfáltico) apoiada sobre as camadas de base, sub-base e reforço do subleito (quando necessário) que, podem ser constituídas por materiais granulares, solos ou, ainda, misturas de solo, sem adição de agentes cimentantes. A estrutura do pavimento flexível pode ser observada na Figura 2.



Figura 2. Pavimento-tipo flexível (BERNUCCI et al., 2008).

Segundo Branco et al. (2006), em função do acúmulo de solicitações, as propriedades geométricas do pavimento variam ao longo do tempo, assim como a sua capacidade de resistir às ações do tráfego e do clima, favorecendo o surgimento de defeitos na superfície, tais como o ATR, que está associado à deformação permanente (ou plástica) do pavimento, que diferente das deformações elásticas, são irreversíveis.

A deformação permanente pode, ainda, estar relacionada à baixa densidade ou baixa estabilidade de misturas asfálticas; ruptura por cisalhamento de materiais asfálticos; má compactação das camadas de pavimento e; materiais com baixa resistência nas camadas inferiores (FERNANDES JÚNIOR, 1994).

A influência do estado de tensões nas deformações permanentes pode ser analisada por meio do ensaio triaxial de carga repetida. A partir de estudos de Guimarães (2009) e Lekarp, Isacsson e Dawson (2000), percebeu-se que, para solos granulares, a deformação permanente será menor na medida em que a tensão de confinamento (intertravamento) seja maior. Assim, diferente de solos argilosos, onde há coesão e a tensão de confinamento não é tão relevante, a resistência dos materiais granulares está associada à tensão de confinamento. Ainda de acordo com Guimarães (2009), a tensão cisalhante está diretamente relacionada à relação entre a tensão vertical ( $\sigma_1$ ) e a tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ).

Sendo assim, é válido ressaltar a significativa influência da repetição do carregamento na deformação permanente sofrida pelo pavimento. Barksdale (1972) em seu estudo verificou que após um número relativamente alto de aplicação de carga, o material granular pode apresentar um aumento repentino na taxa de deformação permanente acumulada. Em contrapartida, Paute, Hornyh e Benaben (1996) constataram que o acúmulo de deformação permanente em materiais granulares, devido ao carregamento repetido, estabiliza de tal forma que é possível definir um limite para a deformação permanente total.

Em relação ao limite de acomodação, segundo Guimarães (2001), um solo exposto à um carregamento cíclico pode ser levado à ruptura ou a uma tendência de estabilização da deformação permanente. Quando tal estabilização ocorre após a aplicação de um determinado número de repetições de carga (geralmente superior a 100.000 ciclos) observa-se o seu acomodamento – que pode ser descrito pela teoria do *shakedown*.

De maneira geral, de acordo com Werkmeister (2003), quanto a resposta do material sob às solicitações de carregamentos repetidos, destaca-se, conceitualmente, quatro categorias, sendo elas: (i) comportamento totalmente elástico; (ii) “*Shakedown*” elástico; (iii) “*Shakedown*” plástico; e (iv) colapso incremental, conforme pode ser observado na Figura 3.

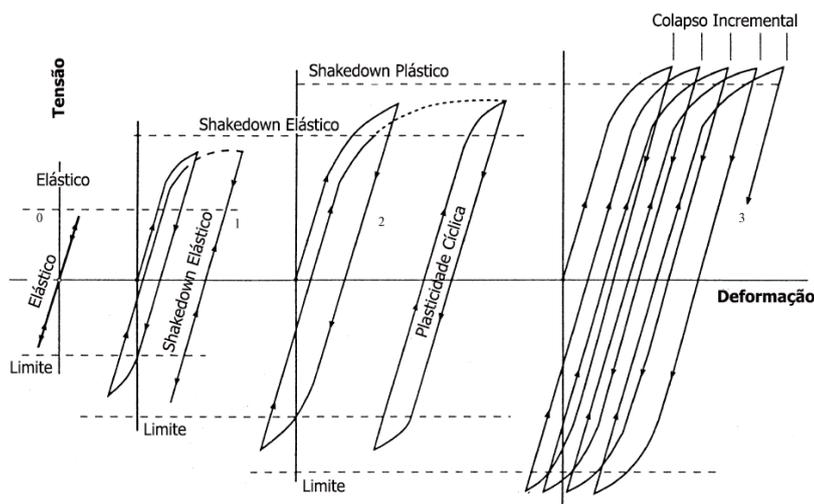


Figura 3. Categorias de comportamento de materiais submetidos a carregamentos cíclicos (WERKMEISTER, 2003).

Segundo Guimarães (2009) nos materiais de pavimentação a condição comumente observada é a de *shakedown* elástico. Nesta condição, o corpo-de-prova ou a estrutura do pavimento acumula deformações permanentes até um determinado número de aplicações de carga, a partir do qual tal deformação passa a ser constante – o material assume um comportamento totalmente elástico – até dar início ao *shakedown* plástico, que antecede a ruptura do material.

Para Faria (1999), quando um corpo-de-prova ou material submetido à um carregamento de cargas repetidas cessa as deformações plásticas, ou permanentes, a partir de um determinado número de aplicações de cargas, diz-se que ele entrou em *shakedown*. A partir desse instante a resposta do material à solicitação externa será estritamente elástica, e a inexistência de deformação plástica justifica-se pelo surgimento de tensões residuais. Portanto, a verificação de tensões residuais é condição essencial para a ocorrência do *shakedown*.

O gráfico ilustrado na Figura 4 apresenta a relação entre a deformação permanente versus a sua taxa de acréscimo. No eixo das abcissas podem ser observados aos valores de deformação permanente acumulada vertical, enquanto no eixo das ordenadas são apresentadas as taxas de acréscimo da deformação permanente vertical em ordem decrescente.

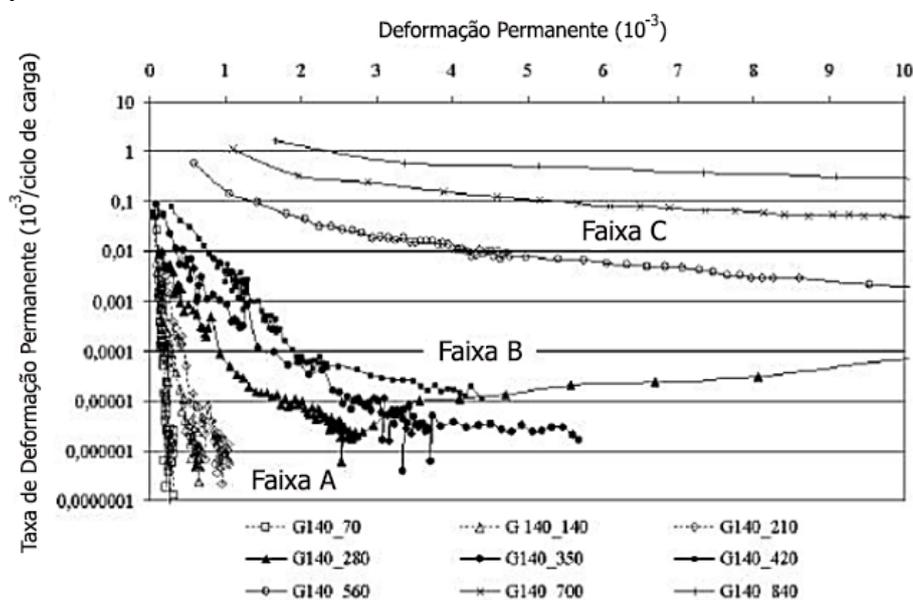


Figura 4. Gráfico de deformação permanente x taxa de acréscimo da deformação permanente. (WERKMEISTER, DAWSON E WELLNER, 2004).

Ao analisar o gráfico ilustrado na Figura 4, pode-se verificar a ocorrência do *shakedown* nas curvas pertencentes ao nível A. Por outro lado, as curvas pertencentes ao nível C apresentam incrementos sucessivos de deformação permanente para cada ciclo de carregamento, estando este material, portanto, sujeito à ruptura. Ainda, observa-se que as curvas pertencentes ao nível B apresentam um comportamento intermediário entre os níveis A e C – o que impossibilita determinação correta do estágio em que o material se encontra, se em *shakedown* ou em colapso.

## MATERIAIS E MÉTODOS

Para o presente estudo foram analisados dois materiais com origens litológicas distintas. Assim, foi analisada uma brita corrida de origem gnaisse-granítica (Material A), proveniente de uma jazida localizada no município de Mariana e outra de origem basáltica (Material B), proveniente de uma jazida localizada no município de Araguari, ambas situadas no estado de Minas Gerais. Os dois materiais estão caracterizados na Tabela 1 e apresentados na Figura 5.

Tabela 1 – Materiais Estudados.

Material	Litologia	Origem	Massa Específica Seca	Umidade Ótima
A	Gnaisse-Granítica	Mariana-MG	2,224 g/cm <sup>3</sup>	6,30%
B	Basáltica	Araguari-MG	2,173 g/cm <sup>3</sup>	7,15%



Figura 5. Materiais Estudados.

Quanto à caracterização, foi realizado ensaio de granulometria por peneiramento, de acordo com a Norma DNER - ME 083/98, assim como as amostras foram classificadas segundo o Manual de Pavimentação do DNIT (2006) – em função do tamanho de suas partículas, conforme apresentado na Figura 6.

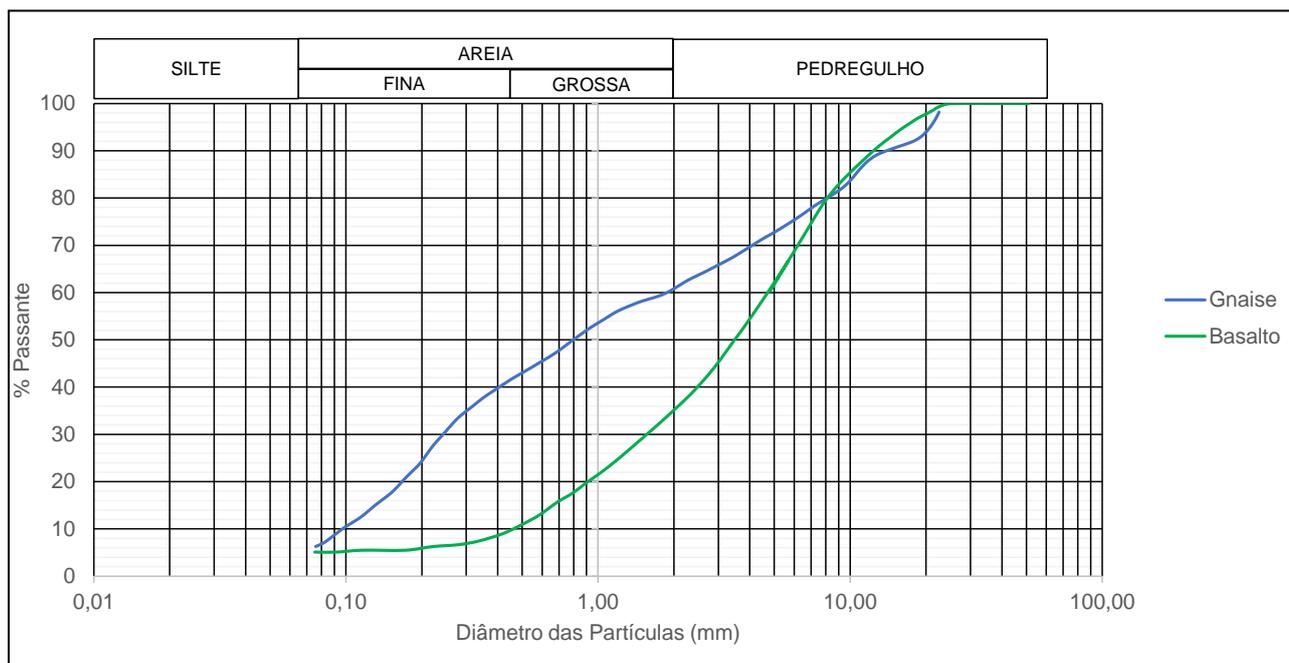


Figura 6. Granulometria das amostras.

Após realizada a caracterização granulométrica do material, procedeu-se a utilização do equipamento triaxial de cargas repetidas para a realização dos ensaios de Módulo de Resiliência (MR) e Deformação Permanente. O ensaio para determinação do MR e Deformação permanente foram realizados em concordância com as normas DNIT 134/2018 – ME e DNIT 179/2018 – IE, respectivamente. Em ambos os ensaios foram adotados corpos de prova com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura e estes foram compactados na energia Proctor Modificada.

No que concerne os ensaios de deformação permanente, estes foram realizados com base no emprego dos pares de tensões apresentados na Tabela 2 – cujos valores são sugeridos pela Norma DNIT 179/2018 – IE, com 100 mil ciclos, uma vez que simulam de maneira satisfatória às solicitações previstas em campo nas camadas granulares de pavimentos.

Tabela 2. Pares de Tensão – Deformação Permanente.

Ensaio	Tensão Confinante (MPa)	Tensão Desvio (MPa)
1	0,08	0,08
2	0,08	0,16
3	0,08	0,24
4	0,12	0,12
5	0,12	0,24
6	0,12	0,36

## ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Quanto à deformação permanente, conforme valores apresentados no gráfico ilustrado nas Figuras 7 e 8, é possível observar que os resultados do presente estudo convergem para os resultados obtidos por Lima e Motta (2016) na curva de granulometria “C3” de brita graduada simples de gnaiss e, também, com os resultados encontrados por Retore (2005), que estudou agregados de basalto com valores de deformação permanente acumulada máxima próxima de 2 milímetros.

É possível, ainda, verificar que o formato das curvas obtidas para pesquisa de ocorrência de *shakedown* apresenta semelhança com aquelas apresentadas no estudo de Lima e Motta (2016) e Wijeyakulasuriya et al (2005), que analisaram diversos materiais, entre eles, agregados de basalto.

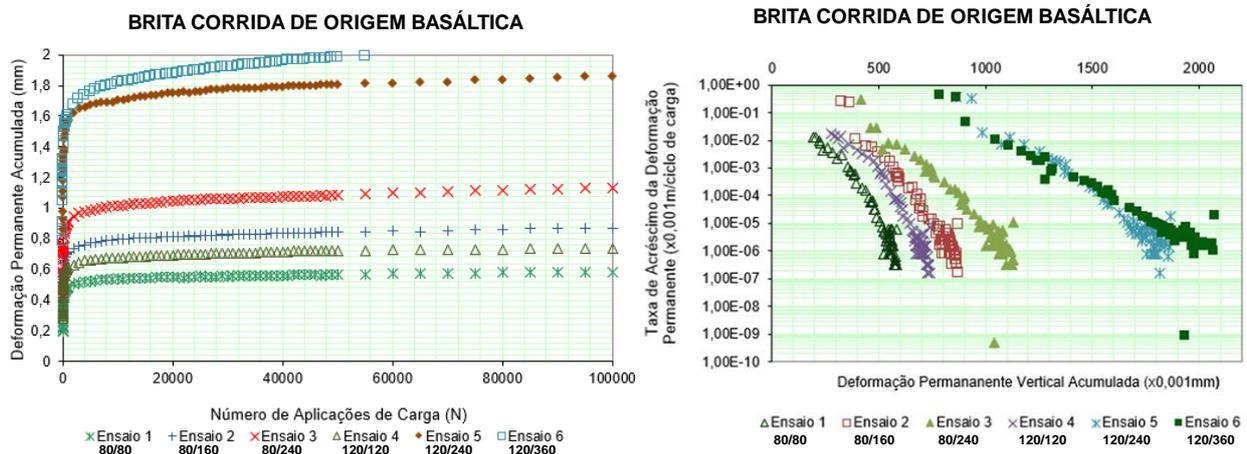


Figura 7. Resultados Deformação Permanente e pesquisa de ocorrência de *shakedown* – Brita corrida de origem basáltica.

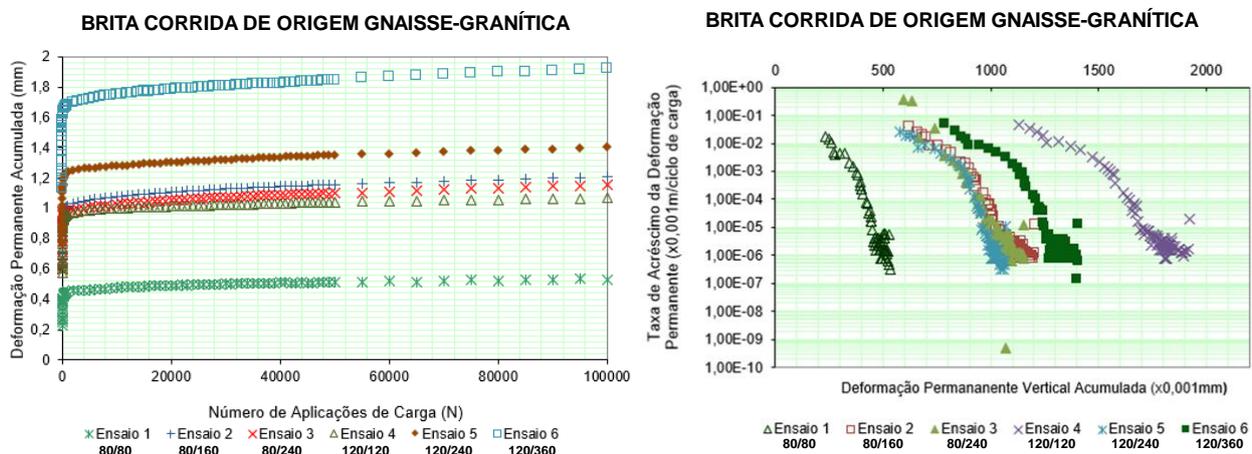


Figura 8. Resultados Deformação Permanente e pesquisa de ocorrência de *shakedown* – Brita corrida de origem gnaiss-granítica.

Observa-se, com base nas Figuras 7 e 8, que as britas estudadas obtiveram comportamento similar àquele apresentado nas curvas “nível A”, proposta por Werkmeister (2004). Assim, pode-se verificar a ocorrência de *shakedown*.

Ainda no que diz respeito a constatação da ocorrência de *shakedown*, procedeu-se à determinação do seus limites, conforme preconizado pela Norma Britânica BS EM 13286-7/2004. A referida norma sugere que o limite de pode ser determinado por meio da Equação 1:

$$\varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000} < 0,045 \cdot 10^{-3} \quad (1)$$

Onde:

$\varepsilon_p^{5000}$  é a deformação permanente acumulada após 5000 ciclos.

e  $\varepsilon_p^{3000}$  é a deformação permanente acumulada após 3000 ciclos.

Desse modo, a partir dos dados fornecidos pelos ensaios de deformação permanente, pode-se construir a Tabela 3, que identifica em quais materiais a ocorrência do *shakedown* pode ser constatada de acordo com a norma BS EN 13286-7/2004.

Tabela 3. Valores de  $\varepsilon_p^{5000}$  e  $\varepsilon_p^{3000}$  e avaliação do *shakedown* pelo critério da norma britânica (BS EN 13286-7, 2004).

Amostra	Ensaio	$\varepsilon_p^{5000}$ (mm)	$\varepsilon_p^{3000}$ (mm)	$\varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000}$ (mm)	Shakedown
Basalto	1	0,5236	0,5157	0,00797	SIM
	2	0,7731	0,7516	0,0215	SIM
	3	0,9867	0,9668	0,0199	SIM
	4	0,6623	0,6464	0,0159	SIM
	5	1,6753	1,6498	0,0255	SIM
	6	1,7574	1,7104	0,047	NÃO
Gnaise-granito	1	0,4631	0,4559	0,00717	SIM
	2	1,0568	1,04	0,0167	SIM
	3	1,009	0,9954	0,0135	SIM
	4	0,9867	0,9795	0,00717	SIM
	5	1,2688	1,2577	0,0112	SIM
	6	1,7183	1,7039	0,0143	SIM

Verifica-se que apenas um dos ensaios (Ensaio 6 do Basalto) não satisfaz o critério da norma britânica para o limite do *shakedown*, apresentando um valor 4,44% superior ao limite. Entretanto, ao adotar-se o critério proposto por Guimarães (2009) – o qual destaca que a verificação de uma taxa de acréscimo de deformação permanente por ciclo de carga na ordem de  $10^{-7}$  metros por ciclo de aplicação de carga caracteriza efetivamente a ocorrência de *shakedown* –, verifica-se por meio do gráfico de taxa de acréscimo da deformação versus deformação permanente acumulada, que todos os ensaios, sem exceção, apresentam valores que configuram a constatação de *shakedown*.

## CONCLUSÕES

Após análise dos ensaios realizados no equipamento triaxial de cargas repetidas foi possível construir as curvas de deformação permanente juntamente com as curvas resultantes da pesquisa do *shakedown* para ambas as britas analisadas. Assim, com base nas curvas geradas, constatou-se a ocorrência de acomodamento das deformações permanentes (*shakedown*) em ambos os materiais analisados, quando submetidos à uma taxa de acréscimo de deformação permanente por ciclo de carga na ordem de  $10^{-7}$ , assim como sugere Guimarães (2009).

Dessa forma, a litologia dos materiais apresentou pouca influência no comportamento mecânico – em termos de deformação permanente e ocorrência de *shakedown*, admitindo apenas os resultados dos ensaios realizados no presente estudo.

Como sugestões para trabalhos futuros, destaca-se a necessidade de estudar demais materiais que podem ser aplicados em pavimentos rodoviários, em relação à ocorrência de *shakedown*, bem como verificar outros fenômenos como a quebra do material quando submetido às solicitações, a verificação do Módulo de Resiliência, e a influência de fatores como a angularidade, absorção e outras características no comportamento mecânico.

## AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) pelo suporte fornecido para a realização do presente trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7207: **Terminologia e classificação de pavimentação**. Rio de Janeiro, 1982.
- BARKSDALE, R. *Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials*. 3rd Int. *Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, London. London, England: [s.n.], 1972.
- BRANCO, F.; PEREIRA, P.; SANTOS, L. P. **Pavimentos Rodoviários**. 1. ed. Coimbra: Editora Almedina, 2006. 388p.
- BRITISH STANDARD EUROPEAN STANDARD. BS EN 13286-7: Unbound and hydraulically bound mixtures - part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures. United Kingdom, 2004.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G. da.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. 1. ed. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2008. 504 p.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Pesquisa CNT de rodovias 2021**. Brasília: CNT, 2021. 234 p. Disponível em: <https://pesquisarodovias.cnt.org.br/relatorio-gerencial>.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. *DNER-ME 083: Agregados - análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA. COORDENAÇÃO GERAL DE ESTUDOS E PESQUISA. INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. *Manual de Pavimentação*. Rio de Janeiro, 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 134 - ME: Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 179 – IE: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.
- FARIA, P. *Shakedown analysis in Structural and Geotechnical Engineering*. Tese de Doutorado. series = University of Wales Swansea,.. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro/ COPPE, Rio de Janeiro, 1999.
- FERNANDES JÚNIOR, J. L. **Investigação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos**. 1994. 328 p. Tese (Doutorado em Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1994.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



- GUIMARÃES, A. C. R. **Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2001.
- GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009. 367 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. *State of the art. i: Resilient response of unbound aggregates*. In: *Journal of Transportation Engineering*, 2021. 05 out. 2021. Disponível em: <https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.498.6297&rep=rep1&type=pdf>. Acesso em: abr. 2022.
- LIMA, C; MOTTA, L. Study of permanent deformation and granulometric distribution of graded crushed stone pavement material, *Procedia Eng.* 143 (2016) 854–861, <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.141>.
- MIRANDA, L. P. **Análise do comportamento mecânico de pavimento reforçado com geossintético sob carregamento cíclico em modelo físico de verdadeira grandeza**. 2013. 199 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - PUC-Rio.
- PAUTE, J.; HORNYCH, P.; BENABEN, J. *Repeated load triaxial testing of granular materials in the French network of Laboratories des Ponts et Chaussées*. *Eur. Symp. Euroflex, The Netherlands*. Rotterdam, The Netherlands: [s.n.], 1996.
- RETORE, T. S. Comportamento mecânico de agregados de basaltos alterados para pavimentação, rejeitos de garimpo de ametista. 127 p. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- TAPKIN, S.; KESKIN, M. Rutting analysis of 100 mm diameter polypropylene modified asphalt specimens using gyratory and Marshall compactors. *Mat. Res.*, São Carlos, v. 16, n. 2, p. 546-564, Apr. 2013. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1516-14392013005000016>. Acesso em: abr. 2022.
- WERKMEISTER, S. *Permanent deformation behavior of unbound granular materials in pavement construction*. 2003. 189 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – University of Technology Dresden, 2003.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Pavement design model for unbound granular materials. *Journal of Transportation Engineering*, v. 130, n. 5, p. 665-674, 2004.
- WIJEYAKULASURIYA, V.; J. RAMANUJAM, M. CREAGH & G. SOWARD. Performance of some unbound roadbase materials from Queensland. In: *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. IOS Press, 2005. p. 1809-1812.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### PROJETO DE REESTRUTURAÇÃO DE PAVIMENTOS PARA VIABILIDADE DE SISTEMAS DE PESAGEM EM MOVIMENTO – WIM

*Keyla Junko Chaves Shinohara<sup>1</sup>; Emmanuelle Stefânia Holdefer Garcia<sup>2</sup>; Adosindro Joaquim de Almeida<sup>3</sup>; Gustavo Garcia Otto<sup>4</sup>; & Amir Mattar Valente<sup>5</sup>*

#### RESUMO

Dada a expansão econômica no Brasil, houve aumento do volume de tráfego de veículos de carga nas rodovias, podendo ser associado ao desgaste precoce dos pavimentos. Visando o monitoramento, estudam-se estudos para a implantação da fiscalização direta e automática por meio de sistemas de pesagem em movimento em alta velocidade (WIM), considerando a velocidade diretriz da pista. Os sistemas WIM contam com a tecnologia de sensores, câmeras, scanners, entre outros, responsáveis por identificar a carga dos veículos e sua distribuição por eixo durante o deslocamento, além de monitorar os danos causados ao pavimento. Para que essa automatização não dependesse da construção de novas rodovias, houve o objetivo de implementar o sistema em rodovias existentes e verificar sua funcionalidade, decisão tomada principalmente pelo custo de uma obra de pavimentação. O projeto para instalação de sensores WIM, cooperação entre o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes e o Laboratório de Transportes e Logística da Universidade Federal de Santa Catarina, ocorreu em um trecho da BR-101 Sul. O monitoramento da pista teste foi mantido por aproximadamente 5 anos, entretanto, a rodovia apresentou defeitos prematuros e necessitou de restaurações constantes, o que dificultou a aquisição de dados do sistema WIM. Assim, a necessidade de reestruturação da pista para acurácia na aquisição de dados foi projetada considerando duas opções construtivas. Uma alternativa em concreto continuamente armado e outra em pavimento asfáltico espesso com ligante do tipo 30/45 que foram implantadas na área de testes WIM, mantendo o restante da rodovia sem intervenções. Desta forma, rodovias existentes podem ser otimizadas em determinadas áreas para compor estes sistemas e, com isso, desempenhar a função de fiscalização de excesso de carga. A pista de testes apresenta dois projetos de reestruturação, um em pavimento de concreto continuamente armado e outro em pavimento asfáltico utilizando ligante tipo 30/45 convencional.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pavimento asfáltico. WIM. Projeto. Reestruturação.

#### ABSTRACT

Due to the economic expansion in Brazil, there is a concomitant increase in the volume of cargo vehicle traffic on the highways, which may be associated with early sidewalk wear. Aiming at monitoring, studies are underway for the implementation of direct and automatic inspection by means of high speed weigh-in-motion systems (WIM), considering the speed of the highway. The WIM systems rely on sensor technology, cameras, scanners, among others, and are responsible for identifying the load of the vehicles and its distribution per axle during displacement, in addition to monitoring the damage caused to the pavement. In order for this automation not to depend on the construction of new roads, the objective was to implement the system in existing roads and verify its functionality. The project to install WIM sensors, through a cooperation agreement between the National Department of Transportation Infrastructure and the Laboratory of Transportation and Logistics of the Federal University of Santa Catarina, took place on a stretch of BR-101 South. The monitoring of the test lane was maintained for 5 years, however, the highway presented premature damage and needed constant restorations, which made it difficult to acquire data from the WIM system. Thus, the need to restructure the road for data acquisition accuracy was designed considering two construction options. An alternative in continuously reinforced concrete and another one in long life asphalt pavement with binder 30/45 type that were implemented in the WIM test area, keeping the rest of the road without interventions. In this way, existing roads can be optimized in certain areas to compose these systems and thus perform the overload monitoring function. The test lane presents two restructuring projects, one on continuously reinforced concrete pavement and the other on asphalt pavement using conventional binder 30/45 type.

**KEY WORDS:** Asphalt pavement. WIM. Project. Restructuring.

<sup>1</sup> Universidade Federal de Santa Catarina, Laboratório de Transporte e Logística, Rua João Pio Duarte da Silva,



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



número 205, Florianópolis/SC, [keylajunko@gmail.com](mailto:keylajunko@gmail.com)

<sup>2</sup> Universidade Federal de Santa Catarina, Laboratório de Transporte e Logística, Rua João Pio Duarte da Silva, número 205, Florianópolis/SC, [emmanuelle.holdefer@gmail.com](mailto:emmanuelle.holdefer@gmail.com)

<sup>3</sup> Universidade Federal de Santa Catarina, Laboratório de Transporte e Logística, Rua João Pio Duarte da Silva, número 205, Florianópolis/SC, [adosindro@gmail.com](mailto:adosindro@gmail.com)

<sup>4</sup> Universidade Federal de Santa Catarina, Laboratório de Transporte e Logística, Rua João Pio Duarte da Silva, número 205, Florianópolis/SC, [otto.gus@gmail.com](mailto:otto.gus@gmail.com)

<sup>5</sup> Universidade Federal de Santa Catarina, Laboratório de Transporte e Logística, Rua João Pio Duarte da Silva, número 205, Florianópolis/SC, [amir.labtrans@gmail.com](mailto:amir.labtrans@gmail.com)

## INTRODUÇÃO

O transporte de cargas no Brasil é representado significativamente pelo modal rodoviário, embora os modais ferroviário e aquaviário também tenham recebido fortes investimentos com o passar dos anos. A decisão de investir amplamente no desenvolvimento da malha viária ocorreu no Brasil na década de 1950 com a chegada da indústria automobilística no Brasil e a decisão de construir a nova capital no interior do País. A partir de então, a extensa malha rodoviária nacional passou a requerer a realização de ações de manutenção e controle efetivos da infraestrutura para prover condições de trafegabilidade, logística de produção e escoamento de cargas. No início dos anos 1970, dado o crescimento econômico registrado no Brasil, ocorreu um forte aumento do tráfego de veículos de carga nas rodovias do país, levando as instituições responsáveis pela fiscalização de excesso de peso nas rodovias a implementarem o Sistema de Pesagem em Movimento em Baixa Velocidade (*Low Speed Weigh in Motion - LS-WIM*), tornando-se o primeiro país a executar esse sistema para fiscalização direta de peso em veículos comerciais.

Esse crescimento na frota rapidamente foi associado ao desgaste precoce dos pavimentos, fazendo necessário seu monitoramento frente à preservação do patrimônio público e segurança dos usuários. Assim, no ano de 1975, foi lançado o Plano Diretor de Pesagem, prevendo a implantação de tecnologias de monitoramento de cargas no país. No decorrer dos anos, foi realizada a construção de postos fixos de pesagem compostos de duas frentes, (i) etapa de pré-seleção de infração, com balança para velocidades de até 60 km/h e (ii) sistema de fiscalização, velocidade de até 10 km/h.

O tráfego de veículos pesados, além de induzir cargas excessivas no pavimento, também é responsável por grande parte dos acidentes. Conforme a Confederação Nacional da Indústria, no ano de 2019, foram registrados 16.802 acidentes com veículos de cargas em rodovias federais, representando 25% da totalidade do ano, e destes quase 50% envolveu o tombamento (CNI, 2022). Este tipo de acidente é decorrente de diversas variáveis, entretanto o excesso de carga e sua distribuição no veículo são tidos como agravantes.

Desta forma, tornou-se eminente a necessidade da implementação de eficazes sistemas de acompanhamento no que diz respeito ao transporte de cargas associado à segurança das operações e dos usuários. A fim de minimizar o número de acidentes, diversas estratégias podem ser adotadas, além da conscientização e educação no trânsito, como por exemplo a fiscalização de cargas nas rodovias. A fiscalização torna-se então uma aliada quanto à segurança e manutenção da vida útil do pavimento e deve ocorrer da forma otimizada, sempre que possível, para que não cause impactos no usuário. Como melhorias do sistema de pesagem, no Brasil, encontram-se em andamento estudos para a implantação da fiscalização direta e automática por meio de Sistemas de Pesagem em Movimento em Alta Velocidade (*High Speed Weigh in Motion - HS-WIM*), considerando a velocidade diretriz da pista. Os sistemas de pesagem em movimento HS-WIM contam com a tecnologia de sensores, câmeras, scanners, entre outros, e são responsáveis por identificar a carga dos veículos e sua distribuição por eixo durante o deslocamento, além de monitorar os danos causados ao pavimento.

O monitoramento faz-se essencial visto que os veículos pesados evoluíram quanto à configuração e capacidade de carga, enquanto a infraestrutura rodoviária foi dimensionada para cargas que hoje podem ser consideradas obsoletas. A técnica de projeto do Método de Dimensionamento de Pavimento Flexível pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias, objetiva calcular as espessuras e compatibilizar os materiais de forma que a vida útil do pavimento corresponda a certo número de repetições de uma carga padrão por eixo. Para a validação desse método, torna-se necessário o controle buscando disciplinar o limite de peso por eixo dos veículos.

O processo de automatização dos sistemas de pesagem LS-WIM (dentro dos postos de pesagem) para HS-WIM (em pista) é dependente de diversos fatores, além dos investimentos em tecnologias. O impacto inicial desta alteração é percebido pelo pavimento, que deve apresentar características

específicas de estrutura mecânica para que seja possível a implementação de sistemas HS-WIM. Para a implementação destes sistemas é realizado o levantamento das condições mecânicas e estruturais da rodovia, associados ao tráfego incidente e demais fatores classificatórios.

Para que essa automatização não dependesse da construção de novas rodovias, o objetivo inicial da pesquisa foi de implementar o sistema em rodovias existentes e verificar sua funcionalidade. Esta decisão foi realizada com base principal no custo da obra em si, que possui uma média de 1 milhão de reais por quilômetro construído. Assim, a ideia inicial foi a de instrumentar rodovias existentes e aptas no ponto de vista geométrico e do volume médio diário de veículos para desenvolver e aprimorar os sistemas WIM. Outro fator considerado foi o do volume de veículos de carga que trafegam por estas rodovias, uma vez que o monitoramento do excesso de carga foi e analisado de forma simultânea, para o controle de infrações legais.

Assim, foi desenvolvido o projeto de instalação de sensores WIM, através de um termo de cooperação entre o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e o Laboratório de Transportes e Logística (LabTrans) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), em um trecho da BR-101 sul, próximo ao posto de pesagem do km 418. A definição desta pista de testes também considerou que grande parte das rodovias de alto volume de tráfego no país foram dimensionadas utilizando o Método de Dimensionamento de Pavimento Flexível (DNIT, 2006) e desta forma, apresentam similaridade na composição e materiais das camadas.

O monitoramento da pista teste foi planejado para que fosse finalizado juntamente com o fim da vida útil dos sensores, que em média é de 5 anos. Entretanto, a rodovia apresentou defeitos prematuros e necessitou de restaurações constantes, o que dificultou a aquisição de dados do sistema HS-WIM, uma vez em que os sensores passaram por diversas intervenções. Assim, ficou evidente a necessidade de reestruturação da pista para que houvesse tanto acurácia na aquisição de dados quanto ao avanço na pesquisa, vista a busca por novos materiais e processos construtivos objetivando a fiscalização direta.

Por fim, visto que a instalação de sensores HS-WIM em rodovias existentes não foi satisfatória, do ponto de vista de aquisição de dados e resistência mecânica, este artigo apresenta dois projetos de reestruturação de pavimentos para adaptá-los ao recebimento de sistemas HS-WIM. A alternativa de reestruturação não visa o pavimento em sua totalidade, mas sim, na área onde os sensores de pesagem são instalados. Desta forma, as rodovias existentes podem ser otimizadas em determinadas áreas para a utilização destes sistemas e com isso, desempenhar a função de fiscalização do excesso de cargas. A pista de testes apresenta dois projetos de reestruturação, um em pavimento de concreto continuamente armado e outro em pavimento asfáltico utilizando ligante tipo 30/45 convencional.

## **PISTA DE TESTES UTILIZANDO O PAVIMENTO EXISTENTE**

Para monitoramento do comportamento dos sensores HS-WIM quando implementados em uma rodovia com características convencionais, uma pista de testes, foi instalada na rodovia BR-101 sul, km 418, no município de Araranguá/SC (Figura 1). O pavimento existente apresenta configuração similar com o de diversas rodovias brasileiras e conforme o Método de Dimensionamento de Pavimento Flexível sendo constituído de (i) camada de revestimento em mistura asfáltica utilizando ligante 50/70, (ii) camada base em brita graduada, (iii) camada de sub-base em macadame seco e (iv) camada do subleito parcialmente reconstituída com areia. O projeto de dimensionamento não é apresentado, visto o foco na instalação dos sensores no revestimento.

Com o intuito de não afetar o tráfego da BR-101, a pista de testes e os sensores HS-WIM foram instalados na terceira faixa, separada das pistas principais da rodovia por meio de barreiras do tipo *new jersey*. Durante a operação dos sistemas HS-WIM, os veículos pesados e ônibus foram desviados para trafegar sobre essa pista com a velocidade máxima permita na via, neste caso de 80 km/h.

A avaliação deu-se após a instalação de quatro grupos de 16 sensores (quartzo, cerâmico, polímero e óptico), totalizando 64 sensores, incluindo sistemas de transmissão de informações. Um dos principais aspectos do experimento na pista teste, com múltiplos sensores WIM utilizando quatro tecnologias, é a avaliação da capacidade de tais sistemas em fornecer informação consistente sobre o carregamento provocado pelo tráfego e a degradação do pavimento conforme tecnologia utilizada, além de utilizar os dados em planejamento estratégico e fiscalização legal.

A pista foi mantida em funcionamento e ao longo dos cinco anos de monitoramento, foram observadas diversas fissuras, rachaduras e demais defeitos, conforme Figura 1b. Considerando que o desempenho dos sistemas HS-WIM é dependente do comportamento das estruturas na qual são integrados, verificou-se que este tipo de pavimento é capaz de suportar estes sistemas.



a) Após a instalação dos sensores HS-WIM

b) Pista após o fim da vida útil dos sensores

Figura 1. Pista de testes

Durante o monitoramento, o aparecimento de novos defeitos ocorreu simultaneamente à restauração dos antigos, o que tornou a manutenção do sistema HS-WIM altamente dispendiosa e inviável. Desta forma, conclui-se que as rodovias convencionais não apresentam bom desempenho quando visadas para a instalação de sistemas de pesagem, fazendo com que a reestruturação do pavimento se torne inevitável, ou até mesmo uma nova construção seja considerada.

Assim, dois projetos de reestruturação da pista foram projetados de forma a proporcionar a construção de uma via capaz de suportar os efeitos de solicitação do tráfego e a instalação de sensores HS-WIM, mantendo as características de durabilidade e o desempenho da instrumentação.

### PROJETOS DE REESTRUTURAÇÃO DA PISTA DE TESTES

Visto que a pista de testes existente não apresentou o desempenho esperado, duas opções de projetos de reestruturações foram dimensionadas. Ambos considerando o tipo de tecnologia adotada, a configuração de sensores e o tipo de pavimento, como exige a instalação de sistemas HS-WIM. O local deve seguir critérios de desempenho quanto a geometria do segmento, o raio de curvatura, as declividades longitudinal/transversal, o tipo de estrutura, a superfície do pavimento, a deflexão e a irregularidade.

A partir destas informações, o projeto de reestruturação da pista de testes foi elaborado. Este projeto permitirá também a instalação e a análise de novas tecnologias para medição e identificação de veículos, como a detecção da assinatura magnética de veículos, tamanho e comprimento de veículos, fiscalização do sistema de freios e rodas dos eixos de veículos.

Considerando a reestruturação da pista de testes, como forma de monitorar o desempenho dos sensores ao longo das solicitações de tráfego e aplicação de cargas, dois projetos são apresentados. Além disso, objetiva-se avaliar o comportamento dos materiais e o aparecimento de defeitos ao longo do período de vida útil projetada. A alternativa A trata de um pavimento em concreto rígido

continuamente armado, que seguiram as diretrizes do Manual de Pavimentos Rígidos – IPR 714 (DNIT, 2005) e da *Federal Highway Administration* (FHWA, 2009). A alternativa B trata de um pavimento flexível utilizando ligante convencional do tipo 30/45, utilizando as diretrizes de dimensionamento do *Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves* (SETRA, 1998).

### Alternativa A – Pavimento de concreto continuamente armado

Para a execução da alternativa A, 70 cm do pavimento existente passaram por adaptações. Como área de remoção, foram considerados 55 cm do pavimento, sendo 17 cm de revestimento em concreto asfáltico, 18 cm de base em material granular, 20 cm de sub-base, além disso, 15 cm de subleito foram recompostos com o próprio material, homogeneizado e 5% de cal hidratada adicionada. O pavimento de concreto continuamente armado, dimensionado para esta aplicação, não possui junta transversal de construção, contando apenas com armadura longitudinal contínua. Considerando a norma FHWA (2009), foram estipulados como quantidade de aço longitudinal o mínimo de 0,6% da área da seção transversal da placa de concreto e armadura transversal mínima de 0,085% da área da seção longitudinal da placa de concreto. Assim, a pista de testes projetada, conta com espessura de 25 cm, comprimento de 135 m e laje de transição de 1,2 m. Os procedimentos de cálculo para a obtenção das armaduras longitudinal e transversal, foram realizados conforme o manual *Continuously Reinforced Concrete Pavement Design & Construction Guidelines* (FHWA, 2009).

A estrutura do pavimento de reestruturação A é composta por revestimento de 25 cm de concreto continuamente armado, 15 cm de base de concreto rolado, 15 cm de sub-base de brita graduada e 15 cm de subleito tratado com cal, conforme Figura 2. Entre a camada de base de concreto rolado e o concreto continuamente armado foi realizada uma pintura de ligação do tipo RR-2C.

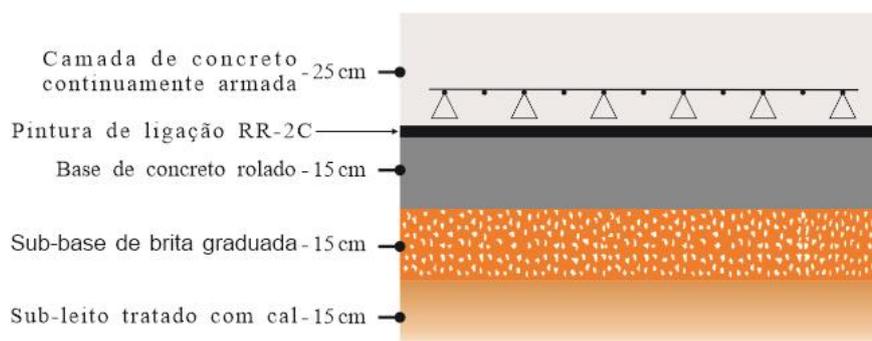


Figura 2. Dimensionamento do pavimento Alternativa A.

Para determinação da quantidade de armadura longitudinal, foram consideradas (i) seção transversal da placa de 5 m por 0,25 m, resultando em uma área de 1,25 m<sup>2</sup>, (ii) área da armadura correspondente a 0,7% de 18 cm<sup>2</sup>/m, (iii) bitola de aço de 25 mm com área de 4,9 cm<sup>2</sup> espaçados em 23 cm, resultando na utilização de 25 barras de aço CA-50. A Figura 3 apresenta a seção transversal da placa dimensionada.

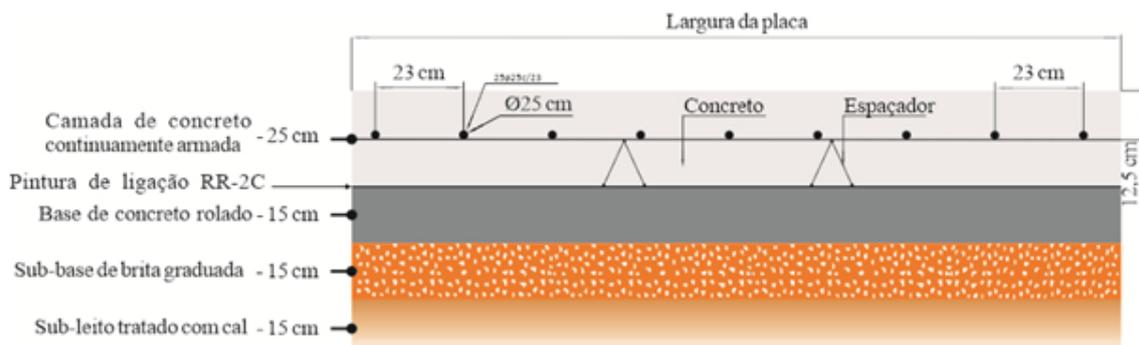


Figura 3. Seção transversal da placa utilizada no pavimento da alternativa A.

### Alternativa B – Pavimento asfáltico com CAP 30/45

Um pavimento asfáltico espesso é apresentado como alternativa B, onde é considerada a remoção de 47 cm do pavimento existente, sendo 17 cm de concreto asfáltico, 18 cm de base granular e 12 cm de sub-base. Quanto ao subleito, houve alteração em 100 cm, sendo que em 92 cm houve a recomposição com o próprio material homogeneizado com 5% de cal hidratada, e em 8 cm a recomposição com areia comercial, além do tratamento com cal.

O dimensionamento foi realizado através do *Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves* (SETRA, 1998). A seção foi composta de 6 cm de concreto flexível, 10 cm de camada de ligação, 31 cm de base tratada com ligante, camada de bloqueio e 100 cm de subleito tratado com cal. A Figura 4 exibe as camadas do pavimento e as respectivas espessuras.

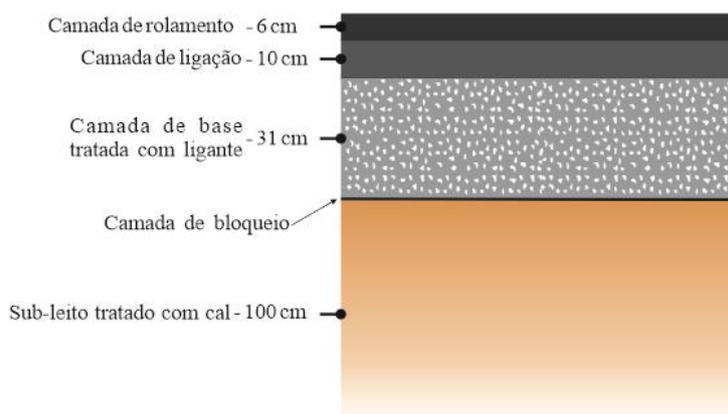


Figura 4. Dimensionamento do pavimento Alternativa B.

### CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo apresentou a elaboração de projetos de dois tipos de pavimentos com comportamentos apropriados para a instalação de sistemas HS-WIM, visto possibilitar a fiscalização de excesso de carga. Este projeto foi abordado visto que a instalação do sistema HS-WIM em pavimentos convencionais de rodovias brasileiras não apresentou resultados satisfatórios na pista de testes. As concepções de dimensionamento seguiram o Manual de Pavimentos Rígidos - IPR 714 (DNIT, 2005) da *Federal Highway Administration* (FHWA, 2009), e do *Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves* (SETRA, 1998).

Os dois tipos de estruturas dimensionadas de pavimentos foram o concreto continuamente armado e o concreto asfáltico espesso com CAP 30/45 convencional. Ambas as pistas de testes executadas foram dimensionadas para alcançar melhor característica mecânica para os sistemas HS-WIM.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



De modo a satisfazer a área de implementação de sistemas HS-WIM, os projetos de reestruturação foram implementados uma vez em que a rodovia passa por intervenções apenas na área de pesagem. Desta forma, tem-se o viés econômico do ponto de vista em que diversas rodovias brasileiras existentes possam ser adaptadas para uso destes sistemas. Assim, o projeto de construção considera as duas alternativas, manutenção da construção convencional em áreas de tráfego e estrutura reforçada apenas para as áreas de pesagem.

O sistema de fiscalização de excesso de carga de veículos em alta velocidade otimiza o processo de gestão e planejamento no setor de transportes, e pode ser responsável por garantir desempenho eficaz da rodovia ao longo da vida útil de projeto estimada. Sobre as pistas de testes reestruturadas e apresentadas, o LabTrans segue seu monitorando e ademais está desenvolvendo um catálogo de soluções para pavimentos que almejam a instalação de sistemas HS-WIM. Ao final de ambas as pesquisas, o catálogo visa a solução tanto em dimensionamento de pavimentos quanto em relação a necessidade de reestruturação de modo que o pavimento siga o pleno desempenho mecânico desejável.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes-DNIT. **IPR 714 – Manual de pavimentos rígidos**. 2 ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2005, 234p.
- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **IPR 726 – Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários: Escopos básicos/instruções de serviço**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006, 484p.
- CNI. Confederação Nacional Da Indústria. **Relatório Infraestrutura de Junho de 2019**. Disponível em: < <https://www.portaldaindustria.com.br/publicacoes/2022/4/relatorio-infraestrutura/#relatorio-infraestrutura-junho-2019%20> >. Acesso em: abril de 2022.
- FHWA. Federal Highway Administration. **Continuously reinforced concrete pavements – Design & Construction Guidelines**. Washington, D.C.: Concrete Reinforcing Steel Institute Draft – CRSI, 2009, 172p.
- SETRA. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA). **Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Catalogue des structures types de chaussées neuves**. Paris, 1998.

## 24<sup>º</sup> Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47<sup>ª</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA CALIBRAÇÃO DO MeDiNa UTILIZANDO SEGMENTOS EXPERIMENTAIS IMPLEMENTADOS EM RODOVIAS EM OPERAÇÃO

*Mario Sergio de Souza almeida<sup>1</sup>; Maria do Socorro da Costa São Mateus<sup>3</sup>; Caroline Dias Amancio de Lima<sup>4</sup>; Weiner Gustavo Silva Costa<sup>2</sup> & Acbal Rucas Andrade Achy<sup>2</sup>*

#### RESUMO

O novo método brasileiro de dimensionamento de pavimentos asfálticos do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), que é mecanístico-empírico e chamado de MeDiNa, carece de uma metodologia ágil de calibração campo-laboratório. A diretriz atual recomenda que a calibração seja realizada por meio da construção de segmentos experimentais novos, o que resulta em tempo considerável para contribuição ao método. A metodologia proposta neste trabalho consiste em utilizar estruturas de pavimento já em operação como trechos experimentais para calibração do MeDiNa. Primeiramente deve-se identificar segmentos considerados como de comportamento funcional e estrutural positivamente diferenciados, que tenham sido implantados ou restaurados há menos de 10 anos e que apresentem trincamento ainda próximos da fase inicial, além de bom desempenho quanto à deformação permanente. As informações funcionais e estruturais desses trechos candidatos devem ter sido devidamente registradas ao longo do tempo, para uso no procedimento de calibração. Os resultados preliminares de um segmento candidato inventariado na BR-101/BA demonstrou que a metodologia proposta é promissora e pode reduzir significativamente o tempo necessário para a calibração do MeDiNa, comparada à metodologia vigente no manual DNIT 749 (DNIT, 2020). Espera-se que esta metodologia contribua para permitir que segmentos de diferentes estados estejam aptos para serem analisados na medida que cumpram os pré-requisitos estabelecidos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Defeitos de pavimento, área trincada, função de transferência.

#### ABSTRACT

The new Brazilian asphalt pavement design method of the National Department of Transport Infrastructure (DNIT), which is mechanistic-empirical and called MeDiNa, lacks field-laboratory calibrations. The current guideline recommends that the calibration should be performed through the construction of new experimental segments, which results in considerable time for the contribution to the method. The methodology proposed in this article consists of using pavement structures already in operation as experimental sections for MeDiNa calibration. First, it is necessary to identify the segments having a positively differentiated functional and structural behavior, called candidate segments for the experimental section, which have been implanted or restored less than 10 years ago and which show a level of cracking still close to its initial phase, including good performance in terms of permanent deformation. The functional and structural information of these candidate sections must have been properly recorded over time for use in the calibration procedure. Preliminary results from a candidate segment inventoried on BR-101/BA demonstrated that the proposed methodology is promising and can significantly reduce the time required for the calibration of MeDiNa, compared to the methodology recommended in the DNIT 749 manual (DNIT, 2020). It is expected that this methodology will help to allow segments from different states to be able to be analyzed insofar as they meet the established prerequisites.

**KEY WORDS:** Pavement distresses, cracked area, transfer function.

<sup>1</sup> Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB): Rua Rui Barbosa, Centro, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. [mario.almeida@dnit.gov.br](mailto:mario.almeida@dnit.gov.br), [mario.almeida@ufrb.edu.br](mailto:mario.almeida@ufrb.edu.br)

<sup>2</sup> Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB): Rua Rui Barbosa, Centro, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. [weiner@ufrb.edu.br](mailto:weiner@ufrb.edu.br), [acbal@ufrb.edu.br](mailto:acbal@ufrb.edu.br)

<sup>3</sup> Universidade Estadual de Feira de Santana: Avenida Transnordestina, s/n, Feira de Santana/BA, CEP: 44036900. [socorro@uefs.br](mailto:socorro@uefs.br)

<sup>4</sup> Universidade Federal da Bahia: Rua Prof. Aristides Novis, 2, Federação, Salvador/BA, CEP: 40210-630. [carolinedal@ufba.br](mailto:carolinedal@ufba.br)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## INTRODUÇÃO

A infraestrutura rodoviária brasileira está vivenciando um momento histórico de transição entre métodos de dimensionamento. Após mais de 50 anos de vigência do método empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) lançou em 2020 um novo método de dimensionamento, mecanístico-empírico, alicerçado nas modernas práticas rodoviárias do mundo, chamado de Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa).

Outros países possuem métodos similares de dimensionamento de pavimentos, como é o caso dos Estados Unidos da América (MEPDG), França (ALIZÉ), Alemanha (RDO Asphalt 09), África do Sul (SAPEM) e México (IMT). Nos Estados Unidos da América, por exemplo, a primeira versão do *Mechanistic-Empirical Procedure Design Guide* (MEPDG) foi lançada pela *American Association of State Highway Transportation Officials* (AASHTO) em 2002, com atualizações em 2004, 2008, 2013 e, a última, em 2015 (MOTTA, 2017). Um dos pontos em comum entre todos os métodos dos diferentes países foi a necessidade da implementação de um robusto programa de calibração, para validação dos modelos matemáticos de desempenho propostos em cada um, na busca de aproximar as estimativas realizadas, com boa acurácia, do real comportamento do pavimento em operação.

De acordo com Tarefder e Rodriguez-Ruiz (2013), uma calibração local do MEPDG foi realizada na malha viária do Departamento de Transportes do Estado do Novo México (NMDOT), para determinação dos coeficientes do modelo de desempenho do pavimento proposto no método, com o objetivo de minimizar a diferença entre as deteriorações medidas e previstas. Um total de 24 seções de pavimento foi monitorado para determinação da área trincada (AT), cujos valores foram comparados com os previstos pelo método MEPDG para os mesmos segmentos. Por fim, os valores medidos e previstos foram utilizados para calibrar as constantes do modelo de fadiga, adotado pelo método com auxílio de um algoritmo de minimização de erros. Os resultados mostraram que esses coeficientes de calibração reduziram o erro no MEPDG e auxiliaram na melhoria da previsão do método, para aplicação nos projetos de pavimento flexível no Estado do Novo México.

A estratégia delineada pelo DNIT, para cumprir essa tarefa de calibração do MeDiNa, foi materializada pelo seu Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) no guia para Execução de Segmentos Experimentais (PRO-MeDiNa), publicação IPR 749 (DNIT, 2020). Este guia baseia-se na construção de segmentos experimentais específicos, normalmente atrelados a contratos da autarquia para execução de obras nos diferentes estados do país, com o monitoramento completo, camada por camada, desde a terraplenagem até a conclusão do revestimento asfáltico na seção experimental. Embora, por um lado, esta seja uma metodologia adequada para obtenção de parâmetros de calibração, por outro, demanda um longo período de implementação.

A função de transferência, que transforma dano em área trincada, adotada no MeDiNa, foi definida por Fritzen (2016) e atualizada por Fritzen *et al.* (2019). Esta função, do tipo sigmoideal, é caracterizada por um período inicial onde o pavimento permanece bastante íntegro até o momento que o trincamento se inicia e, a partir desse ponto, ocorre um crescimento da área trincada de forma não linear. A evolução do trincamento representada pela função sigmoideal está apresentada na Figura 1.

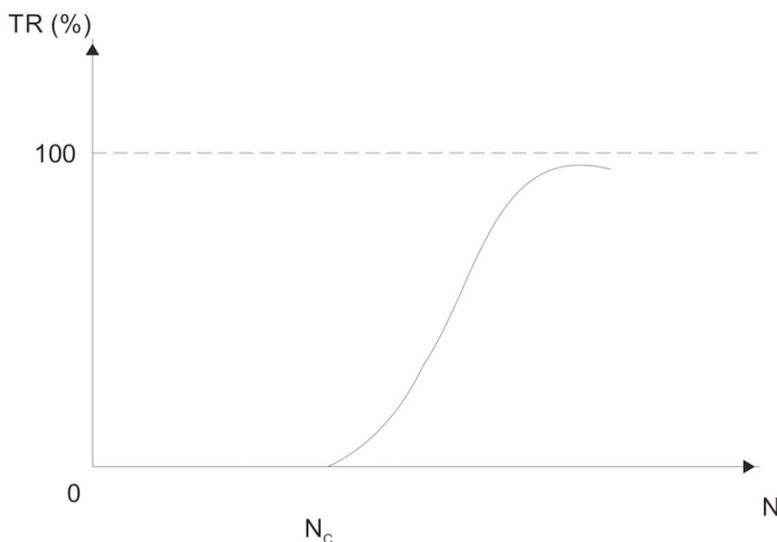


Figura 1. Função sigmoideal que representa as fases do trincamento do pavimento asfáltico (DNIT, 2006).

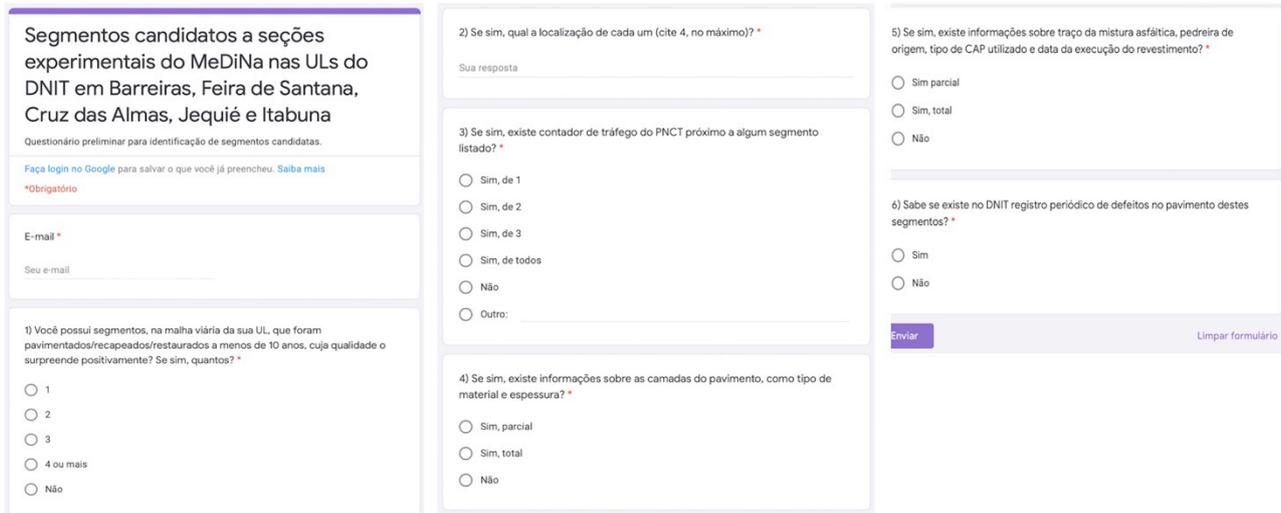
A evolução do trincamento, representada na Figura 1, pode ser dividida em três fases: i) entre o início da operação da via e o começo do surgimento das trincas ( $N_c$ ), onde o pavimento permanece praticamente íntegro, ou seja, com área trincada tendendo a zero; ii) a partir do início do surgimento das trincas ( $N_c$ ) e a área trincada cresce acentuadamente, com aumento da tangente da curva; iii) o trincamento tende a seu valor máximo, próximo de 100% da área, com a tangente da curva diminuindo e tendendo a zero. Entretanto, como a primeira fase (i) pode durar um período consideravelmente elevado, a construção de segmentos experimentais específicos para calibração do MeDiNa, monitorados por um período de 5 (cinco) anos, conforme previsto no guia IPR 749 (DNIT, 2020), pode não se configurar em estratégia suficientemente eficaz para fornecer as informações necessárias de evolução da área trincada para a calibração da função de transferência. Além disso, existe o risco de não se atingir o início do trincamento neste tempo de 5 anos (BEUTLER *et al.*, 2019), conforme previsto no dimensionamento realizado no MeDiNa (CHIARELLO *et al.*, 2019), permanecendo por todo esse período ainda na primeira fase (Figura 1). O objetivo deste trabalho é apresentar uma alternativa para minimizar esse risco e, conseqüentemente, agilizar e otimizar o processo de calibração do MeDiNa. A metodologia proposta consiste na implementação de seções experimentais em segmentos rodoviários em operação, com pavimentos asfálticos construídos ou restaurados na malha viária federal há menos de 10 anos, onde a fase de trincamento já tenha sido iniciada, mas ainda esteja próximo de seu início.

Dessa forma, no presente trabalho detalha-se o procedimento adotado para implementação desta metodologia proposta num segmento da BR-101/BA, com o objetivo de disseminar esta técnica e, assim, contribuir para o encurtamento do tempo de calibração do MeDiNa e, conseqüentemente, aumentar a eficiência na determinação das funções de transferência para as diferentes regiões do país.

## METODOLOGIA E APLICAÇÃO

A metodologia proposta consiste, preliminarmente, em identificar, na malha viária de estudo, os segmentos em pavimento asfáltico que tenham sido construídos ou restaurados há menos de 10 anos, considerados pelos respectivos engenheiros de campo responsáveis por suas manutenções,

como de bom/excelente condição funcional, em função dos baixos níveis de trincamento e sem ocorrência de defeitos precoces. A identificação destes locais pode ser obtida pela aplicação de questionário entre esses engenheiros responsáveis, conforme o apresentado na Figura 2, o qual foi aplicado no Estado da Bahia. Os segmentos identificados nessa fase serão considerados segmentos candidatos a servirem como seção experimental para calibração do MeDiNa.



**Segmentos candidatos a seções experimentais do MeDiNa nas ULs do DNIT em Barreiras, Feira de Santana, Cruz das Almas, Jequié e Itabuna**

Questionário preliminar para identificação de segmentos candidatas.

Faça login no Google para salvar o que você já preencheu. Saiba mais

\*Obrigatório

E-mail \*

Seu e-mail

1) Você possui segmentos, na malha viária da sua UL, que foram pavimentados/recapados/restaurados a menos de 10 anos, cuja qualidade o surpreende positivamente? Se sim, quantos? \*

1  
 2  
 3  
 4 ou mais  
 Não

2) Se sim, qual a localização de cada um (cite 4, no máximo)? \*

Sua resposta

3) Se sim, existe contador de tráfego do PNCT próximo a algum segmento listado? \*

Sim, de 1  
 Sim, de 2  
 Sim, de 3  
 Sim, de todos  
 Não  
 Outro: \_\_\_\_\_

4) Se sim, existe informações sobre as camadas do pavimento, como tipo de material e espessura? \*

Sim, parcial  
 Sim, total  
 Não

5) Se sim, existe informações sobre traço da mistura asfáltica, pedra de origem, tipo de CAP utilizado e data da execução do revestimento? \*

Sim parcial  
 Sim, total  
 Não

6) Sabe se existe no DNIT registro periódico de defeitos no pavimento destes segmentos? \*

Sim  
 Não

Enviar Limpar formulário

Figura 2. Questionário para identificação de segmentos candidatos a seção experimental do MeDiNa.

Após esta fase preliminar, inicia-se a fase de coleta de dados dos segmentos candidatos. Estes segmentos somente evoluirão para a condição de seção experimental se apresentarem uma série de informações imprescindíveis para sua completa caracterização, tais como: (a) mês e ano de execução do revestimento asfáltico; (b) projeto da mistura asfáltica utilizada; (c) tipo e origem do Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) utilizado na mistura; (d) origem dos agregados da mistura asfáltica; (e) possibilidade de estimativa do tráfego ao longo dos anos.

Além dessas informações, devem também ter devidamente registrados dados de tráfego, dados a respeito dos materiais aplicados nas camadas subjacentes e dados de monitoramento periódicos realizados no trecho.

### Implementação da metodologia na malha rodoviária federal do Estado da Bahia

O segmento da BR-101/BA, localizado entre o km 169,64 e o km 171,92, é o primeiro em que esta metodologia está sendo testada. Este segmento situa-se na região do Recôncavo do Estado da Bahia, distante cerca de 75 km de Salvador. O trecho desta rodovia, entre o km 166,3 e o km 481,2, foi submetido a obras de restauração do pavimento entre os anos de 2012 e 2014, com projeto do reforço do pavimento datado de 2009. Antes dessa intervenção, diversos outros segmentos desse trecho sempre se destacaram pela longevidade das soluções de manutenção do pavimento, adotadas ao longo do tempo e nesta última intervenção não foi diferente. Dentre os diversos segmentos com pavimentos exitosos dessa rodovia, o que foi escolhido para o estudo se destaca por algumas características especiais, como a presença de equipamentos para controle de velocidade dos veículos (lombadas eletrônicas), pertencentes ao Plano Nacional de Controle de Velocidade (PNCV), gerenciado pelo DNIT, os quais podem fornecer dados imprescindíveis de tráfego 24 h por dia, por tipo de veículo, lombadas físicas (quebra molas) que, juntamente com as lombadas eletrônicas, submetem os veículos a frenagem e aceleração abruptas, as quais promovem maior

severidade das cargas do tráfego no local. Concomitantemente, o tráfego no local é considerado pesado, de acordo com o DNIT (2006), ou seja,  $N > 5 \times 10^6$ .

Sendo assim, em dezembro de 2019, este segmento passou a ser considerado como à seção experimental para calibração do MeDiNa e os cerca de 2,28 km (km 169,64 ao km 171,92) foram divididos em 4 subseções (SUB SE) de monitoramento (1, 2, 3 e 4), com extensões de 460 m, 780 m, 580 m e 460 m, respectivamente, para realização de inventário inicial de defeitos. Ainda em dezembro de 2019 foram abertas duas janelas para identificação das características do pavimento, com determinação da densidade “*in situ*” de cada camada granular e coleta de amostras das camadas para realização dos ensaios de caracterização geotécnica e ensaios dinâmicos de Módulo de Resiliência e Deformação Permanente. O concreto asfáltico da camada de revestimento foi coletado com sonda rotativa, para ser utilizado na confirmação do projeto da mistura utilizada.

Na Figura 3, apresenta-se uma visão parcial do pavimento no início do segmento (a), da sondagem realizada para determinação das características das camadas (b) e esquema da solução do pavimento (c), composto de camada de reforço sobre o revestimento antigo, ambos em concreto asfáltico (CA), além de camada de base de solo/brita, sub-base de solo e subleito arenoso.



(a) Condição do pavimento



(b) Sondagem e coleta de amostras

Reforço (CA)	7,0 cm
Revestimeto Antigo (CA)	19,5 cm
Base (solo/brita)	17,5 cm
Sub-base (Solo)	20,0 cm
Subleito	

(c) Perfil do pavimento

Figura 3. Características do pavimento no segmento candidato da BR-101/BA.

### Informações sobre a última intervenção no pavimento do segmento candidato

De acordo com os registros da Unidade Local do DNIT de Cruz das Almas/BA, responsável pelo segmento em análise, o mesmo foi recapeado em julho de 2013 (Figura 4), com espessura de reforço estrutural projetado de 7 cm, em concreto asfáltico (Figura 3c), utilizando-se os critérios estabelecidos nos procedimentos DNER 11 (DNER, 1979) e DNER 269 (DNER, 1994), com número N estimado para 10 anos de  $5,95 \times 10^7$  (USACE).

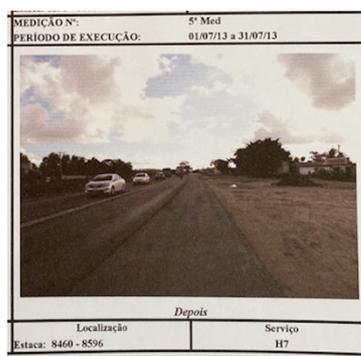


Figura 4. Registro da obra de recapeamento no segmento candidato da BR-101/BA (RELATÓRIO DE OBRAS, 2013).

O projeto da mistura asfáltica da camada de reforço, dosada com auxílio do método de ensaio DNER 43 (DNER, 1995), conhecido como método Marshall, no qual a composição granulométrica inicial de 14% de brita 5/8", 42% de brita de 1/2", 42% de pó de pedra e 2% de filler (cal hidratada), resultou em teor de projeto do ligante CAP 50/70 à 5,5% e esqueleto pétreo (Figura 5) com 13,2%

de brita 5/8", 39,7% de brita de 1/2", 39,7% de pó de pedra e 1,9% de filler (cal hidratada), encaixando-se na faixa C do DNIT. Cabe destacar que, para garantir a melhoria da adesividade ligante/agregado, foi utilizado na composição da mistura aditivo tipo dope. Os agregados foram oriundos da Pedreira Santa Isabel, localizada no município de Conceição do Jacuípe/BA e o CAP, fornecido pela Petrobrás Distribuidora S.A, localizada no município de São Francisco do Conde/BA.

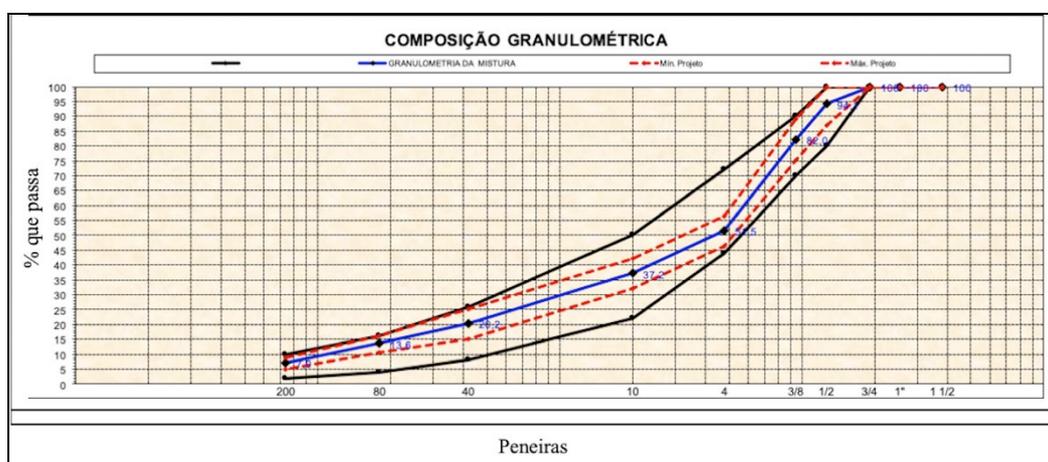


Figura 5. Granulometria da mistura asfáltica aplicada no segmento candidato (RELATÓRIO DE OBRAS, 2013).

### Histórico de defeitos e deflectometria do segmento candidato

O DNIT possui um programa de Gerência de Pavimentos, que monitora periodicamente a qualidade funcional e estrutural da malha federal sob sua jurisdição. Dentre os parâmetros funcionais monitorados, destaca-se o Índice de Gravidade Global (IGG), AT, Afundamento na Trilha de Roda (ATR), *International Roughness Index* (IRI) e, estruturalmente, deflexão medida com o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Um exemplo disso, é o nível de irregularidade, traduzido pelo IRI médio do segmento candidato de 1,70 m/km em 2020 e apresentado na Tabela 1, o qual demonstra que este índice, mesmo com o recapeamento datado de 2013 e, portanto, medido 7 (sete) anos após a execução da camada de reforço do pavimento (2013 a 2020), ainda estava muito abaixo do limite máximo aceitável (Instrução Normativa n.º 15, que é de 2,5 m/km) pelo DNIT (2021) para recebimento de obras de pavimentação asfáltica.

Tabela 1. IRI das subseções do segmento candidato da BR-101/BA (baseado em informações de 2020 do DNIT).

Sub SE	Estaca Inicial	Estaca Final	Ext (m)	IRI (m/km)
1	8482	8505	460	1,45
2	8505	8544	780	2,23
3	8544	8573	580	1,35
4	8573	8596	460	1,78
MÉDIA				1,70

Da mesma forma, é possível observar a qualidade estrutural do segmento candidato ao longo do tempo, com análise da bacia deflectométrica média do ano de 2009, determinada antes da execução da camada de reforço do pavimento (para o projeto), até os anos de 2014 e 2021 (já com camada de reforço), estas obtidas do levantamento periódico executado pelo DNIT. A Tabela 2 apresenta, portanto, a evolução da bacia deflectométrica (D0 a D120) e do raio de curvatura (R) neste segmento, antes e após intervenção com nova camada de CA, mostrando pequenas variações.

Tabela 2. Bacias deflectométricas médias do segmento candidato da BR-101/BA (dados provenientes do Projeto de Restauração de 2009 e da Gerência de Pavimentos do DNIT de 2014 e 2021 após aplicação da camada de reforço).

Ano	D0	D20	D30	D45	D65	D90	D120	R (m)
2009	42	29	23	16	11	7	4	207
2014	15	10	8	5	4	2	1	603
2021	18	13	12	9	7	4	3	567

Os dados deflectométricos do segmento candidato (Tabela 2) serão utilizados para o cálculo dos Módulos de Resiliência das camadas do pavimento, por retroanálise com uso do software BackMeDiNa, sub-rotina do MeDiNa.

### Ensaio de caracterização dos materiais das camadas

As amostras coletadas das camadas granulares do pavimento (Figura 6) deverão ser caracterizadas geotecnicamente e ensaiadas para determinação do Módulo de Resiliência (MR), de acordo com o método de ensaio DNIT 134 (DNIT, 2018a) e DNIT 181 (DNIT, 2018f), e da Deformação Permanente (DP), conforme o método de ensaio DNIT 179 (DNIT, 2018d).

Em relação às características da mistura asfáltica da camada de reforço, deverão ser executados ensaios de Dano por Umidade Induzida (DUI), DNIT 180 (DNIT, 2018e); Resistência à Tração (RT), DNIT 136 (DNIT, 2018c); MR, DNIT 135 (DNIT, 2018b); Fadiga, DNIT 183 (DNIT, 2018g) e resistência à deformação permanente, DNIT 184 (DNIT, 2018h).



(a) Coleta do revestimento



(b) Coleta das camadas granulares



(c) Amostras coletadas

Figura 6. Coleta de amostras das camadas do pavimento do segmento candidato.

Entretanto, como a mistura asfáltica da camada de reforço já foi submetida a longo período de solicitação do tráfego, a extração de corpos de prova diretamente da pista para realização de ensaios, sobretudo de RT, MR, fadiga e resistência a deformação permanente, não forneceria dados representativos da mistura inicial, servindo apenas para obtenção de dados acessórios para o estudo pretendido. A ideia, portanto, é reconstituir a mistura asfáltica original em laboratório utilizando os agregados e ligantes dos mesmos fornecedores da época da execução do revestimento, obedecendo as características do projeto desta mistura (Figura 5). A eficiência desta estratégia de reconstituição em caracterizar adequadamente as condições originais da mistura utilizada poderá ser aferida aplicando este mesmo método nas misturas caracterizadas nas seções experimentais já

implementadas pelo DNIT em diferentes estados, as quais foram caracterizadas obedecendo fidedignamente às diretrizes convencionais estabelecidas no PRO-MeDiNa (DNIT, 2020).

### Estimativa de evolução do tráfego ano a ano (número N)

Para estimativa da evolução do tráfego, desde 2013 até o momento, por meio do cálculo do número N ano a ano, serão utilizados os dados dos equipamentos do PNCV (radares), existentes no segmento candidato (Figura 7), além dos dados do Plano Nacional de Contagem de Tráfego (PNCT) das estações mais próximas. Como os equipamentos do PNCV classificam os veículos por tamanho, é possível traduzir esta informação em Volume Médio Diário (VMD), também por tipo de veículo e, assim, estimar o número N com boa acurácia. Um exemplo dos dados fornecidos a partir dos equipamentos do PNCV está apresentado na Tabela 3, com as respectivas classes dos veículos de carga divididas em caminhões pesados e especiais (CP&E) e caminhões leves e ônibus (CL&O).



Figura 7. Equipamentos do PNCV existentes no segmento candidato.

Tabela 3. Exemplo dos dados de tráfego do segmento candidato fornecidos pelos Equipamentos do PNCV (Adaptado de relatório do Sistema Integrado de Operações Rodoviárias do DNIT, 2021).

Data	Equipamento PNCV	Rodovia	Local (km)	Sentido	Classe do veículo	Total de registros
01/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Decrescente	CP&E	437
01/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Decrescente	CL&O	1336
01/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Crescente	CP&E	461
01/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Crescente	CL&O	1310
02/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Decrescente	CP&E	482
02/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Decrescente	CL&O	1254
02/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Crescente	CP&E	401
02/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Crescente	CL&O	1377
03/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Decrescente	CP&E	435
03/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Decrescente	CL&O	1308
03/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Crescente	CP&E	452
03/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Crescente	CL&O	1236
04/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Decrescente	CP&E	449
04/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Decrescente	CL&O	1275
04/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Crescente	CP&E	442
04/10/2019	BAR19010050	BR-101/BA	169,7	Crescente	CL&O	1376

## Calibração da função de transferência

De posse dos dados e informações obtidos anteriormente, será possível delimitar a seção experimental no segmento candidato, com extensão de 200 m, seguida de uma segunda seção de 100 m, no interior deste mesmo segmento, para servir de seção controle. Periodicamente (ano a ano), serão inventariados os defeitos do pavimento, sobretudo AT e ATR, de acordo com os procedimentos DNIT 007 (DNIT, 2003b) e DNIT 433 (DNIT, 2021), que junto com o tráfego acumulado estimado no período (número N), fornecerão os pontos para obtenção da evolução do trincamento nesta seção experimental em função do tempo (Figura 1).

Conhecidas as demais seções candidatas através do questionário aplicado (Figura 2), o objetivo é implementar esta metodologia nas diferentes regiões do Estado da Bahia e, de acordo com Fritzen *et al.* (2019), desenvolver uma função de transferência que possa considerar as peculiaridades climáticas, dos materiais e de tráfego de cada região e, dessa forma, possa ser adotada nos projetos elaborados com o MeDiNa no Estado da Bahia, com boa acurácia.

## RESULTADOS PARCIAIS E DISCUSSÕES

### Segmentos candidatos no Estado da Bahia

O resultado do questionário enviado aos Engenheiros do DNIT, lotados nas Unidades Locais do DNIT no Estado da Bahia (Figura 2), nos municípios de Barreiras, Cruz das Almas, Euclides da Cunha, Feira de Santana, Itabuna, Jequié e Senhor do Bonfim e, portanto, responsáveis pela manutenção e conservação da malha viária federal nestas localidades, indicou a existência de no mínimo 3(três) segmentos candidatos a seção experimental para calibração do MeDiNa em cada unidade, totalizando, aproximadamente, 25 (vinte e cinco) segmentos, os quais estão localizados nas rodovias BR-020/BA, BR-101/BA, BR-110/BA, BR-135/BA, BR-242/BA, BR-235/BA e BR-330/BA.

### Inventário de defeitos do segmento candidato da BR-101/BA

Os dados do inventário de defeitos do segmento candidato da BR-101/BA, realizado em 2021 pela equipe do Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB), estão resumidos na Tabela 4, contemplando o Índice de Gravidade Global (IGG), AT e ATR, de acordo com os procedimentos DNIT 006 (DNIT, 2003a), DNIT 007 (DNIT, 2003b) e DNIT 433 (DNIT, 2021).

Tabela 4. Inventário de defeitos nas subseções do segmento candidato da BR-101/BA em 2021.

Sub SE	Extensão (m)	IGG	DNIT 007 (2003b)		DNIT 433 (2021)	
			AT (%)	ATR (mm)	AT (%)	ATR (mm)
1	460	28	6,0	3	9,1	2
2	780	13	0,2	2	4,5	2
3	580	12	0,6	2	6,7	1
4	460	11	10,0	1	10,6	3

De acordo com o inventário de defeitos da Tabela 4, todos as subseções do segmento candidato apresentam conceito bom (Sub SE 1) e ótimo (Sub SE 2, 3 e 4), conforme o procedimento DNIT 006 (DNIT, 2003a). Em relação à área trincada, as subseções 2 e 3 se destacam por estarem no início da fase de fadiga, apresentando, respectivamente, AT de 0,2% e 0,6%, pelo procedimento DNIT 007 (DNIT, 2003b), e 4,5% e 6,7%, pelo procedimento DNIT 433 (DNIT, 2021). Dessa forma, a seção experimental e a de controle deste segmento candidato serão implementadas entre as subseções 2 e 3.

Embora estes sejam os resultados de apenas um segmento avaliado (Tabela 4), o procedimento DNIT 433 (DNIT, 2021) parece superestimar a AT inventariada, em relação aos resultados obtidos com o DNIT 007 (DNIT, 2003b). O DNIT 433 (DNIT, 2021), conhecido como método da grelha, ao dividir entre estacas inventariadas 60 partes de 2,4 m<sup>2</sup> cada (1,2 m x 2,0 m), onde, sem ponderar a severidade da patologia existente, contabiliza partes com defeito em relação ao total (60 partes), tende a encontrar valores discrepantes de AT. Um exemplo prático desta constatação é simular que nas 60 partes entre duas estacas todas apresentem uma única Trinca Transversal Curta (TTC), de 10 cm de comprimento cada. Aplicando-se a metodologia do DNIT 433 (DNIT, 2021), a rigor, ter-se-ia 100% de AT. Entretanto, utilizando-se o DNIT 007 (DNIT, 2003b) nesta mesma simulação cada TTC representaria AT de 0,015 m<sup>2</sup> (0,10 m x 0,15 m), culminando em menos de 1% de área trincada entre estas duas estacas. Contudo, somente após o levantamento mais detalhado, contemplando uma maior quantidade de seções, será possível confirmar ou refutar essa impressão inicial. Cabe destacar, por fim, que o procedimento adotado, de acordo com Fritzen (2016), para determinação da AT e, conseqüentemente, obtenção da função de transferência atual do MeDiNa, foi o método da grelha, estando já na norma a indicação que deve ser ela a utilizada para comparações de levantamentos dos trechos homogêneos com os resultados do programa.

## CONCLUSÃO

Na metodologia proposta, pretende-se inverter a ordem estabelecida para calibração no PRO-MeDiNa, ou seja, ao invés de partir da construção de trecho experimental, utilizar seção experimental implementada em um segmento de rodovia federal em operação, considerado de boa ou excelente qualidade, onde o DNIT detenha informações relativas ao projeto e execução da obra (de construção ou restauração do pavimento), bem como de sua vida em serviço, através dos dados do programa de Gerência de Pavimentos existente.

Neste contexto, ao invés de aguardar o início da fase de fadiga do pavimento, que pode requerer anos para ocorrer, para que se obtenha dados relevantes de trincamento, esse tipo de seção experimental proposto permite determinar a área trincada real da seção experimental escolhida já no momento em que é selecionada e conseqüentemente há ganho de tempo considerável em comparação à estratégia do PRO-MeDiNa. Desta maneira, com os dados devidamente levantados do segmento, espera-se calibrar a função de transferência, para que o erro entre o trincamento medido e o estimado seja mínimo, além de ser uma proposta que promove um importante ganho de tempo. Para tal, em um primeiro levantamento junto a cinco Unidades Locais do DNIT na Bahia, foram detectados cerca de 20 possíveis segmentos candidatos para implementação desta metodologia.

Vale salientar que o DNIT, historicamente, através de seu Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), sempre planejou, implementou e monitorou estudos dessa natureza, muitas vezes envolvendo os Servidores das Unidades Locais da Autarquia (antigas Residências), mostrando e consolidando a sua vocação e uma das suas inúmeras expertises. Calibrar um método de dimensionamento mecânico-empírico do porte do MeDiNa não é uma tarefa trivial. Esta será uma atividade continuada que demandará, sobretudo, engajamento de equipes e um suporte muito grande



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



proveniente do campo. Portanto, a metodologia proposta neste trabalho busca valorizar e aproveitar todo o conhecimento e trabalho acumulados pelo DNIT, bem como a capilaridade que o mesmo possui no Brasil, envolvendo e agregando, de forma direta e objetiva, as contribuições indispensáveis dos Engenheiros lotados nas Unidades Locais de cada Superintendência estadual do órgão. Ademais, parcerias com instituições federais de ensino também são importantes para o andamento desta tarefa na medida em que também realizam monitoramento de seções experimentais, poderão auxiliar no tratamento e análises dos dados, bem como avançar continuamente no estado da arte em diferentes tópicos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Beutler, C. S., Trichês, G., Luvizão, G., Cruz, J. G. F. Pavimento reciclado com adição de cimento: avaliação da área trincada de três segmentos monitorados da rodovia SC-355. Anais do 330 Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes da ANPET, 2019.

Chiarello, G. P., Pascoal, P. T., Santos, T. A., Pereira, D. S., Baroni, M., Gering, P. R. Avaliação estrutural e financeira de pavimento flexível dimensionado pelo método do DNER (1981) e MeDiNa (2019): estudo de caso da duplicação da BR 287 - trecho Santa Cruz do Sul à Tabai/RS. Anais do 330 Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes da ANPET, 2019.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER 11 – Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis – Procedimento B. Rio de Janeiro, 1979. 16 p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER 269 – Projeto de restauração de pavimentos flexíveis – TECNAPAV – Procedimento. Rio de Janeiro, 1994. 17 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 006 – Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003a. 10 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 007 – Levantamento para avaliação da condição de superfície de sub trecho homogêneo de rodovias de pavimentos flexíveis e semirrígidos para gerência de pavimentos e estudos e projetos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003b. 11 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 719 - Manual de Pavimentação. Brasília, 2006.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Relatório de Obras – Registros diários das atividades do contrato de restauração do pavimento da rodovia BR-101/BA entre o km 165,4 e o km 473,6. Superintendência Regional do DNIT no Estado da Bahia, 2013.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 134 – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018a. 18 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 135 – Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018b. 13 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 136 – Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018c. 9 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 179 – Determinação da deformação permanente - Instrução de serviço. Rio de Janeiro, 2018d. 20 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 180 – Misturas asfálticas – Determinação do dano por umidade induzida - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018e. 9 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 181 – Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018f. 16 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 183 – Pavimentação asfáltica - Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018g. 15 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 184 – Pavimentação - Misturas asfálticas - Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018h. 10 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 749 – Guia para execução de segmentos experimentais – PRO-MeDiNa - Manual. Brasília, 2020.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 433 – Levantamento do percentual de área trincada e de afundamento de trilha de roda de pavimento asfáltico em trechos experimentais, monitorados ou trechos homogêneos de curta extensão - Procedimento. Brasília, 2021. 9 p.

Fritzen, M. A. Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2016.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



Fritzen, M. A, Franco, F. A. C. P, Motta, L. M. G, Ubaldo, M. O. Atualização da função transferência do dano de fadiga para a área trincada do programa MeDiNa. Anais do 9<sup>o</sup> Congresso Rodoviário Português, 2019.

Motta, L. M G. Aspectos dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos de alguns países comparados aos critérios propostos para o novo método brasileiro. Revista Estradas, volume 22, n. 16, 2017.

Tarefder, R., Rodriguez-Ruiz, J. I. Local Calibration of MEPDG for Flexible Pavements in New Mexico. Journal of Transportation Engineering, Volume 139, Issue 10 – October 2013.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### ANÁLISE DE UM TRECHO DA BR-158 FRENTE À RUPTURA UTILIZANDO DIFERENTES MATERIAIS DE BASE E SUB-BASE

**BIANCA REGINA WECKER<sup>1</sup>; LUCIÉLE DA SILVA KNIERIM<sup>2</sup>; RODRIGO ANDRÉ  
KLAMT<sup>3</sup> & ELISANGELA APARECIDA MAZZUTTI<sup>4</sup>.**

#### RESUMO

O modo rodoviário é um dos principais modais de transporte de cargas e pessoas no Brasil, sendo a pavimentação um processo de grande importância econômica e social. Todavia, pavimentos defeituosos geram transtornos, aumento dos gastos e insegurança aos usuários. Diante disso, o objetivo desse trabalho foi realizar uma análise empírico-mecanística de um trecho da BR-158 (no Rio Grande do Sul), cujo pavimento apresenta defeitos frequentemente, variando materiais de base e sub-base. Foram utilizados materiais conforme sondagem do local e disponibilidade no *software* MeDiNa. Foram definidas 8 estruturas de pavimentos, convencionais e invertidos. Estas foram analisadas no *software*, e posteriormente na ferramenta AEMC, obtendo as deformações de tração na fibra inferior do revestimento e de compressão na fibra superior do subleito, a fim de aplicar em modelos de previsão de desempenho. Através destes concluiu-se que todas as estruturas projetadas sofreriam ruptura por fadiga antes de atingir a vida útil projetada. No caso do afundamento de trilha de rodas, apenas uma das estruturas romperia nesse quesito. Além disso, verificou-se que a análise mecanística através do MeDiNa produz informações válidas a respeito do comportamento dos pavimentos, mais próxima da realidade. Através das simulações, é possível identificar qual estrutura melhor se adéqua ao tráfego e às características dos materiais empregados.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pavimentação, análise mecanicista, materiais, fadiga, deformação permanente.

#### ABSTRACT

Road is one of the main modes of transportation of cargo and people in Brazil, and paving is a process of great economic and social importance. However, defective floors cause inconvenience, increased expenses and insecurity for users. Therefore, the objective of this work was to carry out an empirical-mechanistic analysis of a stretch of the BR-158 (in Rio Grande do Sul), whose pavement frequently presents defects, varying base and sub-base materials. Materials were used according to local survey and availability in the MeDiNa *software*. 8 pavement structures, conventional and inverted, were defined. These were analyzed in the *software*, and later in the AEMC tool, obtaining the tensile deformations in the lower fiber of the coating and the compression deformations in the upper fiber of the subgrade, in order to apply them in performance prediction models. Through these, it was concluded that all the designed structures would suffer fatigue failure before reaching the designed useful life. In the case of wheel track sinking, only one of the structures would break in this regard. In addition, it was found that the mechanistic analysis through MeDiNa produces valid information regarding the pavement behavior, closer to reality. Through simulations, it was possible to identify which structure best suits the traffic and the characteristics of the materials used.

**KEY WORDS:** Paving, mechanistic analysis, materials, fatigue, permanent deformation.

<sup>1</sup> Afiliação: Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Rua Assis Brasil, 709 – Bairro Itapagé – Frederico Westphalen, RS, Brasil. Email: biancawecker@yahoo.com.br

<sup>2</sup> Afiliação: Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima, 1000 – Bairro Camobi, - Santa Maria, RS, Brasil. Email: luh\_knierim@hotmail.com

<sup>3</sup> Afiliação: Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Rua Assis Brasil, 709 – Bairro Itapagé – Frederico Westphalen, RS, Brasil. Email: rodrigoklamt@outlook.com

<sup>4</sup> Afiliação: Universidade Federal do Paraná, R. Evaristo F. Ferreira da Costa, 369-377 – Bairro Jardim das Américas – Curitiba, PR, Brasil. Email: elisamazzutti@hotmail.com

## INTRODUÇÃO

O modo rodoviário é o principal meio de transporte de cargas e pessoas no Brasil. Uma série de medidas governamentais estimularam seu desenvolvimento, especialmente pelo baixo custo inicial de implantação quando comparado a outros sistemas. A Confederação Nacional dos Transportes apontou que as rodovias brasileiras recebem mais de 60% do transporte de cargas e mais de 90% dos deslocamentos de pessoas (CNT, 2019a). Diante dessa elevada solicitação, requerem investimentos frequentes no que se refere a manutenção e execução de novos trechos pavimentados.

Problemas no pavimento, na sinalização e no traçado de diversos trechos são frequentemente observados no Brasil. De acordo com a 22<sup>a</sup> edição da Pesquisa CNT de rodovias (CNT, 2019a), 50,9% dos pontos de análise do pavimento receberam classificação regular, ruim ou péssima. De acordo com a pesquisa (CNT, 2019b), a BR-158, objeto deste estudo, possui estado de conservação geral regular.

Diante dos altos índices de acidentes e da inegável importância das rodovias para economia e desenvolvimento nacional, faz-se útil a realização de estudos relacionados à pavimentação. A utilização de materiais alternativos e novas tecnologias podem possibilitar maior durabilidade às estruturas e reduzir custos. Um elemento que merece atenção é a escolha do método utilizado no dimensionamento. As ferramentas recentes possibilitam uma análise mais ampla e aprofundada da estrutura, o que pode reduzir substancialmente o número de problemas nos pavimentos.

Essa pesquisa procurou entender a influência do material constituinte da base e sub-base frente aos mecanismos de ruptura, com o intuito de encontrar uma estrutura mais eficiente, duradoura, econômica e segura para um trecho da BR 158, através de uma análise empírico-mecânica. O trecho de estudo está localizado entre Santa Maria e Cruz Alta, RS, que tem apresentado constantemente defeitos no pavimento, e apresenta elevado volume de transporte de cargas. Portanto, o objetivo dessa pesquisa foi realizar uma análise empírico-mecânica de um trecho da BR-158 (no RS) para diferentes estruturas e materiais de base e sub-base.

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os materiais empregados nas camadas de base e sub-base são basicamente constituídos de agregados e solos, podendo apresentar estabilização. Para escolha dos agregados, considera-se a distribuição granulométrica, a resistência, a forma e a durabilidade dos grãos. As características mecânicas dos materiais são expressas pelo Índice de Suporte Califórnia (ISC) - conhecido no Brasil como Capacidade de Suporte Califórnia (CBR) e empregado no método do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER) de dimensionamento - e os parâmetros elásticos, Módulo de Resiliência (MR) e Coeficiente de Poisson, necessários para análises mecânicas (BERNUCCI *et al.*, 2010). Na Tabela 1 estão expressas características mecânicas típicas de diferentes materiais empregados como base e sub-base.

Em vista de aplicar os materiais em modelos diferentes de dimensionamento de pavimentos (métodos empíricos e mecânicos, por exemplo) há equações que correlacionam o MR e o CBR. No entanto, devem ser utilizadas com cautela, uma vez que o módulo de resiliência é um parâmetro empírico, que depende de vários fatores. A ANTT (2016) obteve uma correlação entre MR e CBR para solos argilosos, sendo essa equação (1) frequentemente aplicada para relacionar os dois parâmetros.

Tabela 1. Propriedades mecânicas de materiais de base e sub-base (adaptado do MeDiNa, 2020).

Material	Módulo de Resiliência (MPa)	Coefficiente de Poisson
BGTC 80 kg/m <sup>3</sup>	7000-700*	0,25
BGS Gnaisse C1	259	0,35
BGS Gnaisse C7	350	0,35
Solo brita LG' + 30% brita 1 e 40% brita 0	398	0,35
Concreto Compactado com Rolo 120 kg/m <sup>3</sup>	18000-3600*	0,25
Solo Cimento (Solo-Pântano Grande-Rio Grande do Sul)	9720-900*	0,25
Solo Argiloso LG'1	250	0,45
Solo Arenoso-argiloso	248	0,45
Solo Siltoso	189	0,45
Solo Fino	401	0,45
Solo Arenoso Fino	494	0,45
Solo Argiloso LG'4	435	0,45
Solo Argiloso não laterítico	303	0,45

\*Módulo inicial decai com a Fadiga até o Módulo final

$$MR = 326 + 67 \times CBR \quad (1)$$

em que CBR: Capacidade de Suporte Califórnia [%];

MR: Módulo de Resiliência [kN/cm<sup>2</sup>].

Além das características dos materiais, Bernucci *et al.* (2010) apontam que ao dimensionar um pavimento deve-se considerar o tráfego previsto no período de projeto e as condições climáticas do local. Ainda, os autores relatam que as tensões e deformações dependerão principalmente da espessura das camadas e rigidez dos materiais empregados. Portanto, quando o dimensionamento é inadequado, as cargas aplicadas geram deslocamentos que provocam a ruptura ou deformações excessivas. Por isso, ao dimensionar deve-se compatibilizar a resistência à ruptura, permeabilidade e deformabilidade com a repetição de carga e efeitos do clima. Para atender a isso, pode-se aplicar diferentes metodologias para dimensionamento, na qual é aqui destacado os métodos empírico-mecanísticos.

Estes métodos aplicam a teoria elástica de multicamadas, com interpretação do comportamento mecânico do conjunto pavimento/subleito (BEZERRA NETO, 2014). A modelagem mecanístico-empírica permite utilizar materiais inovadores, sem experiência de utilização suficiente, considerando as condições ambientais e de tráfego (FRANCO, 2007). Para Motta (1991), a análise mecanicista é a escolha de materiais que suportem um número N padrão para determinadas tensões de tração sem apresentar degradação.

As análises desses métodos são realizadas através de *softwares*. Segundo Souza Júnior (2018), as ferramentas de retroanálise mais comuns no Brasil são: ELMOD, KUAB, EVERCALC, RETRAN2C, RETRAN5L, REPAV e BAKFAA. Um *software* muito utilizado no Brasil foi o SisPav, desenvolvido por Franco (2007) no Rio de Janeiro. O método se baseia na Teoria da Elasticidade e na análise da ferramenta AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas). Da evolução do SisPav surgiu o BackMeDiNa, ferramenta do Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa).

Ao utilizar os métodos mecanísticos-empíricos é necessário empregar modelos teóricos que procuram descrever a deterioração da estrutura para prever o comportamento da mesma. Os modelos atuam como determinantes na aceitação da espessura das camadas, e baseiam-se nos mecanismos de deterioração, fadiga e deformação permanente (Franco, 2007). Esses modelos consideram diferentes elementos para determinar o número N necessário para suportar o respectivo mecanismo de ruptura. Alguns modelos para análise da fadiga são aqui relatados:

- Franco (2007): considera deformação horizontal de tração no fundo do concreto asfáltico, módulo de resiliência do concreto asfáltico e um fator campo-laboratório;
- Federal Highway Administration (FHWA): considera a deformação horizontal de tração no fundo do concreto asfáltico;
- Pinto (1991): baseia-se na deformação específica de tração e o módulo de resiliência total;
- Asphalt Institute (1991): dados obtidos em ensaios realizados à tensão controlada e flexão repetida. O modelo considera o módulo dinâmico da camada asfáltica, deformação específica de tração da camada asfáltica, teor de asfalto e volume de vazios.

Já, os principais métodos de análise da deformação permanente são:

- Franco (2007): tem como critério a deformação limite no topo do subleito (camada de menor resistência ao cisalhamento). É calculado com base na deformação vertical de compressão no topo do subleito;
- Motta (1991): é calculado com base na deformação vertical de compressão no topo do subleito e em parâmetros experimentais.

## METODOLOGIA

### Trecho Em Estudo

A análise teve como foco em um trecho entre Santa Maria e Cruz Alta, no Rio Grande do Sul. O ponto de análise foi o km 263,6 da BR-158, próximo à cidade de Júlio de Castilhos. Esse local foi contemplado no projeto de restauração da BR-158 pelo Consórcio EcoPLAN-Skill. De acordo com os estudos preliminares do consórcio, a via apresentou sondagem conforme Figura 1.

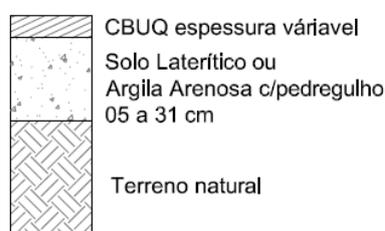


Figura 1. Sondagem do pavimento (ECOPLAN-SKILL, 2012).

Os estudos de tráfego realizados pelo consórcio indicaram um VDM total de 5672, sendo 2784 veículos comerciais. O FV pelo método USACE foi de 12,007 e pela AASHTO 2,492. Para o ano de 2016 o N estimado foi de 2,12E+07. O N de projeto, para o ano 2023, foi de 7,87E+07 (ECOPLAN-SKILL, 2012).

### Obtenção E Classificação Dos Dados

Primeiramente foi realizado a coleta de dados do Plano Nacional de Contagem de Tráfego (PNCT) do DNIT, do posto 85, entre a RS-348 (Val da Serra) e RS-509 (próximo à Santa Maria),

por ser o mais próximo do ponto de análise (km 263,6 da BR-158). A partir dos dados coletados foi realizada a classificação dos veículos por categoria, conforme configuração apresentada no Plano Nacional de Contagem de Tráfego (PNCT) e no quadro de fabricantes de veículos do DNIT (2019), onde foram discriminados os eixos: Eixo Simples de Roda Simples (ESRS) ou Eixo Dianteiro; Eixo Simples de Roda Dupla com suspensão direcional (ESRD dir); Eixo Simples de Roda Dupla (ESRD); Eixo Tandem-Duplo (ETD), podendo ter rodagem simples e dupla (carga de 13,5 tf) ou rodagem extralarga (17 tf) e Eixo Tandem-Triplo (ETT).

A Tabela 2 demonstra o número de eixos considerados em cada categoria de veículo. Destaca-se, ainda, que foram consideradas as cargas máximas permitidas por eixo de acordo com a legislação do CONTRAN, resolução 289/2014 e suas sucedâneas.

Tabela 2. Número de eixos em cada categoria (adaptado de DNIT, 2019; PNCT, 2019).

Categoria	Eixos (Carga em tf)					
	ESRS <sup>1</sup> (6)	ESRS dir (12)	ESRD (10)	ETD (13,5)	ETD (17)	ETT (25,5)
P1	0	0	0	0	0	0
P2	0	0	0	0	0	0
P3	0	0	0	0	0	0
O1	1	0	1	0	0	0
O2	1	0	0	1	0	0
O3	0	1	0	1	0	0
C1	1	0	1	0	0	0
C2	1	0	0	0	1	0
C3	1	0	0	0	0	1
C4	0	1	0	0	1	0
C5	1	0	0	0	1	0
R1	1	0	4	0	1	0
R2	1	0	3	0	0	0
R3	1	0	2	0	1	0
R4	1	0	2	0	1	0
R5	1	0	1	0	2	0
R6	1	0	0	0	3	0
S1	1	0	2	0	0	0
S2	1	0	1	0	1	0
S3	1	0	1	0	0	1
S4	1	0	1	0	1	0
S5	1	0	0	0	2	0
S6	1	0	0	0	1	1
SE1	1	0	0	0	3	0
SE2	1	0	0	0	4	0
SE3	1	0	4	0	2	0
SE4	1	0	0	0	2	1
SE5	1	0	0	0	1	2
MOTO	0	0	0	0	0	0

A coleta dos dados obtida do PNCT foi realizada de 02/07/2016 à 08/07/2016, durante 24 horas, nos dois sentidos. Para o posto em estudo, foram obtidos os dados apenas do ano de 2016. Salienta-se ainda que não foi possível utilizar os dados da pesquisa contínua, pois esta contemplou

apenas os km 42, km 414 e km 485 da BR-158/RS. Desse modo, não é possível estimar a taxa de crescimento anual do tráfego, sendo adotado o valor de 3%, indicado na ausência de informações (DNIT, 2006a).

### Dimensionamento Pelo Método Do DNIT

Para definição da camada de revestimento, base e sub-base foi utilizada a normativa do DNIT (2006b). A partir desse método, dimensionou-se diferentes estruturas variando material de base e sub-base para o volume de tráfego mais atualizado disponível. Mas, antes do dimensionamento, foram necessários definir os dados para obtenção do número N, para que assim pudessem ser dimensionadas as diferentes estruturas. Para o cálculo do número N, para rodovia em análise, foram obtidos os parâmetros apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Elementos de entrada para o cálculo do N (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

Parâmetro	Adotado	Justificativa
FS	0,5	Via com dois sentidos de tráfego.
Ff	0,2969	Porcentagem dos veículos comerciais.
Fd	1	A rodovia possui apenas uma faixa por sentido.
Fc (ou Fr)	1	Recomendação do DNIT
Período	10	Período usual no dimensionamento
Crescimento	3%	Recomendação do DNIT

Posteriormente à obtenção do número N, foram simuladas 8 estruturas de pavimentos novos, sendo quatro pavimentos convencionais (Tabela 4) e quatro pavimentos invertidos (Tabela 5). Os materiais empregados foram definidos com base na sondagem da estrutura restaurada e disponibilidade de materiais do *software* MeDiNa.

Tabela 4. Estruturas simuladas - Pavimento Convencional (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

Camada	Material	Módulo de Resiliência (MPa)			
		1	2	3	4
Subleito	Argila Arenosa Marrom	110,82	110,82	110,82	110,82
Sub-base	Brita Graduada- Gnaisse	259	279	259	279
Base	Brita Graduada- Gnaisse	381	311	381	311
Revestimento	CA	11613	11613	5764	5764

Tabela 5. Estruturas simuladas - Pavimento Invertido (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

Camada	Material	Módulo de Resiliência (MPa)			
		5	6	7	8
Subleito	Argila Arenosa Marrom	110,82	110,82	110,82	110,82
Sub-base	Brita Graduada- Gnaisse	381	311	381	311
Base	Brita Graduada- Gnaisse	259	279	259	279
Revestimento	CA	11613	11613	5764	5764

O coeficiente de Poisson da BGS empregada em todas as estruturas foi 0,35, para o CA foi de 0,30 e para a argila de 0,30. O material de subleito utilizado foi o mesmo para todas as estruturas simuladas, correspondente à Argila Arenosa Marrom de CBR = 12%. Esse material teve como origem empréstimo das margens da RS 342 – entre as cidades de Jóia e a Cruz Alta, ambas no RS.

O Módulo de Resiliência foi obtido conforme a correlação expressa na Equação 1. Os demais parâmetros para o material de subleito foram extraídos dos dados do MeDiNa para um material argiloso.

### Análise Empírico-Mecanística

A partir das estruturas obtidas pelo método do DNIT e em posse dos diferentes módulos de resiliência, foi realizado o lançamento da estrutura no *software* MeDiNa. Após a análise, as estruturas geradas foram exportadas para a ferramenta AEMC, a fim de encontrar os valores de deformação de tração na fibra inferior do revestimento ( $\epsilon_t$ ) e deformação vertical no topo de subleito ( $\epsilon_v$ ). A aplicação das cargas foi considerada para um eixo padrão. Os dados de entrada na ferramenta AEMC do MeDiNa estão expressos na Tabela 6.

Tabela 6. Entrada de dados na ferramenta AEMC do MeDiNa (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

Ponto	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
1	0	0	12,499
2	16,2	0	12,499
3	0	0	42,501
4	16,2	0	42,501

Os dados da Tabela 6 foram adotados pois as leituras para o trincamento à fadiga foram feitas no centro do eixo ( $x = 0$ ) e no centro de um pneumático do eixo padrão ( $x = 16,2$  cm). Para a fibra inferior do revestimento, adotou-se a profundidade da espessura do revestimento asfáltico reduzida em 0,001 cm ( $y = 12,499$  cm). A análise do ATR foi feita na mesma posição em  $x$ , na profundidade equivalente ao somatório de espessura de revestimento, base e sub-base, acrescida em 0,001 cm ( $y = 42,501$ ), posição considerada o topo do subleito.

Os dados extraídos da ferramenta AEMC foram as deformações específicas nos planos Y, correspondente à deformação de tração, e Z, a deformação de compressão. Para estimar o número N foram utilizados os seguintes modelos de previsão de desempenho, que se baseiam nos dois principais mecanismos de degradação dos pavimentos.

Para o Nfadiga foi adotado o modelo de Franco (2007), conforme Equação 2. O Natr para o afundamento de trilha de roda ou deformação permanente foi adotado o método do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos (1991), expresso pela Equação 3.

$$N = fcl \times 1,904 \times 10^{-6} \times \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{2,821} \times \left(\frac{1}{MR}\right)^{0,74} \quad (2)$$

$$N_f = 1,365 \times 10^{-9} \times \left(\frac{1}{\epsilon_v}\right)^{4,47} \quad (3)$$

em que fcl: fator campo-laboratório [adotado como 10000];

MR: Módulo de Resiliência do concreto asfáltico [MPa];

$\epsilon_t$ : deformação de tração na fibra inferior do revestimento;

$\epsilon_v$ : deformação vertical no topo de subleito.

Em seguida, após a modelagem, foram comparados o N adotado no projeto, com o N gerado a partir do tráfego atual; ainda, foram analisados o N necessário de acordo com o método de previsão à fadiga e o N gerado no modelo de deformação permanente.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Cálculo Do Número N

O cálculo do N foi feito utilizando as metodologias USACE e AASHTO, aplicadas pelo DNIT (2006a). Os dados de tráfego extraídos do PNCT foram classificados de acordo com o quadro de fabricantes de veículos, resultando na Tabela 7.

Tabela 7. Levantamento de veículos (adaptado de PNCT, 2019).

Categoria de Veículo	Classificação	Volume
Veículos Leves	P1, P2 e P3	37616
Ônibus	O1, O2 e O3	957
Trucks	C5	124
Caminhões Leves	C1, C2, C3 e C4	4353
Semi-reboques	S1, S2, S3, S4 e S5	6254
Semi-reboques Especiais	SE1, SE2, SE3, SE4, SE5	4781
Reboques	R1, R2, R3, R4, R5 e R6	104
Motos	-	1628
VDM		55817
VDM diário		7974
VDM comercial diário		2368

Após obtenção dos dados da Tabela 7 foi possível determinar o FV pelo método USACE, que foi de 16,60. Pelo método da AASHTO o FV foi de 3,34. A relação NUSACE/NAASHTO foi de 4,97. Essa diferença típica se deve às equações de equivalência de carga, que são diferentes. O *software* MeDiNa também utiliza a metodologia USACE para determinar o FEC. Pela ferramenta obteve-se 16,597 como fator de veículo, indo ao encontro da obtenção do parâmetro de maneira manual. Com esses parâmetros definidos, e os demais elementos já apresentados, obteve-se o valor de número N, expresso na Tabela 8.

Tabela 8. Valores de número N obtidos (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

Método	N USACE		N AASHTO	
	Ano	Simplex	Acumulado	Simplex
2016	7,17E+06	7,17E+06	1,44E+06	1,44E+06
2017	7,39E+06	1,46E+07	1,49E+06	2,93E+06
2018	7,61E+06	2,22E+07	1,53E+06	4,46E+06
2019	7,84E+06	3,00E+07	1,58E+06	6,03E+06
2020	8,07E+06	3,81E+07	1,62E+06	7,66E+06
2021	8,32E+06	4,64E+07	1,67E+06	9,33E+06
2022	8,57E+06	5,50E+07	1,72E+06	1,11E+07
2023	8,82E+06	6,38E+07	1,77E+06	1,28E+07
2024	9,09E+06	7,29E+07	1,83E+06	1,47E+07
2025	9,36E+06	8,22E+07	1,88E+06	1,65E+07

Através da Tabela 8 observa-se que, comparando o intervalo de 2016 a 2023, os valores de N são inferiores ao estimado no projeto de restauração. Cabe salientar que o posto de medição do

projeto não está disponível no PNCT. No que se refere ao valor do N propriamente dito, observa-se que é elevado, considerando que o limite superior considerado no método de dimensionamento do DNIT é  $N > 5,00E+07$ . O N pela metodologia USACE, no ano de 2025 foi de  $8,22E+07$  (calculado manualmente), o qual foi confirmado no próprio MeDiNa, apresentando o mesmo valor.

Cabe salientar que como a contagem para o posto de estudo não é contínua, não foi possível obter a taxa de crescimento real, empregando-se o valor típico de 3%. É válido destacar que, como demonstrado na pesquisa de Klamt (2014), o valor da taxa de crescimento real é maior do que a recomendação do DNIT. Ainda, relata-se que as cargas por eixo foram extraídas da legislação do CONTRAN, sem considerar sobrecarga, comumente identificada nos veículos brasileiros. Desse modo, é plausível que o N determinado seja inferior ao efetivamente encontrado no local no final do período de projeto.

### Dimensionamento Pelo Método Do DNIT

Posteriormente ao cálculo do N manualmente e verificação do mesmo no MeDiNa, foi realizado o dimensionamento pelo método do DNIT, que resultou na necessidade de espessura total equivalente à 42,3 cm. Partindo das espessuras mínimas para as camadas granulares, correspondente à 15 cm (DNER, 1981), não foi necessária a camada de reforço de subleito. Devido ao tráfego elevado, a espessura do revestimento foi o maior valor exigido pelo DNER (12,5 cm); as camadas de base e sub-base, compostas de BGS, ficaram com 15 cm cada. A espessura equivalente do pavimento projetado foi de 55 cm, superior ao solicitado pelo método (42,3 cm). Tendo em vista que o material de subleito é o mesmo para os 8 pavimentos propostos, e que o método do DNIT (2006b) utiliza o CBR do subleito como parâmetro de dimensionamento, a espessura das camadas foi a mesma para as diferentes simulações.

### Análise Empírico-Mecanística

A partir do dimensionamento pelo método do DNIT (item 4.2.), foram feitas as simulações no *software* MeDiNa. Destaca-se que não foi possível analisar a estrutura original, pois no projeto de restauração não estavam especificados os Módulos de Resiliência e Coeficiente de Poisson dos materiais empregados, inviabilizando uma reprodução fiel do pavimento existente. Considerando a via do tipo Sistema Arterial Primário, o nível de confiabilidade da análise do MeDiNa é de 85 %. A partir da avaliação das estruturas propostas obteve-se os resultados conforme Tabela 9, no que se refere à fadiga.

Tabela 9. Análise das estruturas no MeDiNa – fadiga (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

Estrutura		Área Trincada ao final do primeiro ano	Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período de projeto
Pavimento Convencional	1	37,72 %	99,0%
	2	38,33 %	99,0%
	3	38,06 %	99,0%
	4	38,94 %	99,0%
Pavimento Invertido	5	38,23 %	99,0%
	6	38,47 %	99,0%
	7	38,91 %	99,0%
	8	39,17 %	99,0%

Pela Tabela 9 conclui-se que todas as estruturas propostas apresentaram índices elevados de trincamento no primeiro ano, superior ao aceitável para o Sistema Arterial Primário. O trincamento

completo é estimado a partir de 30 meses de utilização da via. Para todas as simulações o *software* alertou “Tráfego elevado para a estrutura proposta”. De acordo com o manual do *software* a mensagem significa que “o programa MeDiNa tenta solucionar o problema no dimensionamento que ocorre por conta da fadiga elevada do material asfáltico”. (Franco e Motta, 2019).

Pela análise da Tabela 9 observa-se que a estrutura 1 que tem melhor comportamento em relação à fadiga, pelo fato dela apresentar o revestimento de melhor qualidade, bem como a base de Módulo de Resiliência superior. O segundo melhor comportamento é da estrutura n° 3, que apresenta os mesmos materiais de base e sub-base da estrutura 1, e revestimento de característica inferior. Desse modo, pode-se concluir que o material da base tem significativa influência na resistência a fadiga, absorvendo as deformações e evitando fissuras. O terceiro melhor comportamento foi da estrutura n° 5, pavimento invertido com revestimento e sub-base de módulo elevado. O pior desempenho foi da estrutura n° 8, pavimento invertido de materiais de menores módulos de resiliência. Nesse caso, como o revestimento tem módulo baixo e a base também, a estrutura não consegue absorver grandes esforços sem deformar.

Desse modo, observa-se que no que se refere à fadiga, para as estruturas propostas, o melhor comportamento foi da estrutura convencional, se comparado com a estrutura invertida. Ainda, relata-se que o material da base tem significativa influência na resistência à fadiga, podendo ser fator de economia no projeto e de desempenho estrutural do pavimento.

Após a análise das estruturas no *software*, exportou-se as mesmas para a ferramenta AEMC. Em posse das deformações de tração na fibra inferior do revestimento, avaliadas no centro do eixo e centro do pneumático empregou-se o modelo de Franco (2007), obtendo os resultados conforme a Tabela 10. A partir do modelo de previsão de desempenho pôde-se constatar que todas as estruturas previstas sofreriam ruptura por fadiga antes de atingir a vida útil estimada do pavimento, seguindo a tendência apresentada no *software*. Em relação à posição, o ponto mais solicitado foi o centro do eixo. O modelo apontou o melhor desempenho das estruturas com revestimento de melhor qualidade e melhor base, estruturas n° 1 e n° 5, com Nfadiga de 2,20E+06 e estruturas n°2 e n°6, com Nfadiga 2,15E+06.

Tabela 10. Modelo de previsão de desempenho à Fadiga (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

Tipo de pavimento/estrutura		Análise	Centro do Eixo	Centro do Pneumático
Pavimento Convencional	1	N fadiga	2,15E+06	2,20E+06
		Efeito	ROMPE	ROMPE
	2	N fadiga	2,10E+06	2,15E+06
		Efeito	ROMPE	ROMPE
	3	N fadiga	8,91E+05	9,04E+05
		Efeito	ROMPE	ROMPE
	4	N fadiga	8,66E+05	8,66E+05
		Efeito	ROMPE	ROMPE
Pavimento Invertido	5	N fadiga	2,10E+06	2,20E+06
		Efeito	ROMPE	ROMPE
	6	N fadiga	2,10E+06	2,15E+06
		Efeito	ROMPE	ROMPE
	7	N fadiga	8,66E+05	8,66E+05
		Efeito	ROMPE	ROMPE
	8	N fadiga	8,54E+05	8,66E+05
		Efeito	ROMPE	ROMPE

Em seguida, foi feita a análise do afundamento de trilha de roda, do mesmo modo que para a fadiga. Os resultados da análise pelo MeDiNa estão expressos na Tabela 11.

Tabela 11. Análise das estruturas no MeDiNa-ATR (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

Estrutura		Afundamento de Trilha de Roda do pavimento no fim do período
Pavimento Convencional	1	3,3 mm
	2	2,6 mm
	3	4,2 mm
	4	3,4 mm
Pavimento Invertido	5	3,2 mm
	6	2,6 mm
	7	4,1 mm
	8	3,4 mm

Através da Tabela 11 observou-se que todas as estruturas estariam dentro do aceitável para afundamento de trilha de roda ao final da vida útil. Identificou-se que o melhor comportamento seria das estruturas de n° 2 e n° 6, cujo revestimento era de qualidade superior, e os módulos de resiliência das camadas granulares mais próximos, seguidas das estruturas de n° 5 e n° 1. A Tabela 12 apresenta a aplicação do modelo de previsão de desempenho do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos.

Através da análise da Tabela 12 identificou-se que apenas a estrutura número 8 sofreria ruptura. Aqui ocorre uma discrepância em relação aos resultados da análise do *software*, uma vez que pelo MeDiNa o afundamento estaria muito abaixo do máximo admissível. No que se refere ao ponto de análise, observou-se que segue a mesma característica da fadiga, sendo maior no centro do eixo. Quanto ao melhor desempenho, as estruturas n° 1, n° 2, n° 5 e n° 6 apresentaram o melhor desempenho, com N equivalente bastante superior ao adotado no projeto.

Tabela 12. Modelo de Previsão de Desempenho a ATR (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

Tipo de pavimento/estrutura		Análise	Centro do Eixo	Centro do Pneumático
Pavimento Convencional	1	NATR	1,18E+10	1,77E+10
		Efeito	NÃO ROMPE	NÃO ROMPE
	2	NATR	1,28E+10	1,77E+10
		Efeito	NÃO ROMPE	NÃO ROMPE
	3	NATR	3,14E+09	4,50E+09
		Efeito	NÃO ROMPE	NÃO ROMPE
	4	NATR	3,14E+09	4,79E+09
		Efeito	NÃO ROMPE	NÃO ROMPE
Pavimento Invertido	5	NATR	1,28E+10	1,77E+10
		Efeito	NÃO ROMPE	NÃO ROMPE
	6	NATR	1,28E+10	1,77E+10
		Efeito	NÃO ROMPE	NÃO ROMPE
	7	NATR	3,14E+09	4,79E+09
		Efeito	NÃO ROMPE	NÃO ROMPE
	8	NATR	8,10E+06	1,24E+07
		Efeito	ROMPE	ROMPE

Observou-se que a variação do desempenho das estruturas foi pequena, na análise do ATR. Acredita-se que isso se deve ao tráfego elevado, que exigiu uma camada de revestimento espessa,

atenuando o efeito da variação do material de base e sub-base. Identificou-se desempenho superior nos pavimentos com a camada granular de módulo mais elevado. Por fim, destaca-se que os resultados vão ao encontro do estudo de Lima e Motta (2015), uma vez que os materiais do *software* apresentam graduação adequada, com bom desempenho ao ATR.

## CONCLUSÕES

Na análise mecanística-empírica, foco dessa pesquisa, em todas as estruturas simuladas o número N à Fadiga foi inferior ao previsto em projeto, apontando necessidade de redimensionar a estrutura, uma vez que ocorreria a ruptura antes de atingir a vida útil esperada. Aos 30 meses todas as estruturas já teriam rompido por fadiga, ficando muito abaixo do desempenho esperado. Apesar de os pavimentos projetados possuírem espessura superior à espessura equivalente apontada pelo método do DNIT, observou-se que apresentariam durabilidade reduzida.

De acordo com os modelos de previsão de desempenho, apenas uma estrutura apresentaria ruptura por ATR, mas ainda romperia antes por fadiga. Em relação ao ponto de análise, observou-se que a região central do eixo é o ponto mais crítico no que se refere aos mecanismos de ruptura. Quanto à forma de constituição do pavimento, não foi identificada uma relação direta entre a durabilidade e o pavimento convencional ou invertido unicamente.

Quanto a variação dos materiais, observou-se que a análise de diferentes estruturas pode possibilitar a adoção de um pavimento mais econômico e durável. Ainda, destaca-se que o revestimento tem forte influência no desempenho, e no caso de espessuras grandes, atenua os efeitos da variação dos materiais das camadas subjacentes.

Identificou-se ainda divergências entre os apontamentos dados pelo MeDiNa e os modelos de previsão de desempenho, provavelmente originados da calibração dos modelos. Em relação ao método empírico de dimensionamento, observou-se que produz uma estrutura muito genérica, com uma análise muito limitada do pavimento projetado. Assim, conclui-se que a análise mecanística através do MeDiNa produz informações válidas a respeito do comportamento dos pavimentos, mais próxima da realidade. Através das simulações, é possível identificar qual estrutura melhor se adequa ao tráfego e às características dos materiais empregados.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANTT (2019) *Estudo da relação entre o módulo de resiliência e o CBR de solos como parâmetro de projeto de pavimentos*. Disponível em: <https://portal.antt.gov.br/documents/359170/7f9a38dd-8b78-0c6b-cc1f-6f022fef447f>. Acesso em: 01/10/2019.
- ASPHALT INSTITUTE (1991) *Asphalt Pavement for Highways and Streets*. Manual Series No. 1, Lexington.
- BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P. e SOARES, J. B. (2010) *Pavimentação asfáltica: Formação Básica para Engenheiros*. Rio de Janeiro, RJ: Abeda.
- BEZERRA NETO, R. S. (2004) *Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- CNT (2019a) *Pesquisa CNT de rodovias 2018: relatório gerencial*. Brasília, DF: CNT: SEST SENAT.
- CNT (2019b) *Resumo dados Pesquisa CNT de rodovias 2018*. Brasília, DF: CNT: SEST SENAT.
- CONSÓRCIO ECOPLAN-SKILL (2012) *Projeto Executivo*. Porto Alegre: Consórcio Ecoplan-Skill.
- CONTRAN (2014) *Resolução n° 489, de 05 de junho de 2014*. Altera os artigos 5° e 9° da Resolução n° 258, de 30 de novembro de 2007, do Conselho Nacional de Trânsito – CONTRAN, que regulamenta os artigos 231 e 323 do Código de Trânsito Brasileiro, fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância e dá outras providências. Brasília, DF.
- DNER (1981) *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro, RJ.
- DNIT (2019) *Quadro de fabricantes de veículos*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, RJ.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



- DNIT (2006a) *Manual de Estudos de Tráfego*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, RJ.
- DNIT (2006b) *Manual de Pavimentação*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, RJ.
- FHWA (2021) *Freight Management and Operations – Commercial Vehicle Size and Weight Program*. Disponível em: <http://www.ops.fhwa.dot.gov/index.asp>. Acesso em: 15/08/2021.
- FRANCO, F. A. C. P. (2007) *Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav*. Tese (Doutorado) – COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ.
- FRANCO, F. A. C. P. e MOTTA, L. M. G. (2019) *Guia para utilização de Método Mecânico-Empírico*. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ.
- KLAMT, R. A. (2014) *Influência da ação do tráfego no custo de construção e restauração de pavimentos asfálticos*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS.
- LIMA, C. D. A e MOTTA, L. M. G. (2015) Influência da variação granulométrica de brita graduada simples na deformação permanente. *XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET*. Ouro Preto, MG.
- MOTTA, L. M. G. (1991) *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de carga repetidas*. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ.
- PINTO, S. (1991) *Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos*. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ.
- PNCT (2019) *Resumo das pesquisas de tráfego*. Plano Nacional de Contagem de Tráfego. Disponível em: <http://servicos.dnit.gov.br/dadospnct>. Acesso em: 25/06/2019.
- SOUZA JÚNIOR, J. G. (2018) *Aplicação do Novo Método de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos a Trechos de uma Rodovia Federal*. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### ESTUDO DA DUPLICAÇÃO DA BR 287: COMPARATIVO ESTRUTURAL E FINANCEIRO ENTRE OS MÉTODOS DO CBR E MEDINA

*GABRIEL AUGUSTO FEYH<sup>1</sup>; GABRIÉLI PIRES CHIARELLO<sup>2</sup>; PAULA TAIANE PASCOAL<sup>3</sup>;  
AMANDA VIELMO SAGRILO<sup>4</sup>; LUIGI TAVARES GOMES<sup>5</sup>; MAGNOS BARONI<sup>6</sup>*

#### RESUMO

A área da pavimentação vem sofrendo intensas mudanças devido ao crescimento constante do tráfego de veículos. Para suprir estas mudanças, tornou-se necessário a implementação de uma nova metodologia para dimensionamento de pavimentos, utilizando a abordagem mecanística-empírica. Este artigo tem por objetivo comparar financeira e estruturalmente duas estruturas, sendo uma dimensionada pelo método do CBR e outra pelo Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. Para tanto, foi realizado o estudo de tráfego da BR 287 a partir de dados reais de Venâncio Aires, no Rio Grande do Sul. As camadas adjacentes ao revestimento mantiveram as espessuras, o que diferiu uma espessura da outra foi o fato de uma estrutura requisitar 12,5 cm de revestimento asfáltico ao passo que a outra necessitou 23,5 cm. As duas estruturas foram analisadas com relação ao seu comportamento frente a deformação permanente, fadiga e ao investimento necessário para pavimentar um quilômetro com essas estruturas. Apesar da estrutura dimensionada no MeDiNa ter o custo superior quando comparado à outra, deve ser considerado que, desde que bem executada, ela suportaria aos mecanismos de danificação durante o período de dez anos. Em contrapartida, a estrutura dimensionada pelo método do CBR sofreria a ruptura por fadiga no 27º mês, resultando em um custo por solicitação mais elevado.

**PALAVRAS-CHAVE:** pavimentação, dimensionamento, orçamento, afundamento de trilha de roda, área trincada

#### ABSTRACT

The paving area has undergone intense changes due to the constant growth of vehicle traffic. In order to meet these changes, it became necessary to implement a new methodology for pavement design, using the mechanistic-empirical approach. This article aims to compare financially and structurally two structures, one dimensioned by the CBR method and the other by the Brazilian M-E – MeDiNa. For that, a traffic study of the BR 287 was carried out based on real data from the Venâncio Aires, in Rio Grande do Sul. The layers adjacent to the asphalt later had their thickness maintained, what differed from one another was the fact that one structure required 12.5 cm of asphalt layer thickness while the other required 23.5 cm. The two structures were analyzed regarding their behavior against permanent deformation, fatigue and the investment required to pave one kilometer with these structures. Although the structure designed by MeDiNa has a higher cost when compared to the other, it must be considered that, as long as it is well executed, it would withstand the damage mechanisms during a period of ten years. On the other hand, the structure designed by the CBR method would suffer fatigue failure in the 27th month, resulting in a higher cost per cycle.

**KEY WORDS:** paving, designing, cost, rutting, cracked area

<sup>1</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, gabriel.feyh@gmail.com

<sup>2</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, gabrieli.chiarello@gmail.com

<sup>3</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, ptpascoal@hotmail.com

<sup>4</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, amandavs94@gmail.com

<sup>5</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, goomes\_8@hotmail.com

<sup>6</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, magnos.baroni@gmail.com

## INTRODUÇÃO

A infraestrutura de transporte existente no Brasil se encontra defasada e com descontinuidades, sendo o modo rodoviário um dos setores com maior deficiência na entrega do produto final. Por apresentar altos índices de pavimentos deficientes em todo seu território, implicam-se maiores gastos com despesas de manutenção do veículo, maior demanda do motor e de consumo de combustíveis, entre outras despesas, ocasionando um acréscimo médio de 30,9% no custo operacional do transporte rodoviário (CNT, 2021).

Ao dimensionar um pavimento rodoviário, busca-se entregar boas condições operacionais e econômicas, visando proporcionar ao usuário conforto ao rolamento e segurança (BERNUCCI et al., 2010). O método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), conhecido como método do CBR, ainda se encontra em uso no país e envolve uma metodologia empírica, na qual se aplicam os critérios de ruptura ao cisalhamento das camadas granulares e solos e a deformação excessiva em trilha de rodas (DNER, 1981). Esse método tem como parâmetros para dimensionamento o Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) do solo que compõe o subleito e o tráfego, a partir do Número de Equivalência de Eixos (N) que representa o número de repetições de carga de um eixo padrão simples de rodas duplas (ESRD de 8,2 tf). Este método parte do princípio do dimensionamento através desses parâmetros para elaboração de espessuras construtivas de camadas granulares para proteção do subleito.

Pelo fato de o método ser empírico e por ter sido adaptado para as necessidades do Brasil, a metodologia não considera as particularidades do comportamento do solo tropical brasileiro, além de não contemplar os efeitos da fadiga na estrutura do pavimento flexível, que é um dos principais mecanismos de deterioração dos pavimentos (FRANCO, 2007; CERNI et al., 2012). Com o aumento da frota no que se diz respeito ao peso e volume, torna-se incipiente pensar que este método atenda essa expansão. Sendo assim, fez-se necessária uma maior investigação do comportamento das estruturas expostas a essas solicitações. Tendo isso em vista, o Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa) que leva em consideração a metodologia mecanístico-empírico vem sendo desenvolvido e utilizado no meio.

Segundo Carvalho (1997) é preciso ter conhecimento sobre o comportamento das camadas e dos materiais que constituem o pavimento. Informações como as cargas do tráfego e sua composição, velocidade com que são aplicadas, tipos de materiais empregados na via, a técnica construtiva empregada na estrutura, espessura das camadas e posicionamento estrutural na composição do pavimento, características geométricas, os dispositivos de drenagem da via, devem ser elucidadas e analisadas.

Franco (2007) contribuiu com o método de dimensionamento de pavimentos asfálticos, na qual utilizou a análise elástico-linear e elástico não linear, sendo os danos estimados por modelos de previsão de fadiga, deformação permanente e deformação máxima admissível no topo do subleito. O MeDiNa é um *framework* de cálculo que realiza a verificação e o dimensionamento mecanístico-empírico de estruturas de pavimentos, por meio da rotina de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC). Esta rotina calcula tensões e deformações em estruturas de pavimentos sob carregamento de rodas do tipo eixo padrão rodoviário e aplica modelos de fadiga e deformação permanente para ajustar as espessuras das camadas (DNIT, 2021). Por fim, as espessuras são verificadas e analisadas a respeito das condições impostas no dimensionamento.

No MeDiNa, o pavimento é dimensionado a partir dos esforços aos quais ele estará sujeito, considerando o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson, para interpretar a rigidez das camadas, além dos coeficientes para modelagem matemática dos parâmetros de danificação: fadiga para revestimentos asfálticos e deformação permanente para as camadas granulares e solos (DNIT, 2020). Para validar o dimensionamento estrutural pelo MeDiNa, torna-se necessário realizar ensaios laboratoriais de caracterização de materiais constituintes, além de inserir um conjunto amplo de informações. Essas informações são referentes a todos os materiais que compõem a estrutura do

pavimento flexível. Para o subleito e materiais empregados na base, sub-base e reforço do subleito, o módulo de resiliência (DNIT 134/2018) e os parâmetros de deformação permanente (DNIT 179/2018) são imprescindíveis. Quanto à camada de revestimento, inserem-se informações como coeficiente de Poisson, faixa granulométrica (NBR NM 248/03), teor do asfalto (NBR 12891/93), abrasão Los Angeles do agregado mineral utilizado na mistura (ASTM C 131/06), volume de vazios (NBR 12891/93), massa específica (ASTM C 127/07), deformação permanente obtida através do *Flow Number* (ABNT NBR 16505/16) e a curva de fadiga do material, obtida através do ensaio à compressão diametral (EN 12697-24/04).

Diante do exposto, o objetivo deste artigo é apresentar uma análise estrutural e financeira de duas estruturas de pavimentos projetadas pelas metodologias supracitadas. Assim, serão realizadas análises a respeito do comportamento das estruturas quanto à deformação permanente e ao trincamento por fadiga do revestimento. Uma das estruturas foi dimensionada pelo método do CBR e teve seu desempenho avaliado a partir do MeDiNa, e a outra foi dimensionada diretamente no MeDiNa.

As estruturas de pavimento propostas foram projetadas considerando o número de solicitações de eixo padrão (N) da duplicação de uma rodovia já existente, localizada no estado do Rio Grande do Sul, Brasil. O N considerado foi obtido a partir de dados da praça de pedágio de Venâncio Aires, referente ao trecho da BR 287, entre os municípios de Santa Cruz do Sul e Tabaí. Além de comparar o comportamento estrutural das estruturas, quanto ao fenômeno de fadiga (área trincada) e ao afundamento de trilha de roda (ATR), será apresentada uma projeção de custo para cada estrutura, a fim de avaliar o contexto financeira apresentada por elas, considerando as duas metodologias de projeto.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O número de solicitações para o período de projeto de dez anos foi estimado considerando a duplicação da rodovia BR 287, entre os municípios de Santa Cruz do Sul e Tabaí, ambos no estado do Rio Grande do Sul, Brasil, a partir do estudo de tráfego da Praça de Pedágio de Venâncio Aires, considerando o intervalo de janeiro de 2013 a agosto de 2021 (EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS, 2021). Dentro desse intervalo, foram realizadas análises dos volumes de tráfego mensais e as correspondentes solicitações de carga obtidas com a finalidade de obter o número N, calculado a partir do Fator de Equivalência de Carga (FEC) do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE). Definiu-se um acréscimo de 2,5% para o período de projeto, e assim, obter o número de solicitações de projeto.

Com o propósito de comparar a influência da espessura e/ou a adição de novas camadas, bem como o desempenho da estrutura, fora escolhido para a composição da estrutura de pavimento a seguinte constituição: subleito, sub-base granular, base de brita graduada simples e revestimento asfáltico. O dimensionamento do pavimento flexível, seguindo o método do CBR (DNER, 1981), denominado como ‘Estrutura 1’, foram considerados o ISC em conjunto ao número das solicitações. As espessuras das camadas de base e revestimento asfáltico foram determinadas conforme os preceitos do DNER (1981) e DNIT (2006). A ‘Estrutura 2’ foi dimensionada considerando o mesmo material no subleito e para o mesmo número de solicitações, porém foi empregada a metodologia mecânica-empírica do MeDiNa. No *framework* do MeDiNa foi considerado o sistema arterial principal que possui confiabilidade de 95% em suas análises, limitando o dimensionamento a 30% de trincamento por fadiga e a deformação permanente limite de 10 mm (DNIT, 2021).

### Materiais constituintes das estruturas

O solo utilizado no subleito é classificado como argiloso com comportamento laterítico (LG’) e foi avaliado por Santos et al. (2019) e Zago et al. (2021). Para avaliar o desempenho da Estrutura 01,

dimensionada pelo DNIT, ao longo dos dez anos para os quais ela foi projetada, utilizou-se a ferramenta ‘Avaliar Estrutura’ presente no MeDiNa. Fez-se necessário introduzir parâmetros relacionados ao comportamento resiliente e deformação permanente do solo, caracterizado por Zago et al. (2021), apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros adotados na estrutura do subleito (ZAGO *et al.*, 2021)

Subleito de solo argiloso			
Umidade ótima - Energia normal	19,6%	Índice de Suporte Califórnia - ISC	11%
Densidade máxima - Energia normal	1,67 kg/m <sup>3</sup>	DP - coef. de regressão $\psi_1$	0,87
MR - coef. de regressão $k_1$	215,02	DP - coef. de regressão $\psi_2$	0,01
MR - coef. de regressão $k_2$	0,23	DP - coef. de regressão $\psi_3$	1,21
MR - coef. de regressão $k_3$	-0,29	DP - coef. de regressão $\psi_4$	0,04

Para compor a estrutura, fez-se o uso de brita graduada simples, material com abundância no estado do Rio Grande do Sul, considerando materiais que compõem o banco de dados do MeDiNa, para aplicação na base e sub-base. A Brita Graduada - C6 foi utilizada para compor a sub-base e a Brita Graduada - C5 considerada na base das estruturas, conforme apresentados na Tabela 2. Por fim, para o revestimento asfáltico, optou-se por utilizar um concreto asfáltico 50/70, conforme a Tabela 3, intitulado dentro do banco de dados do MeDiNa como Classe 4.

Tabela 2. Parâmetros da base e sub-base

Parâmetros	Base (C5)	Sub-base (C6)
Coefficiente de Poisson	0,35	0,35
Contato		Não aderido
Energia de Compactação		Modificada
Abrassão Los Angeles (%)	43,0	43,0
Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,223	2,025
Umidade Ótima (%)	5,0	7,5
Módulo de Resiliência (MPa)	381,0	278,0
DP - coef. de regressão	0,0868	0,1294
DP - coef. de regressão	-0,2801	-0,0647
DP - coef. de regressão	0,8929	1,100
DP - coef. de regressão	0,0961	0,0735

Tabela 3. Parâmetros do concreto asfáltico de petróleo

Parâmetros	Classe 4
Coefficiente de Poisson	0,30
Contato	Aderido
Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,40
Módulo de Resiliência (MPa)	10492
Fadiga - coef. de regressão $k_1$	$1,91 \times 10^{-5}$
Fadiga - coef. de regressão $k_2$	-1,90

## Orçamento das estruturas dimensionadas

Após a realização do dimensionamento das estruturas e a avaliação do desempenho estrutural, foi efetuado o orçamento das propostas de composição, no qual utilizou-se como base o SICRO de outubro de 2021 e dados da Agência Nacional do Petróleo (ANP), considerando uma estimativa para mês de fevereiro. Posteriormente, por meio das composições disponibilizadas pelo DNIT, foram

orçadas as estruturas considerando um quilômetro de via, com geometria básica de 7,2 m de pista e 5,0 m de acostamento.

No orçamento foram considerados apenas os custos diretos de implantação da rodovia, sendo estes: execução de subleito, execução das bases granulares, pinturas de ligação e imprimação das camadas, revestimentos asfálticos e sinalizações a serem colocadas pelo percurso. Contudo, os Benefícios e Despesas Indiretas (BDI) e o custo de canteiro não foram analisados dentro deste orçamento. Os principais serviços considerados juntamente com seus custos unitários, nos quais foram acrescidos a seus valores a Distância Média de Transporte (DMT), sendo estipulados os locais de maior proximidade da localização da obra para retirada do material de jazidas são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Custos unitários por serviço para orçamentação (Fonte: DNIT, 2021; ANP, 2021; ANP, 2022)

Serviços	Custo Unitário
Regularização do Subleito	0,84 R\$/m <sup>2</sup>
Sub-base de Brita Graduada com Brita Produzida	137,80 R\$/m <sup>3</sup>
Base de Brita Graduada com Brita Produzida	155,96 R\$/m <sup>3</sup>
Imprimação com Asfalto Diluído	6,27 R\$/m <sup>2</sup>
Pintura de Ligação	1,53 R\$/m <sup>2</sup>
Concreto Asfáltico com Asfalto Polímero-faixa C - areia extraída, brita produzida	479,93 R\$/t
Concreto Asfáltico Modificado por Polímero (CAM)	5377,18 R\$/t
Custo de sinalização - pintura horizontal	33,69 R\$/m <sup>2</sup>
Custo de sinalização - placas de advertência	528,47 R\$/unid
Custo de sinalização - tacha refletiva bidirecional	18,35 R\$/unid

Após estabelecer os dados para o orçamento, foram realizados dois tipos de análises. A primeira se refere ao custo total, por quilômetro, para cada uma das estruturas propostas, comparando-as entre si. A segunda trata-se do orçamento total por quilômetro da via dividido pelo número de solicitações que o pavimento permaneceria sem sofrer excessivamente com os danos de fadiga ( $N_{fad}$ ) e/ou deformação permanente ( $N_{dp}$ ), levando em consideração os limites impostos ao tipo da via.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Estudo do tráfego

Através dos dados obtidos no período de oito anos da Praça de Pedágio de Venâncio Aires, foram analisados os volumes de tráfego mensais e as correspondentes solicitações de tráfego, para obtenção do valor N no período de projeto de dez anos. Na Tabela 5 são apresentados os tipos de eixo, com seu respectivo Fator de Veículo (FV), calculado com base no FEC da USACE, para cada uma das categorias. O Volume Diário Médio (VDM) obtido foi de 2671,51. As categorias de número 1, 7, 8 e 12 não foram consideradas nesta projeção.

Tabela 5. Fator de Veículo por eixo

Tipo de eixo	FV - USACE	Tipo de eixo	FV - USACE
2 - ESRS e ESRD	3,57	6 - ESRS, ETD e ETT	18,13
3 - ESRS e ETD	8,83	9 - ESRS, ESRD, ETD e ETT	21,42
4 - ESRS e ETT	9,58	10 - ESRS, ETD, ETD e ETT	26,68
5 - ESRS, ESRD e ETT	12,87	11 - ESRS, ETD, ETT e ETT	27,43

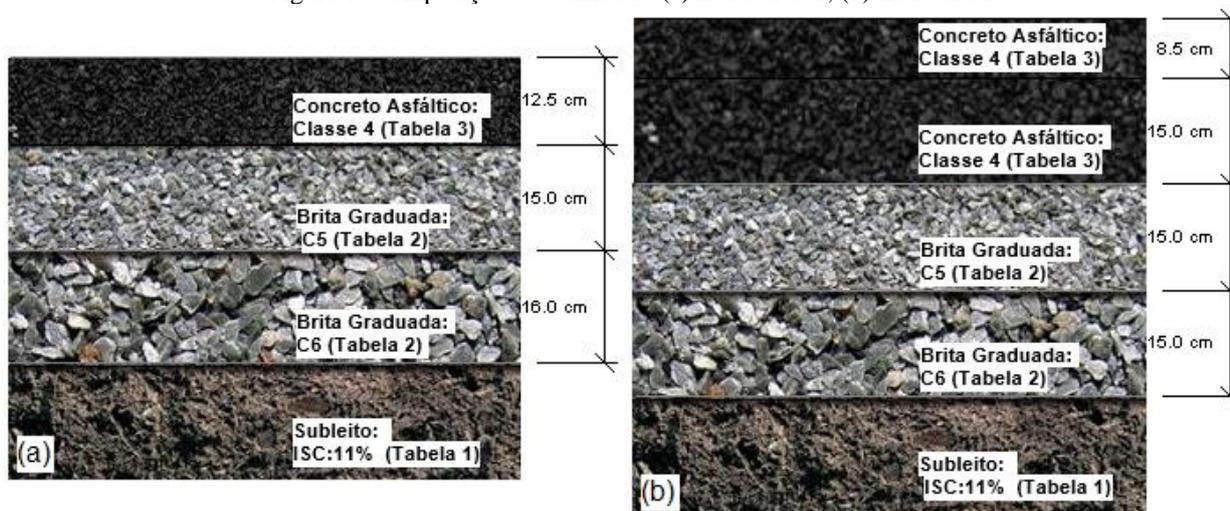
Onde: ESRS: Eixo Simples Roda Simples; ESRD: Eixo Simples Roda Dupla; ETD: Eixo Tandem Duplo; ETT: Eixo Tandem Triplo.

Em vista disso, o estudo resultou em um número N anual de  $5,93 \times 10^6$ , no final do primeiro ano de solicitação. Sendo uma taxa de crescimento de 2,5%, no período de 10 anos de solicitação previstos obteve-se um número de solicitações de carga (N de projeto) de  $6,65 \times 10^7$ . Este valor foi adotado para os dimensionamentos das estruturas hipotéticas da duplicação da BR 287.

### Estruturas dimensionadas

Mediante a metodologia do Método do CBR, dimensionou-se a Estrutura 01 para o pavimento flexível, com base no ISC de 11% do solo empregado no subleito e para o N de projeto supracitado. Essa estrutura foi composta por subleito de solo laterítico, sub-base granular de 16,0 cm, base de brita graduada simples de 15,0 cm e revestimento asfáltico de 12,5 cm. A Estrutura 02, dimensionada no MeDiNa, possui em sua composição os mesmos materiais constituintes da Estrutura 01, contudo, pela solicitação do tráfego e pelas particularidades dos materiais, avaliados conforme as normativas vigentes, fez-se necessário acrescentar uma camada de revestimento asfáltico. Assim, ela foi composta pelo subleito, uma camada de 15 cm de sub-base granular, camada de base de 15,0 cm de brita graduada simples, duas camadas de revestimento asfáltico convencional, com 15,0 e 8,5 cm de espessura, respectivamente. Ressalta-se que as espessuras para cada camada das estruturas foram dimensionadas através de cada método analisado, sendo adotado o menor valor para que as estruturas suportassem os esforços sofridos.

Figura 1. Composição das camadas: (a) Estruturas 1; (b) Estrutura 2



Os comportamentos das estruturas frente aos mecanismos de deterioração de trincamento por fadiga e afundamento de trilha de roda estão apresentados na Tabela 6, Figura 2 e Figura 3. Ao final do 24<sup>º</sup> mês de utilização, a Estrutura 1 apresentou 26,48% de área trincada por fadiga, próximo ao limite aceitável durante o período de projeto. Para o mesmo período, no que tange ao ATR, a estrutura ainda estaria dentro das condições de limite. No 27<sup>º</sup> mês, a Estrutura 1 ultrapassa o limite de área trincada e sofreria então, com o rompimento do revestimento por fadiga, o dano mais crítico avaliado. Ressalta-se ainda que essa estrutura ultrapassa o limite aceitável de 5 mm de ATR para o subleito, conforme demonstrado na Figura 4. Assim, conclui-se que, a estrutura projetada seguindo os preceitos do DNIT, com base no DNER (1981) é ineficiente estruturalmente para a solicitação de tráfego com estes materiais constituintes.

Em contrapartida, a partir do dimensionamento da Estrutura 2, ao término do período de 120 meses, a estrutura suportaria as solicitações com deterioração dentro do aceitável, desde que bem executada, apresentando 3,77 mm de ATR e 28,40% de área trincada. A diferença de espessura entre a estrutura 1 e a estrutura 2, dita o comportamento a respeito da previsão de desempenho ao longo dos anos. O

revestimento asfáltico é o principal responsável pela vida de fadiga da estrutura, sendo assim, ao elevar a espessura do revestimento, os esforços que as camadas adjacentes sofrerão, serão menores, logo, o dano também será menor.

Tabela 6. Desempenho das Estruturas 1 e 2 quanto ao ATR e área trincada

Tempo	N <sub>eq</sub>	Estrutura 1		Estrutura 2	
		ATR	Área trincada	ATR	Área trincada
1º mês	5,01x10 <sup>5</sup>	6,58 mm	3,22%	2,89 mm	1,77%
6º mês	3,02x10 <sup>6</sup>	7,22 mm	7,50%	3,18 mm	3,40%
12º mês	6,08x10 <sup>6</sup>	7,49 mm	12,49%	3,30 mm	4,57%
24º mês	1,23x10 <sup>7</sup>	7,78 mm	26,48%	3,43 mm	6,48%
36º mês	1,87x10 <sup>7</sup>	7,96 mm	46,5%	3,51 mm	8,3%
48º mês	2,53x10 <sup>7</sup>	8,08 mm	69,5%	3,57 mm	10,3%
120º mês	6,81x10 <sup>7</sup>	8,53 mm	99,0%	3,77 mm	28,4%

Figura 2. Comportamento da Estrutura 1 durante o período de projeto (método do CBR)

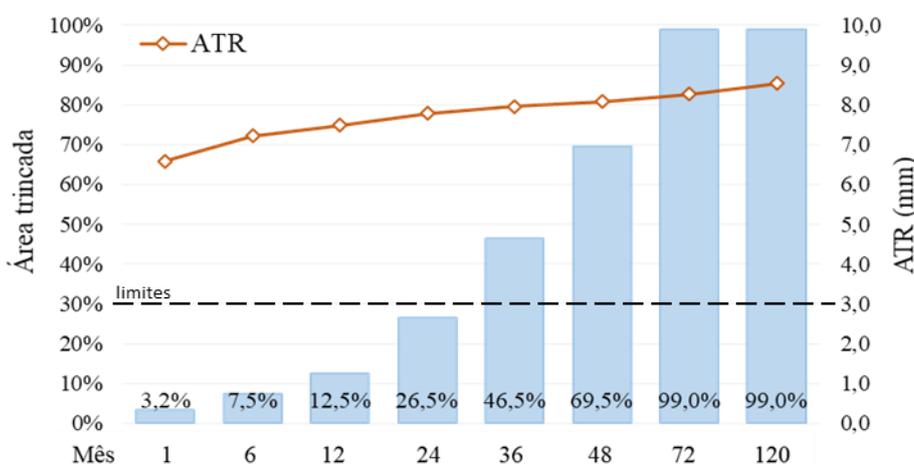
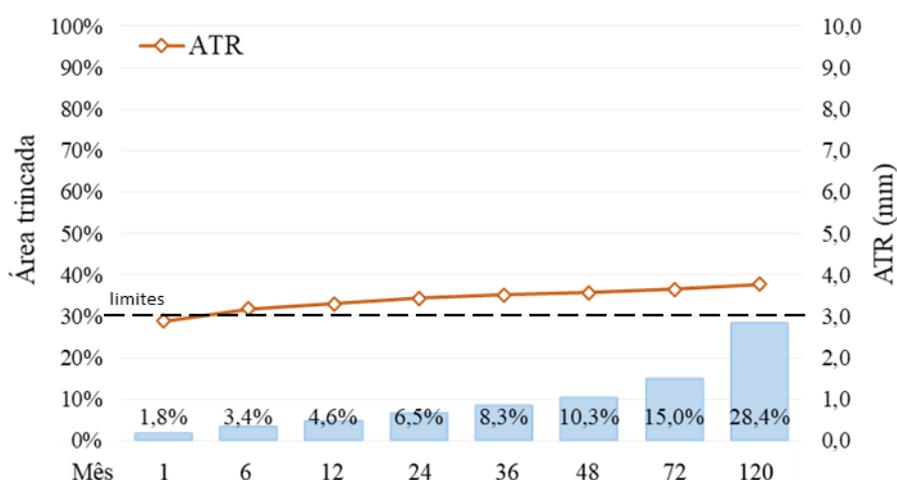


Figura 3. Comportamento da Estrutura 2 durante o período de projeto (MeDiNa)

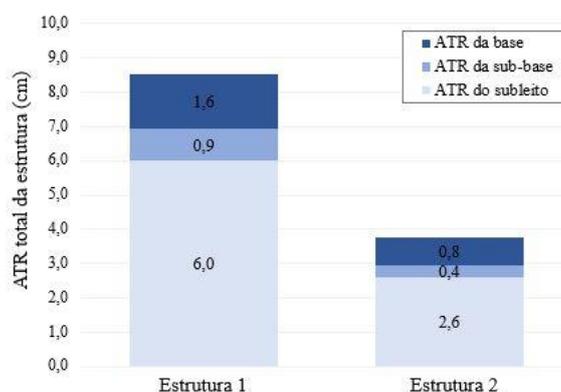


A Figura 4 demonstra o impacto que cada camada adjacente ao revestimento causa no ATR total da estrutura. Em ambas estruturas, os materiais constituintes do subleito, sub-base e base são os mesmos.

A diferença do comportamento das estruturas ao findar do período de projeto foi determinada pela espessura do revestimento asfáltico, visto que a estrutura 1, dimensionada pelo método do CBR, atingiu 8,53 mm, ao passo que a estrutura 2 apresentou um ATR de 3,77 mm.

A discrepância entre o comportamento das estruturas está relacionada à metodologia empregada no dimensionamento e as condicionantes de desempenho, visto que o método do CBR considera apenas a capacidade do subleito em suportar deformação cisalhante, ao passo que a estrutura dimensionada no MeDiNa exige uma melhor caracterização dos constituintes e é realizada visando a não ocorrência dos mecanismos de deterioração.

Figura 4. Parcela do ATR de cada camada adjacente ao revestimento



## Análise financeira

Ao finalizar as análises estruturais foram realizados orçamentos para um quilometro de rodovia, demonstrados na Tabela 7. A Estrutura 1, dimensionada pela metodologia empírica do DNIT, demandaria um investimento de R\$ 2.554.657,76 para execução. A Estrutura 2, dimensionada pelo MeDiNa, necessitaria de um investimento de R\$ 3.616.121,72 por quilômetro, incluindo custos adicionais como o aumento de pinturas de ligação devido as duas camadas de revestimento.

Tabela 7. Custos por etapas do orçamento total

	Estrutura 1	Estrutura 2
Orçamento total/km	R\$ 2.554.657,76	R\$ 3.616.121,72
Etapas Executivas		
Terraplanagem	10,54%	7,44%
Pavimentação	88,61%	91,95%
Sinalização	0,85%	0,60%

No item de terraplanagem foram considerados os serviços de escavação, carga, transporte e compactação. O item de pavimentação englobou os serviços de regularização de subleito, base e sub-base do material constituinte, imprimação com asfalto diluído, pintura de ligação e todos os constituintes do revestimento asfáltico. Por fim, no item sinalização, estão inclusos os serviços de sinalização horizontal, tacha refletiva bidirecional, além da sinalização vertical completa.

Quando comparada à Estrutura 1, a Estrutura 2 demandaria um acréscimo de 11,0 cm de revestimento asfáltico se fosse executada. Essa diferença de espessura de revestimento resulta num acréscimo no custo por quilômetro. Em contrapartida, com o aumento da espessura de revestimento e conseqüentemente, aumento do investimento, acarretaria o melhor desempenho estrutural.

Ao analisar o custo global por quilômetro de via, foi verificado que a Estrutura 2 teve um aumento no orçamento de 41,55%, quando comparado com a Estrutura 1. Porém, ao analisar esses valores por número de solicitações suportadas frente aos danos, observou-se que a Estrutura 1 resistiria apenas a

um pouco mais de dois anos de utilização, pois no 27º mês, ultrapassaria os limites de conservação e sofreria com o rompimento por fadiga do revestimento. Para avaliação do custo em relação ao N, considerou-se o  $N_{eq}$  do 27º mês de utilização ( $1,39 \times 10^7$ ), e o valor orçado por quilômetro desta estrutura, resultando no custo de R\$ 0,18 por solicitação do eixo padrão.

A Estrutura 2 apresentaria um bom desempenho ao longo da vida de projeto, resultando em um custo em relação ao número de solicitações de R\$ 0,053. Nessa conjuntura, pode haver questionamentos em relação ao alto custo global de implantação da estrutura dimensionada pelo MeDiNa, em razão de ser cerca de 41,55% mais onerosa que a outra estrutura. Entretanto, quando se é apresentado o custo total diluído em consequência do número de solicitações suportado pelo pavimento, esse investimento torna-se indispensável e eficiente.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir de uma via de tráfego real, utilizando um material de subleito da região já caracterizado, foram propostas estruturas utilizando duas metodologias distintas. Após o estudo do tráfego e a partir das análises verificadas, foi possível concluir que a estrutura dimensionada a partir do método do CBR, apesar de atingir todos os requisitos necessários de dimensionamento e projeto, ao ser avaliada no MeDiNa, resistiria até o 27º mês de utilização, vindo a romper por fadiga e necessitando alguma intervenção. Apesar de romper por fadiga, atenta-se que a estrutura também atingiria o limite máximo de ATR para o subleito (5 mm), embora não atingiria deformação permanente total durante todo o período de projeto.

Já a estrutura dimensionada pelo método mecanístico-empírico presente no MeDiNa, apresentaria um comportamento esperado durante os 10 anos de utilização, desde que bem executado, não sendo verificado nenhum dano excessivo por fadiga ou deformação permanente. Sendo assim, essa estrutura apresentaria uma melhor trafegabilidade para os usuários proporcionando os princípios básicos de uma rodovia, como conforto, segurança e maior economia ao rolamento.

Ao verificar o custo global das estruturas, constatou-se que a estrutura dimensionada pelo método MeDiNa é mais onerosa pelo aumento da camada de revestimento, sendo a etapa de pavimentação a de maior investimento. Porém, devido a estrutura dimensionada pelo método do CBR não apresentar comportamento de suporte suficientemente bom durante o período de projeto, o custo torna-se elevado tendo em vista o investimento a ser aplicado para realização de manutenções, após o rompimento precoce. Assim, analisando as estruturas visando o custo por número de solicitações suportadas, o valor e a implantação da via dimensionadas no MeDiNa torna-se promissora, diminuindo o número de intervenções no pavimento durante todo o período de utilização.

Diante disso, conclui-se que o método do CBR cumpriu seu propósito. Contudo, fica evidente a necessidade de considerar todos os materiais constituintes das camadas do pavimento buscando e caracterizá-los precisamente para desenvolver bons projetos na engenharia rodoviária, atentando-se também à execução.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 12891 – Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall**. Rio de Janeiro, 1993.

ABNT - Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR NM 248: Agregados – Determinação da Composição granulométrica**. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 16505 – Misturas Asfálticas – Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida**. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR NM 248 – Agregados – Determinação da Composição granulométrica**, Rio de Janeiro, 2016.

ANP - AGÊNCIA NACIONAL DE PETRÓLEO. **Preços médios ponderados mensais (produto / estado) de distribuição de produtos asfálticos.** Disponível em: <https://www.gov.br/anp/pt-br/assuntos/precos-e-defesa-da-concorrenca/precos/precos-de-distribuicao-de-produtos-asfalticos>, Acesso em 2022.

ASTM – American Society for Testing and Materials. **C131 - Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine.** USA, 2006.

ASTM – American Society for Testing and Materials **C127 - Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.** USA, 2007.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros,** Rio de Janeiro, PETROBRAS, ABEDA, 2010.

CARVALHO, C. A. B. **Estudo da Contribuição das Deformações Permanentes das Camadas de Solo na Formação das Trilhas de Roda num Pavimento Flexível.** Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos -Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

CERNI, G., CARDONE, F., VIRGILI, S., CAMILLI, S. **Characterization of Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials Under Repeated Triaxial Loading.** Construction and Building Materials, 28. p. 79-87, 2012.

CNT - Confederação Nacional do Transporte. **Conjuntura do Transportes: Investimentos da União e das Concessionárias em infraestrutura de transporte.** Brasil, 2021.

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis.** Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Rio de Janeiro, 1981.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Relatório analítico de composição de custos-região sul, outubro 2021.** Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/custos-e-pagamentos-dnit/sistemas-de-custos/sicro/sul/rio-grande-do-sul/2021/outubro/outubro-2021>, 2022.

DNIT – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **Manual de Ajuda Programa MeDiNa versão 1.1.5,** Brasil, 2020.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes. **DNIT 134: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método do ensaio.** Rio de Janeiro, 2018a.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes. **DNIT 179: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução do ensaio.** Rio de Janeiro, 2018b.

DNIT – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **Publicação IPR – 719: Manual de pavimentação.** 3ed. Rio de Janeiro, 2006.

DNIT – Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. **Publicação IPR – 719: Manual de pavimentação.** Rio de Janeiro, 2006.

EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIA. **Volumes de tráfego da praça de pedágio de Venâncio Aires.** Disponível em: <https://www.egr.rs.gov.br/conteudo/1716/volume-de-trafego>, 2021.

EN 12697-24 – **Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt: Restintance to fadigue.** Comissão Europeia de Normalização. Bruxelas, Bélgica, 2004.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecânico empírico de pavimentos asfálticos - SisPav.** Rio de Janeiro, 2007. 294 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. **Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método de análise mecânico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos: manual de utilização do programa MeDiNa.** Versão 1.1.5. Rio de Janeiro, 2020.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecânico empírico de pavimentos asfálticos - SisPav.** Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007

SANTOS, T. A. et al. **Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul.** Revista Transportes, v. 27, n. 1. p. 48-64, 2019.

ZAGO, J. P. et al. **Study of the permanent deformation of three soils employed in highway subgrades in the municipality of Santa Maria-RS, Brazil.** International Journal of Pavement Research and Technology, v. 14, p. 729-739, 2021.

## AValiação DO MODELO DE ENQUADRAMENTO RESILIENTE DE MELHOR ADERÊNCIA AO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS LATERÍTICOS DO INTERIOR DO ESTADO DE SÃO PAULO

*Cláudio Rafael Cicuto Landim Alves Moreira<sup>1</sup>; José Maria de Camargo Barros<sup>2</sup>; Antônio Carlos Rodrigues Guimarães<sup>3</sup>; Filipe Almeida Corrêa do Nascimento<sup>4</sup>; Gerson Alves Bastos<sup>5</sup>*

### RESUMO

O módulo de resiliência (MR), utilizado nos projetos de dimensionamento de pavimentos, é um dos parâmetros mais importantes na previsão do comportamento e desempenho dos solos e deve ser caracterizado com precisão, por meio de ensaios que comprovem o comportamento mecânico dos materiais.

O presente artigo apresenta os resultados obtidos numa investigação experimental de laboratório em que foram realizados ensaios triaxiais cíclicos de acordo com a norma do DNIT 134/2018-ME sobre 10 amostras de solo arenoso fino laterítico coletadas no subleito da rodovia SP-255. A partir dos resultados obtidos, foram avaliados 12 modelos constitutivos para o módulo resiliente.

Diversos modelos apresentaram excelentes resultados para os diversos solos. Destacam-se os propostos por Ooi *et al.* (2004a, 2004b), Pezo (1993), Ni *et al.* (2002) e Hopkins *et al.* (2001), todos apresentando coeficientes de determinação médios superiores a 0,98. Por outro lado, dois dos modelos, Seed *et al.* (1967) e Johnson *et al.* (1986), apresentaram os piores resultados em termos de coeficiente de determinação. Os valores médios de  $R^2$  obtidos com esses modelos foram da ordem de 0,92.

Outro ponto que chamou a atenção é que o modelo composto proposto por Pezo (1993), recomendado para materiais granulares e/ou coesivos, que emprega as tensões  $\sigma_3$  (tensão confinante) e  $\sigma_d$  (tensão desvio aplicada), e que é utilizado no software MeDiNa, mesmo obtendo bons resultados para fins de projeto, nem sempre é o melhor para representar o universo de solos brasileiros, necessitando de testes e comparações com outros modelos na fase de projeto.

**PALAVRAS-CHAVES:** Módulo de resiliência; Ensaio triaxial cíclico; Pavimento

### ABSTRACT

*The resilient modulus (MR) used in pavement design projects is one of the most important parameters in predicting the behavior and performance of soils and must be accurately characterized through tests that prove the mechanical behavior of materials.*

*This article presents the results obtained from an experimental laboratory investigation in which cyclic triaxial tests were carried out in accordance with the DNIT 134/2018-ME norm, on 10 samples of fine sandy lateritic soil, collected in the subgrade of the SP-255 highway. From the results obtained, 12 constitutive models were evaluated for the resilient modulus.*

*Several models showed excellent results for the various soils. Of particular note are those proposed by Ooi *et al.* (2004a, 2004b), Pezo (1993), Ni *et al.* (2002) and Hopkins *et al.* (2001) all presenting average coefficients of determination higher than 0.98. On the other hand, two of the models, Seed *et al.* (1967) and Johnson *et al.* (1986) presented the worst results in terms of coefficient of determination. The average  $R^2$  values obtained with these models were of 0.92.*

*Another point that drew attention is that the composite model, proposed by Pezo (1993), recommended for granular and/or cohesive materials, which employs the stresses  $\sigma_3$  (confining pressure) and  $\sigma_d$  (applied deviatoric stress) used in the MeDiNa software is not always the best to represent the universe of Brazilian soils, even getting good results for design purposes. Tests and comparisons with other models are required in the design phase.*

**KEYWORDS:** Resilient modulus; Cyclic triaxial test; Pavement

<sup>1</sup>Programa de Pós-graduação em Habitação: Planejamento e Tecnologia, IPT, [claudio.moreira@ensino.ipt.br](mailto:claudio.moreira@ensino.ipt.br)

<sup>2</sup>Programa de Pós-graduação em Habitação: Planejamento e Tecnologia, IPT, [jmbarros@ipt.br](mailto:jmbarros@ipt.br)

<sup>3</sup>Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, IME, [guimaraes@ime.eb.br](mailto:guimaraes@ime.eb.br)

<sup>4</sup>Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, IME, [filipe.nascimento@ime.eb.br](mailto:filipe.nascimento@ime.eb.br)

<sup>5</sup>Pesquisador independente, [gabastos@hotmail.com](mailto:gabastos@hotmail.com)

## 1. INTRODUÇÃO

Ao analisar a malha rodoviária do país, percebe-se que dos 1,72 milhões de quilômetros de estradas no Brasil, somente 12,4% da extensão total (213,5 mil quilômetros) são pavimentados. Este ínfimo número de estradas pavimentadas é fruto principalmente de dois fatores, os reduzidos recursos públicos e os altos custos dos materiais empregados na pavimentação (CNT, 2021).

Apesar de diversos avanços no estudo da mecânica dos pavimentos utilizando solos tropicais, quando do projeto de pavimentos no Brasil há uma enorme carência de modelos mecanísticos-empíricos nacionais que levem em conta as características de nossos materiais, clima, variação de tráfego, excesso de carga e outros efeitos.

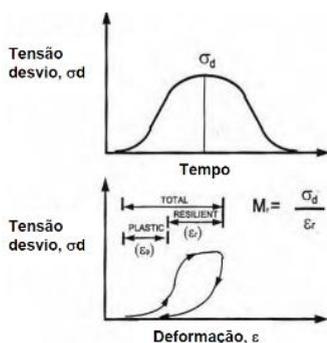
O comportamento resiliente é um dos maiores responsáveis pelo desempenho na vida útil das estruturas de pavimentos, sendo que a deformabilidade resiliente pode ser uma das causas de trincas por fadiga comuns nas rodovias brasileiras devido às solicitações sucessivas (MEDINA; MOTTA, 2015).

O artigo tem como objetivo avaliar, dentre os diversos modelos constitutivos disponíveis na literatura internacional para o módulo resiliente, qual apresenta melhor aderência ao real comportamento mecânico dos solos brasileiros analisados. Este estudo foi desenvolvido a partir da análise dos resultados de ensaios triaxiais cíclicos em 10 amostras de solos arenosos finos de comportamento laterítico do subleito da rodovia SP-255, um dos principais segmentos rodoviários do estado de São Paulo, ligando os estados de Minas Gerais e Paraná (Moreira, 2022). O comportamento de solos lateríticos já foi exaustivamente estudado por Nogami e Villibor (1980, 1985) e por diversos outros autores como Ignatius (1988, 1991), Barros (1997) e Guimarães (2009).

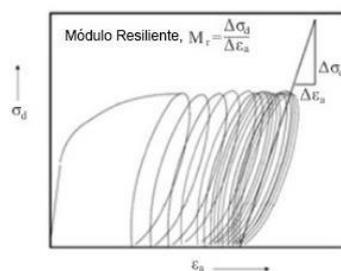
## 2. CONSIDERAÇÕES SOBRE O MÓDULO RESILIENTE

A resiliência é a característica que um material apresenta de recuperar a sua forma original após ser submetido a uma deformação elástica. Em outras palavras, “a energia armazenada em um corpo deformado é restaurada quando cessa a tensão causadora da deformação elástica” (PINTO e PREUSSLER, 2001). A Figura 1 mostra os três tipos de deformação axial (permanente ou plástica, resiliente, elástica ou recuperável e total) que um corpo de prova sofre ao ser submetido a um carregamento axial cíclico em laboratório ( $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ ), após ser adensado sob uma pressão confinante ( $\sigma_3$ ) constante.

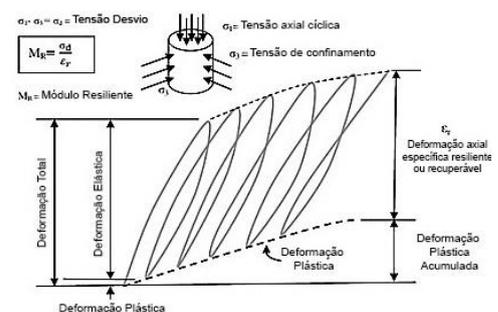
Sob carregamento cíclico, os solos são caracterizados por um rápido crescimento das deformações permanentes a partir dos primeiros ciclos de carregamento. Como mencionado por Huang (2004), se o nível de carregamento for baixo comparado com a resistência do solo, à medida que o número de ciclos aumenta, estas deformações se estabilizam (Figura 2) e o comportamento torna-se essencialmente reversível, permitindo definir um módulo chamado de módulo resiliente (YODER & WITZACK, 1975). O módulo resiliente representa o módulo no descarregamento após muitos ciclos de carregamento repetido permitindo simular o tráfego de rodovias.



**Figura 1** – Tipos de deformação em carregamento axial cíclico (NCHRP, 2008 p. 3).



**Figura 2** – Definição do módulo de resiliência (HOPKINS, BECKHAM e SUN, 2004 p. 89).



**Figura 3** – Deformação pela ação de carregamento repetido (HUANG, 2004 p. 280).

No final dos anos de 1920 e 1930, Francis Hveem, engenheiro residente da divisão de rodovias da Califórnia, observando o comportamento dos pavimentos, identificou que a fadiga era um dos principais fenômenos responsáveis pela ruptura dos materiais (VALLERGA & LOVERING, 1985). Em 1938, Hveem realizou medições em campo com a utilização da viga de Benkelman, e notou que pequenos deslocamentos levavam a tensões de tração no revestimento, e em repetidas vezes acumulavam deformações até apresentar a fadiga (HVEEM, 1955).

O módulo de resiliência de um material, introduzido por Hveem, foi determinado pela primeira vez em laboratório em ensaio triaxial por Seed e Fead na década de 50, já empregando o carregamento cíclico (SEED et al., 1962).

No ensaio de carregamento triaxial cíclico, o módulo de resiliência MR é definido como a relação entre a tensão desvio axial repetida  $\sigma_d$  (que corresponde à diferença entre as tensões principais maior e menor) e a deformação axial recuperável  $\epsilon_r$  (YODER & WITZACK, 1975):

$$MR = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_r} = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (1)$$

onde: MR = Módulo de resiliência;  $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$  = tensão desvio aplicada repetidamente;  $\sigma_1$  = tensão principal maior;  $\sigma_3$  = tensão principal menor ou confinamento, conhecida como confinante;  $\epsilon_r = \frac{\Delta h}{H_0}$  = deformação específica axial resiliente ou recuperável;  $\Delta h$  = máximo deslocamento axial resiliente registrado;  $H_0$  = altura inicial de referência do corpo de prova cilíndrico entre as alças de apoio dos LVDTs.

Na Tabela 1, são apresentados as faixas e os valores típicos de MR de materiais granulares, estudados com o teor ótimo de umidade de acordo com o sistema unificado de classificação de solos SUCS (NCHRP 1-37A, 2004).

**Tabela 1:** Valores típicos do módulo de resiliência de materiais granulares (NCHRP 1-37A, 2004)

Materiais	Módulo resiliente (MPa)		
	Mínimo	Mediano	Máximo
Cascalho ou cascalho arenoso, bem graduado	272	283	290
Cascalho ou cascalho arenoso, mal graduado	245	262	276
Cascalho argiloso ou cascalho de areia de argiloso	166	148	259
Areia ou cascalho de areia, bem graduada	193	221	259
Areia ou cascalho de areia, mal graduada	166	193	228
Areia sedimentada ou cascalho de areia sedimentada	193	221	259
Areia argilosa ou areia de cascalho argilosa	148	166	193

### 3. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

É de há muito reconhecido que o módulo de resiliência é um importante indicador do comportamento mecânico dos materiais de pavimentação. Entretanto, mesmo que aplicada a metodologia proposta pela AASHTO a partir do ano de 2002 (Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide ou M-E PDG), não se dispõe de modelos e ou calibrações específicas voltados a solos encontrados nas regiões tropicais (FERRI, 2018).

Questiona-se então qual o modelo, dentre os diversos disponíveis, apresenta melhor aderência ao real comportamento mecânico dos solos do interior paulista, dada a sua formação pedológica já estudada por Nogami e Villibor (1980, 1985) e diversos outros autores.

Segundo NCHRP (2008), os modelos de enquadramento do MR que abordam ambos os efeitos do confinamento externo e da tensão de cisalhamento nas propriedades resilientes em solos granulares e coesivos devem ser testados. Além disso, esses modelos não-lineares podem ser usados em um formato semi-log, que podem resultar em melhores análises de tensões no subleito.

Os principais modelos utilizados e suas respectivas referências estão apresentados na Tabela 2.

**Tabela 2 - Modelos de enquadramento do MR (Elaborada pelo autor, 2022)**

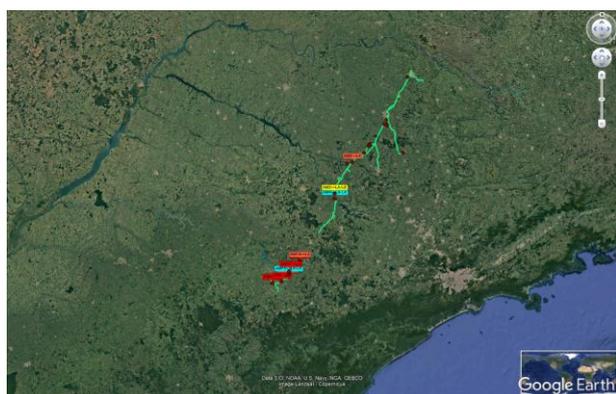
Modelos	Autores	Tipo de material
$MR = k_1 \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{k_2}$	Dunlap (1963) apud Hicks & Monismith (1971)	Granular
$MR = k_1 \left( \frac{\sigma_{sum}}{P_a} \right)^{k_2}$	Seed <i>et al.</i> (1967) apud Nataatmadja & Parkin (1989)	Granular - Coesivo
$MR = k_1 P_a \left( \frac{\sigma_{sum}}{P_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\sigma_d}{P_a} \right)^{k_3}$	Uzan (1985) apud Santha (1994)	Granular - Coesivo
$MR = k_1 P_a \left( \frac{\sigma_{sum}}{P_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^{k_3}$	Witczak e Uzan (1988)	Granular - Coesivo
$MR = k_1 \left( \frac{\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1}{\tau_{oct}} \right)^{k_2}$	Johnson <i>et al.</i> , (1986)	Granular - Coesivo
$MR = k_1 P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\sigma_d}{P_a} \right)^{k_3}$	Pezo (1993) apud Macedo (1996) apud Ferreira (2002)	Granular - Coesivo
$MR = k_1 \left( \frac{\sigma_3}{P_a} + 1 \right)^{k_2} \left( \frac{\sigma_d}{P_a} + 1 \right)^{k_3}$	Hopkins <i>et al.</i> , (2001)	Granular - Coesivo
$MR = k_1 P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} + 1 \right)^{k_2} \left( \frac{\sigma_d}{P_a} + 1 \right)^{k_3}$	Ni <i>et al.</i> , (2002)	Granular - Coesivo
$MR = k_1 P_a \left( \frac{\sigma_{sum}}{P_a} + 1 \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{k_3}$	NCHRP1-37A (2004)	Universal não-linear
$MR = k_1 P_a \left( \frac{\sigma_{sum}}{P_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\sigma_d}{P_a} + 1 \right)^{k_3}$	NCHRP1-28A (2004) e M-E PDG	Universal não-linear
$MR = k_1 P_a \left( \frac{\sigma_{sum}}{P_a} + 1 \right)^{k_2} \left( \frac{\sigma_d}{P_a} + 1 \right)^{k_3}$	Ooi <i>et al.</i> , (2004a)	Granular - Coesivo
$MR = k_1 P_a \left( \frac{\sigma_{sum}}{P_a} + 1 \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{k_3}$	Ooi <i>et al.</i> , (2004b)	Granular - Coesivo

Legenda: MR: Módulo de resiliência; k1, k2 e k3: Constantes determinadas experimentalmente (Parâmetros de regressão);  $\sigma_{sum} = \theta$ : Soma das tensões principais ou invariante de tensões;  $\tau_{oct}$ : Tensão de cisalhamento octaédrica;  $P_a$ = Tensão de referência (=100 kPa ou 0,1 MPa);  $\sigma_3$  = Tensão confinante aplicada;  $\sigma_d$ = Tensão desvio aplicada.

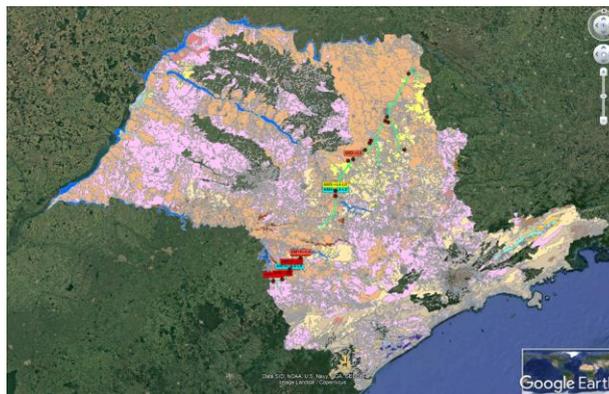
## 4. METODOLOGIA ADOTADA

### 4.1 MATERIAIS DO ESTUDO

Foram coletadas 10 amostras de materiais do subleito, na rodovia SP-255. Nas Figuras 4 e 5 e Tabela 3, são apresentadas as localizações das amostras estudadas e a caracterização pedológica preliminar conforme consolidado por Rossi (2017).



**Figura 4** – Mapa de localização das 18 amostras (AM 01 à AM 18) coletadas no corredor rodoviário do Interior Paulista (Google Maps, 2022).



**Figura 5** – Mapa pedológico das mesmas amostras coletadas no corredor rodoviário do Interior Paulista (ROSSI, 2017).

**TABELA 3** – Localização e pedologia das amostras (Elaborada pelo autor, 2022)

Amostras	Rodovias	km	Município	Latitude	Longitude	Pedologia
AM1	SP-281	60,50	Riversul a Barão de Antonina	-23,709999	-49,506526	LVA1
AM2	SP-225	83,20	Araraquara a Jaú	-21,902356	-48,305105	LV23
AM3	SP-225	164,63	Jaú a Barra Bonita	-22,375987	-48,569502	NV6
AM4	SP-225	178,00	Jaú a Barra Bonita	-22,448063	-48,563712	NV2
AM5	SP-225	295,13	Itaí a Taquarituba	-23,384972	-49,094345	NV5
AM6	SP-225	344,38	Coronel Macedo a Itaporanga	-23,682917	-49,365372	PVA23
AM7	SP-225	320,62	Taquarituba a Coronel Macedo	-23,529782	-49,249272	LV16
AM8	SP-225	292,90	Itaí a Taquarituba	-23,368921	-49,084236	LV17
AM9	SP-225	326,26	Taquarituba a Coronel Macedo	-23,579117	-49,255922	LV23
AM10	SP-255	7,40	Ribeirão Preto a Araraquara	-23,597793	-49,268237	LV20

Legenda: AM 06 - Argissolos Vermelho-Amarelos (PVA23); AM7 e AM8 - Latossolos Vermelhos (LV16); AM10 - Latossolos Vermelhos (LV20); AM2, AM9 - Latossolos Vermelhos (LV23); AM1 - Latossolos Vermelho-Amarelos (LVA1); AM4 - Nitossolos Vermelhos (NV2); AM5 - Nitossolos Vermelhos (NV5); AM3 - Nitossolos Vermelhos (NV6).

Nas Figuras 6 a 9 apresentam-se fotos obtidas durante as coletas dos materiais, sendo que todas as amostras foram provenientes do subleito.



**Figura 6-** Coleta de material, areia laterítica – LA', da região de Araraquara a Jaú.



**Figura 7-** Coleta de material, areia argilosa – LA-LG', da região de Jaú a Barra. Bonita.



**Figura 8-** Coleta de material do tipo areia siltosa – LA-LA', da região de Jaú a Barra Bonita.



**Figura 9-** Coleta de material, areia laterítica quartzosa – LA, da região de Itaí-SP.

## 4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

As amostras coletadas foram submetidas aos ensaios de composição granulométrica, massa específica aparente para agregado graúdo e agregado miúdo (fino), limites de consistência (LL, LP e IP), massa específica real dos agregados, expansibilidade, classificação MCT pelo método expedito, determinação da curva de compactação e determinação do módulo de resiliência, em conformidade com as normas vigentes apresentadas na Tabela 4. Logo abaixo na Figura 10 apresentam-se algumas imagens do processo de caracterização.

**TABELA 4 –** Normatização dos ensaios laboratoriais realizados (elaborada pelo autor, 2022)

Propriedades/Parâmetros	Norma
Determinação da composição granulométrica	NBR 7217:1987
Massa específica aparente - Agregado graúdo e fino	DNER-ME 195-97 / DNER-ME 084-95
Limite de liquidez	NBR 6459:2016
Limite de plasticidade	NBR 7180:2016
Massa específica real dos agregados	NBR 6458:2016
Expansibilidade	DNIT 160/2012-ME
Análise granulométrica	NBR 7181:1984
Classificação MCT - Método expedito	NOGAMI e VILLIBOR (1994)
Ensaio de compactação	NBR 7182:1982
Ensaio de módulo de resiliência	DNIT 134/2018-ME

**Figura 10-** Secagem e compactação dos materiais (Elaborada pelo autor, 2022)



### 4.3 ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

Os ensaios de determinação do módulo resiliente (Figura 11) seguiram o procedimento da nova norma do DNIT 134/2018-ME, na condição drenada, não havendo controle do efeito de sucção e desconsiderando o acúmulo de poro pressão, tendo sido os corpos de prova compactados na energia de Proctor normal e na umidade ótima, com dimensões de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura.

**Figura 11-** Equipamento triaxial cíclico (Elaborada pelo autor, 2022)



## 5. RESULTADOS

### 5.1. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A Tabela 5 apresenta os resultados da caracterização geotécnica dos solos, podendo-se verificar que se trata de solos arenosos finos de características lateríticas.

**TABELA 5** – Resultados da caracterização geotécnica dos materiais (Elaborada pelo autor, 2022)

Amostras	Táctil visual	HRB	MCT	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedreg. (%)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)
AM 01	Areia Argilosa	A-2-4	LA'	24,6	6,7	68,4	0,3	21	15	6
AM 02	Areia Argilosa	A-2-4	LA	10,8	8,4	72,0	8,8	16	13	3
AM 03	Areia Argilosa	A-6	LA-LG'	32,3	18,6	36,9	12,2	32	20	12
AM 04	Areia Argilosa	A-2-4	LA-LA'	12,9	11,3	66,6	9,2	18	15	3
AM 05	Areia Argilosa	A-2-4	LA'	12,6	7,0	79,9	0,5	17	13	4
AM 06	Areia Argilosa	A-2-4	LA'	12,5	11,6	75,9	---	17	14	3
AM 07	Areia Argilosa	A-2-4	LA'	12,7	12,4	74,9	---	17	13	4
AM 08	Areia Argilosa	A-2-4	LA	15,0	9,1	75,8	0,1	18	14	4
AM 09	Areia Argilosa	A-6	LA-LA'	29,2	9,0	60,9	0,9	27	16	11
AM 10	Areia Argilosa	A-2-4	LA	13,4	9,2	77,0	0,4	17	14	3

Legenda: Classificação Táctil visual; Classificação HRB; Classificação MCT; Fração de material de argila, silte e areia (%); LL: Limite de Liquidez (%); LP: Limite de Plasticidade (%); IP: Índice de Plasticidade (%).

## 5.2. MÓDULO RESILIENTE

Na Tabela 6 são apresentadas, as constantes de regressão dos modelos constitutivos de previsibilidade do MR indicados na Tabela 2, e os coeficientes de determinação ( $R^2$ ) calculados.

**TABELA 6** – Constantes das regressões e coeficientes de determinação ( $R^2$ )

Amostra	Dunlap (1963)	Seed et al. (1967)	Uzan (1985)	Witczak e Uzan (1988)	Johnson et al. (1986)	Pezo (1993)	Hopkins et al. (2001)	Ni et al. (2002)	NCHRP1-37A (2004)	NCHRP1-28A (2004)	Ooi et al. (2004a)	Ooi et al. (2004b)	
AM 01	k1	266,0446	155,4183	1,1254	0,9028	29,3070	2,7494	140,4004	1,4040	1,5919	1,6843	1,0061	0,9626
	k2	0,3578	0,3251	0,6494	0,6494	0,3290	0,4103	1,0336	1,0336	0,5760	0,6041	0,8636	0,8327
	k3	-	-	-0,2930	-0,2930	-	-0,0534	-0,0933	-0,0933	-0,6173	-0,4721	-0,5363	-0,7230
	R <sup>2</sup>	0,9804	0,9229	0,9856	0,9856	0,9643	0,9859	0,9631	0,9857	0,9896	0,9843	0,9841	0,9841
AM 02	k1	264,0095	96,0028	0,6625	0,5209	6,4389	2,5702	81,2547	0,8125	0,9335	0,9874	0,4789	0,4550
	k2	0,6660	0,6192	0,9854	0,9854	0,5514	0,6238	1,5303	1,5303	0,8763	0,9037	1,2738	1,2400
	k3	-	-	-0,3199	-0,3199	-	0,0432	0,0733	0,0733	-0,5477	-0,4285	-0,5403	-0,7103
	R <sup>2</sup>	0,9946	0,9693	0,9949	0,9949	0,9185	0,9959	0,9956	0,9878	0,9895	0,9972	0,9849	0,9963
AM 03	k1	182,3804	131,0667	0,8519	0,6389	34,8361	2,0057	120,9232	1,2092	1,3647	1,4631	0,8909	0,8457
	k2	0,2373	0,1932	0,6211	0,6211	0,2488	0,3963	1,0366	1,0366	0,5145	0,5497	0,8248	0,7806
	k3	-	-	-0,3827	-0,3827	-	-0,1570	-0,3032	-0,3032	-0,8141	-0,6150	-0,7092	-0,9583
	R <sup>2</sup>	0,8807	0,7495	0,9692	0,9692	0,9652	0,9732	0,9826	0,9826	0,9558	0,9668	0,9894	0,9849
AM 04	k1	235,8140	105,4245	0,7263	0,5674	10,5372	2,3764	90,6018	0,9060	1,0465	1,1066	0,5806	0,5542
	k2	0,5342	0,4903	0,8607	0,8607	0,4621	0,5464	1,3621	1,3621	0,7396	0,7705	1,1123	1,0732
	k3	-	-	-0,3284	-0,3284	-	-0,0126	-0,0172	-0,0172	-0,5615	-0,4416	-0,5530	-0,7242
	R <sup>2</sup>	0,9940	0,9520	0,9926	0,9926	0,9433	0,9941	0,9967	0,9967	0,9799	0,9832	0,9956	0,9935
AM 05	k1	258,6665	88,3402	0,5799	0,4499	4,3273	2,4774	67,8433	0,6784	0,8307	0,8904	0,3868	0,3585
	k2	0,7397	0,6389	1,0563	1,0563	0,6079	0,6712	1,8074	1,8074	0,9968	1,0147	1,4525	1,4334
	k3	-	-	-0,3376	-0,3376	-	0,0604	0,0603	0,0603	-0,7066	-0,5243	-0,6573	-0,9025
	R <sup>2</sup>	0,9862	0,9586	0,9827	0,9827	0,8842	0,9886	0,9797	0,9797	0,9864	0,9856	0,9849	0,9878
AM 06	k1	217,8965	72,2584	0,4627	0,3495	3,3215	2,1284	60,1935	0,6019	0,6866	0,7375	0,3262	0,3047
	k2	0,7391	0,6741	1,1103	1,1103	0,6219	0,7009	1,7216	1,7216	1,0141	1,0413	1,4501	1,4178
	k3	-	-	-0,3730	-0,3730	-	0,0372	0,0465	0,0465	-0,7024	-0,5377	-0,6546	-0,8740
	R <sup>2</sup>	0,9976	0,9697	0,9970	0,9970	0,9222	0,9983	0,9903	0,9903	0,9945	0,9954	0,9978	0,9982
AM 07	k1	269,0886	109,9630	0,6952	0,5303	6,1872	2,6525	74,5266	0,7453	1,0261	1,1163	0,4562	0,4078
	k2	0,6532	0,4822	0,9637	0,9637	0,5637	0,6324	2,0423	2,0423	0,9691	0,9801	1,5112	1,5124
	k3	-	-	-0,3600	-0,3600	-	0,0144	-0,0621	-0,0621	-0,9169	-0,6570	-0,8499	-1,2131
	R <sup>2</sup>	0,9379	0,8863	0,9187	0,9187	0,8197	0,9381	0,9283	0,9283	0,9428	0,9367	0,9307	0,9428
AM 08	k1	285,5679	132,7358	0,9468	0,7530	15,3530	2,8676	115,1666	1,1517	1,3275	1,3976	0,7612	0,7298
	k2	0,5021	0,4662	0,8058	0,8058	0,4348	0,5086	1,2769	1,2769	0,6890	0,7190	1,0433	1,0056
	k3	-	-	-0,3047	-0,3047	-	-0,0067	-0,0053	-0,0053	-0,5106	-0,4047	-0,5116	-0,6674
	R <sup>2</sup>	0,9933	0,9547	0,9926	0,9926	0,9438	0,9934	0,9938	0,9938	0,9797	0,9830	0,9945	0,9922
AM 09	k1	257,1848	176,1762	1,2804	1,0233	49,6038	2,7252	161,4814	1,6148	1,8122	1,9029	1,2513	1,2156
	k2	0,2560	0,2253	0,5497	0,5497	0,2464	0,3462	0,9021	0,9021	0,4144	0,4511	0,6990	0,6488
	k3	-	-	-0,2980	-0,2980	-	-0,0940	-0,1603	-0,1603	-0,4807	-0,3931	-0,4941	-0,6272
	R <sup>2</sup>	0,9413	0,8494	0,9701	0,9701	0,9697	0,9716	0,9832	0,9832	0,9168	0,9318	0,9659	0,9516
AM 10	k1	257,8706	122,4941	0,9057	0,7485	13,1800	2,5135	99,9154	0,9992	1,2126	1,2630	0,6889	0,6656
	k2	0,5023	0,4396	0,7470	0,7470	0,4437	0,4630	1,3205	1,3205	0,6420	0,6697	1,0261	0,9872
	k3	-	-	-0,2536	-0,2536	-	0,0343	0,0283	0,0283	-0,4321	-0,3417	-0,4809	-0,6293
	R <sup>2</sup>	0,9919	0,9667	0,9911	0,9911	0,9078	0,9934	0,9916	0,9916	0,9847	0,9865	0,9932	0,9926
R <sup>2</sup> médio	0,9698	0,9180	0,9795	0,9550	0,9239	0,9833	0,9805	0,9805	0,9714	0,9748	0,9834	0,9824	
Classificação ordenada	9°	12°	6°	10°	11°	2°	4°	5°	8°	7°	1°	3°	

Legenda: MR: Módulo de resiliência (MPa); k1, k2 e k3: Constantes determinadas experimentalmente (Parâmetros de regressão); R<sup>2</sup>: Coeficiente de determinação, Classificação ordenada: critério de 1° a 10° colocação.

## 6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Pelos resultados apresentados na Tabela 6, verifica-se que diversos modelos apresentaram excelentes resultados para os diversos solos. Nota-se por outro lado que dois dos modelos, Seed et al. (1967) e Johnson et al. (1986), apresentaram os piores resultados em termos de coeficiente de determinação médios.

Na Tabela 7 apresenta-se para cada solo o melhor enquadramento obtido, bem como os valores mínimo, mediano e máximo do módulo resiliente.

**TABELA 7** – Melhor modelo constitutivo e valores mínimo, mediano e máximo de MR obtidos

Amostras	MEAS (g/cm <sup>3</sup> )	H <sub>ótima</sub> (%)	Expansão (%)	Melhor modelo de enquadramento	R <sup>2</sup>	MR mínimo	MR mediano	MR máximo
AM 01	1,952	10,8	0,7	NCHRP1-28A (2004)	0,9896	134,86	222,8	314,54
AM 02	1,973	11,5	0,1	Ooi <i>et al.</i> (2004a)	0,9972	91,64	183,00	341,44
AM 03	1,792	17,2	0,4	Ooi <i>et al.</i> (2004a)	0,9894	121,89	159,96	222,91
AM 04	1,923	13,2	0,1	Ni <i>et al.</i> (2002)	0,9967	114,19	168,89	294,41
AM 05	1,974	10,3	0,8	Pezo (1993)	0,9886	76,16	174,88	306,26
AM 06	1,977	10,6	---	Pezo (1993)	0,9983	64,12	147,24	284,58
AM 07	1,970	11,1	0,2	NCHRP1-37A (2004)	0,9428	76,84	198,39	251,16
AM 08	2,017	10,4	---	Ooi <i>et al.</i> (2004a)	0,9945	126,7	216,23	346,74
AM 09	1,877	13,6	0,3	Ni <i>et al.</i> (2002)	0,9832	174,64	215,99	304,67
AM 10	1,820	15,4	---	Pezo (1993)	0,9934	113,18	197,77	282,15

Legenda: MEAS: Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm<sup>3</sup>); H<sub>ótima</sub>: Umidade ótima (%); Expansão (%); Melhor modelo de enquadramento do MR, R<sup>2</sup>: Coeficiente de determinação, MR mínimo, mediano e máximo (MPa).

A partir dos resultados da Tabela 7, constata-se que todas as amostras de solos apresentaram coeficiente de determinação superiores a 0,94, com metade delas com coeficiente superior a 0,99, indicando boa aderência aos modelos supracitados. Também se observa que os valores obtidos, através de tais modelos de enquadramento, mostraram comportamentos adequados, visto que a literatura indica a faixa entre 100 e 200 MPa conforme (DER, 2006).

Observam-se, através da Tabela 7, excelentes resultados das amostras ensaiadas, obtendo-se valores de MR mínimo de 64,12 MPa, MR mediano de 190,39 MPa e MR máximo de 346,74 MPa. Com isso, mostra-se que tais materiais possuem, no mínimo, bom comportamento para utilização em camadas de subleito ou até reforço de subleito.

Para os solos analisados, que se enquadram como areia argilosa ou areia de cascalho argilosa na Tabela 1, resultariam valores de MR entre 148 e 193 MPa de acordo com NCHRP 1-37A (2004). Nota-se que os valores mínimos determinados estão abaixo, mas os valores medianos e principalmente os valores máximos estão bem acima dos estimados (os máximos estão cerca de 50% acima). Tal fato indica que as referências internacionais ainda precisam adaptadas para solos tropicais, e que precisamos melhor compreender o comportamento mecânico destes materiais por meio de ensaios em laboratório.

No Brasil, tem sido utilizado o modelo composto, também indicado pelo software MeDiNa, do novo método nacional de dimensionamento de pavimentos (MACEDO, 1996, apud FERREIRA 2002), equivalente ao modelo de Pezo (1993), já citado neste trabalho e recomendado para materiais granulares e/ou coesivos, analisados em função das tensões  $\sigma_3$  (tensão confinante) e  $\sigma_d$  (tensão desvio aplicada). Porém, neste estudo foi observado que não é o único que apresenta bons resultados e que também não consegue representar todo o universo de solos brasileiros. Modelos constitutivos em função de outras variáveis independentes, como a tensão octaédrica ou somatória de tensões e da tensão de cisalhamento octaédrica também devem ser analisados pois podem levar a resultados bastante satisfatórios.

## 7. CONCLUSÕES

Foram realizados ensaios triaxiais cíclicos de acordo com a norma do DNIT 134/2018-ME sobre 10 amostras de solo arenoso fino coletadas no subleito da rodovia SP-255. A partir dos resultados obtidos, foram avaliados 12 modelos constitutivos para o módulo resiliente. As principais conclusões foram as seguintes:

- Para os solos analisados, que se enquadram como areia argilosa ou areia de cascalho argilosa, de acordo com NCHRP 1-37A (2004) resultariam valores estimados de MR entre 148 e 193 MPa. Nota-se que os valores mínimos determinados nos ensaios ora realizados estão abaixo, mas os valores medianos e principalmente os valores máximos estão bem acima dos estimados (os máximos estão cerca de 50% acima). Tal fato indica que as referências internacionais ainda precisam ser adaptadas para solos tropicais, e que precisamos melhor compreender o comportamento mecânico destes materiais por meio de ensaios em laboratório.
- Diversos modelos apresentaram excelentes resultados para os diversos solos. Destacam-se os propostos por Ooi et al. (2004a, 2004b), Pezo (1993), Ni et al. (2002) e Hopkins et al. (2001), todos apresentando coeficientes de determinação médios superiores a 0,98. O modelo de Pezo é conhecido como modelo composto, frequentemente utilizado no Brasil.
- Por outro lado, dois dos modelos, Seed et al. (1967) e Johnson et al. (1986), apresentaram os piores resultados em termos de coeficiente de determinação. Os valores médios de  $R^2$  obtidos com esses modelos foram da ordem de 0,92.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2002). AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. Pavement Design Guide. Washington, DC: [s.n.], 2002. Washington, DC: [s.n.].
- BARROS, J. M. C. (1997). Módulo de cisalhamento dinâmico de solos tropicais. 1997. 437p. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da USP. São Paulo, SP.
- CNT (2021). CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Anuário CNT de Transporte: estatísticas consolidadas Brasília: CNT.
- DER-SP (2006). DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO, Instrução de Projeto de Pavimentação, São Paulo: jan/2006.
- \_\_\_\_\_. Anuário CNT de Transporte: estatísticas consolidadas. Brasília: CNT, 2021.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT 134/2010-ME. Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010. 11p.
- \_\_\_\_\_. (2012) 160/2012-ME Solos – Determinação da expansibilidade – Método de ensaio. Brasil.
- \_\_\_\_\_. (2016) 176/2016-ME Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Brasil.
- \_\_\_\_\_. (2018) 134/2018-ME Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Brasil.
- DUNLAP W. S. (1963) A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials. Technical report 1, project 2-8-62-27, Texas A&M University.
- FERRI, S. (2018). Contribuição ao estudo do comportamento mecânico de solos de subleito para fins de projeto de pavimentos asfálticos. 2018. 505p. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da USP. São Paulo, SP.
- GUIMARÃES, A. C. R. (2009). Um Método Mecânico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- HUANG, Y. H. (2004). Pavement analysis and design. 2 ed. Englewood Cliffs: Pearson/Prentice Hall, 2004.
- HVEEM, F.N. (1955) Pavement deflections and fatigue failures. Highway Research Board Bulletin, n. 114, 1955.
- HOPKINS T. C., BECKHAM T. L., SUN L., NI B. (2001) Resilient modulus of Kentucky soils. Research report, University of Kentucky Transportation Center, College of Engineering, Lexington, Kentucky.

- IGNATIUS, S.G. (1988). Uso dos limites de Atterberg e da análise granulométrica na identificação e classificação de solos tropicais para fins de engenharia civil, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da USP. São Paulo, SP.
- IGNATIUS, S. G. (1991). Solos Tropicais: Proposta de Índice Classificatório, Solos e Rochas – Revista Brasileira de Geotecnia. ABMS, v. 14, n. 2, p. 89-93, Out. 1991.
- JOHNSON T. C., BERG R. L., DIMILLIO A. (1986). Frostaction predictive techniques: a overview of research results. Transp Res Rec. v.1089, p. 147–6.1
- MACÊDO, J.A.G. (1986). Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis. Tese (doutorado). Programa de Engenharia Civil. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- MEDINA, J., MOTTA, L. M. G. (2015). Mecânica dos pavimentos. 3. ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência.
- MOREIRA, CLÁUDIO RAFAEL CICUTO LANDIM ALVES (2022). Módulo de resiliência de solos arenosos finos lateríticos do Estado de São Paulo determinado por meio do ensaio triaxial cíclico. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT. São Paulo.
- NHCRPP 1-28A (2004). Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design. National Cooperative Highway Research Program Research Results Digest No. 285.
- NHCRPP 1-37A (2004). Summary of the 2000, 2001, and 2002 AASHTO guide for the design of new and rehabilitated pavement structures. National Cooperative Highway Research Program Research.
- NHCRPP-382 (2008). NCHRP Synthesis 382: Estimation Stiffness of Subgrade and Unbound Materials for Pavement Design. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., Jan. 2004, 130 p.
- NI B., HOPKINS T. C., SUN L., BECKHAM T. L. (2002). Modelling the resilient modulus of soils. Anais. 6th international conference on the bearing capacity of roads, Railways and air fiel. v. 2, p. 1131–42.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1980). Caracterização e Classificação Gerais de Solos para Pavimentação: Limitações do Método Tradicional, Apresentação de uma Nova Sistemática. Anais da XV Reunião Anual de Pavimentação, ABPV. Belo Horizonte, MG. 1980.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1981). Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. Anais Simp<sup>3</sup>sio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, vol. 1, 30/41. COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro.
- NOGAMI, J.S.; COZZOLINO, V.M.N. (1985). A Identificação de Solos Tropicais: dificuldades e proposta de um método preliminares, Anais da 20<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação – Fortaleza, volume 2 – ABPV Rio de Janeiro.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1985). Additional Considerations about a New Geotechnical Classification for Tropicals Soils. TropicalS'85. ABMS. 1985.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995). Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Editora Villibor. São Paulo, SP. 1995.
- NOGAMI, JOB SHUJI; VILLIBOR, D. F. (1994). Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais. Anais.. São Paulo: Abms, 1994.
- OOI P.S.K, ARCHILLA A.R., SANDEFUR K.G (2004). Resilient modulus for compacted cohesive soils. Transp Res Rec, v. 1874, p. 115–24.
- PEZO R. (1993). A general method of reporting resilient modulus tests of soils, a pavement engineer's point ofview. Anais. 72nd annual meeting of transportation research board.
- PINTO, S., PREUSSLER, E. (2001). Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro: Copiarte, 2001.
- ROSSI, MARCIO (2017). Mapa Pedológico do Estado de São Paulo: revisado e ampliado. São Paulo: Instituto Florestal. 2017, V.1 118p.
- SEED, H.B., C.K. CHAN, e C.E. LEE (1962). "Resilience Characteristics of Subgrade Soils and Their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements," Proc., International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor, 1962, pp.611–636.
- SEED, H. B.; F. MITRY, C. L. MONOSMITH E C. K. CHAN. (1967). Prediction of pavement deflection from laboratory repeated load tests. National Highway Cooperative Research Program Report. v. 35.
- UZAN J. (1985). Characterization of granular materials. Transp Res Rec, v. 1022 p. 52–9.
- VALLERGA, B.A. AND LOVERING, W.R. (1985). Evolution of the hveem stabilometer method of designing asphalt paving mixtures, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 54, 1985.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



- VILLIBOR, D. F. (1981). Pavimentos econômicos. Novas considerações. 1981. 224f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.
- WITCZAK M. W., UZAN J. (1988). The universal airport pavement design system, Report I of V: Granular material characterization. Dissertação (mestrado) Programa de Engenharia Civil). University of Maryland. Maryland.
- YODER, E.J. AND WITCZAK, M.W. (1975). Principle of Pavement Design. 2nd Edition, John Wiley & Sons, Hoboken, 711 p.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE PAVIMENTO SEMIRRÍGIDO: SEGMENTO MONITORADO DA SC-390, TRECHO ORLEANS – PEDRAS GRANDES

*RACHEL IZIDIO DE FARIAS<sup>1</sup>; FERNANDA MATOS DEUCHER<sup>2</sup>; GLICÉRIO TRICHÊS*

#### RESUMO

Os solos saprolíticos de origem granítico-gnáissica são materiais abundantes no litoral de Santa Catarina e frequentemente empregados na construção de rodovias de baixo e médio volume de tráfego, porém apresentam grau resiliente de intermediário a elevado. Uma das alternativas para a melhor utilização deste tipo de solo na pavimentação é a estabilização química com cimento, que além de conferir melhorias ao solo, como aumento de resistência e rigidez, reduz os custos de implantação da pavimentação. Entretanto, as bases de solo estabilizado com cimento são propensas ao desenvolvimento de trincas causadas principalmente pela retração hidráulica e pelo fenômeno de fadiga. Em julho de 2015 foi concluída a pavimentação de um trecho de rodovia da SC-390 em Orleans/SC, cuja camada de base foi executada com solo saprolítico de origem granítica, estabilizado com 3% de cimento. Este artigo apresenta a avaliação da evolução da porcentagem da área trincada de um segmento da SC-390 que vem sendo monitorado de forma sistemática desde a sua abertura ao tráfego. O Objetivo do monitoramento é contribuir para o entendimento do comportamento deste tipo de material em pavimentos semirrígidos e para se buscar modelos de desempenho para um dimensionamento mais racional deste tipo de estrutura. Os levantamentos mostraram um bom desempenho da estrutura, não se observando trincas relacionadas com a fadiga da camada cimentada. Observa-se, todavia, o surgimento de trincas isoladas de retração hidráulica e em juntas longitudinais de execução.

**PALAVRAS-CHAVE:** solo estabilizado com cimento, pavimento semirrígido.

#### ABSTRACT

Saprolitic soils of granitic-gneissic origin are abundant materials on the coast of Santa Catarina and are often used in the construction of low and medium-volume highways, but they have an intermediate to high resilient degree. One of the alternatives for the best use of this type of soil in paving is chemical stabilization with cement, which in addition to improving the soil, such as increased strength and stiffness, reduces the costs of implementing the paving. However, cement stabilized soil bases are prone to the development of cracks caused mainly by hydraulic shrinkage and fatigue phenomenon. In July 2015, the paving of a stretch of the SC-390 highway in Orleans/SC was completed, whose base layer was performed with saprolite soil of granitic origin, stabilized with 3% cement. This article presents an evaluation of the evolution of the percentage of cracked area of a segment of the SC-390 that has been systematically monitored since its opening to traffic. The objective of monitoring is to contribute to the understanding of the behavior of this type of material in semi-rigid pavements and to seek performance models for a more rational design of this type of structure. The surveys showed a good performance of the structure, not observing cracks related to the fatigue of the cemented layer. It is observed, however, the appearance of isolated cracks of hydraulic retraction and in longitudinal joints of execution

**KEY WORDS** soil cement, semi-rigid pavement.

<sup>1</sup> Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, Brasil, rachel\_izidio@hotmail.com

<sup>2</sup> Secretaria de Infraestrutura de Mobilidade de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, fernanda.deucher@gmail.com

<sup>3</sup> Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, Brasil, glicerio.triches@unesc.net



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

Os solos saprolíticos com origem de granitos e gnaisses são materiais abundantes no litoral de Santa Catarina, onde predomina o domínio de rochas do escudo cristalino, preponderantemente constituído por rochas metamórficas como granulitos e gnaisses (MARCON, 1996). Estes solos possuem baixo custo de exploração, baixas distâncias de transporte e valores satisfatórios de Índice de Suporte Califórnia (ISC), sendo frequentemente empregados na construção de rodovias de baixo e médio volume de tráfego, como reforço do subleito ou sub-base (VALLE, 1994).

Entretanto, Valle (1994), ao realizar um estudo em pavimentos onde o solo saprolítico granítico-gnáissico foi empregado na camada de reforço de subleito e camada de sub-base, constatou que alguns destes tipos de solos apresentam grau de resiliência de intermediário a elevado, contribuindo para o trincamento precoce por fadiga da camada de revestimento asfáltico.

Com isso, a estabilização química do solo saprolítico granítico-gnáissico com cimento surge como uma alternativa para o seu emprego racional na pavimentação de rodovias assentes em regiões de rochas do escudo cristalino em Santa Catarina. A adição de cimento confere ao solo melhorias como a redução na plasticidade, redução na expansibilidade e compressibilidade e aumento de resistência e rigidez (MAKUSA, 2013).

As bases de solo estabilizadas com cimento são propensas ao desenvolvimento de trincas, sendo que as duas principais causas desse trincamento são a retração hidráulica e a fadiga (AUSTST, 2012). Enquanto a retração hidráulica pode ser controlada durante o processo construtivo, o trincamento por fadiga acontece através da atuação de cargas dinâmicas sobre o pavimento, as quais induzem tensões e deformações críticas de tração na parte inferior da camada estabilizada. A resistência a fadiga destas camadas é muito sensível a sua espessura e rigidez, sendo o trincamento por fadiga o principal critério de dimensionamento de pavimentos com camadas cimentadas (SOLANKI E ZAMAN, 2014).

Com o objetivo de reduzir o custo de implantação de rodovias na região de embasamento cristalino, o então Departamento Estadual de Infraestrutura do Estado de Santa Catarina (DEINFRA/SC), atual Secretaria de Estado de Infraestrutura e Mobilidade – SEI, concluiu, em julho de 2015, a execução de um trecho de rodovia da SC-390, compreendido entre Orleans e Pedras Grandes, cuja camada de base foi executada com solo saprolítico melhorado com adição de 3% de cimento.

A rodovia foi aberta ao tráfego em julho de 2015. O monitoramento periódico e sistemático do desempenho deste trecho desde 2015 tem como objetivo contribuir para o entendimento do comportamento deste material em campo e fornecer parâmetros e diretrizes para o dimensionamento deste tipo de estrutura de pavimento no Brasil.

Nesse contexto, o objetivo deste artigo é avaliar o desempenho quanto à porcentagem de área trincada e afundamento de trilha de roda do segmento monitorado da rodovia.

## ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS

A estabilização de solos para uso na pavimentação precisa apresentar melhoria das propriedades de resistência e expansibilidade dos solos, através de métodos físicos, químicos ou físico-químicos, para que atendam aos requisitos necessários para a sua aplicação em estruturas de pavimentos. Com isso, é possível reaproveitar materiais disponíveis na região de construção de um pavimento, diminuindo impactos ambientais e custos de implantação.

Oliveira (1994) afirma que os principais objetivos almejados com a estabilização de solos são: a melhora das características mecânicas do solo, como resistência à tração e resistência ao cisalhamento; a melhora da coesão; e a redução da porosidade e das variações de volume (retração e expansão devido à ação da água). Segundo o mesmo autor, a estabilização atua na textura e na estrutura dos solos através de três meios de ação: atuação na porosidade por meio da redução do

volume de vazios; atuação na permeabilidade por meio do preenchimento dos vazios que não podem ser eliminados; e atuação na resistência mecânica através da cimentação entre os grãos.

Macedo (2004) destaca três tipos de estabilização de solos: granulométrica, química e mecânica. A estabilização granulométrica consiste na separação de frações granulométricas de um solo ou mistura de dois ou mais solos com diferentes frações granulométricas, buscando-se obter um material estável e bem graduado. A estabilização mecânica é realizada através da aplicação de uma energia externa de compactação, alterando a permeabilidade e a compressibilidade dos solos. A estabilização química, segundo Oliveira (1994), é realizada adicionando-se ao solo produtos químicos ou subprodutos da indústria, os quais modificam suas propriedades através de reações físico-químicas entre os grãos ou pela criação de uma matriz cimentante que os envolve.

No entanto, devido à sua afinidade química com uma grande variedade de solos, o cimento Portland é o material mais utilizado para este tipo de estabilização (MACÊDO, 2004; PEREIRA, 2012). Tecnicamente, todo solo pode ser melhorado com a adição de cimento, exceto os que são ricos em mica e húmus. Além disso, cimento, cal e materiais asfálticos são alguns dos produtos químicos utilizados para a estabilização química de solos. Quanto aos subprodutos da indústria, destacam-se a escória de alto forno e a cinza volante.

Solos com elevada plasticidade necessitam de elevados teores de cimento e energéticos equipamentos misturadores. Solos arenosos, por sua vez, requerem baixos teores de cimento, sendo os mais susceptíveis à estabilização (CERATTI, 1991). Os solos residuais de granito se enquadram no grupo de solos arenosos e de baixo IP.

### **Solo estabilizado com cimento**

O solo estabilizado com cimento é uma mistura de solo, cimento Portland e água, onde é dividido em duas categorias: solo-cimento (SC) e solo melhorado com cimento (SMC). Segundo o Manual de Pavimentação do DNIT (BRASIL, 2006a), a distinção mais clara entre os dois materiais consiste no teor de cimento empregado nas misturas.

No solo cimento, o teor adotado normalmente é da ordem de 6% a 10%, já no solo melhorado com cimento, são adotados teores de 2% a 4% (BRASIL, 2006a). A estabilização de solos com pequenos teores de cimento é capaz de melhorar as propriedades de certos solos argilosos e materiais granulares impróprios para uso em camadas de subleito.

No caso de materiais granulares que contém uma quantidade considerável de finos, ela pode originar misturas que atendam às especificações para emprego em camadas de base e sub-base de pavimentos. Através deste tipo de estabilização, almeja-se uma redução da plasticidade dos solos, redução da expansibilidade, aumento da capacidade de suporte e estabilização de subleitos instáveis para a compactação de camadas subsequentes e circulação de equipamentos (HALSTED; ADASKA, 2008).

### **Trincamentos em camada de materiais cimentados**

Bases e sub-bases de pavimentos construídas com solos estabilizados com cimento possuem diversas características que contribuem para o bom desempenho da estrutura. A dosagem do agente estabilizador é normalmente determinada por critérios de resistência e/ou durabilidade aos quais a mistura final deve atender.

Porém, ocasionalmente, a dosagem requerida para atender a determinadas exigências pode originar camadas demasiadamente rígidas e propensas ao desenvolvimento de trincas (GEORGE, 2001).

Entretanto, não é somente o teor de cimento que afeta a tendência à iniciação e propagação de trincas, mas também fatores como, por exemplo, o tipo de material estabilizado, a umidade de mistura/compactação, o tempo e o procedimento de cura adotados (SEBESTA; SCULLION, 2004).



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



Conforme afirma George (2001), as trincas que surgem no revestimento de pavimentos com bases cimentadas podem ser oriundas de um ou mais dos seguintes fenômenos: trincas de retração originadas na base cimentada e refletidas para a superfície do pavimento; trincas de fadiga originadas na base cimentada e refletidas para a superfície do pavimento; trincas de fadiga originadas na face inferior do revestimento asfáltico e refletidas para a superfície; e trincas por retração térmica e/ou envelhecimento do revestimento asfáltico, originadas na superfície.

Nos pavimentos semirrígidos, ou nas estruturas em que a camada de revestimento está apoiada e aderida a uma camada com rigidez maior ou de mesma ordem de grandeza do concreto asfáltico, geralmente o posicionamento da linha neutra do conjunto (base e revestimento), não fique no revestimento asfáltico. Desta forma, a rigidez da camada de base aliada à sua espessura, em geral superior à do revestimento, fazem com que o revestimento “trabalhe” somente à compressão. Por ocasião da passagem do eixo de um caminhão, na parte superior da camada de base relativa à linha neutra, ela é solicitada à compressão, enquanto que na sua parte inferior, ela é solicitada à tração. Mesmo que ocorra a inversão de sinal das tensões por conta do deslocamento da onda de tensões provocada pelo deslocamento do caminhão, as tensões de tração na face inferior da camada de base são cerca de 75% superiores às tensões de tração na face superior da camada. Por isso, nesses pavimentos ocorre inicialmente a fadiga da camada de base e a formação de trincas com respectiva reflexão dessas trincas para a camada de revestimento. À medida que essas trincas evoluem, a rigidez da camada cimentada decresce, pois, a camada cimentada tende a “trabalhar” em forma de blocos, aumentando de forma significativa a irregularidade da superfície. Isto faz com que a linha neutra se desloque e possa chegar à camada de revestimento, iniciando outro processo de dano, que é a fadiga do revestimento asfáltico (SAPEM, 2013; ANDRADE, 2017). Dessa forma, conhecer o momento isto ocorre é essencial para programar uma intervenção no pavimento que restabeleça as condições de projeto e evite a reflexão de trincas ao revestimento, deformações acentuadas e deterioração progressiva e rápida de todo o pavimento.

Segundo George (2001), a retração e fissuração em materiais estabilizados com cimento, devido à secagem e contração térmica causada pelo processo natural de hidratação, constituem um dos principais problemas observados em bases cimentadas, mesmo em camadas de base com um baixo percentual de cimento. Para o autor, a retração é inevitável e sua mitigação é destinada principalmente a limitar o trincamento a um nível que não seja prejudicial aos parâmetros que indicam conforto e segurança ao usuário.

De acordo com o Manual de Pavimentos da Agência Nacional de Estradas da África do Sul (2013), os pavimentos com bases cimentadas mostram pouca degradação inicial, mas se deterioram rapidamente uma vez iniciado o processo de dano, devido a sua baixa ductilidade. Para a degradação por fadiga, geralmente, as trincas iniciam no fundo da camada (Figura 1) e se propagam para o topo da camada, levando mais tempo para se propagar em camadas mais espessas (SAPEM, 2013).

No entanto, esse processo de trincamento geralmente se torna visível após um longo número de repetições de cargas, e se apresentam de maneira inicial na forma de pequenas trincas. A evolução das trincas para o revestimento acabará por permitir que a água se infiltre em camadas inferiores, enfraquecendo a estrutura do pavimento e reduzindo sua vida útil (AASHTO, 2004). A Figura 2 ilustra o comportamento a longo prazo para camadas cimentadas.

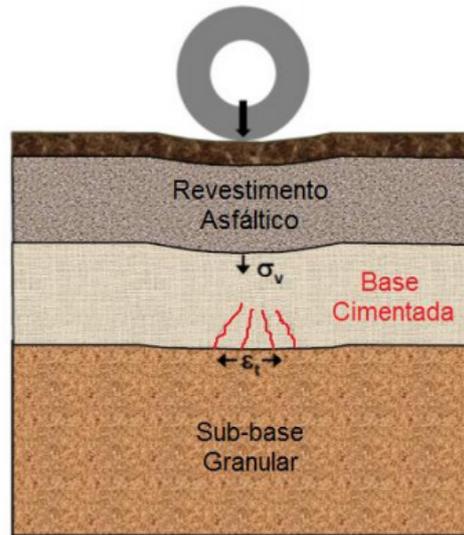


Figura 1: Tensão vertical ( $\sigma_v$ ) no topo e ( $\epsilon_t$ ) deformação de tração na fibra inferior da camada cimentada (Fonte: Adaptado de SAPEM, 2013).

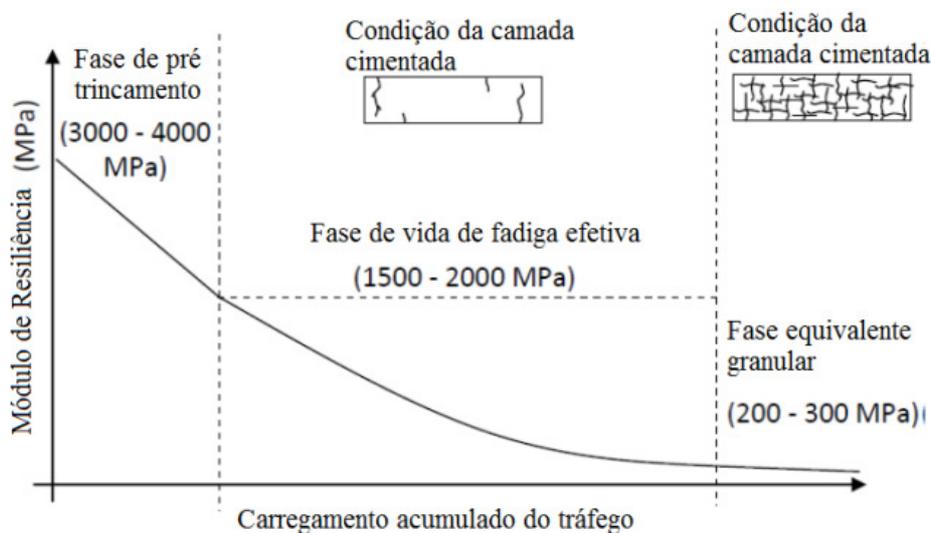


Figura 2: Fases de fadiga de material cimentado (Fonte: Adaptado de THEYSE *et al.*, 1996).

O primeiro estágio de degradação da camada cimentada, conhecido como a fase pré-trincamento, é caracterizada pelo surgimento das primeiras trincas, em geral, transversais, oriundas da retração da camada, sem neste caso ter influência da ação do tráfego. Após esta fase de pré-trincamento, as bases cimentadas passam a sofrer ação do tráfego, cujas solicitações provocarão o processo de fadiga da camada. Apesar da presença de trincas que partem da fibra inferior da base cimentada, é comum que nesta fase não sejam evidenciados trincamentos na superfície do pavimento (revestimento), o que poderia ocultar a degradação da base cimentada (YEO, 2011). Na terceira fase, a base cimentada passa a apresentar comportamento equivalente a uma base granular, o que não implica que o material tenha se partido em pedaços menores e nem atingido visivelmente o aspecto de um material granular. Os trincamentos por fadiga na base cimentada são geralmente microfissuras que não são tão visíveis, porém capazes de provocar perda acentuada da rigidez (SAPEM, 2013).

A acumulação de danos na estrutura do pavimento é manifestada com a propagação de fissuras dentro da matriz cimentada (YEO, 2011) responsáveis pela redução do módulo de resiliência (BEER et al., 2012).

## CARACTERIZAÇÃO DO SEGMENTO MONITORADO

### Localização

Segundo Deucher (2019), em dezembro de 2011, o DEINFRA/SC iniciou a construção de um trecho de 16,6 km de extensão da rodovia estadual SC-390, o qual interliga os municípios catarinenses de Orleans e Pedras Grandes. O trecho foi aberto ao tráfego em julho de 2015 e nele está localizado o segmento monitorado que é objeto de estudo deste trabalho, entre os quilômetros 443+136 m e 442+436. O segmento monitorado apresenta 500 metros de extensão e está localizado no município de Orleans.

### Dimensionamento

Segundo consulta realizada aos volumes do Projeto Final de Engenharia (projeto elaborado em 2010), a estrutura do pavimento foi dimensionada através do emprego do Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis do DNER (DNIT), considerando-se um  $N_{8,2tf}$  (USACE) de  $6,4 \times 10^6$  e CBR<sub>p</sub> de 10%. A Tabela 1 apresenta a espessura das camadas obtidas através do método de dimensionamento do DNIT.

Tabela 1. Estrutura final do pavimento (Fonte: Deucher, 2019).

Camadas do pavimento	Espessura (cm)
Revestimento em CA	6,0
Base cimentada	16,0
Sub-base granular	20,0

Posteriormente, a projetista realizou uma análise mecanicista, através do software ELSYM5, para verificação das espessuras. Os valores admissíveis dos parâmetros mecânicos avaliados foram calculados por meio de modelos encontrados na literatura. As espessuras, módulos e coeficientes de Poisson adotados na análise são mostrados na Tabela 2 e, na Tabela 3, apresenta-se um resumo dos resultados obtidos bem como as referências das quais a projetista buscou os modelos de ruptura para as variáveis de dimensionamento avaliadas.

Tabela 2. Parâmetros de caracterização das camadas adotados na análise (Fonte: Deucher, 2019).

Camada	Espessura (cm)	Coef. De Poisson	Módulo de Resiliência (MPa)
Revestimento	6,0	0,32	5500
Base	16,0	0,30	350
Sub-Base	20,0	0,35	200
Subleito	Infinito	0,40	100

Quando do início da execução da obra, a empresa construtora apresentou ao DEINFRA uma proposta para alterar a estrutura do pavimento, propondo a execução da camada de base em solo cimento, aproveitando material de jazida localizada dentro da faixa de domínio da rodovia. Para o dimensionamento da nova estrutura, foi realizada uma dosagem da mistura solo-cimento e também ensaios de módulo resiliente (ensaio realizado segundo a norma 134/2010 -ME). Em consulta aos relatórios disponibilizados pelo DEINFRA, não se conseguiu definir como foi realizado o dimensionamento da nova estrutura a qual é mostrada na Figura 3.

Tabela 3 - Resumo da análise (Fonte: Deucher, 2019).

Parâmetro	Modelo adotado	Valor admissível	Valor calculado pelo ELSYM5
Deflexão na superfície do pavimento ( $\times 10^{-2}$ mm)	Pinto e Preussler (1994)	74	41
Deformação na fibra inferior do CA borracha (m/m)	Fontes (2009)	2,71E-04	1,61E-04
Tensão de tração na face inferior da base de SMC	Ceratti (1991)	0,13	0,11
Tensão vertical na superfície do subleito (MPa)	Yoder e Witczak (1962)	-0,104	-0,041

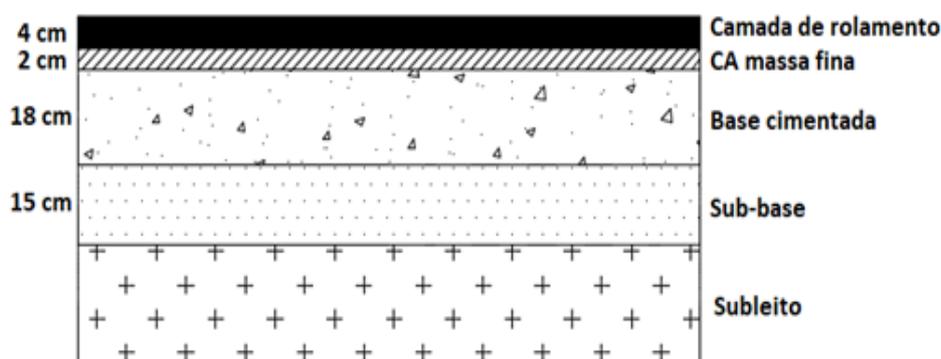


Figura 3: Estrutura do pavimento executado (Deucher, 2019).

Considerando o novo método de dimensionamento nacional (MeDiNa), em processo de calibração e validação pelo DNIT, o procedimento recomenda que deve preceder a análise mecanicista da estrutura do pavimento uma caracterização adequada dos materiais em laboratório, pois a confiabilidade do dimensionamento pelo software dependerá da qualidade dos dados fornecidos pelo projetista. No caso das camadas estabilizadas, o MeDiNa exige a realização do ensaio triaxial de cargas repetidas para avaliação do módulo resiliente, o ensaio de resistência à tração na flexão e o ensaio de resistência à fadiga.

Como mencionado, durante a fase de obra foi realizado o ensaio de módulo resiliente conforme a norma 134/2010 – ME, o que acaba levando à modelação dos resultados em função da tensão de confinamento ou do modelo composto. Ocorre que quando se emprega esta modelação no software MeDiNa, parte da camada cimentada fica tracionada, o que leva então ao programa adotar valores muito baixos do módulo. Na visão dos autores, o ensaio deveria ser realizado segundo a norma 181/2018 - ME Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. No entanto, na época da realização da obra esta norma não estava em vigência. Assim, o monitoramento do desempenho da estrutura nesta rodovia tem como objetivo fornecer parâmetros de desempenho para o dimensionamento de novos pavimentos com esta concepção estrutural.

### Execução do Pavimento

Para execução das camadas de regularização e de sub-base foi utilizado solo residual de granito de jazida localizada dentro da faixa de domínio. A caracterização geotécnica do solo é resumida na Tabela 4.

Tabela 4. Caracterização do solo utilizado (Fonte: Deucher, 2019)

Características	Proctor Intermediário	Proctor Modificado
Identificação	Saibro amarelo	Saibro amarelo
Classificação T.R.B.	A-1-A	A-1-A
Umidade ótima (%)	9,3	7,4
I.S.C (%)	40	76

A camada de base do pavimento foi executada com solo saprolítico melhorado com cimento. A dosagem do cimento foi determinada através da Norma ABNT NBR 12253:1992, buscando-se o menor teor de cimento com o qual a mistura atinge, aos sete dias de cura, uma resistência à compressão simples maior ou igual a 2,1 MPa. O teor mínimo de cimento adotado foi de 3%. Para este teor de cimento, a resistência à tração na flexão obtida aos 28 dias de cura foi de 0,82MPa.

O processo de execução da camada de base foi realizado nas seguintes etapas: a) lançamento do solo de jazida; b) umedecimento e homogeneização; c) pré-compactação da camada com rolo pé de carneiro; d) espalhamento do cimento com caminhão distribuidor; e) mistura e homogeneização com o uso de uma recicladora; f) compactação da camada de base com rolo pé de carneiro, liso vibratório e rolo de pneu para se alcançar a massa específica correspondente ao Proctor Modificado; g) acabamento e cura da plataforma.

Sobre a camada de base imprimada foi aplicado um tratamento superficial (TSS) com o objetivo de proteger a camada de base da ação do tráfego de obra.

O revestimento do pavimento foi executado em duas camadas: camada intermediária com mistura de CA massa fina, modificado com asfalto-borracha, de granulometria faixa “D” do DEINFRA. A camada intermediária foi executada com o objetivo de corrigir as irregularidades da superfície do TSS e atuar como camada antirreflexão de trinca, além de minimizar a irregularidade na superfície de assentamento do revestimento. Na sequência foi executada uma camada de revestimento com 4,0cm de espessura em asfalto-borracha, como ilustrado na Figura 1.

## APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### Levantamento da área trincada e trilha de roda

A avaliação da área trincada foi realizada por meio de levantamento visual da superfície, detalhado segundo a norma DNIT-PRO 006/2003 (BRASIL, 2003a), a fim de identificar e classificar as trincas aparentes. O primeiro levantamento foi realizado em outubro de 2016, o segundo em dezembro de 2017, o terceiro em dezembro de 2018 e o quarto em abril de 2021.

As trincas foram demarcadas com tinta de tal forma que toda a área afetada pelo defeito ficasse inscrita em um retângulo. Posteriormente era feita a medida das duas dimensões e anotadas em uma planilha de acordo com a classificação da norma DNIT-TER 005/2003 (BRASIL, 2003b). A Figura 4 ilustra os levantamentos realizados.

Especificamente para as trincas isoladas tipo FC-1, o cálculo da área trincada foi realizado pelo produto entre a extensão das trincas medidas em campo e largura de 0,20 metros. A porcentagem de área trincada foi calculada em relação à área total da superfície da trilha de rodagem (4 faixas de 1,2 metros cada uma). Ressalta-se que praticamente a totalidade das trincas tipo FC-1 observadas até então são devido à retração hidráulica da camada cimentada ou decorrentes do processo construtivo.



Figura 4: Marcação de medição da área trincada e medida do afundamento de trilha de roda

A Tabela 5 apresenta o tráfego atualizado apresentado por Deucher (2019), complementado para o ano de 2021. Para estimativa do tráfego acumulado até o mês do levantamento realizado em 2021, considerou-se que em 2020, por conta da pandemia e com base nas previsões do PIB brasileiro, um crescimento de 0%, e em 2021, um crescimento de 4%.

Tabela 5. Tráfego atuante na rodovia - (USACE).

Ano	Meses da abertura ao tráfego	Anual ( $\times 10^5$ )	Acumulado ( $\times 10^6$ )	Porcentagem em relação ao tráfego previsto em projeto
2016	8	8,39	1,29	20,1
2017	29	8,42	2,13	33,3
2018	38	8,45	2,97	46,4
2021	74	8,87	5,57	87,0

Considerando-se que o tráfego previsto para o período de projeto era de  $6,4 \times 10^6$ , observa-se que em 2021 (cerca de 7 anos após a abertura ao tráfego) o tráfego atuante seria cerca de 87% do previsto em projeto.

Ressalta-se que também foram detectadas trincas isoladas somente no acostamento. Possivelmente o aparecimento das trincas transversais identificadas no acostamento têm origem no processo construtivo e na retração da camada de base perante o maior ressecamento do bordo do acostamento. A tendência destas trincas é se propagarem para o interior da faixa de rolamento e, com a incidência de tráfego, ela se refletirem para a camada de revestimento.

### Evolução da porcentagem da área trincada

A Figura 5 mostra a evolução da porcentagem da área trincada em função do tempo desde a abertura ao tráfego (em agosto de 2015) até setembro de 2021 (74 meses da abertura ao tráfego). Observa-se que até o oitavo mês, não houve evolução da área trincada na faixa Orleans Pedras – Grandes, enquanto que na faixa Pedras Grandes – Orleans ocorreu uma evolução significativa. Entre o oitavo e o vigésimo nono mês ocorreu um crescimento mais suave da área trincada para ambas as faixas, seguido por um aumento mais acentuado até o trigésimo nono mês. Deste até o septuagésimo quarto (74) mês, as duas faixas de rolamento tiveram praticamente a mesma evolução quanto à velocidade de aumento da porcentagem de área trincada.

Considerando-se os dados da Tabela 5 e os da Figura 5, observa-se que já se estava no oitavo ano do período de projeto e o tráfego atuante já ultrapassaria 87% daquele previsto em projeto e que a porcentagem de área trincada é inferior a 10% da área total da pista de rolamento.

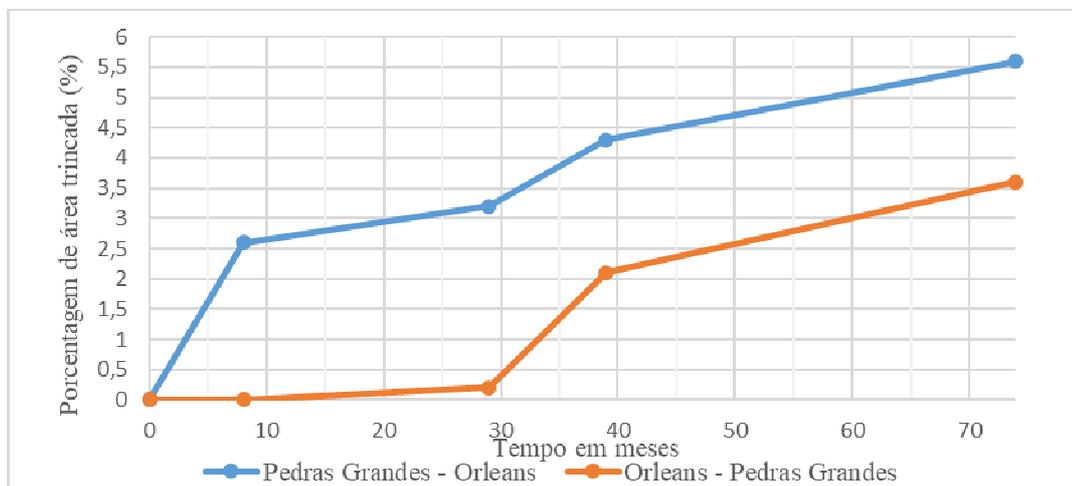


Figura 5: Evolução de porcentagem de área trincada na trilha de roda em função do tráfego atuante

Acrescenta-se, ainda, que mais de 80 % desta área trincada correspondem a trincas isoladas longitudinais, com origem no processo executivo, e trincas isoladas transversais, de retração hidráulica. Apenas cerca de 1% seriam trincas tipo FC-2, o que indicariam um possível trincamento por fadiga da camada cimentada. O fato da porcentagem de área trincada ser maior na faixa sentido Pedras Grandes Orleans está relacionada com a manifestação de uma trinca longitudinal (de origem no processo executivo) com cerca de 300 metros de extensão (Deucher e Trichês, 2020).

Em assim sendo, verifica-se que haveria a necessidade de se aprimorar o processo executivo e de cura da camada para minimizar o aparecimento destas trincas.

### Evolução dos afundamentos nas trilhas de rodagem

Após 74 meses de atuação do tráfego, os afundamentos de trilha de roda permanecem abaixo do limite recomendado pela ARTESP (2018), como indicativo da necessidade de intervenção no pavimento (7 mm). A Tabela 6 apresenta os valores da trilha de roda medidos no levantamento realizado.

Tabela 6. Média e desvio padrão dos afundamentos de TER

Faixa de Rolamento	Média (mm)	Desvio Padrão (mm)
Orleans – Pedras Grandes	2,05	1,38
Pedras Grandes - Orleans	1,83	1,72

A Figura 6 mostra a evolução do afundamento de trilha de roda em função do tempo, desde a abertura ao tráfego (em agosto de 2015) até setembro de 2021 (74 meses da abertura ao tráfego). Para a trilha de roda, a maior média também foi observada na faixa Orleans – Pedras Grandes. Todos os valores medidos estão abaixo do limite estabelecido pela ARTESP (2018), acima do qual é indicada a intervenção na rodovia que é de 7mm. Entretanto, ressalta-se que este critério é aplicado para pavimentos flexíveis. Há necessidade, então, de se avaliar qual seria o nível de

afundamento de trilha roda que possibilitaria inferir a condição estrutural da camada cimentada em relação ao seu trincamento.

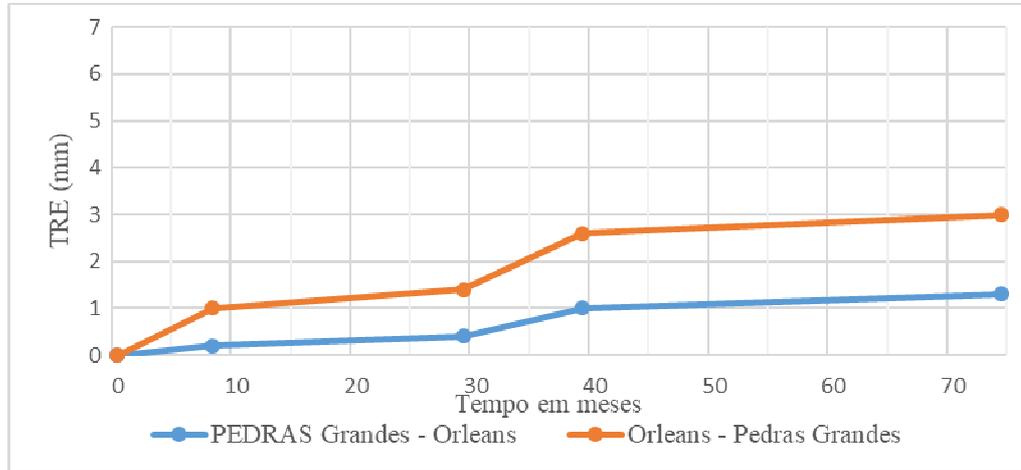


Figura 6: Evolução de ATR médio em função do tráfego (2021)

### Estimativa de vida útil

Segundo Deucher (2019), utilizando a curva de resistência à fadiga obtida da mistura obtida no equipamento 4 pontos, a estimativa de vida útil do pavimento executado seria de  $5,3 \times 10^9$ , em termos do número de solicitações do eixo padrão  $N_{8,2f}$  (USACE).

Até o mês dos levantamentos realizados neste trabalho (outubro de 2021, cerca de 74 meses após a abertura ao tráfego), o tráfego acumulado estimado foi de  $5,57 \times 10^6$  (USACE), para uma porcentagem de área de trincas tipo FC-2 de apenas 0,9%. Devido a esta pequena porcentagem de área trincada, a qual estaria relacionada com o trincamento por fadiga da camada cimentada, não se consegue estabelecer, até o momento, um fator campo laboratório considerando a curva de fadiga da mistura obtida no equipamento viga em 4 pontos. Entretanto, a tendência será de que a estimativa de vida útil do pavimento executado para um número de solicitações do eixo padrão de  $5,3 \times 10^9$ , segundo Deucher (2019) não irá se verificar.

### CONCLUSÃO

Segundo às condições funcionais do pavimento, em 7 anos de atuação do tráfego as duas faixas permaneceram dentro do limite de aceitabilidade da ARTESP (2018) para os afundamentos nas trilhas de rodas.

As trincas isoladas existentes no pavimento foram atribuídas ao processo executivo e ao fenômeno de retração. Foram identificadas trincas do tipo FC-1 (longitudinais e transversais) e FC-2 (Ligadas em rede). Apesar do aumento na porcentagem trincada, ela ainda continua em uma progressão estável. A porcentagem de área trincada em relação às duas faixas da rodovia é inferior a 10%, mas como mencionado, a grande maioria destas trincas não estão associadas ao trincamento por fadiga da camada cimentada.

De acordo com o modelo de comportamento da camada cimentada apresentado na Figura 2, a baixa porcentagem de área trincada medida e o baixo valor da trilha de roda indicam que no segmento monitorado a camada de base ainda estaria na região correspondente ao pré-trincamento.

Até o momento, não foi possível determinar um fator laboratório/campo relacionado à porcentagem de área trincada por fadiga na superfície do pavimento. Futuramente, com a evolução do



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



trincamento por fadiga, será possível a obtenção de um fator laboratório/campo para porcentagens maiores de área trincada, que possam ser representativas do término da vida útil da estrutura.

## Referências bibliográficas

- AASHTO – *Guide for Mechanistic-empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, NCHRP 1-3A*. Washington, DC: Transportation Research Board, 2004.
- Adaska, W. S.; luhr, D. R. **Control of reflective cracking in cement stabilized pavements**. In: Proceedings of 5th International RILEM Conference on Cracking in Pavements, p. 309-316. Limoges, França, 2004.
- ARTESP. Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados de Transporte do Estado de São Paulo. Editais e contratos de concessão. Disponível em: <>. Acesso em: 25 set. 2018.
- Auststab (2012) Auststab technical note – nº 5. **Pavement Recycling and Stabilisation Association**. 2019. Austrália. Banco Mundial Perspectivas econômicas globais. Disponível em: <<https://www.worldbank.org/en/publication/global-economic-prospects>>.
- Brasil. **Manual de pavimentação**. 3 ed. Rio de Janeiro, 2006a.
- Ceratti, J. P. A. **Estudo do comportamento à fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. Tese. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia. Rio de Janeiro, 1991.
- Deucher, F. M. (2019) **Avaliação do desempenho de pavimento semirrígido: Segmento monitorado da SC-390, trecho Orleans – Pedras Grandes**. Dissertação. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.
- Deucher, F. M. e Trichês, G. (2020). Avaliação do Desempenho de Pavimento Semirrígido: Segmento Monitorado da SC 390. Trecho Orleans - Pedras Grandes. In: 34º Congresso da ANPET, 2020, Fortaleza.
- DNIT (2003) Norma DNIT 006/2003 – PRO. **Avaliação objetiva da superfície de Pavimentos flexíveis e semirrígidos: procedimento**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.
- George, K. P. **Soil stabilization field trial. Interim Report**. Department of Civil Engineering, University of Mississippi. Mississippi, 2001.
- Halsted G. E.; Adaska W. S.; Mconnell W. T. **Guide to Cement-Modified Soil (CMS), EB242 Portland Cement Association**. Skokie, Illinois, USA, 2008.
- Macêdo, M. M. **Solos modificados com cimento – efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos**. Dissertação. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2004.
- Makusa, G. P. **Soil stabilization methods and materials in engineering practice, In: State of the art review**. 2012 Department of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Division of Mining and Geotechnical Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Suécia. 2012.
- Marcon, A. F. **Contribuição ao desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimentos para a malha rodoviária estadual de Santa Catarina**. 1996. Tese. CTA/ITA, São José dos Campos. 1996.
- Oliveira, L. C. D. **A estabilização de solos aplicada à habitação, um estudo de misturas solo-cimento**. Dissertação. Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ. Rio de Janeiro, 1994.
- SAPEM – *South African Pavement Engineering Manual*. South African National Roads Agency Ltd., 2013.
- SEBESTA, S.; SCULLION, T. **Effectiveness of minimizing reflective cracking in cement-treated bases by microcracking**. Technical Report No. FHWA/TX-05/0-4502-1 2004, Texas Transportation Institute, Texas A&M University System. Texas, 2004.
- SOLANK P., ZAMAN M. **Behavior of stabilized subgrade soils under indirect tension and flexure**. 2014. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 26, n. 5, p. 833-844.
- THEYSE, H.; BEER, M.; RUST, F. Overview of South African mechanistic pavement design method. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n. 1539, p. 6-17, 1996.
- VALLE, N. **Utilização de solos residuais saprolíticos na pavimentação rodoviária em Santa Catarina**. 1994. Dissertação. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1994.
- VILLIBOR, D. F. et al. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas – Bases alternativas com solos lateríticos**. 2ª ed. São Paulo: Arte & Ciência, 2007.

**AGRADECIMENTOS:** Os autores agradecem à Rede Temática de Tecnologia do Asfalto pelo financiamento da infraestrutura do Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina. Agradecem também ao DEINFRA/SC e a empresa NeoVias Ltda pela colaboração na realização dos ensaios e levantamento de campo durante o processo executivo. O segundo autor agradece ao CNPq pela bolsa de pesquisa DS e o terceiro autor, pela bolsa de pesquisa PQ1D.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### REVISÃO SISTEMÁTICA DE LITERATURA COM O AUXÍLIO LINGUAGEM NATURAL PARA SELEÇÃO DE BIBLIOGRAFIA - APLICAÇÃO PARA O ESTUDO DO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS NA ANÁLISE ELÁSTICA DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS

*Gustavo Henrique Pinheiro da Silva*<sup>1</sup>; *Francisco Heber Lacerda de Oliveira*<sup>2</sup>

#### RESUMO

Com o aumento do número de viagens aéreas, os pavimentos aeroportuários recebem solicitações e esforços cada vez maiores. Devido a isso, o dimensionamento das pistas de pouso e decolagem deve ser cada vez mais racional, visando garantir a sua capacidade estrutural. Nesse sentido, este trabalho tem por objetivo contribuir para o desenvolvimento de uma base de dados da literatura especializada para futuros trabalhos envolvendo o cálculo de tensões e deformações nos solos por meio de métodos de elementos finitos, com foco especial em pavimentos aeroportuários. Por meio de três *strings* de busca combinadas, sobre a temática central do trabalho, foram coletadas informações de artigos da base de dados do *website Science Direct* e estas foram inseridas na base do *website Rayyan*. As *strings* foram filtradas com palavras-chave de inclusão ou exclusão e submetidas a um processo iterativo de sugestão de relevância do artigo por um algoritmo de processamento de linguagem natural de dados que auxiliou na escolha individual e manual dos artigos que seriam usados para o estudo. Inicialmente foram analisados 14.431 artigos, sendo incluídos 124 no resultado filtrado. Neste estudo os autores e as revistas, que mais publicaram sobre o tema analisado são explicitados. Por fim, o estudo conseguiu fazer um levantamento adequado da literatura que vem ganhando relevância ao longo da última década.

**PALAVRAS-CHAVE:** elementos finitos, RSL, tensão, deformação

#### ABSTRACT

With the increase in the number of air travels, airport pavements receive increasing requests and efforts. Due to this, the dimensioning of the landing and take-off runways must be increasingly rational, in order to guarantee their structural capacity. In this sense, this work aims to contribute to the development of a database of specialized literature for future works involving the calculation of stresses and deformations in soils using finite element methods, with a special focus on airport pavements. Through three combined search strings, on the central theme of the work, information was collected from articles from the Science Direct website database and these were inserted into the Rayyan website base. The strings were filtered with inclusion or exclusion keywords and submitted to an iterative process of article relevance suggestion by a natural language data processing algorithm that assisted in the individual and manual selection of articles that would be used for the study. Initially, 14,431 articles were analyzed, 124 of which were included in the filtered result. In this study, the authors and journals that published the most on the analyzed topic are highlighted. Finally, the study managed to make an adequate survey of the literature that has been gaining relevance over the last decade.

**KEY WORDS:** finite elements, RSL, stress, deformation

<sup>1</sup> Universidade Federal do Ceará - UFC, Campus do Pici – Bloco 703 (1º andar) – CEP 60455-760 – Fortaleza – CE, [gustavo.pinheiro@det.ufc.br](mailto:gustavo.pinheiro@det.ufc.br)

<sup>2</sup> Universidade Federal do Ceará - UFC, Campus do Pici – Bloco 703 (1º andar) – CEP 60455-760 – Fortaleza – CE, [heber@det.ufc.br](mailto:heber@det.ufc.br)

## INTRODUÇÃO

Para Liu *et al* (2017), os esforços de compressão variam consideravelmente com o acréscimo da carga bem como levam ao fim da vida do pavimento muito mais rapidamente. As aeronaves transmitem ao pavimento carga da ordem de dezenas de toneladas e, portanto, mesmo com um número de ciclos menor que o dos pavimentos rodoviários, podem proporcionar às pistas de pouso e decolagem uma rápida ruptura quando não dimensionadas corretamente.

Desde sua introdução no início dos anos 1900, as aeronaves têm se tornado maiores e mais pesadas, seguindo um comportamento que tende a se manter no futuro (WHITE, 2017). Esse fator está associado à requisição das companhias aéreas por modelos maiores e que possam transportar mais passageiros ou cargas (FABRE; VAURS, 2019). Esse desenvolvimento da indústria da aviação civil implica num maior esforço aos pavimentos aeroportuário, sobretudo às pistas de pouso e decolagem. Para uma representação adequada da situação *in-situ*, Ambassa *et al.* (2013) recomendam avaliar a estrutura do pavimento, configuração de cargas e temperatura. Ma *et al* (2013), por sua vez, mostram que os métodos mecânico-empíricos baseados em elementos finitos podem representar o comportamento de campo, conforme validaram usando dados coletados na Coreia do Sul.

Diante do exposto e da necessidade de se compreender de modo mais abrangente o estado da arte sobre a temática da análise mecânica em pavimentos aeroportuários este estudo tem como finalidade realizar uma revisão sistemática da literatura que possa auxiliar pesquisas desenvolvidas na área de tensões e deformações calculadas por meio de elementos finitos no solo devido aos esforços impostos na operação de aeronaves.

## MÉTODO DE PESQUISA

O método de pesquisa foi definido por meio da escolha de *strings* de busca, conforme detalhamento na subseção seguinte. Na sequência foi feita a exclusão dos resultados duplicados. A partir das leituras dos artigos foram definidas novas palavras auxiliares no processo de inclusão e exclusão dos trabalhos selecionados e, por fim, foi usado o algoritmo de processamento por linguagem natural.

### *String* De Busca

A pesquisa pelos artigos foi realizada no *website Science Direct* por meio da pesquisa avançada de artigos. Por uma limitação da plataforma, apenas foi possível usar no máximo 9 condicionantes booleanos durante a busca. Para contemplar mais casos em que poderia haver trabalhos importantes, esse limite foi ultrapassado e os resultados divididos em três *strings* posteriormente combinados:

- i. ("Finite elements' AND 'soil') OR ('Finite elements ' AND 'Pavement') OR ('Finite elements ' AND 'soil' AND 'stress' AND 'deformation');
- ii. ('finite element' AND 'acr' AND 'pcr') OR ('finite elements' AND 'acn' AND 'pcn') OR ('finite elements' AND 'airports');
- iii. 'finite elements' AND 'soil' AND 'tension' AND 'deformation'.

### Exclusão De Resultados Duplicados

Como o uso de múltiplas *strings* de busca pode retornar o mesmo artigo mais de uma vez, foi necessário incluir uma etapa metodológica de remoção de artigos duplicados. A verificação foi feita por meio dos critérios de título, palavras chave, autores e *abstract*.

Para o caso de correspondência absoluta de todos os campos, o artigo duplicado foi automaticamente removido. Para os casos em que não havia correspondência exata, mas grandes similaridades, a duplicidade foi analisada manualmente.

### Palavras-Chave De Inclusão E Palavras-Chave De Exclusão

Com a leitura dos títulos e *abstracts* foram delimitadas palavras comuns a artigos que normalmente eram excluídos ou incluídos no resultado. Sendo estas usadas de filtros para uma análise mais eficiente dos trabalhos:

- i. Palavras-chave de inclusão: *Finite Element, Soil, Dynamic, Deformation, load, compared with, Finite Element Analysis, FEM, tension, Pavement, traffic, Finite Elements, finite difference, Airport, hydro, tire, landing, airplane, take-off;*
- ii. Palavras-chave de exclusão: *seismic, energy, earthquake, tunnel, Fluid, beam, bridge, slope, wind, earthquakes, pipe, pipeline, pipelines, slopes, pipes, survey, reviews, noise, Mining, this review, cells, stone, geogrid, pollution, Geosynthetics, literature review, submarine, crash, Vortex, Geotextiles, observational, fish, Spacecraft, trials, PVC, animals, animal, in vitro, systematic review, regression analyses, subways, prevalence, meta-analysis, retrospective study.*

Salienta-se que apesar das palavras ajudarem a indicar os artigos incluídos ou excluídos da pesquisa, a decisão final foi tomada individualmente de acordo com os títulos e *abstracts*.

As palavras-chave definidas nesta seção foram usadas como critérios auxiliares. Entretanto, alguns critérios de exclusão direta foram adicionados, tais como: artigos em idiomas diferentes do inglês e capítulos de livros ou documentos que não sejam artigos publicados.

### Análise De Artigos Por Linguagem Natural

Os dados extraídos, bem como as palavras-chave de inclusão ou exclusão, e os critérios de exclusão definidos foram os dados de entrada do *website Rayyan* (MOURAD *et al.*, 2016). Após a inserção do banco de dados, foram avaliados, pelo menos, 50 artigos manualmente (inclusão ou exclusão) e, em seguida, a plataforma usando aprendizagem de máquina criou uma nota de 0 a 5 estrelas para a relevância dos outros artigos não avaliados. Esse processo iterativo foi repetido após novas avaliações manuais, assim se recalibrando e propiciando ao pesquisador uma nota de relevância mais assertiva quantos mais artigos forem avaliados. Para este estudo, a cada 300 classificações a nota geral dos artigos foi recalculada.

### MÉTODO DE SELEÇÃO

Com os artigos inseridos na plataforma foram sintetizados os dados descritivos dos trabalhos e das análises definidas na etapa metodológica.

### String De Busca

Por meio das *strings* de busca usadas, foram obtidos os resultados brutos dispostos na Figura 1, totalizando 15.145 artigos a serem analisados.

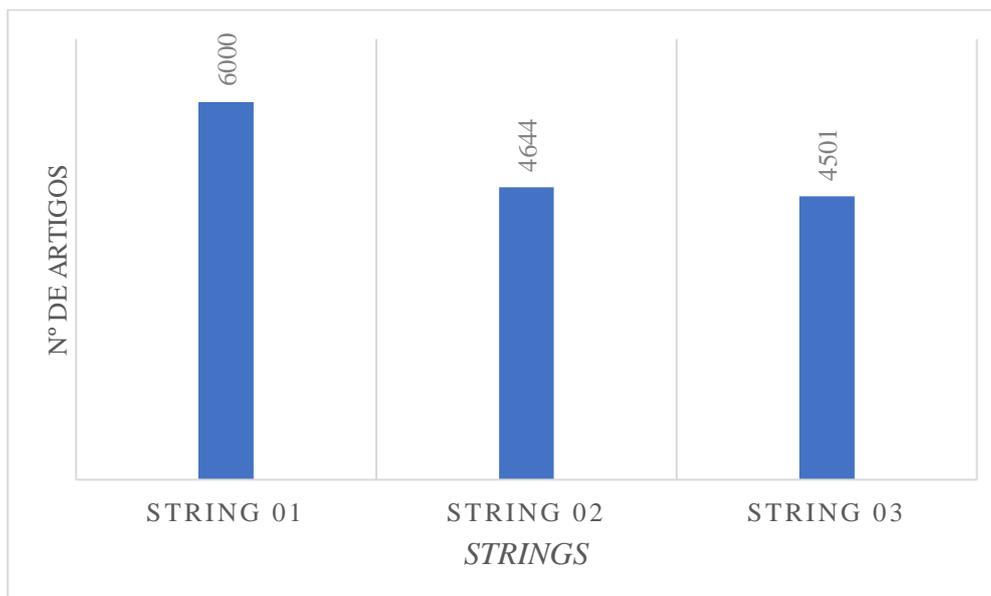


Figura 1. Número de resultados por *string* (AUTOR, 2022).

### Exclusão De Resultados Duplicados

Combinando as três pesquisas, a plataforma *Rayyan* mostrou que houve correspondências exatas em duplicidade nas entradas (artigos e capítulos de livros) e, portanto, deveriam ser eliminadas, conforme mostrado na Figura 2.

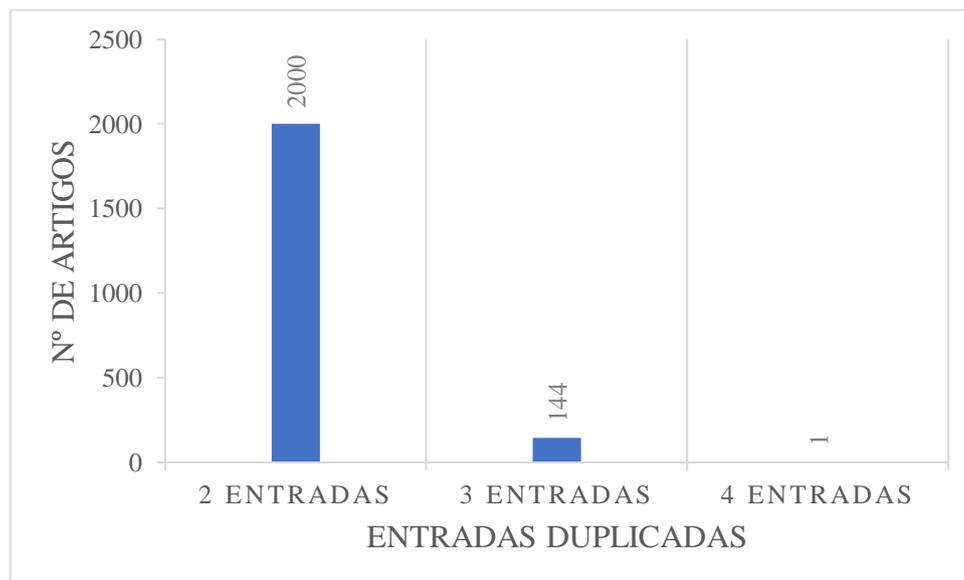


Figura 2. Número de entradas duplicadas (AUTOR, 2022).

### Palavras-Chave De Inclusão E Palavras-Chave De Exclusão

Com a definição das palavras de inclusão e exclusão foram analisados quantos artigos as continham. Sendo possível que o artigo contenha múltiplas palavras de inclusão ou exclusão ou combinações dos dois tipos, o que impactará na análise final sobre a aceitação do artigo. A Tabela 1 mostra o número de referências com as palavras de inclusão e a Tabela 2 com o de exclusão.

**Tabela 1.** Número de referências com palavra de inclusão (AUTOR, 2022).

Palavras-chave (Inclusão)	Nº de Referências	Palavras-chave (Inclusão)	Nº de Referências
<i>Finite Element</i>	4446	<i>Traffic</i>	388
<i>Soil</i>	3920	<i>Finite Elements</i>	349
<i>Dynamic</i>	2298	<i>Finite difference</i>	302
<i>Deformation</i>	2227	<i>Airport</i>	205
<i>Load</i>	1837	<i>Hydro</i>	200
<i>Compared with</i>	1071	<i>Tire</i>	92
<i>Finite Element Analysis</i>	786	<i>Landing</i>	63
<i>FEM</i>	666	<i>Airplane</i>	27
<i>Tension</i>	472	<i>Take-off</i>	16
<i>Pavement</i>	448	-	-

**Tabela 2.** Número de referências com palavra de exclusão (AUTOR, 2022).

Palavras-chave (Exclusão)	Nº de artigos	Palavras-chave (Exclusão)	Nº de artigos
<i>Seismic</i>	1739	<i>Geogrid</i>	86
<i>Energy</i>	1308	<i>Pollution</i>	76
<i>Earthquake</i>	980	<i>Geosynthetics</i>	71
<i>Tunnel</i>	738	<i>Literature review</i>	69
<i>Fluid</i>	733	<i>Submarine</i>	60
<i>Beam</i>	658	<i>Crash</i>	49
<i>Bridge</i>	537	<i>Vortex</i>	47
<i>Slope</i>	494	<i>Geotextiles</i>	39
<i>Wind</i>	481	<i>Observational</i>	30
<i>Earthquakes</i>	418	<i>Fish</i>	20
<i>Pipe</i>	386	<i>Spacecraft</i>	19
<i>Pipeline</i>	319	<i>Trials</i>	19
<i>Pipelines</i>	295	<i>Pvc</i>	14
<i>Slopes</i>	254	<i>Animals</i>	13
<i>Pipes</i>	219	<i>Animal</i>	13
<i>Survey</i>	215	<i>In vitro</i>	8
<i>Reviews</i>	180	<i>Systematic review</i>	7
<i>Noise</i>	171	<i>Regression analyses</i>	6
<i>Mining</i>	143	<i>Subways</i>	5
<i>This review</i>	138	<i>Prevalence</i>	4
<i>Cells</i>	131	<i>Meta-analysis</i>	3
<i>Stone</i>	108	<i>Retrospective study</i>	1

### Critérios De Exclusão Dos Artigos

O primeiro critério de exclusão foi o de idioma do *abstract*. Ao todo foram excluídas 46 referências por esse quesito, conforme Figura 3.

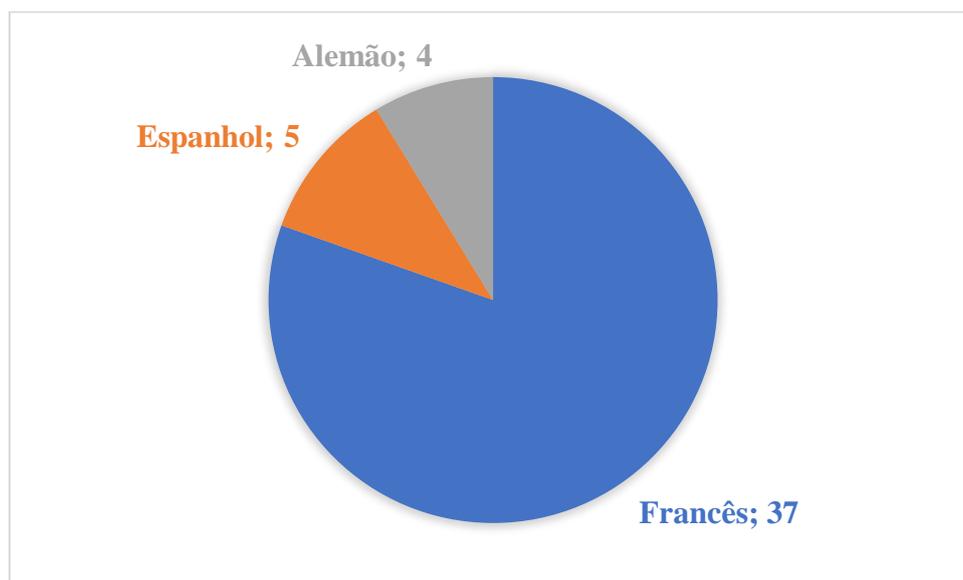


Figura 3. Exclusão por idioma do *abstract* (AUTOR, 2022).

O segundo critério de exclusão foi o tipo de publicação. Ao todo foram excluídas 1.642 referências por esse quesito, conforme Figura 4.

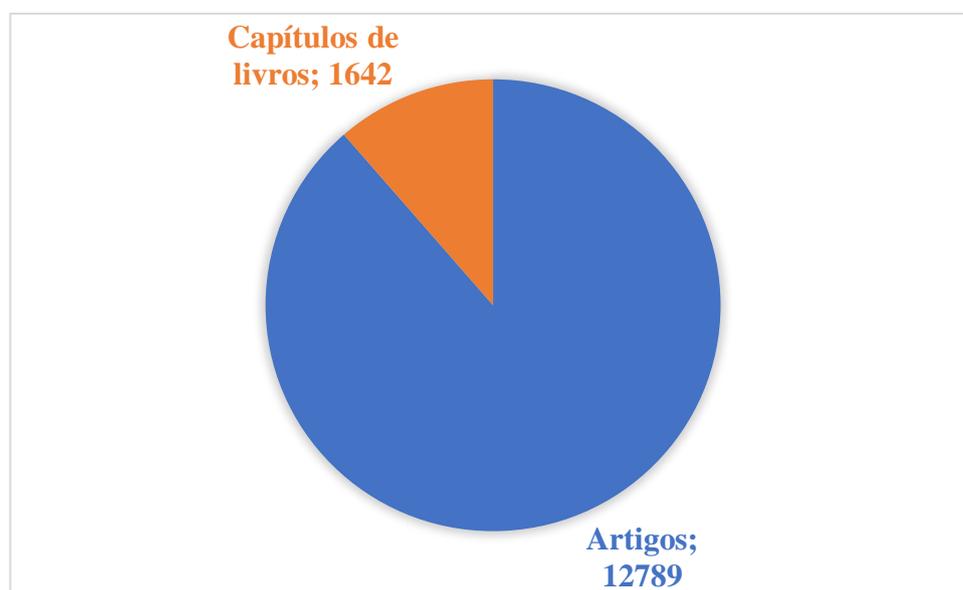


Figura 4. Exclusão por tipo de publicação (AUTOR, 2022).

## SELEÇÃO

Após a exclusão direta dos artigos por idioma e tipo de publicação, os restantes foram avaliados manualmente com auxílio das palavras-chave e da classificação dada pelo processamento da plataforma Rayyan.

### Selecionados Manualmente

Após a leitura das referências, parte dos artigos foram classificados como incluídos e parte como excluídos por falta de relação com o tema pesquisado. Conforme mostrado na Figura 5 foram selecionados 124 artigos entre o total.

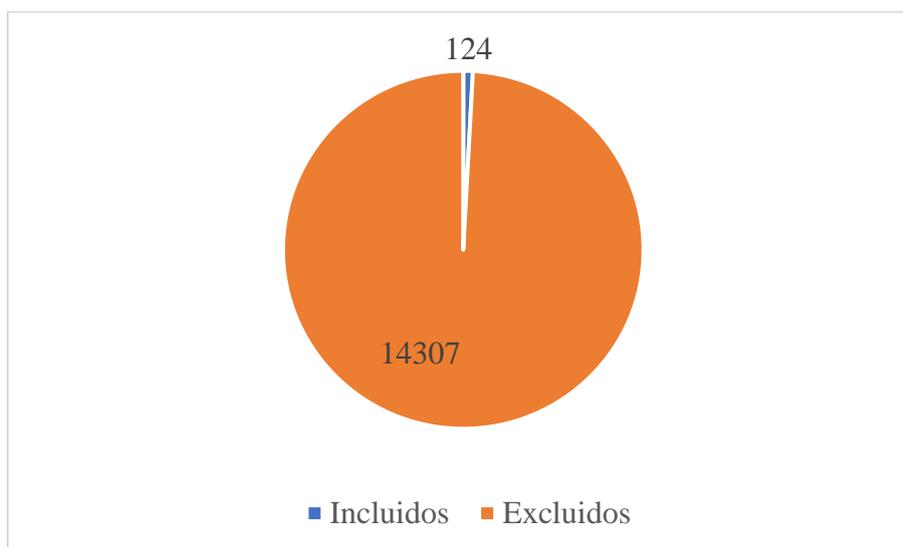


Figura 5. Artigos incluídos na seleção (AUTOR, 2022).

### Periódicos Mais Influentes Na Linha De Pesquisa

Realizou-se uma análise, disposta na Tabela 3 dos 10 periódicos que mais tiveram publicações incluídas na seleção de referências relevantes ao tema. Eles representam 59, 7% das publicações selecionadas.

Tabela 3. Periódicos com o maior número de publicações entre as selecionadas (AUTOR, 2022).

Periódico	Nº de artigos
<i>Construction and Building Materials</i>	26
<i>Journal of Terramechanics</i>	12
<i>Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i>	7
<i>Computers and Geotechnics</i>	6
<i>Computers &amp; Structures</i>	5
<i>Materials &amp; Design</i>	4
<i>Transportation Geotechnics</i>	4
<i>Finite Elements in Analysis and Design</i>	4
<i>Engineering Fracture Mechanics</i>	3
<i>Soils and Foundations</i>	3

### Autores Mais Influentes Na Linha De Pesquisa

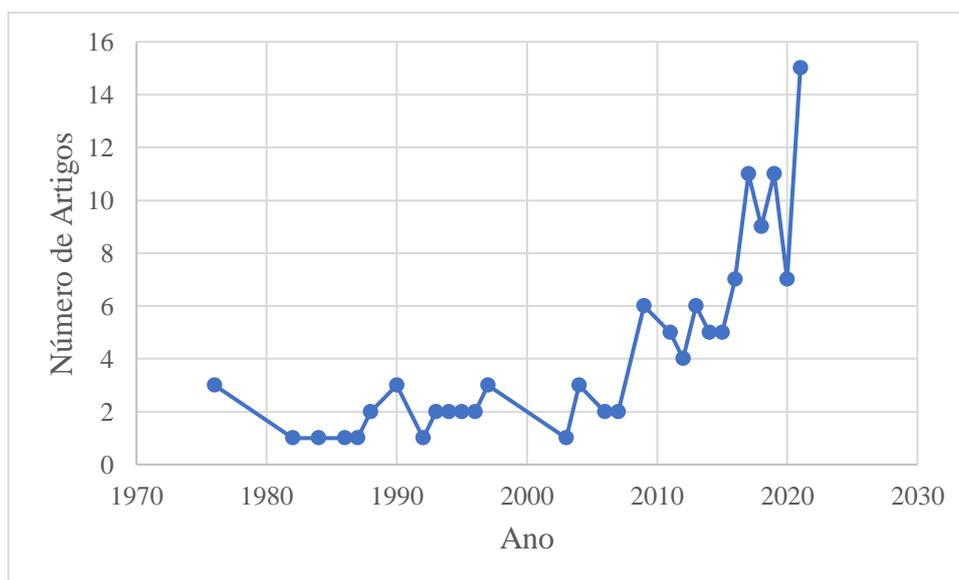
Os dados dispostos na Tabela 4 mostra os 10 autores que mais tiveram publicações incluídas na seleção de referências relevantes ao tema. Eles representam 27,4% das publicações selecionadas. Entre os autores que mais publicaram usando os critérios definidos no trabalho, não houveram autores brasileiros.

**Tabela 4.** Autores com o maior número de publicações entre as selecionadas (AUTOR, 2022)

Autores	Nº de artigos
<i>Luo, Xue</i>	5
<i>Lytton, Robert L.</i>	5
<i>Gu, Fan</i>	4
<i>Ceylan, Halil</i>	3
<i>Petit, C.</i>	3
<i>Wang, Dawei</i>	3
<i>Liu, Pengfei</i>	3
<i>Picoux, B.</i>	3
<i>Oeser, Markus</i>	3
<i>Ruddock, Felicite</i>	2

### Crescimento Anual De Publicações Na Área

Conforme Figura 6, percebeu-se o crescimento do número de publicações sobre o tema nos últimos 39 anos, com 2021 apresentando mais que o dobro de publicações do ano anterior. Além disso, o número de publicações apresentou comportamento ascendente especialmente nos últimos 20 anos.



**Figura 6.** Publicações selecionadas distribuídas anualmente (AUTOR, 2022)

### Termos Mais Frequentes Nos Artigos Selecionados

Com os artigos selecionados foi possível verificar nos *abstracts* os termos mais presentes e que, porventura, poderiam servir como ferramentas auxiliares para um aprofundamento da revisão bibliográfica no tema. Na Figura 7 os termos mais frequentes estão mais ao centro e são maiores, sendo os menores e mais a periferia os menos frequentes.

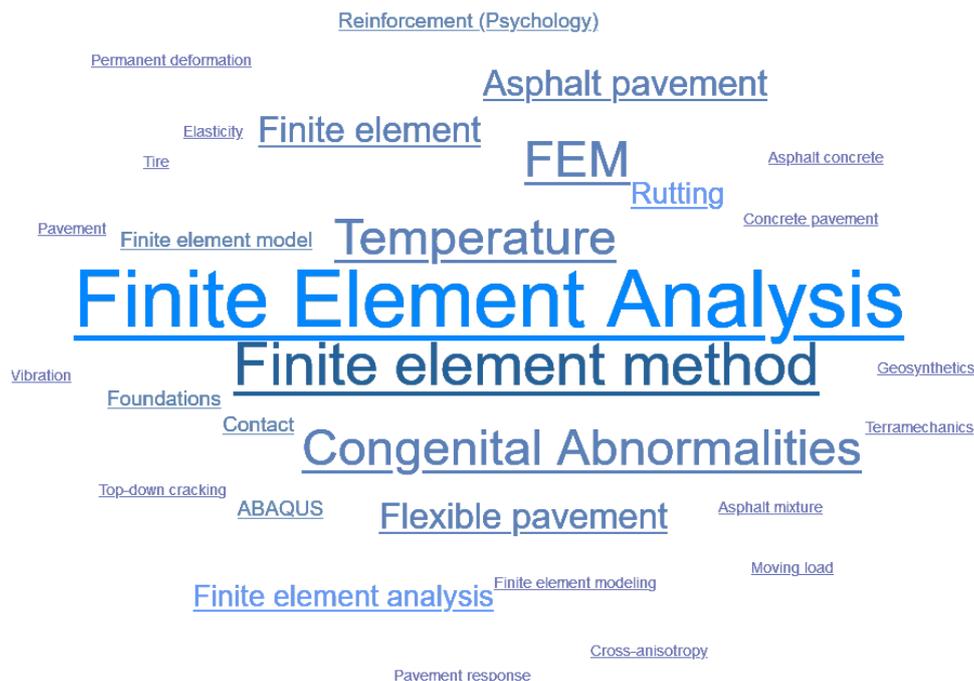


Figura 7. Termos mais frequentes na seleção (AUTOR, 2022).

## CONCLUSÕES

Embora a quantidade de artigos analisados seja um número significativo para uma revisão sistemática da literatura, é necessário adicionar novas buscas com *strings* que possam ser mais assertivas. Os termos mais frequentes analisados neste estudo podem representar relevância para este estudo complementar. Este trabalho foi desenvolvido usando pesquisas em uma única base de dados. Houve o crescimento do número de estudos relevantes ao estudo de esforços no solo por elementos finitos nos últimos anos, o que ilustra um crescimento na atenção dada pelos pesquisadores ao tema.

Reforça-se a importância da avaliação assertiva das tensões no solo no projeto do pavimento e na previsão de cargas, que podem proporcionar o fim da vida útil do pavimento muito antes do período de projeto e, no pior dos casos, contribuir para a ocorrência de incidentes ou mesmo acidentes durante as operações de pousos e decolagens. O método de análise por elementos finitos é capaz de simular esforços consonantes com os observados em campo e, portanto, seu estudo deve ser promovido em pesquisas futuras.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento de recursos para a criação deste trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ambassa, Z., Allou, F., Petit, C., Eko, R. M. (2013). Fatigue life prediction of an asphalt pavement subjected to multiple axle loadings with viscoelastic FEM. *Construction and Building Materials*, 43, 443–452. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2013.02.017>
- Fabre, C. en Vaurs, G. (2019) “Paradox: Why the Heaviest Commercial Airplane Remains the Most Pavement Friendly Aircraft at Large Hub Airports”, in *Airfield and Highway Pavements 2019*, bll 333–342. doi: 10.1061/9780784482476.033.
- Liu, P., Wang, D., Oeser, M. (2017). Application of semi-analytical finite element method to analyze asphalt pavement response under heavy traffic loads. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2017.03.003>



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



- Ma, Y., Kim, H., Kim, I., & Cho, Y.-H. (2013). Development of a mechanistic-empirical prediction model for joint spalling distress in concrete pavements. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.029>
- Mourad Ouzzani, Hossam Hammady, Zbys Fedorowicz, and Ahmed Elmagarmid. Rayyan — a web and mobile app for systematic reviews. *Systematic Reviews* (2016) 5:210, DOI: 10.1186/s13643-016-0384-4.
- White, G. (2017) “Limitations and potential improvement of the aircraft pavement strength rating system to protect airport asphalt surfaces”, *International Journal of Pavement Engineering*. Taylor & Francis, 18(12), bl 1111–1121. doi: 10.1080/10298436.2016.1155122.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### ANÁLISE DA IS -247: SUGESTÕES DE AJUSTES NA INSTRUÇÃO DE SERVIÇO PARA PROJETOS DE PAVIMENTOS COM O MeDiNa

*DAN IMBROISI BRANT TEIXEIRA <sup>1</sup>; LARA CORDEIRO PITANGUI <sup>2</sup>; DUÍLIO ASSUNÇÃO MARÇAL DE ARAÚJO <sup>3</sup>; LUCAS ANDRÉ DE AREDE PONTES <sup>4</sup>; MATHEUS MACHADO LOPES <sup>5</sup>; RODRIGO MARQUES LIMA <sup>6</sup>; JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO <sup>7</sup>*

#### RESUMO

Este texto apresenta sugestões de ajustes na IS-247, que trata de uma instrução de serviço específica para projetos de pavimentos flexíveis a serem dimensionados pelo Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. O seu conteúdo se fundamenta em dois seminários desenvolvidos como atividade na disciplina Pavimentação do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (Teixeira et al., 2021; Pitangui, Lopes e Pontes, 2021). As atividades de análise da IS-247 tiveram início antes de sua publicação definitiva, tendo sido concluídas após esta. As análises realizadas e consequentes sugestões aqui apresentadas se fundamentaram em particularidades atinentes aos solos tropicais, aos solos não saturados e ao clima do Brasil, baseando-se nas aulas do curso. Buscou-se sugerir na instrução de serviço a inclusão da avaliação de análises do perfil de intemperismo ao longo da profundidade, a influência do teor de umidade e da granulometria, inclusão da possibilidade de estabilização mecânica, somando-se às já citadas estabilizações químicas, considerações mais adequadas do tráfego atual, análises geológicas e hidrogeológicas mais aprofundadas, bem como outros fatores os quais entendem-se serem fundamentais para uma adequada avaliação de um solo a ser empregado numa camada de pavimento. As sugestões são apresentadas seguindo a sequência da IS-247 e objetivam contribuir para o sucesso prático no uso do MeDiNa.

**PALAVRAS-CHAVE:** Solos tropicais, Solos não saturados, Estabilização, Distribuição de poros.

#### ABSTRACT

This text presents suggestions for adjustments to IS-247, which deals with a specific service instruction for flexible pavement projects to be dimensioned by the Método de Dimensionamento Nacional - MeDiNa. Its content is based on two seminars developed as an activity in the Paving discipline of the Graduate Program in Geotechnics at the University of Brasília (Teixeira et al., 2021; Pitangui, Lopes e Pontes, 2021). IS-247 analysis activities began before its definitive publication, and were completed after it. The analyzes carried out and the consequent suggestions presented here were based on particularities related to tropical soils, unsaturated soils and the climate of Brazil, based on the course's classes. It was sought to suggest in the service instruction the inclusion of the evaluation of weathering profile analysis along the depth, the influence of the moisture content and granulometry, inclusion of the possibility of mechanical stabilization, in addition to the already mentioned chemical stabilizations, considerations of the current traffic, more in-depth geological and hydrogeological analyses, as well as other factors which are understood to be fundamental for an adequate evaluation of a soil to be used in a pavement layer. The suggestions are presented following the sequence of IS-247 and aim to contribute to the practical success in the use of MeDiNa.

**KEY WORDS:** Tropical soils, Unsaturated soils, Stabilization, Pore distribution.

1 Universidade de Brasília (UnB), dibt@hotmail.com

2 Universidade de Brasília (UnB), laracordeiop@gmail.com

3 Universidade de Brasília (UnB), duiliomarcal@gmail.com

4 Universidade de Brasília (UnB), lucas26arede@gmail.com

5 Universidade de Brasília (UnB), machadomlopes@gmail.com

6 Universidade de Brasília (UnB), rodrigo.marqueslima@gmail.com

7 Universidade de Brasília (UnB), camapumdecarvalho@gmail.com

## INTRODUÇÃO

Com o lançamento da Instrução de Serviço IS-247 – Estudos para Elaboração de Projetos usando o Método de Dimensionamento Nacional - MeDiNa, definiu-se como atividade para os alunos matriculados na disciplina Pavimentação do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília – UnB, a elaboração de dois seminários com apresentação oral e de texto em formato de artigo, nos quais se deveria fazer uma análise crítico-constructiva da referida Instrução de Serviço. As análises tiveram como fundamento o conteúdo ministrado na disciplina e os debates desenvolvidos ao longo do curso, buscando-se tecer considerações que pudessem contribuir para o aperfeiçoamento da Instrução de Serviço proposta.

Objetivou-se, com os seminários, ampliar a formação dos participantes e, ao mesmo tempo, contribuir para o aperfeiçoamento da Instrução de Serviço IS-247, inserindo-se particularidades relevantes concernentes aos solos tropicais. As propriedades e os comportamentos desses solos comumente variam com os níveis e condições de intemperização aos quais se submeteram durante os processos de formação e são afetados pelo tratamento a eles dispensados em situações de laboratório e de campo, requerendo que sejam observadas algumas particularidades. Não menos relevante é considerar a influência do estado não saturado do solo quando este for o caso, lembrando que tal influência também depende do nível de intemperização por ele sofrido e do estado em que ele se encontra.

Diante desse desafio, os alunos e as alunas da disciplina foram divididos em dois grupos e apresentaram, por meio de artigo e seminário, os seguintes temas: Grupo 1 – “Recomendações à Instrução de Serviço de estudos para elaboração de projetos usando o método MeDiNa sob a ótica dos solos tropicais”; Grupo 2 – “Análise Crítica IS-247: Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa”.

Com base nos textos e seminários apresentados e discutidos no curso e considerando-se o conteúdo da IS-247, foram formuladas as sugestões apresentadas neste artigo, objetivando-se contribuir para o aperfeiçoamento dos Estudos para Elaboração de Projeto de Estrutura de Pavimento usando-se o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. Portanto, o artigo tem por base não uma revisão da literatura, nem o estabelecimento de um estado da arte, mas sim o exercício da reflexão com base em conhecimentos e experiências desenvolvidas no âmbito dos solos tropicais e dos solos não saturados, lembrando que quase sempre os fundamentos teóricos e as normas técnicas adotados na prática da engenharia geotécnica no Brasil tem por base os modelos desenvolvidos para solos de região temperada e fria e considerando-se o solo em estado saturado. Sair de um horizonte e adentrar no outro requer mudanças, que por vezes são vistas como erros grosseiros, no entanto, a prática da engenharia requer engenhosidade sendo para isso muitas vezes necessário abrir mão dos conhecimentos postos como se fossem verdades absolutas, até porque a verdade quando se trata de conhecimento técnico-científico é algo que está sempre, ou quase sempre, em construção.

O conteúdo desse artigo tem ainda um segundo e relevante objetivo, mostrar ser possível levar para sala de aula a discussão sobre temas aplicados possibilitando a formação de uma consciência profissional com elo entre a teoria e a prática e lançando por terra o ditado popular de que na prática a teoria é outra.

Como terceiro objetivo, talvez o mais relevante, o artigo traz à luz, como bem realçado por um dos seus revisores, a necessidade de se estar discutindo e ampliando os entendimentos sobre o atual conteúdo da IS-247, que embora não obrigue a segui-la, pois não tem força de Lei, além de vincular as empresas e profissionais de engenharia às suas orientações, pode se tornar obrigatória por meio de contratos firmados e editais de licitação dos quais as empresas venham a participar,

tornando-se imperiosa a necessidade de discuti-la como feito no presente artigo, e cabendo, aprimorá-la.

## ESTUDOS GEOLÓGICO-PEDOLÓGICOS

Teixeira *et al.* (2021) mostraram a necessidade do estudo em perfil dos materiais formados em condições de clima tropical que serão usados como jazidas destinadas à construção, tendo em vista o entendimento de que o processo de intemperização ocorre em intensidades diferentes ao longo da profundidade, levando o material a ser utilizado a propriedades e comportamento distintos, apesar de, muitas vezes, apresentar características como textura e cor similares.

Tal particularidade pode levar a avaliações de propriedades e comportamento dos solos incompatíveis com aquelas que apresentam na obra, dificultando ou mesmo comprometendo sua execução e/ou o desempenho.

## ESTUDOS GEOTÉCNICOS

Pitangui, Lopes e Pontes (2021) apontaram que, na Instrução de Serviço IS-247, foi definido um espaçamento máximo de 500 metros entre dois furos de sondagem no sentido longitudinal, devendo-se reduzir tal espaçamento no caso de grandes variações de tipos de solo. Na fase de projeto executivo, tal espaçamento é de 150 metros. Entende-se que o espaçamento proposto para ambos os casos seja razoável, no entanto, sugere-se que seja acompanhado da utilização de geofísica (para o projeto básico), para identificação de eventuais variações significativas do tipo e características do solo. Assim, caso exista significativa variação, devem ser executados mais furos de sondagem para a adequada avaliação no eixo da rodovia, ou até mesmo transversalmente, de acordo com a necessidade. A adoção da técnica pode ainda contribuir para a redução no número de pontos, ampliando-se o espaçamento a ser considerado na fase de projeto executivo.

Ainda no estudo do subleito, segundo os autores, foi recomendada, nos furos de sondagem, uma profundidade de 1,0 metro abaixo do greide de terraplenagem. No entanto, entende-se que essa profundidade deve ser avaliada considerando-se as características do tráfego inclusive com projeções futuras, em especial quanto ao número de eixos dos veículos e nível de carga a eles imposto.

Hoje, três situações merecem atenção: o tráfego rodoviário elevado em algumas regiões e crescente em outras; o continuado aumento da carga por eixo; a ampliação do número de eixos dos caminhões. O aumento da carga por eixo implica maiores tensões cíclicas sobre o solo e o aumento do número de eixos implica aprofundamento do bulbo de tensões, atingindo camadas mais profundas do subleito, ambos podendo afetar o desempenho da estrutura de pavimento. Nesse sentido, indica-se o aumento de tal profundidade para, no mínimo, 1,5 metros, somando-se ainda à necessidade de aumentar ou mesmo diminuir essa profundidade em função do bulbo de tensões gerado pelo conjunto de eixos.

Ressalta-se que, caso necessário, em tráfegos mais elevados e com características particulares, essa profundidade possa ser aumentada. É importante avaliar caso a caso, considerando-se as especificidades do tráfego e geotécnicas, geológicas e hidrogeológicas da região para que as análises sejam adequadas e o projeto atenda a vida útil prevista para a obra de modo satisfatório.

Pitangui, Lopes e Pontes (2021) destacaram que, quando o material do subleito for expansivo ou muito deformável, a IS-247 recomenda que seja prevista sua estabilização com aditivo que diminua ou anule sua expansão. Indica-se que o estudo do material expansivo deve ser

acompanhado de análises químico-mineralógicas, uma vez que tais características influenciam diretamente nas propriedades e no comportamento do solo e a expansão pode ter origem mineralógica e/ou estrutural.

Todos esses fatores podem fazer com que um solo apresente um comportamento distinto daquele esperado pela teoria. Quando se tratar de um material mais intemperizado, geralmente a origem tem menos relevância do que em um material menos alterado. No entanto, essa avaliação é fundamental e deve ser feita. Sugere-se a leitura do artigo “Unsaturated soils in the context of tropical soils” (Camapum de Carvalho; Gitirana Jr., 2021).

Ainda no que diz respeito à estabilização, a Instrução indica as estabilizações químicas e granulométricas para o subleito nos casos em que o material que o compõe apresente características expansivas maiores do que as exigidas por norma. Além desses dois métodos de estabilização, é importante pensar na estabilização mecânica dessa camada por meio da compactação, lembrando que a expansão pode ter origem estrutural ou mineralógica.

Para o caso de expansão estrutural, pode-se reduzi-la ou mesmo eliminá-la por meio de ajustes na técnica, na energia e na umidade utilizadas na compactação. Caso necessário, pode-se somar a tais ajustes as intervenções de natureza química, sendo estas mais apropriadas às expansões de origem mineralógicas. Essas análises devem ser feitas considerando-se o contexto em que a obra se encontra, avaliando-se a disponibilidade de materiais, as condições de drenagem, a interação solo-atmosfera e as melhores alternativas de melhoramento do solo. Recomenda-se ainda, caso seja adotada a estabilização química, que se avalie a possibilidade de migração química do material estabilizado e se esta não afetará outras camadas da estrutura de pavimento e do próprio subleito.

Para a estabilização química, sugere-se realizar uma análise mineralógica e de cátions trocáveis, de forma a se avaliar a efetividade do aditivo. Caso se trate de solos lateríticos ou de outros solos ou materiais agregados, é importante averiguar se o estabilizante químico não gerará instabilidades texturais no solo, assim como se a migração em campo de parte dos compostos químicos contidas no estabilizante não proporcionará instabilidades nos solos circunvizinhos.

Como as reações químicas oriundas de estabilizações com cal e cimento são passíveis de gerar certo consumo da água presente no solo, caso os estudos do comportamento mecânico do material estabilizado não sejam realizados com o solo em estado saturado, recomenda-se avaliar o impacto da sucção no comportamento mecânico, pois a melhoria pode ser, em parte, devido a ela e não integralmente ao estabilizante. É importante, quando o estudo do comportamento mecânico for feito em condições não saturadas, que se avalie qual será o comportamento das misturas na condição de faixa de equilíbrio da umidade em campo.

Nos ensaios sugeridos para o subleito, encontra-se o de granulometria e sedimentação. Indica-se uma adição no texto, sugerindo-se a possibilidade de utilização do granulômetro a laser para obtenção da curva granulométrica de solos finos (partículas < 0,075). Cabe destacar que o uso ou não de defloculante ou uso ou não de ultrassom ou mesmo de ambos, ultrassom e defloculante, deve estar ligado às condições de trabalho do solo em campo, sendo sempre recomendável que se inclua nas análises ensaios com o solo em seu estado natural e, em caso de estabilização química, o solo contendo o estabilizante no teor a ser usado, pois o mesmo pode gerar floculações/agregações ou defloculações/desagregações no solo. É importante lembrar que, no caso de ensaios de sedimentação, a calibração do densímetro deve ser efetuada com água contendo a química a ser usada (defloculante, cal, cimento etc.).

Destaca-se que o ensaio no granulômetro a laser tem boa precisão, podendo ser executado de maneira rápida, com ou sem a ação do defloculante. Vale ressaltar, no entanto, que cada projeto tem suas particularidades, devendo-se avaliar qual ensaio e suas respectivas especificações se adequam mais à situação real, seja ele o de sedimentação ou de granulometria a laser, bem como a análise com e sem o uso de defloculante e/ou ultrassom quando pertinente.

Segundo Araújo *et al.* (2017), o grau de intemperismo do solo influencia diretamente em sua estrutura. O comportamento do solo é afetado pelos agentes cimentantes, que agregam as partículas do solo, ocasionando o surgimento de uma macroestrutura observada na composição granulométrica. Dessa forma, é importante a análise com e sem a ação do defloculante ou ultrassom, a fim de analisar o solo tanto com as cimentações presentes como sem elas, buscando-se representar o comportamento real do solo em campo. Quando do uso de estabilizantes químicos no tratamento dos solos agregados, solos profundamente intemperizados, solos lateríticos, é importante que se avalie o impacto deles na estabilidade dos agregados ao longo do tempo (Ayala, 2020; Camapum de Carvalho; Gitirana, Jr. 2021), pois o comportamento pode passar por processos de deterioração.

É importante ainda destacar detalhes quanto ao ensaio CBR. É relevante que este seja feito não somente na umidade ótima, mas em todos os pontos da curva de compactação, a fim de se compreender como varia esse parâmetro em função das condições de compactação. É importante também executar o ensaio CBR com e sem inundação, pois tal procedimento pode fornecer informações valiosas com pouco trabalho adicional, fazendo-se o ensaio sem inundação do lado oposto do corpo de prova ao que será feito com inundação. Assim, obtém-se uma avaliação da variação do comportamento do solo com a umidade. Esse ensaio também pode apontar para heterogeneidades presentes no corpo de prova. Ao aliar esses ensaios com o de curva característica e de curva característica transformada (Camapum de Carvalho & Leroueil, 2004), é possível se ter um melhor entendimento da variação do comportamento mecânico do solo com a sucção e com as condições de compactação.

Essa análise é também útil para verificar a faixa de aceitabilidade de grau de compactação e umidade durante a fase de construção. O mesmo raciocínio vale para o Módulo de Resiliência, Deformação Permanente e ensaios de Fadiga.

Apesar de a norma citar que deverá ser feito um projeto de drenagem para deixar o nível d'água abaixo de 1,5 metros, deve-se levar em consideração a eventual ação de uma franja capilar que poderá mudar a umidade de equilíbrio do subleito, sub-base e base afetando a sucção atuante e, por consequência o comportamento mecânico do solo.

Cabe ainda destacar que, em muitas situações, a estabilização objetivando a melhoria da resistência à tração ou combate a trincas de tração poderá ser feita por meio da inclusão de fibras naturais ou sintéticas.

## ESTUDO DE ÁREAS DE EMPRÉSTIMO E OCORRÊNCIA DE MATERIAIS

Teixeira *et al.* (2021) indicaram que, além do estudo em perfil dos solos, com a finalidade de agrupar os materiais com o mesmo comportamento, há também a necessidade de a forma de compactar o solo em laboratório ser similar àquela que ocorrerá em campo, pois o comportamento do solo compactado pode mudar com o modo de compactação, lembrando que, em caso de cascalhos e solos lateríticos, a vibração é passível de promover a quebra de agregados, levando o solo a um pior comportamento mecânico, apesar do peso específico geralmente mais elevado. Outro aspecto relevante diz respeito a alteração do peso específico dos grãos ao longo do perfil de intemperismo tropical presente em grande número de jazidas estudadas e utilizadas nas obras devendo as análises de compactação serem realizadas não só em função do peso específico aparente seco, mas também em função do índice de vazios. Tal prática contribui para a melhoria do controle de compactação em campo.

Deve-se também tomar cuidado com a secagem dos solos lateríticos na fase de preparação de amostras, pois a água presente no interior dos agregados, eliminada com a secagem, nem sempre é recomposta de modo imediato com o umedecimento do solo, gerando diferença de comportamento

entre o laboratório e o campo, já que a água presente no interior das agregações lateríticas não interfere no comportamento mecânico do solo e estarão pelo menos em parte ausentes no solo estudado em laboratório e presentes no solo usado em campo, gerando assim, uma diferença entre a umidades efetivas definidoras do comportamento em campo e em laboratório (Aquino *et al.* 2008; Camapum de Carvalho & Gitirana Jr. 2021).

Sobre a qualidade da água, deve-se ter uma atenção especial, tendo em vista que, em laboratório, os ensaios são realizados com água destilada ou com água fornecida pela concessionária local, porém, durante a execução das obras, as águas utilizadas nos ajustes de umidade são retiradas diretamente de córregos, rios ou reservatórios, podendo ter composição química distinta daquela da água usada nos estudos e afetar o comportamento previsto para o solo (Coelho, Aquino & Camapum de Carvalho, 2016). Salienta-se que não raro as águas de mananciais e reservatórios encontram-se contaminadas por insumos agrícolas, resíduos industriais e resíduos urbanos, tendo suas composições químicas alteradas em relação à água usada durante os estudos em laboratório. Estudos complementares podem se fazer necessários de forma a se avaliar o impacto da composição química da água no comportamento hidromecânico do solo.

O módulo de resiliência de um solo geralmente é, em determinado grau, dependente da sucção. Entende-se que, apesar de um bom projeto de drenagem, variações no teor de umidade do solo e, por consequência, no valor da sucção irá gerar variação no módulo de resiliência do solo, devendo-se considerar a dinâmica espacial e temporal. Assim, entende-se que o estudo do módulo resiliente deve ser contextualizado em relação à situação de campo, devendo contemplar a dinâmica da sucção, que é função da porosidade e da umidade presente no solo.

Quando se trata de estabilização química, além da variação do teor de umidade, deve-se verificar a potencial ação desagregadora devido ao agente químico e qual o impacto desses fatores na sucção atuante e que atuará no solo. Além disso, como aponta Pitangui, Lopes e Pontes (2021), com base nas propriedades mineralógicas e físico-químicas dos materiais, bem como do clima, condições de drenagem, geomorfologia, etc., a umidade imposta ao solo irá variar ao longo do tempo para atingir uma determinada faixa de equilíbrio.

Em geral, tal consideração é realizada com base na média anual, entretanto, há regiões com climas e microclimas diversos no Brasil, sendo fundamental considerar a variação em relação à curva característica e o comportamento do solo em função desta, obtendo-se uma faixa de umidade para a adoção de uma umidade crítica, mais adequada ao estudo do comportamento mecânico do solo para o projeto.

Nessa lógica, em se tratando da curva característica, a própria determinação desta não é exigida pela IS-247, sendo, porém, em certos casos, não só recomendável como indispensável. No caso dos solos finos ou contendo um apreciável teor de finos, a fadiga da estrutura de pavimento pode ser, em grande parte, devido a variações de sucção, que se fazem acompanhar de contrações e expansões do solo, devendo esse fator ser adicionado aos efeitos mecânicos contemplados pelo Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. As variações de sucção podem impor, por meio da contração e expansão do solo, uma mobilização de tensões passível de afetar toda a estrutura do pavimento, chegando até mesmo a causar fissuras no revestimento (Pessoa, 2004).

Ao unir a determinação da curva característica com a caracterização mineralógica, pode-se viabilizar uma análise qualitativa de como se comportará o solo *in situ* e viabilizar estudos quantitativos do comportamento de modo mais objetivo. O uso do Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa deve levar em consideração as variações de sucção e o estado do solo e sua dinâmica *in situ*.

## ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Quanto ao estudo de Misturas Asfálticas, destacando-se o ensaio de Módulo de Resiliência, é necessário atentar-se para o nível de tensões considerado para o projeto. Nos últimos anos, tem-se visto tráfegos cada vez mais elevados e com carga por eixo crescente, o que afeta diretamente o dimensionamento de estruturas de pavimentos, uma vez que a carga solicitante no pavimento passa a ser maior.

As normas, ao ditarem os níveis de tensões a serem empregados nos ensaios, devem ser realistas com relação ao tráfego, sendo importante essa análise crítica por parte do projetista. Deve-se também avaliar o estado do solo em termos de porosidade e umidade durante os ensaios e os corpos de prova usados: caso não se rompam, podem, em seguida, ser submetidos a ensaios de compressão simples, pois isso será uma informação adicional. É sempre relevante o monitoramento do peso específico e da umidade dos corpos de prova, ou seja, faz-se necessário a determinação desses parâmetros, sendo a da umidade após a ruptura.



Figura 1. Trincas na estrutura de pavimento: (a) longitudinais; (b) transversais (Fotos: José Camapum de Carvalho 2004; Camapum de Carvalho & Gitirana 2006 citado por Gheling *et al.* 2015).

Tendo em vista que a norma DNIT 031/2006 estabelece o ensaio de dano por umidade induzida e, em seguida, o ensaio de resistência à tração por compressão diametral para avaliação de seu comportamento, é importante que, após a submissão do corpo de prova à ação da umidade, seja realizado o ensaio de Módulo de Resiliência, *Flow Number* e Fadiga para verificar seu comportamento, a fim de se estabelecerem as faixas de aceitabilidade.

Embora o objetivo essencial da IS-247 seja a aplicação do método MeDiNa, para maior eficiência e durabilidade das estruturas de pavimentos faz-se necessário, em algumas situações, associar as análises ao impacto de outros fatores como o climático e particularidades dos solos que compõem a estrutura de pavimento, pois estes fogem à abrangência direta do método. A Figura 1 apresenta trincas longitudinais em áreas de aterro (a) e transversais nas estruturas de pavimento com greide convencional (b) que ocorreram na estrada tronco em Urucu, estado do Amazonas, devido a atuação da sucção proporcionando esforços de tração no revestimento asfáltico em AAUQ (areia Asfalto Usinada à Quente) por meio respectivamente de expansões e contrações na estrutura de solo suporte (Camapum de Carvalho & Gitirana, 2006 citado por Gheling *et al.* 2015). Esse exemplo mostra a necessidade em certos casos de associação do método MeDiNa a outras avaliações de modo a garantir a durabilidade e qualidade da via.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

As análises apresentadas nesse artigo mostram a necessidade de se contextualizar o uso do Método de Dimensionamento de Estruturas de Pavimentos MeDiNa em relação aos solos tropicais, aos solos não saturados, às variáveis climáticas, à composição da estrutura de pavimento como um todo incluindo do revestimento ao subleito, à realidade da obra.

Por exemplo, no caso citado no último item a solução, dado o elevado custo dos agregados pétreos na região, seria a intervenção no próprio material usado por meio de incorporação de fibras seja ao solo suporte, seja ao revestimento, seja a ambos.

Faz-se necessário considerar a contextualização do método de dimensionamento para que se verifique se ele é a melhor alternativa, ou a melhor alternativa sendo usado de modo isolado, pois em certas situações como a relatada não o é.

Os estudos experimentais voltados para o uso do método de dimensionamento MeDiNa requer se considere aspectos como temperatura, umidade e porosidade dos materiais compondo a estrutura de pavimento, mas não extremos que fogem à realidade da obra, pois isto além de poder encarecer o empreendimento não significa que fará com que ele tenha um bom desempenho. Faz-se necessário o entendimento dos mecanismos de atuação da estrutura de pavimento em suas partes e como um todo contextualizando os diferentes fatores nas escalas temporal e espacial para que se possa levar à eficiência desejada o uso do método MeDiNa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AQUINO, F.R.; GUIMARÃES, R.C.; AGUIAR, L.A.; MIRANDA, C.O.P.; CABRAL, M.P. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2008). Influência dos métodos de compactação e preparação de amostras no comportamento da curva de compactação de solos tropicais. Proc. 19º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios. ABMS, pp. 1755-1762.
- ARAÚJO, A.G; ALVES, E. C; SOUZA, J. C; SILVA, I. L. A; CORRECHEL, V. Análise da Determinação Granulométrica de uma Latossolo por Dois Métodos: Densímetro e Granulômetro a Laser. Revista Mirante, Anápolis, Goiás. 2017.
- AYALA, R.J.L. (2020). Melhoria de Solos com Fibras Provenientes da Indústria Avícola, Tese de Doutorado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil 272p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR, G.F.N. (2006). Análise preliminar do desenvolvimento de trincas em pavimentos construídos na Região Amazônica. XXXVII RAPV/11º ENACOR. Goiânia, v. 1, 10 p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR., G.F.N.; MACHADO, S.L.; MASCARENHA, M.M.A.; SILVA FILHO, F.C. (Organizadores) (2015). Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico, 1ª Edição, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, SP, Brasil 759 p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; REZENDE, L.R.; CARDOSO, F.B.F.; LUCENA, L.C.F.L.; GUIMARÃES, R.C.; VALENCIA, Y.G. (2015). Tropical soils for highway construction: Peculiarities and considerations, 5, Transportation Geotechnics, 3-19 p.
- COELHO, J. A., AQUINO, S. C. N. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2016). Análise da influência da qualidade da água na compactação de solos tropicais. Proc. 45ª RAPV, 19º ENACOR. Brasília. 1-13. (in Portuguese)
- DNIT (2021). Instrução de Serviço – IS-247: Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. Nota Informativa. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- GHELING, W.Y.Y.; REZENDE, L.R.; LUCENA, L.C.F.L.; BERNUCCI, L.L.B.; NUNEZ, W.P.; CERATTI, J.A.P. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2015). Estruturas de pavimento no contexto dos solos não saturados. ABMS: Solos não saturados no contexto geotécnico, cap. 25, pp. 687 – 731.
- PESSOA, F.H.C. (2004). Análise dos solos de Urucu para fins de uso rodoviário. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, G.DM 117A/04, 151 p. <https://www.geotecnia.unb.br/index.php/pt/producao-academica/teses-e-dissertacoes>



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



PITANGUI, L.C.; LOPES, M.M.; PONTES, L.A.A. (2021). Análise Crítica IS-247: Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional –MeDiNa. Seminário acadêmico da disciplina Pavimentação, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília.

TEIXEIRA, D.I.B.; SALLA, D.; ARAUJO, D.A.M.; FARIAS, P.C.A. (2021). Recomendações à Instrução de Serviço de estudos para elaboração de projetos usando o método MeDiNa sob à ótica dos solos tropicais. Seminário acadêmico da disciplina Pavimentação, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE DO EFEITO DA CONDIÇÃO DE ADERÊNCIA ENTRE AS CAMADAS DE PAVIMENTO AEROPORTUÁRIO NO MÓDULO DE ELASTICIDADE

JOSÉ WÊMENSON RABELO CHAVES<sup>1</sup> & FRANCISCO HEBER LACERDA DE  
OLIVEIRA<sup>2</sup>

#### RESUMO

O comportamento mecânico do pavimento aeroportuário é influenciado pelas condições de aderência entre as interfaces dos materiais construtivos e do Módulo de Elasticidade das camadas. Para aferição das rigidezes em campo, emprega-se o processo denominado de retroanálise, utilizando as bacias deflectométricas medidas por equipamentos *Falling Weight Deflectometer* (FWD) e *Heavy Weight Deflectometer* (HWD). Durante o procedimento de retroanálise, alguns softwares solicitam ao usuário a condição de aderência. No entanto, não existe consenso sobre esse parâmetro durante o processo de retroanálise. Diante disso, este trabalho tem o objetivo de verificar a influência da condição de aderência entre as camadas de um pavimento aeroportuário nos Módulos de Elasticidade durante o processo de retroanálise. Para isso, foram realizadas retroanálises de bacias deflectométricas obtidas em uma pista de pouso e decolagem empregando o software BackMedina (V.1.0.2), em duas diferentes condições de aderências (total e nula). Constatou-se uma diferença significativa entre os valores aferidos durante o processo de retroanálise, mostrando que a condição de aderência entre as interfaces dos materiais (com e sem aderência), é um parâmetro que exerce influência sobre os resultados finais da rigidez dos materiais.

**PALAVRAS-CHAVE:** Retroanálise; HWD; BackMedina; Aderência.

#### ABSTRACT

The mechanical behavior of the airport pavement is influenced by the adhesion conditions between the interfaces of the construction materials and the Elasticity Module of the layers. To measure the stiffness in the field, the process called backcalculation is used, using the deflectometric basins measured by Falling Weight Deflectometer (FWD) and Heavy Weight Deflectometer (HWD) equipment. During the retro-analysis procedure, some software asks the user for the adherence condition. However, there is no consensus on this parameter during the backcalculation process. Therefore, this work aims to verify the influence of the adhesion condition between the layers of an airport pavement on the Elasticity Modulus during the backcalculation process. For this, retroanalyses of deflectometric basins obtained in a landing and take-off runway were performed using the Backmedina software (V.1.0.2), in two different adhesion conditions (total and null). There was a significant difference between the values measured during the backcalculation process, showing that the condition of adhesion between the interfaces of the materials (with and without adhesion) is a parameter that influences the final results of the stiffness of the materials.

**KEY WORDS:** Backcalculation; HWD. BackMedina; adhesion.

<sup>1</sup> Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia de Transportes, Rua Prof. Armando de Farias, 703, Fortaleza-CE, CEP 60200-181, wemenson.chaves@det.ufc.br

<sup>2</sup> Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia de Transportes, Rua Prof. Armando de Farias, 703, Fortaleza-CE, CEP 60200-181, Heber@det.ufc.br

## INTRODUÇÃO

Nos pavimentos aeroportuários é necessário garantir que as cargas de tráfego oriundas das aeronaves sejam distribuídas entre todas as camadas da estrutura. Tal garantia evita o surgimento de defeitos precoces e fornece condições adequadas de serventia, segurança e aderência pneu-pavimento às operações de pouso e decolagem realizadas no aeródromo. Para isso, é preciso realizar a avaliação da capacidade de carga do pavimento para prever as tensões, deformações e vida de serviço da estrutura. As avaliações estruturais podem ser realizadas por meio de ensaios destrutivos (sondagens para a coleta de materiais) e não destrutivos (equipamentos deflectométricos).

Em pavimentos aeroportuários são realizadas análises não destrutivas, uma vez que podem ser feitas de forma mais rápida sem causar danos à estrutura e sem restringir por longos períodos de tempo as operações no aeródromo. Nesse tipo de ensaio, normalmente, são empregados equipamentos do tipo *Falling Weight Deflectometer* (FWD) e *Heavy Weight Deflectometer* (HWD) para o levantamento das bacias deflectométricas em campo (ANAC, 2021). A partir dos dados deflectométricos medidos, realiza-se o processo de retroanálise, que consiste em determinar os Módulos de Elasticidade dos materiais que compõem o pavimento. Os resultados possibilitam a realização de dimensionamento mecanístico de reforço e da previsão da vida de fadiga da estrutura.

Todavia, diversos fatores influenciam nos resultados da retroanálise, como, por exemplo, os dados de entradas inseridos nos *softwares*, a obtenção de bacias deflectométricas sobre áreas trincadas e a presença ou não de camada rígida sob o pavimento. Dentre os *inputs* adotados no processo de retroanálise que podem influenciar os valores finais de Módulo de Elasticidade estão a condição de aderência entre as camadas da estrutura.

Alguns *softwares* de retroanálise, tais como o ELMOD, Modulus, Evercalc e Michback, são baseados na suposição de que as camadas que compõem o pavimento são totalmente aderidas, não sendo possível o usuário alterar esse parâmetro. Por sua vez, para outros *softwares*, como, por exemplo, o BAKFAA e o BackMedina, são requisitados ao usuário a condição de aderência, ou seja, se a camada está aderida ou não a outra camada.

Conforme Romanoschi e Metcalf (2003), Tiliouine *et al.* (2012) e Bueno (2016), no processo de retroanálise, os Módulos de Elasticidade são sensíveis à condição de interface, influenciando na prescrição do desempenho estrutural do pavimento sob condições de tráfego. Desse modo, deve ser utilizado um modelo de condição de interface que representa as características em campo de maneira confiável ao comportamento elástico das camadas (TILIOUINE *et al.*, 2012).

No entanto, ainda não existe consenso no meio técnico sobre a sua escolha durante o processo de retroanálise (BUENO *et al.*, 2020). Diante do contexto abordado, este trabalho tem como objetivo verificar a influência da condição de aderência entre as camadas de uma pista de pouso e decolagem nos resultados finais do Módulos de Elasticidade durante o processo de retroanálise, por meio do *software* BackMedina (v.1.2.0).

## FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Nesta seção são abordados os conceitos de aderência entre as interfaces dos materiais utilizados em pavimentos asfálticos. Também são apresentados o processo de retroanálise de bacias deflectométricas e a influência da aderência nesse procedimento.

### Conceitos de aderência entre as interfaces das camadas

O pavimento aeroportuário é constituído por várias camadas de diferentes espessuras e materiais, com rigidez (deformabilidade) que depende não apenas dos materiais, mas também da ligação de aderência entre elas (COLLOP, THOM e SANGIORGI, 2003). Desse modo, quando ocorre má aderência entre as camadas, o comportamento mecânico do pavimento é alterado, levando a diferentes esforços e deformações, causando precocemente ruptura por fadiga e deformação permanente, alterando a sua vida útil e durabilidade (ABEDA, 2010; SILVA *et al.*, 2015; ROCHA *et al.*, 2021).

Em decorrência da inexistência ou falha de aderência entre as camadas do pavimento aeroportuário, podem surgir defeitos, como escorregamento (*slippage*), trincas e deformações na camada superficial (mistura asfálticas) (COOK, 2014; NASCIMENTO, 2017). De acordo com Romanoschi e Metcalf (2001), muitos dos defeitos relacionados às condições de interface são causadas pela não consideração das tensões horizontais, uma vez que muitos *softwares* consideram apenas as tensões verticais como críticas.

Preussler *et al.* (2000) destacam que as condições de interface (aderência) entre os materiais empregados nos pavimentos ainda não são bem conhecidas e avaliação relacionada à questão de aderência ainda não é uma prática usual no meio técnico. Nessa perspectiva, os estudos são focados principalmente na aderência entre misturas asfálticas, concreto de cimento *portland* e materiais estabilizados (PEREIRA, 2003; LOPES, 2019).

Conforme Bueno (2016) e Scherer (2018), a aderência entre o revestimento e a base ocorre principalmente por adesão, devido ao processo de imprimação e da pintura de ligação. Todavia, Raab *et al.* (2004) e Sutanto (2010) complementam que mesmo utilizando essas técnicas, pode ocorrer uma falha de aderência entre as interfaces desses materiais. Nas demais camadas (base e sub-base) e subleito a aderência ocorre por meio do atrito e da aderência mecânica entre os materiais granulares (BUENO, 2016).

### Retroanálise de bacias deflectométricas

De acordo com Al Hakim, Cheung e Armitage (2000), o comportamento mecânico das interfaces é associado aos Módulos de Elasticidade dos materiais construtivos do pavimento. A estimativa da rigidez das camadas de um pavimento aeroportuário pode ser realizada por meio de retroanálise, a partir de ensaio não destrutivo, uma forma de avaliar o comportamento mecânico de modo relativamente simples e rápido (LENNGREN, 2018). Nesse método avaliativo, utiliza-se o equipamento do tipo deflectômetro, como o FWD e o HWD. Possuindo como variáveis conhecidas as cargas aplicadas, a geometria do pavimento e o formato da bacia de deflexão. Por sua vez, as variáveis desconhecidas as propriedades estruturais das camadas que constituem o pavimento, como a rigidez (TERZI *et al.*, 2012; CAMARINI *et al.*, 2019).

Diante disso, durante o processo de retroanálise, são adotadas hipóteses para a determinação do Módulo de Elasticidade. Conforme Ullidtz (2000), Preussler *et al.* (2000) e FAA (2011), as principais são: (i) sistema constituído por camadas horizontais com espessura uniforme que assentam sobre um meio semi-infinito, (ii) material de cada camada é considerado homogêneo e isotrópico, (iii) materiais são elásticos e têm uma relação de tensão-extensão linear, (iv) camadas

horizontais na direção horizontal são infinitas e (v) camadas podem ser ou não consideradas solidárias entre si (aderência total).

Ziari e Khabiri (2007) complementam que, mediante essas simplificações, ainda não existe um procedimento de retroanálise capaz de reproduzir fielmente as condições de campo. Além disso, não é possível prever o comportamento real dos pavimentos durante o dimensionamento ou avaliação estrutural porque não existe um método ou modelo constitutivo que considere todas as variáveis simultaneamente que possam afetar o seu desempenho elástico durante a vida útil.

Conforme Wu *et al.* (2017), durante a modelagem do pavimento existem três possíveis condições de contato na interface (aderência total, parcial e nula). Contudo, Huang (2003) recomenda que durante o procedimento de retroanálise, deve-se assumir que os pavimentos flexíveis são formados por materiais asfálticos sobre camadas granulares não aderidas entre si.

### **Influência da aderência no processo de retroanálise**

De acordo com Romanoschi e Metcalf (2003) e Canestrari *et al.* (2013), os valores de Módulo de Elasticidade aferidos por meio de retroanálise podem ser influenciados de maneira errônea devido à modelagem imprópria das condições de aderência entre as camadas do pavimento. Uma vez que é comum, assumir uma ligação completa entre as camadas do pavimento, o que pode não representar a sua condição real *in situ*. Nessa situação, erros significativos nos módulos aferidos das camadas podem surgir (AL HAKIM, 2002; CANESTRARI *et al.*, 2013).

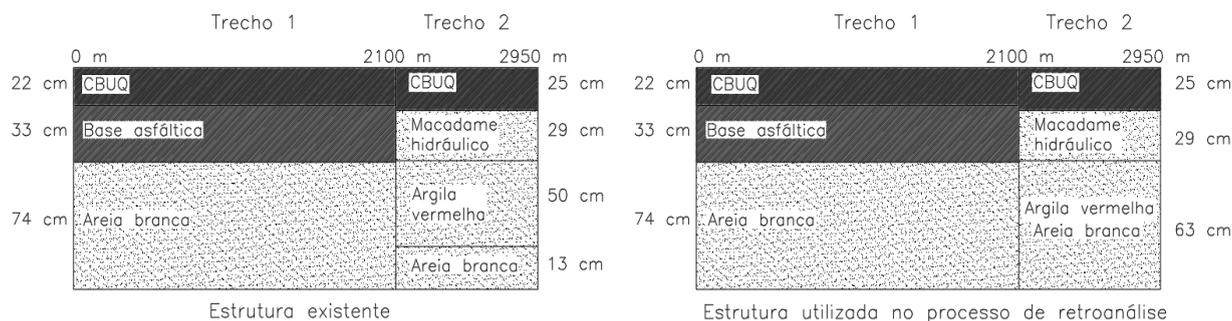
Nos estudos realizados por Romanoschi e Metcalf (2001), Tiliouine *et al.* (2012), Bueno (2016) e Lopes (2019) indicaram que a condição de interface adotada durante o processo de retroanálise influencia os valores de Módulos de Elasticidade finais e, conseqüentemente, afetaram os resultados de desempenho do pavimento. Nessa situação, Silva *et al.* (2015) e Lopes (2019) verificaram, por meio de simulações, que a condição de aderência adotada durante o procedimento de retroanálise resultou em diferenças significativas na vida de fadiga do pavimento flexível estudado.

Bueno *et al.* (2020), Vieira (2020) e Rocha *et al.* (2021) verificaram uma diminuição dos valores de Módulos de Elasticidade obtidos quando consideradas as camadas totalmente aderidas, especialmente para as camadas granulares. Por sua vez, estudo realizado por Lopes (2019), obteve valores de Módulos de Elasticidade para a camada de revestimento próximos para as duas condições (com e sem aderência).

Romanoschi e Metcalf (2003) e Canestrari *et al.* (2013), por sua vez, complementam que o Módulo de Elasticidade do subleito não é influenciado significativamente pelas as condições de aderências adotadas durante o processo de retroanálise. Ainda de acordo com Romanoschi e Metcalf (2003), foi verificado que os Módulos de Elasticidade para a camada de revestimento, quando se considera aderência entre as interfaces dos materiais durante a retroanálise, foram inferiores aos estimados pelo ensaio destrutivo.

### **MÉTODO DE PESQUISA**

Neste trabalho foram utilizados dados de avaliação estrutural de uma pista de pouso e decolagem (PPD) localizada na Região Nordeste do Brasil. A PPD possui uma extensão de 2.950 m em Concreto Asfálticos, sendo dividida em dois segmentos homogêneos (trechos 1 e 2), no qual o trecho 1 possui um comprimento de 2.100 m e o trecho 2, 850 m (Figura 1).



**Figura 1.** Características e materiais que constituem a PPD estudada

Realizaram-se ensaios não destrutivos por meio de equipamento HWD, obtendo bacias deflectométricas em ambos os lados direito e esquerdo a 3 m e 6 m a partir do eixo central da pista. Com bacias deflectométricas medidas por nove sensores (geofones) espaçados 0, 30, 45, 60, 90, 120, 150, 180 e 210 cm do ponto de aplicação da carga, espaçadas em 25 m nos *offsets* ( $\pm 3$  m e  $\pm 6$  m), totalizando 478 bacias. Durante o levantamento foi empregado carga de impacto de 200 kN, com três repetições de queda no mesmo ponto.

Precedente à retroanálise, realizou-se a normalização das bacias deflectométricas para a carga padrão aplicada de 200 kN, conforme recomendado pela FAA (2011). Após isso, empregou-se o *software* BackMedina (v.1.2), ferramenta de retroanálise do método de dimensionamento Medina. A escolha deste *software* deve-se à possibilidade de o usuário escolher as condições de aderência nas interfaces entre as camadas do pavimento avaliado.

A partir das bacias deflectométricas ajustadas, realizou-se o procedimento de retroanálise, mediante a modelagem da PPD avaliada para duas condições de contato na interface, aderência total e nula (não aderência). Desse modo, a aderência total ocorre quando todas as interfaces das camadas (asfálticas e granulares) estão aderidas entre si e, aderência nula, quando nenhuma das camadas da estrutura avaliada são consideradas com aderências.

Por sua vez, para os parâmetros iniciais de Módulos de Elasticidade e de coeficiente de Poisson dos materiais existentes que constituem a PPD, adotou-se os valores indicados por DER-SP (2006) e FAA (2011), demonstrados na Tabela 1. Durante a retroanálise realizada, adotou-se com o critério de ajuste aceitável a Raiz Média Quadrática (*Root Mean Square* - RMS), que é calculado a partir das diferenças entre as deflexões reais e medidas, com o percentual de erro admissível máximo, recomendado pela FAA (2011), entre 2 a 5%.

**Tabela 1.** Parâmetros de entrada (*input seeds*) para a retroanálise

Camada	Espessura (cm)	Material	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson
Trecho 1				
Revestimento	22	CBUQ	3500	0,30
Base	33	Base asfáltica	3500	0,35
Sub-base	74	Areia branca	250	0,35
Subleito	$\infty$	Solo natural	150	0,40
Trecho 2				
Revestimento	25	CBUQ	3500	0,30
Base	29	Macadame hidráulico	350	0,35
Sub-base	63	Areia branca e argila vermelha	250	0,35
Subleito	$\infty$	Solo natural	150	0,40

A partir da avaliação da normalidade dos resultados do Módulos de Elasticidade, por meio do teste *Anderson-Darling* (Tabela 2), constatou-se que os dados não seguem uma distribuição normal, pois segundo Moraes, Ferreira e Balestrassi (2005), considera-se normal a distribuição, quando o *p-valor* é superior ou igual a 0,05 (5%). Após as análises de normalidade, considerou-se que a análise estatística mais apropriada para os dados é do tipo não paramétrico. Desse modo, utilizou-se o teste *Mann-Whitney (Wilcoxon rank-sum test)*. Além disso, realizou-se uma análise estatística descritiva dos dados e elaborou-se gráficos de dispersão buscando verificar o comportamento dos Módulos de Elasticidade ao longo da PPD.

**Tabela 2.** Resultado do teste de normalidade *Anderson.Darling*

Camada	AD	ND
	<i>p-value</i>	<i>p-value</i>
Revestimento	2.2e-16	2.2e-16
Base	2.2e-16	2.2e-16
Sub-base	2.2e-16	4.17e-16
Subleito	5.19e-07	2.18e-09

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

A análise estatística descritiva é apresentada nas Tabela 3 e 4. Constatou-se, que a modelagem com as camadas não aderidas resultou em valores de Módulos de Elasticidade de média e mediana superiores a que foi obtida com total aderência em todos os *offsets* do trecho 1 da PPD. Contudo, no trecho 2, que possui uma camada de base formada por macadame hidráulico, os valores de medianas oriundos da condição aderida foram superiores ao que foi aferido para situação com as interfaces dos materiais não aderidos.

**Tabela 3.** Análise estatística descritiva dos Módulos de Elasticidade para condições de interface aderida e não aderida do trecho 1 da PPD

Offset	Camada	Média (MPa)		DP (Mpa)		Mediana (MPa)		Mínimo (MPa)		Máximo (MPa)	
		AD	NA	AD	NA	AD	NA	AD	NA	AD	NA
+3	Revestimento	1927,88	2342,38	1251,25	1524,18	1546,00	1914,00	237,00	395,00	6143,00	6719,00
	Base asfáltica	3775,87	6980,04	4298,36	8003,73	1935,50	3988,00	322,00	290,00	27049,00	44743,00
	Sub-base	446,19	1778,15	236,51	919,00	405,00	1676,00	130,00	349,00	1152,00	3918,00
	Subleito	280,06	315,93	49,12	58,24	285,00	327,00	193,00	208,00	397,00	459,00
+6	Revestimento	2596,97	3161,00	1630,70	1882,46	1998,20	2405,00	989,00	1177,00	9854,00	9797,00
	Base asfáltica	1732,49	2634,71	2003,47	3343,46	965,50	1561,00	298,00	390,00	11668,00	19932,00
	Sub-base	349,87	1592,00	195,09	946,28	296,00	1277,50	79,00	401,00	1177,00	5676,00
	Subleito	269,62	292,00	39,61	46,72	265,00	289,00	201,00	131,00	362,00	403,00
-3	Revestimento	2082,70	2557,04	1261,49	1614,88	1805,00	2245,50	669,00	777,00	10558,00	13558,00
	Base asfáltica	2837,09	4376,27	4177,36	6163,19	1376,00	2447,50	343,00	390,00	29935,00	44211,00
	Sub-base	464,23	2050,24	256,99	1249,46	410,50	1768,00	129,00	391,00	1266,00	5890,00
	Subleito	284,47	315,39	45,02	51,33	285,00	330,00	188,00	210,00	397,00	426,00
-6	Revestimento	2617,12	3262,87	1578,91	1955,95	2117,00	2735,00	759,00	904,00	8558,00	10616,00
	Base asfáltica	1997,12	2767,85	2265,49	2931,15	1186,00	1873,00	302,00	361,00	13624,00	16668,00
	Sub-base	415,85	1941,80	211,92	1123,60	378,50	1716,50	164,00	551,00	1038,00	5554,00
	Subleito	279,55	311,16	41,17	48,45	281,00	320,00	186,00	197,00	387,00	414,00

**Tabela 4.** Análise estatística descritiva dos Módulos de Elasticidade para condições de interface aderida e não aderida do trecho 2 da PPD

Offset	Camada	Média (MPa)		Desvio padrão		Mediana		Mínimo (MPa)		Máximo (MPa)	
		AD	NA	AD	NA	AD	NA	AD	NA	AD	NA
+3	Revestimento	3266,16	3913,42	2709,73	3342,40	3062,00	3487,00	499,00	546,00	16576,00	20769,00
	Base	969,94	1069,06	1990,94	2048,57	341,00	233,00	94,00	97,00	8187,00	8687,00
	Sub-base	275,81	1684,09	227,04	1097,72	223,00	1426,00	66,00	352,00	1362,00	4990,00
	Subleito	188,41	194,64	24,30	18,51	186,00	190,00	154,00	165,00	279,00	233,00
+6	Revestimento	4625,18	5097,12	1908,23	1876,24	4629,00	4995,00	500,00	567,00	11584,00	10815,00
	Base	699,45	1011,70	1656,45	2896,50	256,00	205,00	54,00	61,00	7519,00	14119,00
	Sub-base	286,67	1890,55	151,01	805,338	227,00	1818,00	137,00	803,00	860,00	3757,00
	Subleito	204,18	224,00	31,67	26,82	200,00	218,00	158,00	180,00	294,00	293,00
-3	Revestimento	3979,71	4499,05	1497,44	1727,70	3874,00	4441,00	670,00	812,00	6880,00	9474,00
	Base	889,53	1075,74	2033,00	2709,64	258,00	219,00	73,00	107,00	8980,00	11227,00
	Sub-base	358,24	1877,77	389,10	969,14	240,00	1799,00	117,00	577,00	1829,00	5238,00
	Subleito	208,29	228,48	29,16	23,60	198,50	225,00	165,00	188,00	290,00	280,00
-6	Revestimento	2617,12	5969,14	1578,91	4399,20	4687,50	5146,00	759,00	1044,00	8558,00	25869,00
	Base	1997,12	686,14	2265,49	2380,37	243,00	209,50	302,00	65,00	13624,00	14044,00
	Sub-base	415,85	1615,79	211,92	683,65	245,00	1624,50	164,00	145,00	1038,00	3252,00
	Subleito	279,55	231,78	41,17	28,47	200,00	223,00	186,00	192,00	378,00	302,00

Em complemento as Tabelas 3 e 4, para verificar se os valores finais obtidos na modelagem com as camadas aderidas e não aderidas são semelhantes (mediana e distribuição dos dados), utilizou-se o teste não paramétrico *Mann-Whitney (Wilcoxon rank-sum test)* com hipótese nula de igualdade das medianas ( $p\text{-value} > 0,05$ ) e hipótese alternativa de diferença entre as medianas ( $p\text{-value} \leq 0,05$ ). A partir dos resultados obtidos (Tabela 5), constatou-se que a mediana dos Módulos de Elasticidade aferidos considerando a interface aderida é significativamente diferente dos valores quando se considera a não aderência entre as camadas do pavimento e do subleito.

**Tabela 5.** Resultado do Teste de *Mann-Whitney*

Camada	W	p-value
Revestimento	133275	8.248e-06
Base	101215	0.002275
Sub-base	7058,5	2.2e-16
Subleito	86527	8.429e-11

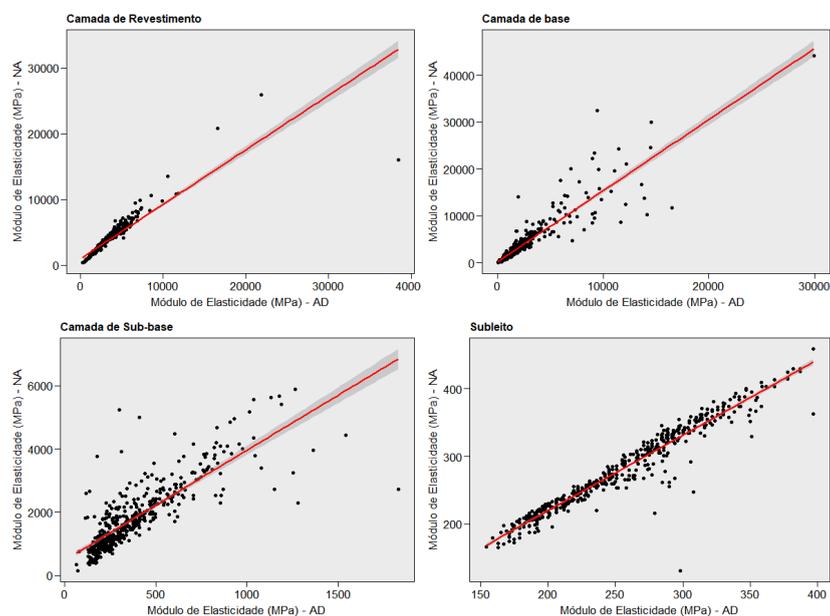
Para verificar o grau de associação entre os Módulos de Elasticidade advindos das duas situações de aderências, empregou-se os coeficientes de correlação *Pearson, Spearman e Kendall*, conforme resultados da Tabela 6. Observaram-se valores mais próximos de 1,0 para as camadas de revestimento e base da PPD, como também para o subleito, significando uma forte correlação positiva, ou seja, os Módulos de Elasticidades estão diretamente relacionados. Entretanto, como mostrado na Figura 2, verificou-se uma maior dispersão entre os dados com diferentes condições de aderência, principalmente para a sub-base.

**Tabela 6.** Resultado das análises de correlação

Camada	Pearson	Spearman	Kendall
Revestimento	0,89	0,99	0,92
Base	0,91	0,92	0,87
Sub-base	0,82	0,86	0,69
Subleito	0,96	0,96	0,87

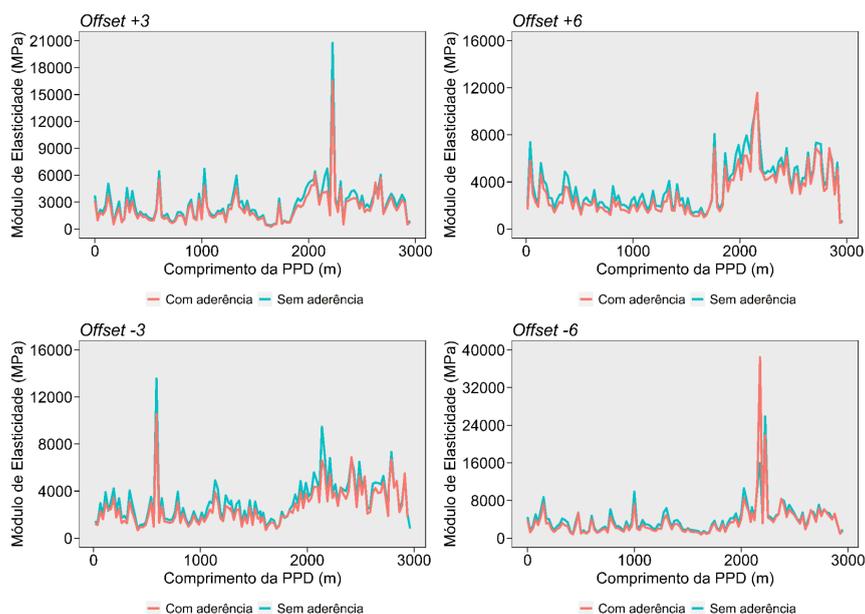
Ainda de acordo com a Tabela 6, apesar do coeficiente de *Pearson* ter como suposição que os dados seguem uma distribuição bivariada, notou-se que os valores de Módulos de Elasticidade possuem uma tendência de comportamento linear, explicando os valores de correlações aferidos. Além disso,

a Figura 2 mostra que existe uma maior ocorrência de *outliers* na camada de base, que podem influenciar a relação entre as variáveis.

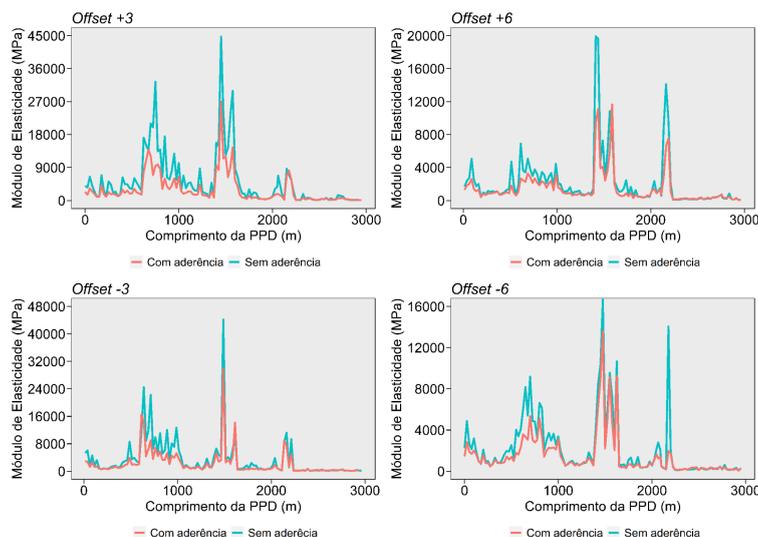


**Figura 2 .** Regressão linear comparativa entre os Módulos de Elasticidade com a condição de aderência e não aderência

Por sua vez, de acordo com a Figura 3, constatou-se que em ambas as situações de aderências (total ou nula), os módulos de Elasticidade aferidos na camada de Concreto Asfáltico foram superiores no trecho 2. Além disso, de maneira geral, é observado pelos gráficos da Figuras 3 e 4, que para as camadas de revestimento e base, foram obtidos maiores valores de Módulos de Elasticidade quando considerado as camadas não aderidas (exceção do revestimento para um ponto no *offset* -6). Contudo, verifica-se uma semelhança na distribuição dos valores entre as duas condições de aderências para essas camadas.



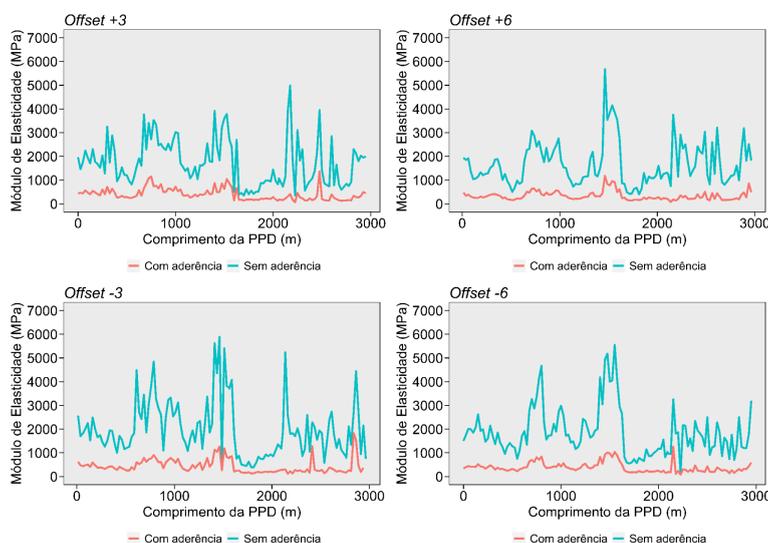
**Figura 3.** Módulo de Elasticidade para as condições de aderência total e nula - camada de Revestimento



**Figura 4.** Módulo de Elasticidade para as condições de aderência total e nula - camada de Base

Apesar da semelhança de comportamento entre os Módulos de Elasticidade, é possível notar a existência de picos de valores, predominantemente, na modelagem com as camadas não aderidas, conforme visto na camada de base (Figura 4). Observando-se, por exemplo, que na bacia deflectométrica do ponto 2.175 m (Trecho 2), do *offset* -6, quando comparado os Módulos de Elasticidade resultantes para as duas condições de aderências (total e nula), tem-se uma diferença de 716,16%, para a base granular (madame hidráulico).

Na sub-base ocorreu um acréscimo de valores maiores do que os observados para as camadas de revestimento e base, quando considerada a modelagem com as interfaces não aderidas (Figura 5). No *offset* +3 do Trecho 1 (Tabela 2) verificou-se um aumento médio de 398,15% entre os Módulos de Elasticidade retroanalizados para camadas aderidas e não aderidas. Além disso, observa-se na Figura 5, que nessa camada (sub-base), constituída de areia branca, a adoção da interface não aderida resultou em valores de Módulos de Elasticidade superiores a 1.000 MPa em quase toda a extensão da PPD.



**Figura 5.** Módulo de Elasticidade para as condições de aderência total e nula - camada de Sub-base

Apesar dos valores de Módulo de Elasticidade significar a resposta elástica do material frente às solicitações de tráfego, ou seja, as propriedades de rigidez do material, para a condição não aderida é possível inferir que os dados foram superestimados. Isso pode ser percebido pela discrepância entre os valores obtidos e os limites máximos indicados por DER-SP (2006) e FAA (2011), o que pode não representar adequadamente a condição de deformabilidade *in situ* da camada. Essa diferença de valores pode ser em decorrência da tentativa do *software* de minimizar os erros de ajustes entre as bacias medidas e calculadas, pois, a condição de não aderência resulta em maiores deformações estruturais, ocasionando em um aumento dos valores de Módulos de Elasticidade da camada, principalmente em materiais granulares.

Por sua vez, para o subleito, constituído de solo natural, a variação da condição de aderência utilizada, como observado para os demais materiais, ocorreu um acréscimo nos valores de Módulos de Elasticidade, conforme a Figura 6. Essas inferências também foram observadas por Romanoschi e Metcalf (2003) e Canestrari *et al.* (2013).

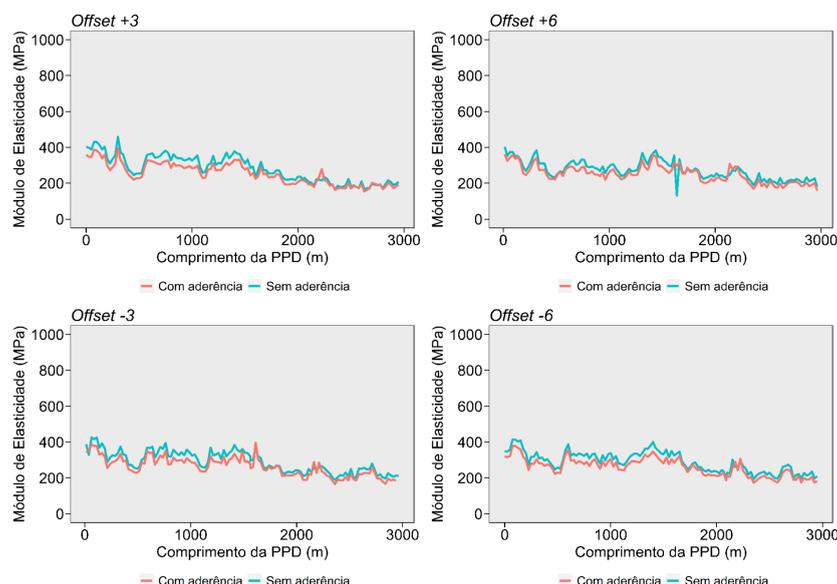


Figura 6. Módulo de Elasticidade para as condições de aderência total e nula - Subleito

De modo geral, constatou-se que a modelagem com as interfaces não aderidas entre si, resultaram em Módulos de Elasticidade superiores, independentemente da camada. Entretanto, as maiores divergências foram encontradas para as camadas de base e sub-base. Por sua vez, para a camada de revestimento e subleito, a influência da variação da aderência não foi tão significativa.

## CONCLUSÃO

Visando verificar se a condição de aderência entre as camadas de um pavimento aeroportuário influencia nos resultados finais de Módulos de Elasticidade retroanalisados, constatou-se que a mudança de aderência entre as interfaces dos materiais que constituem a PPD estudada, resultou em diferenças de valores, principalmente, para as camadas granulares (base e sub-base). Por sua vez, para a camada de rolamento (revestimento) e subleito a variação da condição de aderência não induziu diferenças significativas, como observados para a base e a sub-base.

Por fim, conclui -se que, dentre os fatores que influenciam a retroanálise, a condição de aderência se mostrou um parâmetro que induziu diferenças nos valores finais de Módulos de Elasticidades. Assim, constatou-se que a decisão do usuário acerca da premissa da aderência entre os materiais que constituem um pavimento aeroportuário por meio de ensaio não destrutivo, é relevante, podendo induzir a erros de análise da capacidade estrutural (rigidez dos materiais).

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC) pela disponibilização dos dados necessários ao desenvolvimento desta pesquisa. O primeiro autor também agradece à Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico – FUNCAP pelo apoio financeiro.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABEDA. Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto. Manual básico de emulsões asfálticas: soluções para pavimentar sua cidade. 2. ed. Rio de Janeiro: Ultraset Editora Ltda, 2010. 134p.
- Al Hakim, B; Cheung, L. W; Armitage, R. J. Use of FWD data for prediction of bonding between pavement layers. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 1, n.1, p. 49–59, 2000.
- Al Hakim, B.A. The importance of good bonds between bituminous layers. In: *Proceedings of the 9th International Conference on Asphalt Pavements, Copenhagen (2002)*.
- ANAC. Agência Nacional de Aviação Civil. Uso de cargas em Ensaios Não Destrutivos (END) com o objetivo de se determinar o PCN de pavimentos aeroportuários. Brasília/DF, 2019. 5p.
- ANAC. Agência Nacional de Aviação Civil. Alerta aos operadores: Considerações sobre Ensaios Não Destrutivos (END) para avaliações estruturais ou, ainda, determinação de PCN/PCR de pavimentos aeroportuários. Brasília/DF, 2021. 7p.
- BUENO, L. D. Avaliação deflectométrica e de rigidez: estudo de caso em três trechos monitorados em Santa Maria. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brasil 2016.
- BUENO, L; PEREIRA, D; SPECHT, L; PINHEIRO G; TAFFE JUNIOR, E. Retroanálise de módulos de resiliência: aspectos inerentes ao processo iterativo de ajuste de bacias deflectométricas. *Revista CIATEC-UPF*, v. 12, n. 1, p. 36-50, 2020.
- CAMARINI, Guilherme Crepaldi; SILVA JUNIOR, Carlos Alberto Prado; FONTENELE, Heliana; Barbosa. Avaliação de bacias de deflexões retroanalizadas pelo programa BackMedina. ANAIS do 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte - ANPET. Balneário Camboriú - SC, 2019.
- CANESTRARI, F; FERROTTI, G; LU, X; MILLIEN, A; PARTL, M. N; PETIT, C; PHELIPOT-MARDELÉ, A; PIBER, H; RAAB, C. Mechanical Testing of Interlayer Bonding in Asphalt Pavements. *Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials, RILEM State-of-the-Art Reports 9*, 2013.
- COLLOP A. C; THOM N.H; SANGIORGI C. Assessment of bond condition using the Leutner shear test. In: *Institution of Civil Engineers*, v. 156, n. 4, p. 211-217, 2003.
- COOK, K. K. Detecting Interlayer Delamination in Asphalt Airport Pavements Using Strain Gage Instrumentation Systems. 2014. 139 f. University of Hawaii, Manoa, Hawaii, USA.
- DER/SP – Departamento Estadual de Rodagem do Estado de São Paulo: Instrução de projeto de pavimentação (Publi, IP, de 000/001). São Paulo, 2006.
- FAA. Federal Aviation Administration. Advisory Circular AC 150/5370-11B: Use of Nondestructive Testing in the Evaluation of Airport Pavements. United States. Department of Transportation, Washington DC, USA, 2011.
- HUANG, Y. H. Pavements analysis and design. Second Edition. Englewood Cliffs: Pearson Prentice-Hall, New Jersey, 2003, 792p.
- LENNGREN, C. Advanced backcalculation of FWD data on asphalt pavements. In *Proceedings of the 13th ISAP Conference on Asphalt Pavements, Fortaleza, Brazil, 19–21 June 2018*.
- LOPES, R. A. Avaliação de programas de retroanálise de bacias deflectométricas - aplicação a um trecho de uma rodovia federal. 2019. 284f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ / Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia - COPPE, Rio de Janeiro, 2019.

- MORAES, C. F.; FERREIRA, J. R.; BALESTRASSI, P. P. Análise crítica da aplicação de métodos estatísticos em processos definidos por dados que não apresentam distribuição normal. In: SIMPÓSIO DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, 12., 2005, Anais... Bauru: UNESP, 2005.
- NASCIMENTO, M. H. A. Análise da incompatibilidade de rigidez entre camadas de revestimentos asfálticos na ocorrência de slippage em pavimento aeroportuário. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, 2017.
- PEREIRA, D. S. Estudo do comportamento de pavimentos de concreto simples em condições de aderência entre placa de concreto e base cimentada ou asfáltica. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2003.
- PREUSSLER, E. S.; VALE, A. F.; CARVALHO, R. L. E.; PINTO, L. E. Retroanálise para avaliação estrutural de pavimentos. 32<sup>º</sup> Reunião Anual de Pavimentação. v. 1. Pág. 336-346, Brasília, 2000.
- RAAB, C.; J. GRENFELL; A.O. ABD E H; MANFRED, N. P. (2016) Comparison of Interlayer Bond Behavior Due to Ageing. 8<sup>º</sup> International RILEM SIB Symposium, Ancona, p. 7-9. doi:10.1007/978-94-017-7342-3\_26
- ROCHA, M. L.; MARQUES, G. L. O.; SILVA, R. C.; MOTTA, L. M. G. Influência da condição de aderência entre camadas no dimensionamento de reforço de pavimentos asfálticos. TRANSPORTES, v. 29, n. 2, 2021. <https://doi.org/10.14295/transportes.v29i2.2419>
- ROMANOSCHI, S. A.; METCALF, J. B. Effects of Interface Condition and Horizontal Wheel Loads on the Life of Flexible Pavement Structures. Transportation Research Record, v. 1778, n. 1, p. 123-131, 2001.
- ROMANOSCHI, S. A.; METCALF, J.B. Errors in pavement layer moduli backcalculation due to improper modeling of layer interface condition. In: Proceedings Of the 82nd TRB Annual Meeting. Washington (EUA), 2003.
- SCHERER, R. G. Estudo da influência da condição de aderência entre camadas de pavimentos em seu comportamento mecânico. 2018. 172 f. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.
- SILVA, S. A. T.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. Influência da Aderência na Análise de Pavimentos Asfálticos. In Reunião Anual de Pavimentação, 44, | Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 18., 2015, Foz do Iguaçu. Anais... Foz do Iguaçu, 2015.
- SUTANTO, M. Assessment of bond between asphalt layers. PhD thesis, University of Nottingham, 2010.
- TERZI, S.; SALTAN M; KÜÇÜKSILLE, E. U; KARASAHIN, M. Backcalculation of pavement layer thickness using data mining. Neural Computing and Applications, v. 23, n. 5, p. 1369–1379, 2012.
- TILIOUINE, B; SANDJAK, K; ALI-HAIMOUDI, C. Y; HAMMOUTÈNE, M. Effects of Interface Condition on Performance of Road Pavements with Non-linear Granular Materials. Advanced Materials Research, v. 587, n. 1, p. 102-106.
- ULLIDTZ, P. Will non-linear backcalculation NDT of pavements and backcalculation of moduli. ASTM International: West Conshohocken (EUA). v. 1, p. 14-22, 2000.
- VIEIRA, G. H. V. Avaliação estrutural de pavimentos urbanos a partir de ensaios de campo e retroanálise. 2020. 197f. Dissertação (mestrado) - Universidade do Estado de Santa Catarina, Centro de Ciências Tecnológicas, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Joinville, 2020.
- WU, S.; H. CHEN; J. ZHANG e Z. ZHANG. (2017) Effects of interlayer bonding conditions between semi-rigid base layer and asphalt layer on mechanical responses of asphalt pavement structure. International Journal of Pavement Research and Technology, 10(3), 274–281. doi:10.1016/j.ijprt.2017.02.003
- ZIARI, H; KHABIR, M. M. : Interface condition influence on prediction of flexible pavement life: Journal of Civil Engineering and Management, v. 13, n. 1, p. 71–76, 2007.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ESTUDO COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS: DNER E MECANÍSTICO- EMPIRICO (MEDINA) NO DER/DF

*GISANDRA FARIA DE PAULA*<sup>1</sup>; *PAULO COSTA FERNANDES*<sup>2</sup> & *RAFAEL  
CERQUEIRA SILVA*<sup>3</sup>

#### RESUMO

O dimensionamento de pavimentos no Brasil está passando por significativas mudanças em sua metodologia e conhecimentos científicos, no sentido de projetar estruturas mais eficientes, capazes de prever maior tempo de vida útil, por meio de análises das patologias mais frequentes: trincas por fadiga no revestimento asfáltico e afundamento em trilha de roda. No artigo apresenta-se análise comparativa entre os métodos de dimensionamento de pavimentos em concreto asfáltico, puramente empírico baseado no Índice de Suporte Califórnia (ISC), proposto pelo DNER (1981) e o recém lançado Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), um método mecanístico-empírico que se fundamenta em conceitos da teoria da elasticidade, bem como no comportamento dos materiais de cada camada analisados pelos resultados de ensaios de cargas repetidas, que visam simular as condições mais próximas de solicitação *in situ*. O dimensionamento efetuado pelo método colabora para a disseminação dos conhecimentos da mecânica dos pavimentos. Tal possibilita ao projetista uma percepção mecanística dos materiais do pavimento e previsões sobre seu desempenho, visto que as deformações e seus efeitos oriundos das tensões mobilizadas pelo tráfego são associados aos resultados dos ensaios laboratoriais. Essa relação entre campo e laboratório representada por uma Função de Transferência é parte empírica do método, cuja implantação de trechos experimentais devidamente ensaiados e monitorados aumenta a assertividade da função e, por consequência, o desempenho do pavimento ao longo do tempo.

**PALAVRAS-CHAVE:** ISC, MeDiNa, ensaios de cargas repetidas, módulo de resiliência, deformação permanente

#### ABSTRACT

The design of pavements in Brazil is undergoing significant changes in its methodology and scientific knowledge, in the sense of designing more efficient structures, capable of predicting a longer useful life, through analyzes of the most frequent pathologies: fatigue cracks in the asphalt coating and sinking in wheel track. The article presents a comparative analysis between the purely empirical methods of designing asphalt concrete pavements based on the California Bearing Ratio (CBR), proposed by DNER (1981) and the recently launched National Design Method (MeDiNa), a mechanistic-empirical method that is based on concepts of the theory of elasticity, as well as on the behavior of the materials of each layer analyzed by the results of repeated load tests, which aim to simulate the closest conditions of *in situ* stress. The design carried out by the method contributes to the dissemination of knowledge of pavement mechanics. This allows the designer a mechanistic perception of the pavement materials and predictions about their performance, since the deformations and their effects arising from the tensions mobilized by the traffic are associated with the results of the laboratory tests. This relationship between field and laboratory represented by a Transfer Function is an empirical part of the method, whose implementation of properly tested and monitored experimental sections increases the assertiveness of the function and, consequently, the performance of the pavement over time.

**KEYWORDS:** CBR, MeDiNa, cyclic loading tests, resilient modulus, permanent deformation

<sup>1,2</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF): SAM Bloco C, Setor Complementares, Ed. Sede do DER/DF, CEP 70.620-030, Brasília, DF, Brasil, gisandrafp@gmail.com; paulocostaf@gmail.com

<sup>3</sup> UnB: Campus Universitário Darcy Ribeiro, CEP 70910-900, Brasília, DF, Brasil, rafael.silva@unb.br

## INTRODUÇÃO

Por cerca de 50 anos, o dimensionamento dos pavimentos brasileiros baseou-se no método empírico desenvolvido pelo Engenheiro Murilo Lopes de Souza (DNER, 1981), uma adaptação do método de dimensionamento utilizado nos Estados Unidos, baseado no ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC), visando proteger a camada de subleito frente a ruptura por cisalhamento. Contudo, com o passar dos anos, foram observadas deficiências presentes no método, a principal está relacionada a não consideração dos efeitos da fadiga nos revestimentos asfálticos, o que ocasiona seu desgaste precoce prejudicando também as camadas inferiores (FRANCO, 2007).

Com a evolução da frota de veículos (principalmente caminhões e ônibus) e o consequente aumento de eixos e carga por eixo, o dimensionamento pelo método DNER tornou-se inviável para a prática de projetos de pavimentos flexíveis por subdimensionar vias em que o tráfego é pesado, bem como por não considerar o comportamento geotécnico de materiais constituintes de cada camada da estrutura deste sistema frente as ações de tensões e deformações impostas pelo tráfego e os efeitos das condições ambientais e de drenagem (base da análise mecanística).

Desde os anos 2000, a análise mecanística passou a ser considerada conjuntamente com o dimensionamento empírico vigente no país para pavimentos flexíveis. Por meio dos aspectos abordados pela mecânica dos pavimentos (combinação de materiais e espessuras das camadas, conforme a sua rigidez e resistência aos danos), Franco (2007), buscando melhorar os projetos de pavimentação em termos de eficiência estrutural dos materiais utilizados, condições ambientais e de tráfego, desenvolveu um método computacional de dimensionamento de pavimentos asfálticos (SisPav). O método foi baseado em ensaios laboratoriais, análises de tensões e deformações e de confiabilidade, considerando os princípios mecanísticos-empíricos, aprimorados por Guimarães (2009), Nascimento (2015), Fritzen (2016) e pesquisadores. Por meio de uma cooperação técnica junto ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), foi lançado, em 2018, o Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), o qual entrou em vigência, em julho/2021, para a elaboração de novos projetos de pavimentos flexíveis daquele órgão (IS-247).

O MeDiNa constitui-se um método mecanístico-empírico de dimensionamento, cujos parâmetros dos materiais das camadas do pavimento obtidos por ensaios de cargas repetidas (módulo de resiliência, deformação permanente, fadiga, *flow number*) e outros são os dados de entrada para as análises de tensões e deformações do sistema de camadas solicitado pela ação do tráfego. Tais análises, por meio de uma função de transferência capaz de relacionar os comportamentos dos materiais em campo com aqueles obtidos em ensaios realizados em corpos de prova, com condições de contorno distintas daquelas de campo, possibilitam estimar a vida útil de pavimentos novos e restaurados, especialmente em relação às trincas por fadiga e à deformação permanente (afundamento em trilha de roda). Em geral, a evolução do trincamento e afundamento em trilha de roda é a causa ativamente indutora para a deterioração da estrutura do pavimento. Estes defeitos, que servem de referência para definição de vida útil do pavimento, não ocorrem de maneira súbita, mas de forma progressiva.

Assim, um aspecto importante contemplado pelo MeDiNa é a previsibilidade das ações deletérias ao pavimento por meio do entendimento da relação entre os resultados de ensaios laboratoriais e o comportamento do pavimento *in situ*, denominada Função de Transferência (ou Fator Campo Laboratório). A função refere-se à parte empírica do método e busca prever a vida útil de pavimentos flexíveis novos e restaurados a partir das condições existentes no campo (aumento contínuo das solicitações de carga, volume e magnitude do tráfego) e das condições ambientais (umidade, temperatura do ar, pluviometria).

É do conhecimento que os diversos órgãos rodoviários necessitam dimensionar os pavimentos por meio de um método mais adequado ao desempenho dos mesmos e à realidade técnica-científica do país, que tem incorporado os conceitos e práticas da mecânica dos pavimentos para elaboração de

análises cada vez mais mecânicas. Engenheiros rodoviários vêm buscando um entendimento mais analítico do problema e tentando, assim, reduzir a parcela de empirismo por meio da previsão de desempenho do pavimento *in situ* (Função de Transferência) que ainda é inevitável no atual estado da arte da pavimentação brasileira (Fritzen, 2016).

Neste contexto da mecânica dos pavimentos abordada pelo MeDiNa, o presente estudo objetiva apresentar uma análise comparativa de dimensionamento de pavimento flexível, tendo como referência os métodos DNER e MeDiNa, discutindo as principais mudanças e considerações propostas pelo Método de Dimensionamento Nacional e, assim, entender o desempenho do sistema de camadas que compõe o pavimento, frente ao comportamento tensão-deformação mobilizado pelas solicitações impostas por carregamentos cíclicos.

## DADOS DE PROJETO

Para o estudo, o dimensionamento refere-se a uma rodovia distrital, DF-440, com 6,1 km de extensão, pertencente ao Sistema Rodoviário do Distrito Federal (SRDF) e sob a jurisdição do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF), conforme Figura 1. O número de repetições equivalentes às solicitações do eixo padrão rodoviário de 8,2 toneladas durante o período considerado de vida útil de projeto (10 anos) é  $N = 2,69 \times 10^6$ .

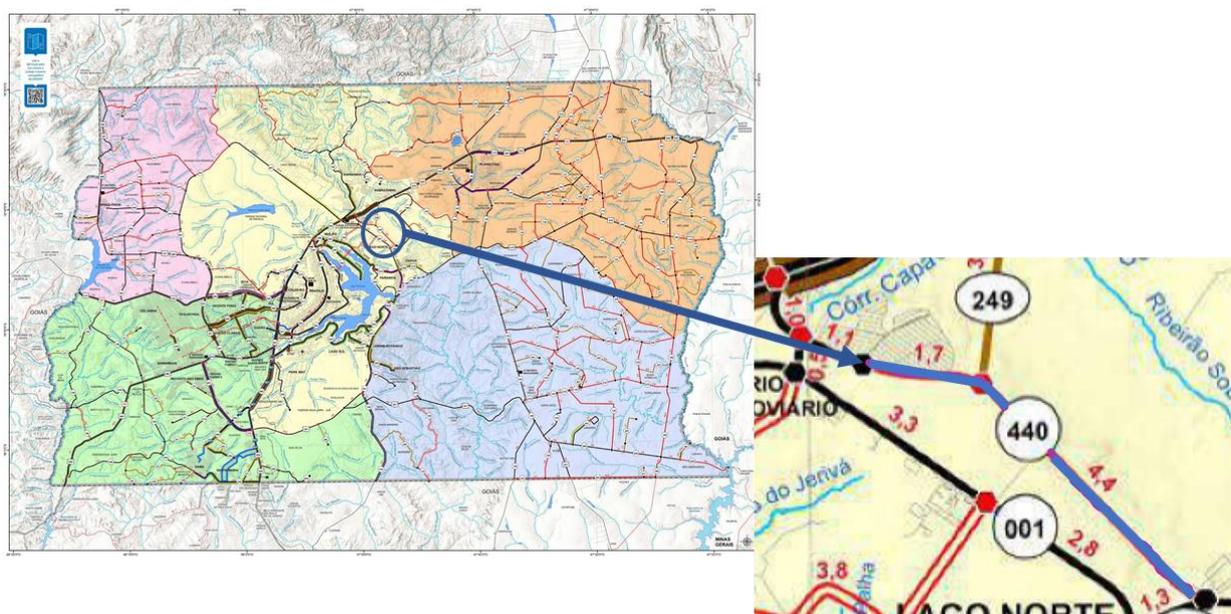


Figura 1. Sistema Rodoviário do Distrito Federal e localização da DF-440 (DER/DF, 2022).

Os estudos geotécnicos de subleito contemplaram a coleta de amostras de solo a cada 200 m, totalizando 31 amostras, que foram submetidas a ensaios de caracterização física (granulometria com sedimentação, limite de liquidez, limite de plasticidade, umidade ótima, densidade máxima) e mecânica (ISC e expansão), incluindo, também, a classificação pela Metodologia MCT (miniatura compactado tropical).

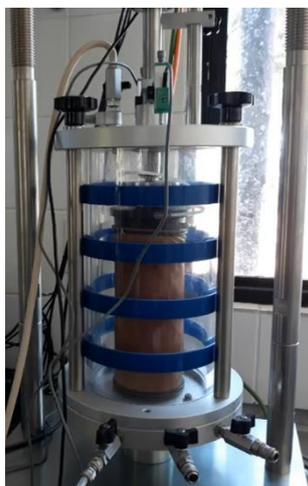
Para as camadas de sub-base e base foram considerados solos granulares provenientes de uma jazida em cascalho laterítico, localizada, aproximadamente, 62 km da DF-440, sendo o material submetido aos mesmos ensaios realizados no subleito. E para o revestimento, utilizou-se o Concreto Asfáltico Usinado a Quente (CAUQ), CAP50/70, com ensaios e parâmetros obtidos pela metodologia Marshall.

Em relação à consideração mecânica-empírica proposta pelo MeDiNa, foram realizados ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente para os materiais granulares, em equipamento triaxial dinâmico de cargas repetidas, conforme normas do DNIT 134/2018-ME e DNIT 179/2018-IE, respectivamente. Para o CAUQ, o ensaio de módulo de resiliência foi feito de acordo com a norma do DNIT 135/2018, a fadiga por compressão diametral à tensão controlada, conforme DNIT 183/2018-ME e deformação permanente (*flow number*) (\*), em consonância com a norma do DNIT 184/2018-ME, em equipamento de módulo dinâmico para misturas asfálticas.

Estes equipamentos foram adquiridos, em 2018, pelo DER/DF, como resultado da necessidade de evolução tecnológica para a elaboração de projetos com o viés mecanicista. Concomitantemente, esta abordagem da mecânica dos pavimentos iniciada pelo DER/DF em seus projetos de pavimentos flexíveis, desde 2015, veio ao encontro das premissas estabelecidas pelo método MeDiNa.

Destaca-se que os equipamentos dinâmicos de cargas repetidas visam simular, em laboratório, as condições de tráfego, por meio da aplicação repetidamente de uma carga vertical cíclica conhecida (tensão desvio), em frequências que variam de 1 a 5 Hz (pulso da carga), a depender do ensaio.

O preparo da amostra para o ensaio de *flow number*, por meio do equipamento Compactador Giratório Superpave (CGS), foi realizado no laboratório INFRALAB, da Universidade de Brasília (UnB). Este equipamento realiza a compactação da amostra por amassamento, simulando de forma mais fidedigna a compactação de campo, em detrimento da metodologia Marshall que possui o mecanismo de ação de compactação por impacto. Os registros fotográficos dos equipamentos encontram-se na Figura 2.



Triaxial Dinâmico para solos –  
DER/DF.



Triaxial Dinâmico para misturas  
asfálticas – DER/DF.



Compactador Giratório para misturas  
asfálticas – INFRALAB/UnB.

Figura 2. Equipamentos usados nos ensaios de módulo de resiliência, deformação permanente, fadiga e *flow number*.

Os parâmetros adotados para os materiais constituintes das camadas do pavimento estão apresentados na Tabela 1. E aqueles obtidos por ensaios, nas Tabelas 2 e 3.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Primeiramente, a estrutura foi dimensionada pelo método empírico DNER (1981) com base no ISC de projeto e coeficientes de equivalência estrutural (Tabela 1), obtendo-se a estrutura de pavimento, conforme Figura 3.

Em seguida, esta estrutura foi verificada no *software* AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas), que constitui a ferramenta de verificação de tensões, deformações e deslocamentos

proposta pelo MeDiNa. Para esta análise, foram utilizados os módulos de resiliência estimados e coeficiente de *Poisson*, conforme Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros adotados para os materiais das camadas do pavimento.

Camada	Material	ISC (%)	Coefficiente Estrutural (k) (DNER 1981)	Módulo de Resiliência Estimado <sup>3</sup> (MPa)	Coefficiente de <i>Poisson</i> <sup>4</sup>
Subleito	Solo DF-440	12,0 <sup>1</sup>	----	140	0,45
Sub-base	Cascalho	20,0 <sup>2</sup>	1,0	151,9	0,40
Base	Cascalho	80,0 <sup>2</sup>	1,0	250	0,35
Revestimento	CAUQ	----	2,0	3.500	0,30

<sup>1</sup> Obtido por análise estatística dos ISC obtidos em laboratório para as amostras coletadas do subleito.

<sup>2</sup> De acordo com o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006).

<sup>3</sup> IP-08/2004 – Prefeitura de São Paulo.

<sup>4</sup> Adotado pelo MeDiNa.

Tabela 2. Parâmetros obtidos em ensaios para os materiais das camadas do pavimento.

Material	MCT	Módulo de Resiliência					Deformação Permanente					
		Linear (MPa)			Não Linear		(Coeficientes de Regressão)					
		Mín	Médio	Máx	(Coeficientes de Regressão)							
					$k_1$	$k_2$	$k_3$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_4$	
Solo DF-440	LG'	39,04	99,13	171,07	414,73	0,03677	0,50696	0,105838	2,920233	1,619961	0,095727	
Cascalho	LG'	86,39	204,67	289,67	392,90	0,91201	0,17944	0,227888	-0,026529	0,672834	0,062521	

Tabela 3. Resultados obtidos em ensaios para o CAUQ.

Ensaio	Resultado
Equivalente de areia do pó de pedra $\geq 55$	70,1%
Equivalente de areia da areia $\geq 55$	77,5%
Densidade aparente (DA) (g/cm <sup>3</sup> )	2,469
Volume de vazios (VV)	3,50%
Vazios cheios de betume (VCB)	11,8%
Relação de betume e vazios (RBV)	77,30%
Vazios do agregado mineral (VAM)	15,30%
Estabilidade (kgf)	1,337
Fluência (mm)	3,30
Resistência máxima à tração estática (RT) (MPa)	0,98
Módulo de Resiliência (MPa)	3.129
Curva de fadiga (Coeficientes de Regressão)	$k_1$ $k_2$ 2e-12 -3,978

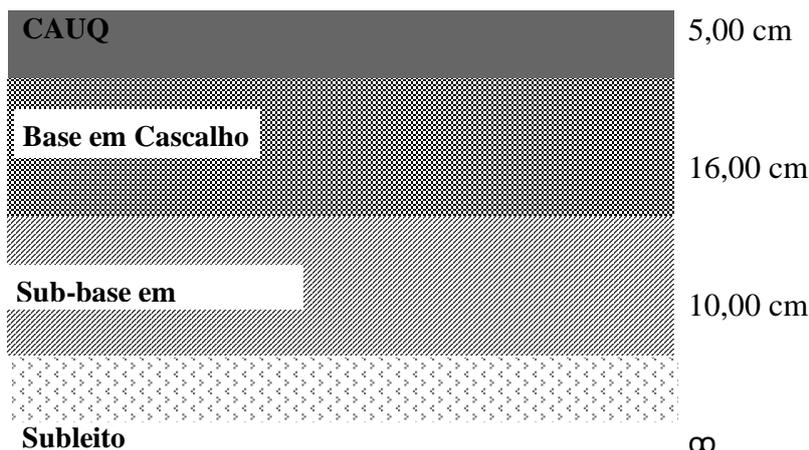


Figura 3. Estrutura do pavimento pelo dimensionamento DNER (1981).

Antes da publicação do MeDiNa, a verificação mecanicista era comumente realizada pelos projetistas, incluindo o DER/DF, por parâmetros de módulo de resiliência obtidos na literatura técnica sobre o assunto, o que não configura, na maioria dos casos, o real comportamento do material que está sendo utilizado em determinada camada do pavimento, em função das propriedades geotécnicas locais de cada região do país.

Para as comparações dos resultados obtidos nesta análise, foram utilizadas equações clássicas da literatura para a previsão máxima admissível do deslocamento vertical recuperável na superfície do pavimento ( $\delta_{adm}$ ), deformação específica de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico ( $\epsilon_t$ ) e deformação específica de compressão no topo do subleito ( $\epsilon_c$ ), que constituem os principais problemas de deterioração da estrutura do pavimento, conforme Tabela 4 e Figura 4.

Tabela 4. Parâmetros para a previsão de desempenho da estrutura.

Parâmetro	Modelo	Equação	Valor Admissível
$\delta_{adm}$	DNER-PRO 269/94	$\log \delta_{adm} = 3,148 - 0,188 \log N$	$86,94 \times 10^{-2}$
$\epsilon_t$	Modelo da FHWA ( $N_{AASHTO}$ ) <sup>1</sup>	$N = 1,092 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{3,512}$	$3,80 \times 10^{-4}$
$\epsilon_c$	Dormon & Metcalf (1965)	$N = 6,069 \times 10^{-10} \cdot \left(\frac{1}{\epsilon_c}\right)^{4,762}$	$5,18 \times 10^{-4}$

<sup>1</sup>  $N_{AASHTO}$  adotado de projeto =  $1,12 \times 10^6$

As verificações no AEMC foram realizadas considerando duas condições de aderência entre camadas: (i) todas as camadas aderidas; e (ii) somente o revestimento asfáltico aderido na camada de base e demais camadas não aderidas. Atualmente, estudos recentes sobre a condição de aderência na interface entre as camadas do pavimento vêm sendo realizados continuamente, visando prever de forma mais realística a interação entre as camadas do pavimento mediante os danos atuantes na estrutura, bem como o desempenho da estrutura dimensionada ao longo de sua vida útil (SCHERER et al., 2019; TOFFOLI, FARIAS e MELLO, 2020; ROCHA et al., 2021). Os resultados encontram-se dispostos na Tabela 5.

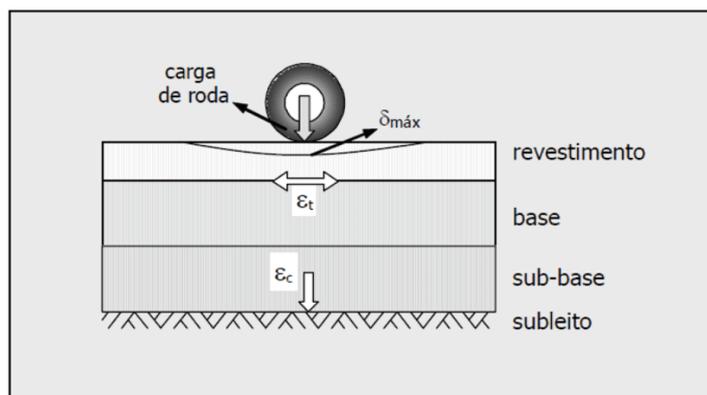


Figura 4. Principais deformações e deslocamento atuantes no interior da estrutura do pavimento (FRANCO, 2007).

Tabela 5. Valores atuantes no AEMC para a estrutura dimensionada pelo método DNER (1981).

Parâmetro	Valor Admissível	Valor Atuante (AEMC)	
		Camadas Aderidas	Revestimento Asfáltico Aderido
$\delta_{adm}$	$86,94 \times 10^{-2}$	$42,24 \times 10^{-2}$	$53,41 \times 10^{-2}$
$\epsilon_t$	$3,80 \times 10^{-4}$	$3,05 \times 10^{-4}$	$3,44 \times 10^{-4}$
$\epsilon_c$	$5,18 \times 10^{-4}$	$5,29 \times 10^{-4}$	$1,18 \times 10^{-4}$

Pelos resultados apresentados, para a consideração de aderência total em todas as camadas do pavimento, a deformação específica de compressão no topo do subleito ( $\epsilon_c$ ) confere um valor maior que o admissível, indicando um dano por deformação permanente nesta camada que se refletirá no afundamento em trilha de roda na superfície do pavimento (ruptura do pavimento por cisalhamento do subleito). Para minorar esta ação deletéria, pode-se aumentar a espessura da camada de sub-base, no caso,  $e_{SB} = 11$  cm, atingindo, desta forma, um valor atuante de  $\epsilon_c$  igual a  $5,16 \times 10^{-4}$ , menor que o valor admissível para este estudo.

Na segunda análise, em que somente o revestimento asfáltico foi considerado aderido à camada da base, os valores dos parâmetros de análise atuantes no AEMC atenderam os critérios de deslocamento recuperável e deformações.

Constata-se, portanto, a influência da condição de aderência sobre o desempenho da estrutura de pavimento, devendo ser adequadamente avaliada pelo projetista, visando maior aproximação com a realidade *in situ* do pavimento.

Partindo-se para a verificação mecanística-empírica abordada pelo MeDiNa, a estrutura de pavimento dimensionada está representada na Figura 5. Como a espessura mínima para a camada de sub-base estabelecida no método é de 15 cm e considerando o mesmo material para esta camada e também de base, foi efetuada uma camada equivalente de base com espessura igual a 26 cm. Os parâmetros utilizados para as propriedades de comportamento dos materiais de cada camada são aqueles constantes nas Tabelas 2 e 3.

A condição de contorno (limite de tolerância) mais relevante no MeDiNa refere-se à fadiga no revestimento asfáltico, a qual é verificada pelo percentual de área trincada ao longo da vida útil da estrutura (30%). Assim, a estrutura proposta na Figura 5 configura 27,4 % de área trincada e 0,9 mm de afundamento de trilha de roda (deformação permanente), conforme Figura 6. Ressalta-se que a rodovia em estudo compreende um sistema arterial primário, com deformação permanente máxima de 13 mm considerada pelo MeDiNa. O entendimento destes critérios de ruptura baseados em modelos de previsões de desempenho permite quantificar a redução do nível de serventia bem como a origem de patologias ao longo do tempo de uso do pavimento.

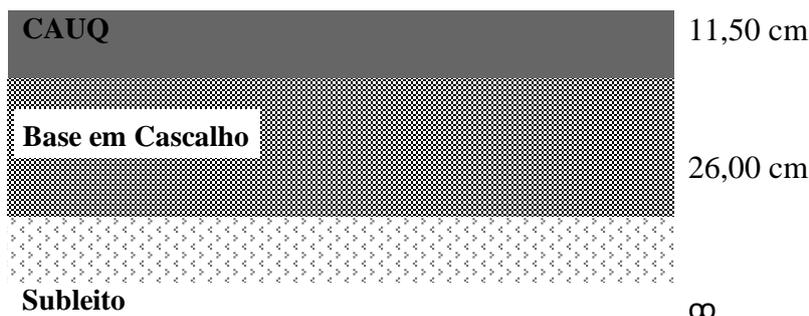


Figura 5. Estrutura do pavimento pelo dimensionamento MeDiNa.

EIXO PADRÃO RODoviÁRIO		--- ANÁLISE DO PAVIMENTO NOVO ---	
<b>DADOS DO TRÁFEGO</b>		Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Primário	Nível de confiabilidade da análise: 85%	
VMD (1º ano):	630	Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 27,4%	
FV:	1.000	Afundamento de Trilha de Roda: 0,9mm	
N anual (1º ano):	2.30e+05		
% Veículos na faixa de projeto:	100		
N Anual da faixa:	2.30e+05		
Taxa de crescimento (%):	3.0		
Período de projeto (anos):	10		
N Total:	2.64e+06		
<b>Tipo de Via:</b>			
O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda			

Figura 6. Análise da estrutura do pavimento no MeDiNa (*Software MeDiNa v.1.1.5.0 – dezembro/2020*).

Avaliando a estrutura proposta na Figura 3, a mesma apresenta 99% de área trincada e 2,2 mm de afundamento de trilha de roda ao final de sua vida útil. Cabe ressaltar que estas verificações no MeDiNa se referem às condições de contorno propostas pelo método e que uma melhor representatividade do desempenho do pavimento depende da parte empírica do método, representada pela Função de Transferência concebida pelo tratamento de dados obtidos em campanhas de ensaios e monitorações de trechos experimentais situados na Ilha do Fundão, no Rio de Janeiro. Após esse significativo legado deixado pelo grupo de pesquisadores, que contribuiu para a implantação do método, tem sido implantados trechos experimentais em diferentes regiões climáticas do Brasil, objetivando aproximar de maneira mais fidedigna o comportamento impermanente do pavimento *in situ* (tráfego e clima) com as condições controladas dos ensaios em laboratório. Nesse sentido, as aquisições de equipamentos, capacitação técnica da equipe e realização de ensaios de campo e de laboratório no DER/DF, bem como o empenho em implantar trechos experimentais no Distrito Federal, são passos importantes para obtenção de uma Função de Transferência própria, que considere as particularidades dos pavimentos do DF e, assim, obter uma melhor previsão de desempenho, cuja maior assertividade resultará em soluções consistentes com o esperado. Assim, para o atual estado da arte, cabe ao projetista fazer as análises necessárias a fim de dimensionar o pavimento de forma satisfatória atentando-se para os critérios técnicos sobre o assunto, bem como fazendo as devidas considerações de projeto. A previsão da evolução de danos ao pavimento considerando as duas estruturas avaliadas está apresentada na Figura 7, cuja linha tracejada vermelha refere-se ao trincamento máximo admissível para o pavimento pelo MeDiNa (30%).

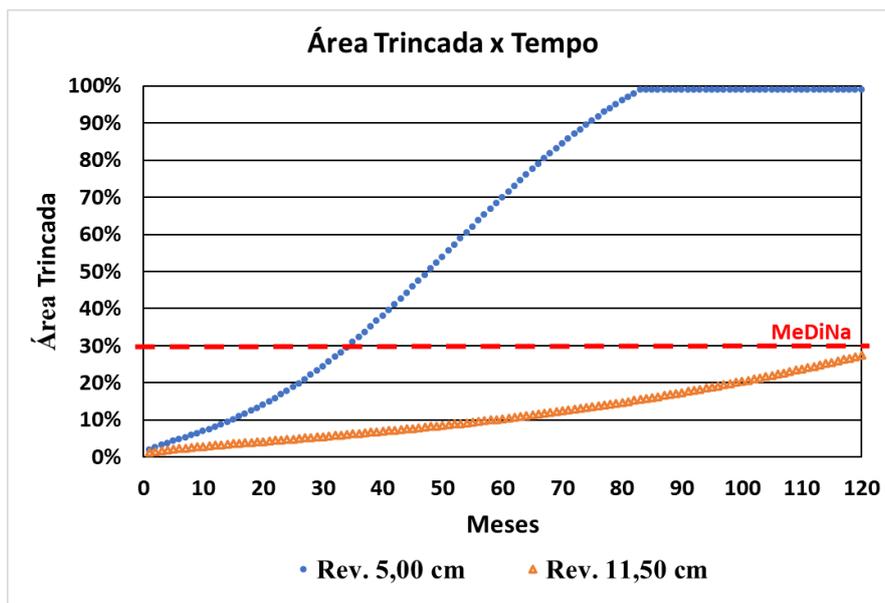


Figura 7. Previsão de área trincada pelo MeDiNa.

A contribuição de cada camada para o afundamento em trilha de roda está apresentada na tabela 6, tendo alcançado 2,25 mm e 0,91 para as estruturas com 5 e 11,5 cm de revestimento asfáltico, respectivamente. Em ambos os casos, a deformação permanente máxima ocorreu na camada de base composta por material granular, 2,21 e 0,91 mm, justificada pela própria composição do material constituinte, o qual é fortemente afetado pelo carregamento vertical (tráfego). Daí, a importância do controle tecnológico para atingir a densidade máxima seca obtida na energia de compactação Proctor Modificado, em laboratório, quando for executar esta camada em campo.

Tabela 6. Afundamento de trilha de roda.

Camada	Afundamento em Trilha de Roda (mm)	
	Rev. 5,00 cm	Rev. 11,50 cm
Revestimento CAUQ	0,00	0,00
Base Granular Cascalho	2,21	0,91
Subleito	0,04	0,00
Total	2,25	0,91

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A mudança de paradigma no dimensionamento de pavimentos flexíveis brasileiros torna-se cada vez mais necessária. O método do DNER (1981) cumpriu excelentemente o seu propósito no setor de projetos rodoviários. Entretanto, as características do tráfego e clima, propriedades dos materiais, principalmente de deformabilidade, o estado de tensões e, conseqüentes, deformações constituem-se variáveis essenciais a serem consideradas no dimensionamento segundo a abordagem dada pela mecânica dos pavimentos. Dado os avanços dos conhecimentos, das tecnologias, da capacitação de recursos humanos, bem como do aumento da força computacional naturalmente surgem métodos mais consistentes com o desempenho estrutural e funcional dos pavimentos.

Os ensaios nos equipamentos de carga repetida corroboram para um maior entendimento sobre o comportamento do pavimento *in situ*. Porém, cabe destacar que os mesmos são realizados com cargas cíclicas de frequência constante, em escala reduzida e em condições controladas em laboratório, não

representativas da real condição de solicitação dos pavimentos. Desta forma, o entendimento mais analítico da serventia do pavimento requer observações do comportamento do pavimento *in situ*, onde diversos fatores variam com o tempo, com as condições ambientais e com o dano acumulado pela passagem contínua de cargas variáveis em intensidade, distribuição e velocidade. Esta abordagem empírica dada pelo MeDiNa configura a Função de Transferência, que é obtida pelo tratamento de dados de ensaios e monitoração de trechos experimentais de pavimentos para calibração dos parâmetros de dimensionamento, a partir das relações entre as observações de campo e laboratório (GUIA PRÓ-MEDINA, 2020). Cabe destacar que esta parte do método, um importante legado para área da pavimentação, foi desenvolvida para trechos experimentais situados na Cidade Universitária do Rio de Janeiro (Ilha do Fundão), entretanto, com recurso para que os órgãos rodoviários, em diferentes regiões climáticas do Brasil, pudessem aprimorar a Função de Transferência, ou até mesmo ter sua própria função, reduzindo assim a parcela de empirismo do método.

Como outros estudos, verificou-se que as condições de aderência nas interfaces das camadas do pavimento são fatores que influenciam o desempenho da estrutura. Portanto, deve ser adequadamente avaliada em modelos reais de construção rodoviária para ser simulada computacionalmente de forma mais confiável e fidedigna, aumentando a acurácia do método.

Espera-se que as discussões do artigo possam contribuir para popularização dos conceitos da mecânica dos pavimentos, bem como do MeDiNa e seus desdobramentos, de forma que se tenha uma maior utilização no meio rodoviário, principalmente, no que se refere aos órgãos públicos do país. Ressalta-se que a melhoria constante dos projetos de pavimentação, em termos de eficiências estrutural e funcional, pode ser conquistada por meio de uma maior compreensão do comportamento dos pavimentos, fundamentada em campanhas de ensaios e monitorações de trechos experimentais. A evolução do conhecimento e das práticas reduzirá cada vez mais a parcela empírica do método legítimo do Brasil.

## AGRADECIMENTOS

À Diretoria Geral do DER/DF, que constantemente vem contribuindo para o avanço tecnológico dos projetos de pavimentação do DER/DF. Aos técnicos/colaboradores da Diretoria de Tecnologia/Superintendência Técnica (DITEC/SUTEC) do DER/DF, sempre dispostos para a realização dos ensaios. Ao INFRALAB pela parceria na execução de ensaios. À Universidade de Brasília (UnB) pelos conhecimentos técnicos-científicos oportunizados por meio do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia (PPGG).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO DISTRITO FEDERAL (2022). Mapa rodoviário de 2022 do Distrito Federal. Disponível em: [https://www.der.df.gov.br/wp-content/uploads/2022/02/Mapa\\_Rodov\\_escala\\_1\\_170.000\\_2022.pdf](https://www.der.df.gov.br/wp-content/uploads/2022/02/Mapa_Rodov_escala_1_170.000_2022.pdf) Acesso em: 24/02/2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2018). DNIT 134/2018-ME. Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2018). DNIT 135/2018-ME. Pavimentação – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2018). DNIT 179/2018-ME. Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2018). DNIT 183/2018-ME. Pavimentação – Misturas asfálticas – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada – Método de ensaio. Rio de Janeiro. RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2018). DNIT 184/2018-ME. Pavimentação – Misturas asfálticas – Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2020). Publicação IPR – 749. Guia para execução de segmentos experimentais – PRO-MeDiNa. Brasília, DF.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2021). DNIT IS-247. Estudos para elaboração de projetos de implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. Brasília, DF.

DNER. Método de projeto de pavimentos flexíveis. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. 1981.

FRANCO, F. A. C. P. Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SISPAV, 2007, 294p. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

FRITZEN, M. A. Desenvolvimento e Validação de Função de Transferência para Previsão do Dano por Fadiga em Pavimentos Asfálticos, 2016, 262p. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

GUIMARÃES, A. C. R. Um Método Mecânico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos, 2009, 352 p. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

NASCIMENTO, L. A. H. *Implementation and validation of the viscoelastic continuum damage theory for asphalt mixture and pavement analysis in Brazil*. Dissertation. North Carolina State University, 2015.

ROCHA, M. L.; MARQUES, G. L. O.; SILVA, R. C.; MOTTA, L. M. G. (2021). *Influence of bonding condition between layers on overlay design of flexible pavements*. Revista Transportes. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes (ANPET). Volume 29, número 2. [DOI:10.14295/transportes.v29i2.2419](https://doi.org/10.14295/transportes.v29i2.2419).

SCHERER, R. G.; BUENO, L. D.; PEREIRA, D. S.; SPECTH, L. P.; NASCIMENTO, L. A. H.; FRITZEN, M. A.; FRANCO, F. A. C. PROENÇA (2019). Influência da aderência entre camadas de pavimento no dano à fadiga de revestimentos asfálticos. Revista Estradas Nº 24. Sociedade dos Técnicos Universitários do DAER. Ano 18. Novembro 2019, pag. 62-68.

TOFFOLI, M. D., FARIAS, M. M., MELLO, L. G. R. (2020). Análise e inclusão de aderência parcial entre camadas no programa brasileiro de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos (MeDiNa). 34º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET. 100% digital.

(\* Os resultados do ensaio de flow number não foram obtidos satisfatoriamente até a data limite de submissão do artigo, tendo em vista que os autores identificaram inconsistências na modulação do pulso de carga juntamente com a saída dos dados (output) no software do equipamento, os quais estão sendo resolvidos junto ao fabricante (Itália/Austrália). Tais dados têm a previsão de serem apresentados durante o 24º ENACOR.

## CONSIDERAÇÕES SOBRE A DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES NÃO UNIFORME E A CONDIÇÃO DE ADERÊNCIA DAS CAMADAS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS FLEXÍVEIS

*Felipe H. Cava<sup>1</sup>; Carlos Y. Suzuki<sup>2</sup>; Flaviane M. L. Vallejo<sup>3</sup>; Caio R. G. Santos<sup>3</sup>; Angela M. Azevedo<sup>3</sup>*

### RESUMO

Os métodos de dimensionamento de pavimentos consideram que a carga é aplicada em uma área circular e que a pressão de contato é uniformemente distribuída e igual a pressão de enchimento dos pneus. No Brasil, uma pesquisa de campo realizada na Rodovia Regis Bittencourt mostra que apenas 1,35% dos pneus trafegam com pressão de inflação de 560kPa (valor usado como referência no eixo rodoviário padrão). Além disso, os métodos de dimensionamento de pavimentos rodoviários assumem que as camadas da estrutura estão aderidas. Contudo, pesquisas mostram que em campo as camadas não apresentam uma aderência plena, mas sim uma condição variando entre aderido e não aderido. Neste contexto, o presente trabalho analisou as variações das pressões de enchimento de pneus, da forma de distribuição das pressões na área de contato, da condição de aderência entre camadas e seus impactos nas respostas estruturais dos pavimentos. Os resultados foram apresentados em função dos fatores de equivalência de carga empírico-mecanísticos considerando os critérios de ruptura de fadiga e deformação permanente. As análises desenvolvidas mostram que com a mudança da pressão de enchimento dos pneus de 560kPa para 840kPa, os fatores de equivalência de carga podem ser de 2 a 5 vezes maiores do que os considerados atualmente. Além disso, devido à forma da distribuição de pressões de contato, os fatores de equivalência de carga aumentam em cerca de 31%. Este trabalho reforça a necessidade de atualização da pressão de enchimento dos pneus do eixo rodoviário padrão e de cuidados construtivos quanto à aderência entre camadas.

**PALAVRAS-CHAVE:** dimensionamento de pavimentos, análise estrutural, pressão de pneus, condição de aderência

### ABSTRACT

Pavement sizing methods assume that the load is applied in a circular area and that the contact pressure is uniformly distributed and equal to the tire inflation pressure. In Brazil, a field survey carried out on Regis Bittencourt Highway shows that only 1.35% of tires travel with an inflation pressure of 560kPa (value used as a reference on the standard axle). In addition, road pavement design methods assume that the layers of the structure are adhered. However, research shows that in the field the layers do not have a full adhesion, but a condition varying between adhered and not adhered. In this context, the present work analyzed the variations in tire inflation pressures, the way pressures are distributed in the contact area, the condition of adhesion between layers and their impacts on the structural responses of the pavements. The results were presented as a function of the empirical-mechanistic load equivalence factors considering the fatigue rupture and permanent deformation criteria. The analyzes developed show that with the change of tire inflation pressure from 560kPa to 840kPa, load equivalence factors can be 2 to 5 times higher than currently considered. Furthermore, due to the shape of the contact pressures distribution, the load equivalence factors increase by about 31%. This work reinforces the need to update the tire inflation pressure of the standard road axle and constructive care regarding the adhesion between layers.

**KEY WORDS:** pavement design, structural analysis, tire pressure, bond condition

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil da FEI, Av. Humberto de Alencar Castelo Branco, 3972-B - Assunção, São Bernardo do Campo - SP, 09850-901. fhernandescava@gmail.com

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP, Edifício Engenharia Civil Universidade de São Paulo Avenida Professor Almeida Prado, Travessa do Biênio, 83 - Butantã, São Paulo - SP, 05508-070. carlos.suzuki@planservi.com.br

<sup>3</sup> Av. Brig. Faria Lima, 1461 - 18º andar conjunto 181 - Jardim Paulistano, São Paulo - SP, 01452-002. flaviane@planservi.com.br; caiorubens@planservi.com.br; angela.martins@planservi.com.br

## INTRODUÇÃO

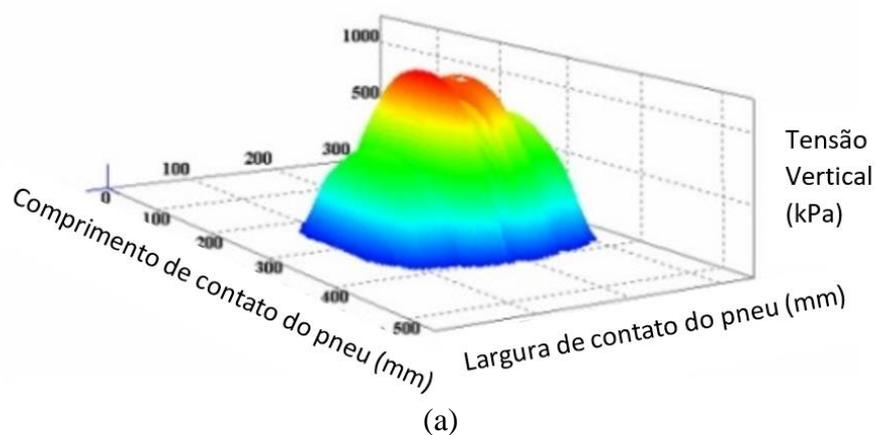
Os modelos matemáticos apresentados por Burmister (1945), utilizados em diversos métodos de dimensionamento de pavimentos, consideram que a carga é distribuída em uma área uniforme e circular e que a pressão de contato é igual a pressão de enchimento dos pneus. Contudo, na realidade a pressão de contato entre pneu-pavimento depende da carga por eixo, da pressão de enchimento dos pneus, do estado de conservação dos pneus, da velocidade e do atrito pneu-pavimento (AL-QADI; WANG, 2009; HANSEN *et al.*, 1989).

Hansen *et al.* (1989) desenvolveram um modelo estatístico para previsão da área de contato de pneus diagonais e radiais em função da carga por eixo e da pressão de enchimento. O modelo apresenta coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de 0,94, e está expresso na Equação 1. Dessa forma, a área experimental (AE) é função da área circular (AC), em polegada quadrada.

$$AE = 0,289 + 1,063 \cdot AC - 0,002 \cdot AC^2 \quad (1)$$

Huhtala e Pihlajamaki (1990) estudaram a forma de distribuição de pressões em pneus lisos. Os autores mencionam que as pressões no centro de pneus radiais são 20% maiores do que as pressões de enchimento em 980kPa, 35% maiores do que as pressões de enchimento em 735kPa e 60% maiores do que as pressões de enchimento em 490kPa. Embora o estudo tenha sido realizado para pneus lisos, Huhtala e Pihlajamaki (1990) indicam que o comportamento de pneus sulcados é semelhante ao observado em pneus lisos.

Segundo De Beer (2006) e De Beer *et al.* (2002; 2004), para dimensionamento de pavimentos é importante levar em consideração a forma de distribuição de pressões na área de contato. Os autores citados mencionam que quando o pneu apresenta a pressão de enchimento e carga recomendada pelo fabricante, as pressões são maiores no centro do pneu e menores nas bordas (n-shape). Por outro lado, quando a pressão ou carga por eixo está fora do recomendado pelo fabricante, as pressões são maiores na borda do pneu (m-shape). A Figura 1 ilustra as duas formas de distribuição de pressões na área de carregamento.



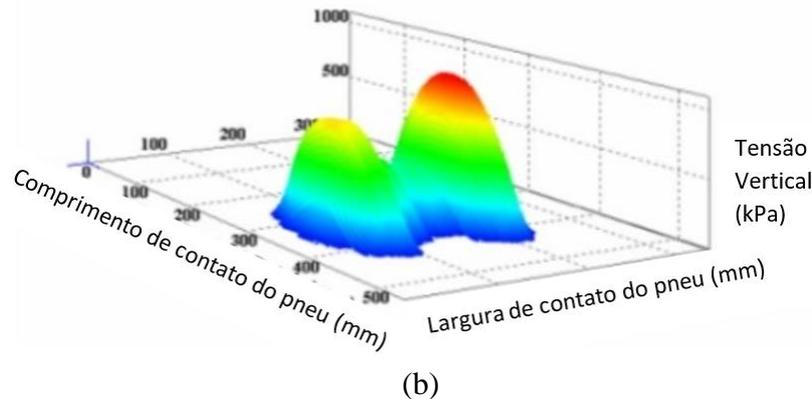


Figura 1. Distribuição de pressões. (a) n-shape; (b) m-shape (Modificado de DE DEER, FISHER E KANNEMEYER., 2004)

Para Muniandy *et al.* (2014), a área de contato real entre o pneu e o pavimento é significativamente influenciada pela banda de rodagem do pneu, pela carga transportada e pela pressão de enchimento dos pneus. Os autores relatam que 51% das variações obtidas na área de contato ocorrem devido à carga transportada, 37% devido à banda de rodagem dos pneus e 9% devido à pressão de enchimento dos pneus.

Cava (2021) investigou na Rodovia Regis Bittencourt a distribuição da pressão de enchimento dos pneus de veículos comerciais em uma amostra de 1860 pneus. O autor observou que 98,65% dos pneus solicitam a estrutura em níveis de tensão e deformação superiores àqueles considerados no dimensionamento de pavimentos rodoviários por meio do eixo rodoviário padrão e dos fatores de equivalência de carga da USACE, conforme Figura 1. Cava (2021) realizou ainda um estudo paramétrico da influência da pressão de enchimento dos pneus nas respostas estruturais dos pavimentos asfálticos flexíveis. O autor observou que a variação da pressão de pneus de campo pode reduzir a vida útil dos pavimentos de 40 a 80%, de modo que esta variação é influenciada principalmente pela espessura do revestimento asfáltico.

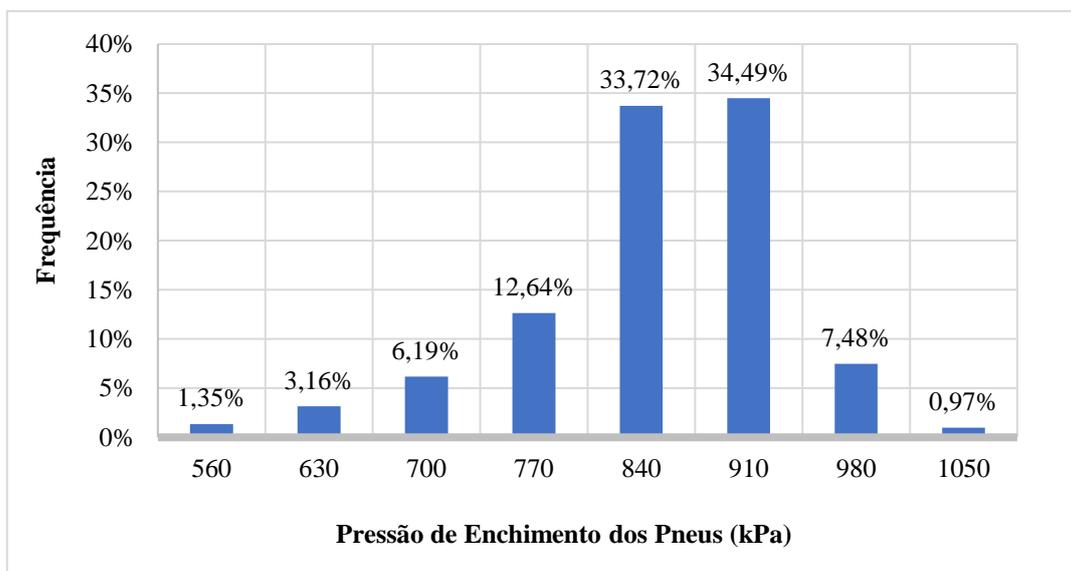


Figura 2. Distribuição da pressão de enchimento dos pneus na Rodovia Regis Bittencourt (CAVA, 2021)

Além da pressão de contato pneu-pavimento, o desempenho dos pavimentos pode ser influenciado pela condição de aderência entre as camadas da estrutura. Hakim (2002), Raab e Partl (2004), Hariyadi (2007) e Sutanto (2010) reportaram defeitos em pavimentos como consequência da condição de aderência na interface de camadas.

Hariyadi, Aurum e Subagio (2013), indicam que a condição de aderência apresenta grande influência nas respostas estruturais do pavimento. Os autores mencionam que a consideração de uma aderência plena no dimensionamento de pavimentos flexíveis não é apropriada e pode levar a estrutura à falha. Segundo Zulkifili e Sutanto (2018) a interface entre camadas é representada por uma camada delgada, onde as tensões de cisalhamento na interface causam um deslocamento horizontal proporcional, e a condição de aderência é dada pelo conceito de elasticidade de cisalhamento horizontal (AK), conforme Equação 2. O parâmetro AK pode ser convertido no coeficiente de escorregamento, conforme Equação 3, o qual varia de 0 para uma aderência plena a 1 para uma interface sem aderência. O coeficiente de escorregamento é função do parâmetro AK, do coeficiente de poisson ( $\mu$ ), do módulo de elasticidade (E) e do raio de aplicação da carga (a).

$$AK = \frac{\text{Deslocamento Horizontal relativo da camada (m)}}{\text{Tensões de cisalhamento na interface (N/m}^2\text{)}} \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{AK}{AK + \frac{1 + \mu}{E} \cdot a} \quad (3)$$

## OBJETIVOS

Com base na revisão bibliográfica apresentada, este trabalho tem como objetivo verificar a influência da distribuição não uniforme de pressões de enchimento dos pneus. Serão consideradas duas estruturas de pavimento flexível, sendo nomeadas de estrutura A e estrutura B. Além da distribuição de contato não uniforme, serão consideradas 3 condições de aderência entre o revestimento asfáltico e a base granular para verificação conjunta dos parâmetros. Os resultados serão apresentados em função dos fatores de equivalência de carga (FEC) empírico-mecanísticos pelo critério de fadiga e deformação permanente.

## MÉTODO

Foram definidas duas estruturas de pavimentos flexíveis para análise dos fatores de equivalência de carga, variando as espessuras de revestimento e base granular. As espessuras e os parâmetros elásticos das camadas foram considerados conforme a Tabela 1.

**Tabela 1.** Estruturas para análise do FEC

Estrutura	Camada	h (mm)	MR (MPa)	Coef. Poisson
A	Revestimento	100	3500	0,30
	Base	200	400	0,40
	Sub-base	150	150	0,42
	Subleito	$\infty$	50	0,45
B	Revestimento	50	3500	0,30
	Base	150	400	0,40
	Sub-base	150	150	0,42
	Subleito	$\infty$	50	0,45

A interface entre o revestimento asfáltico e a base foi assumida em 3 condições de aderência, sendo expresso pelo coeficiente de escorregamento alfa, conforme descrito por Zulkifili e Sutanto (2018). Dessa forma, foi considerado o valor de alfa igual a 0, 0,5 e 1 para aderência plena, parcial e sem aderência, respectivamente. As demais interfaces da estrutura foram consideradas como aderidas, ou seja, restringindo seu deslocamento horizontal relativo.

Para analisar a influência que a forma da distribuição de pressões possui nas respostas estruturais e no fator de equivalência de carga, foi considerada a distribuição “n-shape” no eixo simples de rodas duplas com carga de 80kN, 100kN e 120kN, conforme Tabela 2. Os resultados obtidos pela distribuição não uniforme “n-shape” serão comparados com os obtidos com a distribuição uniforme. Para consideração da distribuição não uniforme de pressão de contato pneu-pavimento, foi utilizado o método simplificado descrito por Fernandes Jr (1994) e De Beer (2006). O método consiste em considerar cilindros concêntricos com diferentes níveis de pressão de pneus em cada anel, sendo as distâncias radiais ajustadas para que a somatória de forças aplicadas por cada anel seja igual a carga considerada no pneu.

A correção da superfície de contato para a circular equivalente foi realizada nesse trabalho utilizando a Equação 1, proposta por Hansen et al (1989). As pressões no centro do pneu foram assumidas em média 38% maiores do que as pressões de enchimento de 560kPa, 30% maiores do que as pressões de enchimento para 700kPa e 25% maiores do que as pressões de enchimento de 840kPa. Os valores foram assumidos com base na pesquisa realizada por Huhtala e Pihlajamaki (1990). As pressões p1 e p2 foram consideradas em média 10% abaixo e 10% acima da pressão de enchimento dos pneus, respectivamente. As distâncias radiais foram ajustadas para que a somatória das cargas em cada seção fosse igual a carga total considerada na distribuição uniforme.

**Tabela 2.** Distribuição de pressões não uniforme “n-shape”

Carga por eixo (kN)	Carga por Roda (kN)	Pressão Uniforme		Pressão Não Uniforme					
		p (kPa)	r (mm)	p1 (kPa)	r1 (mm)	p2 (kPa)	r2 (mm)	p3 (kPa)	r3 (mm)
80	20	560	106,62	539	105,05	616	73,65	777	31,49
80	20	700	95,37	616	95,13	784	69,59	931	30,48
80	20	840	87,06	749	87,56	896	66,79	1050	28,95
100	25	560	119,21	546	115,61	623	74,92	777	39,11
100	25	700	106,62	623	105,01	798	71,87	938	36,57
100	25	840	97,33	756	96,85	896	70,35	1043	34,29
120	30	560	130,58	672	115,61	762	74,92	811	39,11
120	30	700	116,80	826	105,01	896	73,14	945	36,57
120	30	840	106,62	980	96,85	1043	70,35	1085	34,29

Os resultados deste trabalho estão apresentados em função dos fatores de equivalência de carga empírico-mecanísticos. Para fins de dimensionamento estrutural de um pavimento, existem duas respostas estruturais que estão relacionadas com os chamados defeitos estruturais, que são as trincas de fadiga e as deformações permanentes. A solicitação do tráfego resulta em uma deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico, de modo que cada solicitação consome parte da resistência à fadiga da estrutura. Ou seja, deformações horizontais de tração excessivas diminuem a vida útil da camada asfáltica. Já a deformação permanente está relacionada com a deformação vertical de compressão no topo do subleito, sendo evidenciada na superfície do pavimento através do acúmulo de afundamentos devido à passagem do tráfego.

Neste trabalho ambas as deformações foram analisadas para o cálculo dos fatores de equivalência de carga empírico-mecanísticos. As deformações de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico e deformações de compressão no topo do subleito foram analisadas em função dos critérios de

desempenho utilizados pela SHELL (1978) e AUSTRROADS (2017), conforme Equação 4 e Equação 5.

Os fatores de equivalência de carga (FEC) empírico-mecanísticos são definidos pelo quociente do número de repetições que resultam do eixo padrão ( $Np$ ) e o número de repetições que resultam de um eixo qualquer ( $Nij$ ), conforme Equação 6. A solicitação padrão foi considerada como a carga de 80kN por eixo, com distribuição de pressão uniforme de 560kPa.

$$Nf = \left[ \frac{6918 \cdot (0,856 \cdot Vb + 1,08)}{E^{0,36} \cdot \mu\varepsilon} \right]^5 \quad (4)$$

$$N = \left( \frac{9150}{\mu\varepsilon} \right)^7 \quad (5)$$

$$FEC = \frac{Np}{Nij} \quad (6)$$

## RESULTADOS

A distribuição não-uniforme da pressão de contato eleva as respostas estruturais, em específico foram analisadas neste trabalho as deformações de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico e as deformações de compressão no topo do subleito.

Para o caso da estrutura A em aderência plena na interface entre revestimento e base, a pressão de pneus de 560kPa com distribuição uniforme resulta em um fator de equivalência de carga igual a 1. Ao levar em consideração a mesma pressão de pneus com distribuição não-uniforme, o fator de equivalência de carga resultante é de 1,31. Na estrutura B, as mesmas condições refletem em fatores de equivalência de carga iguais a 1 e 2,15 para distribuição uniforme e não-uniforme, respectivamente.

Ao considerar que a pressão de pneus mais frequente verificada em uma rodovia paulista tem atingido valores entre 840kPa e 910kPa, conforme Figura 2, os fatores de equivalência de carga para o eixo padrão são de 2,45 e 2,89 para pressão uniforme e não-uniforme, respectivamente. Ou seja, em 840kPa, a forma de distribuição de pressões na estrutura A resulta em uma diferença de 18%. Na estrutura B, por sua vez, a mesma condição reflete em uma diferença de 62%. As estruturas esbeltas são mais suscetíveis à forma de distribuição de pressões e, além disso, apresentam fatores de equivalência de carga maiores. As Tabelas 3 e 4 apresentam os fatores de equivalência de carga calculados para pressões uniformes e não-uniformes nas 3 condições de aderência analisadas para estrutura A e B, respectivamente.

**Tabela 3.** Fatores de equivalência de carga para pressão não-uniforme na Estrutura A

Carga no Eixo (kN)	Pressão de Pneus (kPa)	Critério	Uniforme			Não-Uniforme		
			Plena	Parcial	Sem Aderência	Plena	Parcial	Sem Aderência
80	560	Fadiga	1,00	2,28	10,62	1,31	2,94	13,06
	700		1,67	3,56	15,67	2,16	4,57	19,18
	840		2,45	4,98	21,05	2,89	5,88	24,06
100	560		1,76	4,31	21,43	2,67	6,36	29,37

Carga no Eixo (kN)	Pressão de Pneus (kPa)	Critério	Uniforme			Não-Uniforme		
			Plena	Parcial	Sem Aderência	Plena	Parcial	Sem Aderência
120	700	Deformação Permanente	3,05	6,95	32,44	4,35	9,72	42,45
	840		4,65	10,03	44,61	5,78	12,37	52,83
	560		2,71	7,13	37,39	6,00	14,35	67,79
	700		4,84	11,76	57,65	8,98	20,23	91,73
	840		7,59	17,30	80,65	12,64	27,17	119,14
	560		1,00	1,93	12,20	1,03	1,95	12,39
80	700		1,04	1,91	12,61	1,07	1,94	12,83
	840		1,06	1,89	12,87	1,10	1,92	13,11
	560		4,63	9,26	55,62	4,78	9,43	57,51
100	700		4,74	9,22	58,18	4,93	9,33	59,26
	840		4,87	9,14	59,85	5,05	9,23	60,55
	560		15,87	33,02	95,27	17,12	33,77	104,58
120	700		16,75	33,17	101,88	17,58	33,26	108,06
	840		17,38	33,05	106,35	18,06	32,99	111,40

Tabela 3. Fatores de equivalência de carga para pressão não-uniforme na Estrutura B

Carga no Eixo (kN)	Pressão de Pneus (kPa)	Critério	Uniforme			Não-Uniforme		
			Plena	Parcial	Sem Aderência	Plena	Parcial	Sem Aderência
80	560	Fadiga	1,00	3,82	23,55	2,15	7,61	40,03
	700		2,77	9,20	49,11	5,62	17,67	81,75
	840		6,02	18,14	87,32	9,77	28,59	124,86
100	560		1,01	4,58	33,48	2,98	11,84	69,00
	700		3,05	23,99	71,94	7,48	26,22	134,65
	840		7,06	23,99	131,40	12,63	41,01	199,30
120	560		0,96	5,12	43,71	5,26	21,69	136,90
	700		3,10	13,56	95,94	11,35	41,47	236,85
	840		7,58	28,96	178,98	22,33	74,32	388,44
80	560		1,00	1,80	5,14	1,02	1,82	5,33
	700		1,05	1,80	5,60	1,06	1,83	5,81
	840		1,08	1,79	5,93	1,10	1,83	6,10
100	560		4,50	5,22	21,88	4,68	5,48	23,47
	700		4,77	5,52	24,44	4,87	5,76	25,60
	840		4,95	5,72	26,34	5,02	5,85	27,10
120	560		8,32	17,45	70,50	9,63	19,56	83,70
	700		9,32	18,87	80,12	10,28	20,27	89,98
	840		10,02	19,79	87,42	10,83	20,75	95,74

A Figura 3 ilustra a influência da pressão de pneus no fator de equivalência de carga para o critério de fadiga em pressões uniformes e não-uniformes, considerando a condição de aderência plena e o ESRD com 80kN. Os FEC analisados apresentam uma variação de 145% e 120% para pressões uniformes e não-uniformes, respectivamente. A mudança na forma de distribuição de pressões reduz o acréscimo de FEC em função das pressões de enchimento dos pneus. Na estrutura A, a variação da forma de distribuição de pressões resulta em um acréscimo máximo de 31% nos fatores de equivalência de carga para o critério de fadiga.

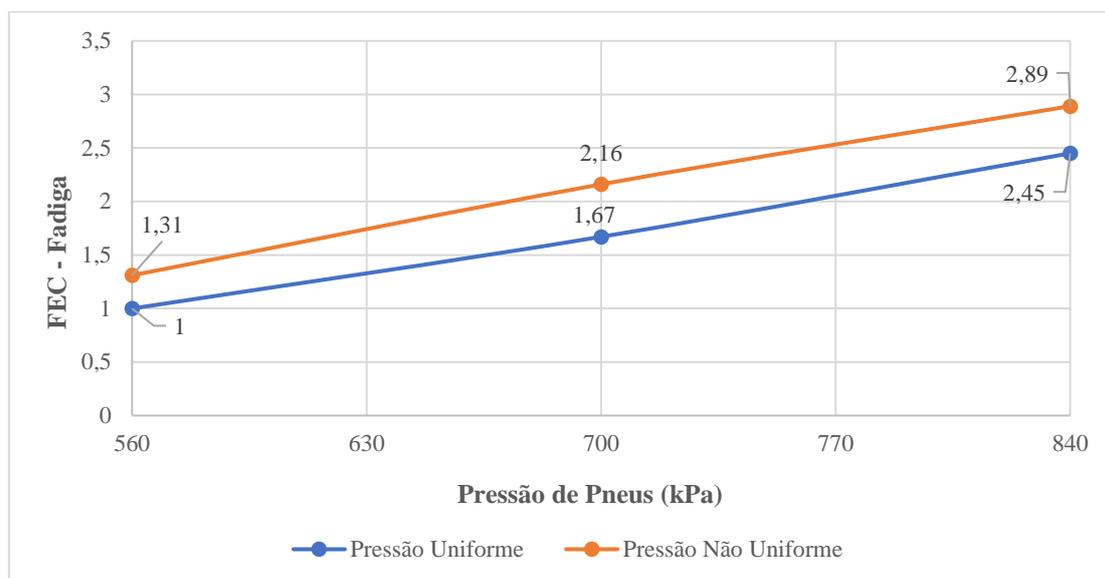


Figura 3. Fator de equivalência de carga pelo critério de fadiga em função da pressão de pneus em pressão uniforme e não-uniforme (Estrutura A) – ESRD 80kN

A forma de distribuição da pressão de contato pneu-pavimento, apresenta maior influência em estruturas que possuem espessura de revestimento asfáltico menor, conforme analisado na Figura 4. Na estrutura B, entre a mínima e máxima pressão de pneus analisada, o fator de equivalência de carga para pressão não-uniforme de 840kPa é quase 10 vezes maior do que o FEC na pressão de pneus uniforme de 560kPa, utilizado como referência.

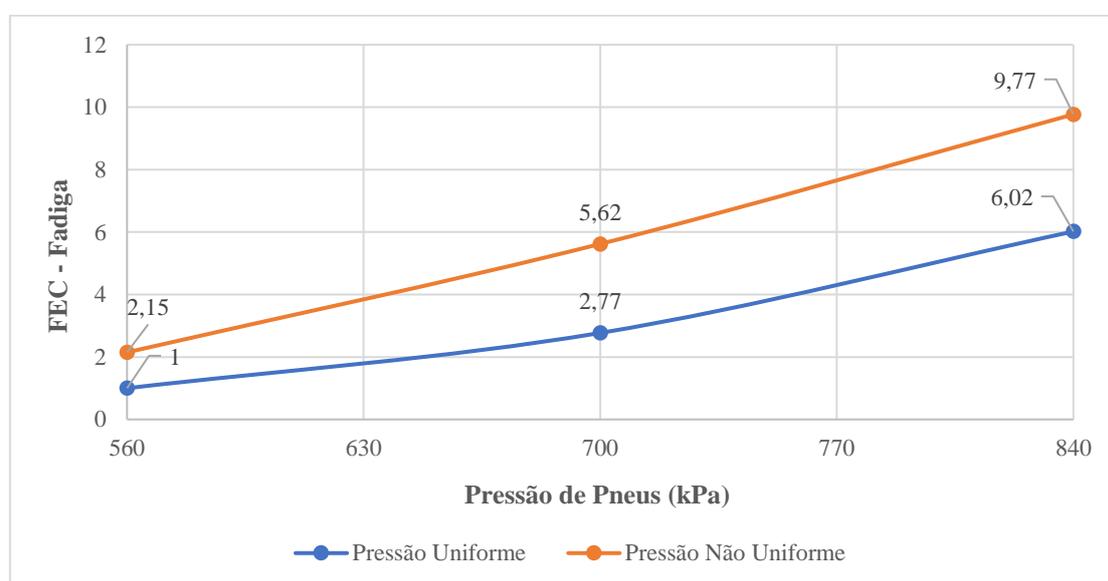


Figura 4. Fator de equivalência de carga pelo critério de fadiga em função da pressão de pneus em pressão uniforme e não-uniforme (Estrutura B) – ESRD 80kN

A redução de aderência na interface eleva de forma exponencial os fatores de equivalência de carga, tanto para pressões uniformes quanto para pressões não-uniformes. Contudo, a análise com pressão não-uniforme resulta em um acréscimo de 18% nos fatores de equivalência de carga para estrutura A com 840kPa, conforme Figura 5. Para a pressão de pneus 560kPa, a diferença entre as condições de pressão uniforme e não-uniforme é máxima e igual a 31% nos fatores de equivalência de carga.

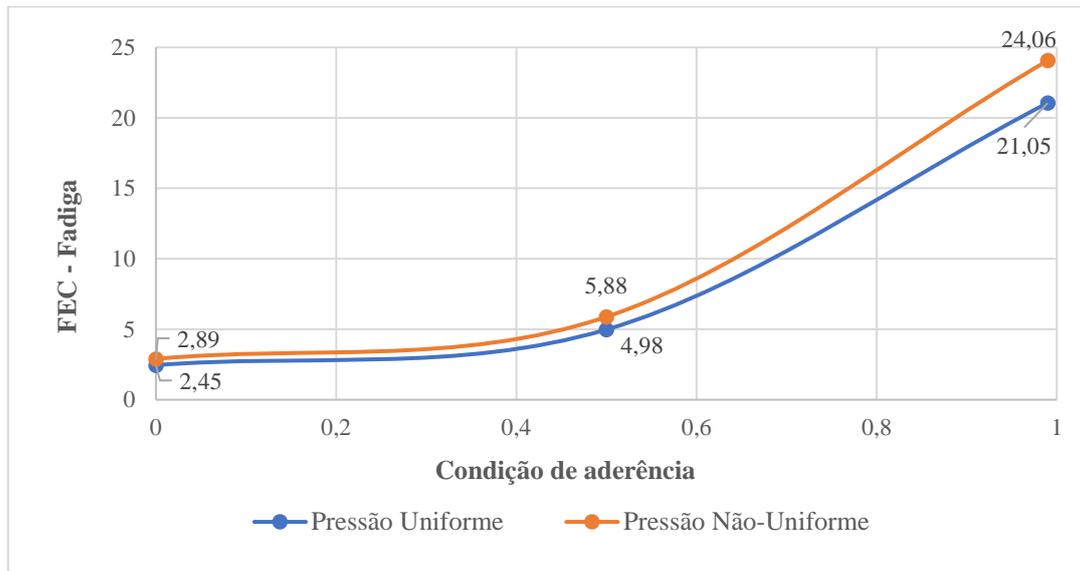


Figura 5. Fator de equivalência de carga pelo critério de fadiga em função da condição de aderência (Estrutura A) – ESRD com 80kN e pressão de pneus de 840kPa

A Figura 6 ilustra o comportamento para a estrutura B com 840kPa em função da condição de aderência. Embora na condição de interface sem aderência ocorram os maiores valores de fator de equivalência de carga, a condição de aderência plena resulta na maior influência da forma de distribuição de pressões no acréscimo de FEC. Por outro lado, o acréscimo nos fatores de equivalência de carga para o critério de deformação permanente é de aproximadamente 4%, o qual permanece praticamente constante nas 3 condições de aderência e pressões de pneus analisadas. Dessa forma, a análise de pressão não-uniforme no contato pneu-pavimento pode ser considerada mais crítica para critérios de fadiga no revestimento asfáltico. A Figura 7 ilustra os FEC para o critério de deformação permanente analisado na estrutura A com carga de 80kN no eixo em aderência plena.

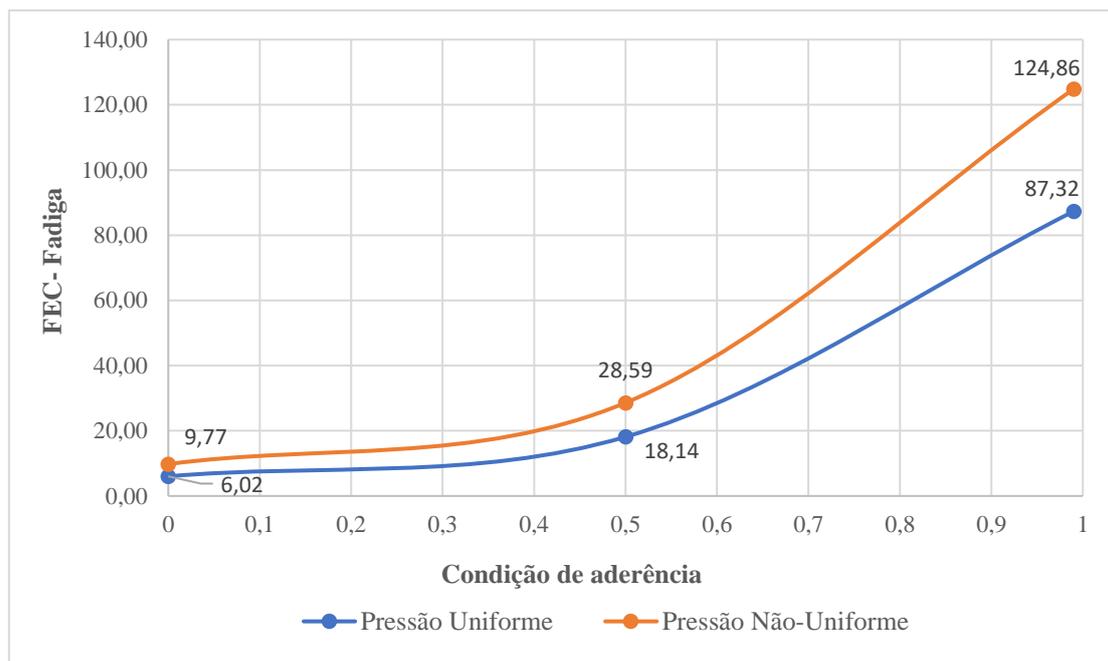


Figura 6. Fator de equivalência de carga pelo critério de fadiga em função da condição de aderência (Estrutura B) – ESRD com 80kN e pressão de pneus de 840kPa

## Regressões do Fator de Equivalência de Carga

Com base nas análises realizadas neste trabalho, foram desenvolvidas regressões potenciais para cada critério do fator de equivalência de carga considerando as variáveis de carregamento por eixo (Q), pressão de enchimento dos pneus (p) e o coeficiente de escorregamento ( $\alpha$ ), conforme Equação 7. Para a regressão, foi considerado o valor de 0,01 para a condição de camadas aderidas.

$$FEC = I \cdot Q^a \cdot p^b \cdot \alpha^c \quad (7)$$

Observa-se por meio do valor-P que a estrutura A apresenta maior influência da carga por eixo e do coeficiente de escorregamento, independente do critério de FEC considerado. Contudo, para a Estrutura B, devido à redução da espessura do revestimento asfáltico, a pressão de enchimento dos pneus é uma das variáveis mais importantes no cálculo do FEC pelo critério de fadiga. Além disso, observa-se que o critério de fadiga sofre mais influência da pressão de enchimento dos pneus do que o critério de deformação permanente. A Tabela 5 apresenta os resultados da regressão para as duas estruturas.

**Tabela 5.** Regressões do fator de equivalência de carga para Estrutura A e Estrutura B

Estrutura	Critério	Distribuição	Variáveis	Coefficientes	valor-P	R <sup>2</sup>	
A	Fadiga	Uniforme	Interseção	2,94E-11	1,19E-04	0,77	
			Q (kN)	2,93	1,78E-04		
			p (kPa)	2,08	4,23E-03		
		$\alpha$	0,41	8,74E-08			
		Não Uniforme	Interseção	1,26E-11	4,95E-05		0,79
			Q (kN)	3,78	4,22E-06		
	p (kPa)		1,67	1,45E-02			
	$\alpha$	0,40	9,08E-08				
	Deformação Permanente	Uniforme	Interseção	2,23E-12	1,30E-04	0,81	
			Q (kN)	6,36	9,88E-09		
			p (kPa)	0,11	8,82E-01		
		$\alpha$	0,38	1,65E-06			
Não Uniforme		Interseção	2,21E-12	1,48E-04	0,81		
		Q (kN)	6,42	1,06E-08			
	p (kPa)	0,08	9,17E-01				
B	Fadiga	Uniforme	$\alpha$	0,38		2,25E-06	0,82
			Interseção	1,07E-12		1,12E-04	
			Q (kN)	0,96		2,07E-01	
		p (kPa)	4,08	1,34E-05			
		Não Uniforme	$\alpha$	0,58	1,67E-09	0,82	
			Interseção	1,61E-12	5,17E-05		
	Q (kN)		2,36	2,17E-03			
	Deformação Permanente	Uniforme	p (kPa)	3,14	1,29E-04		0,83
			$\alpha$	0,52	2,71E-09		
			Interseção	2,94E-12	1,68E-05		
		Não Uniforme	Q (kN)	5,91	1,56E-09	0,83	
			p (kPa)	0,31	6,23E-01		
$\alpha$			0,30	4,05E-06			
Deformação Permanente	Interseção	2,20E-12	1,80E-05	0,83			
	Q (kN)	6,10	1,14E-09				
	p (kPa)	0,22	7,26E-01				
$\alpha$	0,30	4,58E-06					

## CONCLUSÕES

As análises desenvolvidas neste trabalho reforçam a necessidade de um estudo mais aprofundado sobre as variações da condição de aderência e da necessidade de mudanças na forma de consideração da pressão de pneus em métodos de dimensionamento de pavimentos. Além disso, mensurar a capacidade dos materiais em promover aderência entre as camadas é fundamental para o avanço dos métodos de dimensionamento, da previsão de comportamento das estruturas e para o desenvolvimento de tecnologias para pavimentação. Ou seja, o pavimento deve ser analisado também quanto a influência dos parâmetros discutidos nesse trabalho em relação aos custos de manutenção e conservação, que serão afetados por solicitações de tração maiores em pneus com pressões de inflação mais elevadas. Dentre as principais conclusões deste trabalho, destacam-se:

- a) O tipo de estrutura possui grande influência nos fatores de equivalência, sofrendo variação em função das espessuras das camadas.
- b) Os fatores de equivalência de carga são obtidos em função da resposta estrutural analisada, ou seja, depende do critério de desempenho analisado no dimensionamento da estrutura do pavimento.
- c) A distribuição não-uniforme da pressão de enchimento dos pneus eleva as deformações na estrutura do pavimento e, conseqüentemente elevam os fatores de equivalência de carga. Nas análises realizadas, observa-se uma diferença de 3% no critério de deformação permanente e de 31% no critério de fadiga para a carga do eixo rodoviário padrão.
- d) Observa-se que independente da forma de distribuição de pressões, a variação da pressão de pneus de 560kPa para 840kPa eleva o FEC pelo critério de fadiga em cerca de 2 e 5 vezes para estruturas A e B, respectivamente. Para deformação permanente, observa-se um acréscimo máximo de 10%.
- e) Em relação à variação entre aderência plena e sem aderência, ocorre uma variação de cerca de 10 e 12 vezes nos critérios de fadiga e deformação permanente, respectivamente, para a estrutura A. Na estrutura B, o FEC pelo critério de fadiga aumenta em cerca de 20 vezes.
- f) O método de dimensionamento de pavimentos utilizado no Brasil considera o FEC USACE e tem como base pressões de enchimento dos pneus de 560kPa. Contudo, com as pressões de pneus que atuam no pavimento da ordem de 840kPa, os fatores de equivalência de carga podem ser até 2 vezes maiores.
- g) A condição de aderência da estrutura eleva as duas respostas estruturais de pavimentos asfálticos flexíveis analisadas neste trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al-Qadi, I.L; Wang, H; *Evaluation of pavement damage due to new tire designs*. University of Illinois at Urbana-Champaign, 2009, Research Report Ict-09-048.

AUSTROADS. *Guide to pavement technology part 2: pavement structural design*. Sidney, 2017.

Burmister, D.M; *The general theory of stresses and displacements in layered system*. I, ii and iii, Journal of Applied Physics, EUA, 1945.

CAVA, F.H. *Análise da influência da pressão de enchimento dos pneus e da condição de aderência entre camadas no dimensionamento de pavimentos flexíveis*. Dissertação de Mestrado: Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2021.

De Beer, M; *Reconsideration of Tyre-pavement input parameters for the structural design of flexible pavements*. South Africa, 2006.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



De Beer, M.; Fisher, C.; Kannemeyer, L; *Tyre-pavement interface contact stresses on flexible pavements – quo vadis?* Proceedings of the 8th conference on asphalt pavements for southern Africa, Sun City, 2004.

De Beer, M.; Fisher, C; *Tire contact stress measurements with the stress-in-motion (sim) mk iv System for the Texas Transportation Institute (TTI)*. Contract Report No. Cr2002/82. Division of Roads and Transport Technology, Council for Scientific and Industrial Research (CSIR), Pretoria, South Africa, 2002.

Fernandes Jr, J.L; *Investigação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos*. Tese De Doutorado: Escola De Engenharia De São Carlos. São Carlos, 1994.

Hakim, B.A. *The importance of good bond between bituminous layers*. Proceedings of the 9th International Conference on the Structural design of asphalt Pavements, 2002.

Hansen, R.W.; Bertrand, C.; Marshek, K.M. E Hudson, W.R; *Truck tire pavement contact pressure distribution characteristics for super single 1822.5 and smooth 11r24.5 tires*. Research report 1190-1 - project 3-8-88/91190 - Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, 1989.

Hariyadi, E.S; Aurum, K.P; Subagio, B.S; *Theoretical study of bonding condition at the interface between asphalt pavement layers*. Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol.10, 2013.

Hariyadi, E.S. *Pengembangan Pendekatan Simulasi Dan Laboratorium Terhadap Kondisi Bonding Antar Lapes Perkerasan Beraspal*. Institut Teknologi Bandung, 2007.

Huhtala, M; Pihlajamaki, J. *Truck Tires and Pavements - Third International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, Trondheim, Noruega, 1990.

Muniandy, R; Moazami, D; Hamid, H; Hassim, S. *Characterization of effective tire contact area for various tread patterns*. Instrumentation Science & Technology, 2014.

RAAB, C.; PARTL, M.N. *Effect of tack coats on interlayer shear bond of pavements*. In Proceedings of the 8th conference on Asphalt Pavements for Southern Africa (CAPSA '04), Vol. 12, 2004, p. 16.

Shell. *Pavement design manual: asphalt pavements and overlays for road traffic*, Shell International Petroleum Co. Ltd, London, UK, 1978.

Sutanto, M. *Assessment of bond between asphalt layers*. Nottingham: The University of Nottingham. PhD thesis, University of Nottingham, 2010.

Zulkifili, N.H; Sutanto, M.H. *The influence of bonding between layers on pavement performance, a case study of Malaysian road*. International Conference on Civil and Environmental Engineering – ICCEE, 2018.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE ADERÊNCIA ENTRE CAMADAS NA FORMA DA BACIA DE DEFLEXÕES DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS, SEMIRRÍGIDOS E INVERTIDOS

*Felipe H. Cava<sup>1</sup>; Carlos Y. Suzuki<sup>2</sup>; Flaviane M. L. Vallejo<sup>3</sup>; Caio R. G. Santos<sup>3</sup>; Angela M. Azevedo<sup>3</sup>*

### RESUMO

A pintura de ligação e a imprimação asfáltica são atividades programadas durante o período de execução dos pavimentos, tendo como objetivo aderir uma camada em outra. Contudo, diversos autores têm relatado que em campo as camadas não apresentam uma aderência plena, mas sim uma condição variando entre totalmente aderido e não aderido. Dessa forma, este artigo tem como objetivo verificar a influência da condição de aderência em diferentes estruturas de pavimentos. Foram definidas 4 estruturas para análise da aderência na interface entre capa asfáltica/binder e binder/base. A condição de aderência foi avaliada através do coeficiente de escorregamento alfa no software mePADS, variando de 0 para aderência plena a 1 para sem aderência, e com valores intermediários em acréscimos de 0,25. As análises foram realizadas simulando o carregamento de um *Falling Weight Deflectometer* (FWD), o qual apresenta carga de 40kN uniformemente distribuída em uma placa circular com raio de 150mm. Foi observado que a bacia de deflexões sofre influência da condição de aderência das interfaces, sendo a deflexão máxima a mais sensível a essa condição da estrutura. Além disso, observou-se que os pavimentos asfálticos flexíveis e invertidos são os mais sensíveis à mudança do coeficiente de escorregamento, mudando seu comportamento para alfas superiores a 0,20.

**PALAVRAS-CHAVE:** condição de aderência entre camadas de pavimentos, dimensionamento de pavimentos, análise estrutural, gerência de pavimentos

### ABSTRACT

Prime coat and tack coat are activities programmed during the asphalt pavement execution period to provide adhesion between one layer and another. However, several authors have reported that in the field the layers do not present a full adhesion, but a condition varying between fully bonded and not bonded. This article aims to verify the influence of the bond condition on different pavement structures. Four structures were defined for the analysis of adhesion at the interface between asphalt layer/binder and binder/base. The bonded condition was evaluated through the alpha slip coefficient in the mePADS software, ranging from 0 for fully bonded to 1 for not bonded, and with intermediate values in increments of 0.25. The analyses were performed by simulating the loading of a Falling Weight Deflectometer (FWD), which presents a load of 40kN uniformly distributed on a circular plate with a radius of 150mm. It was observed that the deflection basin is influenced by the bond condition of the interfaces, with the maximum deflection being the most sensitive to this structure condition. Furthermore, it was observed that flexible asphalt pavements and inverted pavements are the most sensitive to the change in the slip coefficient, changing their behavior to alphas greater than 0,20.

**KEY WORDS:** bond condition between pavement layers, pavement design, structural analysis, pavement management

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil da FEI, Av. Humberto de Alencar Castelo Branco, 3972-B - Assunção, São Bernardo do Campo - SP, 09850-901. ffernandescava@gmail.com

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP, Edifício Engenharia Civil Universidade de São Paulo Avenida Professor Almeida Prado, Travessa do Biênio, 83 - Butantã, São Paulo - SP, 05508-070. carlos.suzuki@planservi.com.br

<sup>3</sup> Av. Brg. Faria Lima, 1461 - 18º andar conjunto 181 - Jardim Paulistano, São Paulo - SP, 01452-002. flaviane@planservi.com.br; caiorubens@planservi.com.br; angela.martins@planservi.com.br

## INTRODUÇÃO

O método de dimensionamento empírico descrito pelo DNIT (2006) define a espessura total do pavimento através da análise de ruptura por cisalhamento do subleito pelo critério CBR. A estrutura de pavimento dimensionada deve então passar por uma verificação mecânica, tendo como objetivo analisar as tensões e deformações solicitantes para que a estrutura atenda o período de projeto. Neste contexto, a condição de aderência plena entre camadas tem sido utilizada nas análises estruturais por meio do software ELSYM5, embora bem difundido que a aderência promovida por pinturas de ligação e imprimações asfálticas não é perfeita.

A falha da condição de aderência entre camadas consiste em um problema conhecido e que resulta em defeitos na superfície do pavimento, como observado por Hakim (2002), Raab e Partl (2004), Hariyadi (2007), Sutanto (2010), Zulkifili e Sutanto (2018) e outros autores. Para Hariyadi, Aurum e Subagio (2013), considerar uma aderência plena no dimensionamento de pavimentos flexíveis não é apropriado e pode levar a estrutura à falha. Hariyadi e Utami (2015) relatam que muitas vezes o dimensionamento de pavimentos é realizado assumindo uma condição de aderência plena, mas que na realidade a interface apresenta uma aderência variando entre totalmente aderido e não aderido.

Existem diversos motivos que podem reduzir a condição de aderência durante o processo de execução da pintura de ligação e da imprimação asfáltica, como a temperatura, condição da interface, taxa de imprimação e cura, qualidade dos materiais, textura, carregamento e outros cuidados construtivos (WHITE, 2015).

Segundo Zulkifili e Sutanto (2018), em softwares de análise estrutural de pavimentos, a interface entre camadas é representada por uma camada delgada, onde as tensões de cisalhamento na interface causam um deslocamento horizontal proporcional, e a condição de aderência é dada pelo conceito de elasticidade de cisalhamento horizontal (AK), conforme Equação 1. O parâmetro AK pode ser convertido no coeficiente de escorregamento ( $\alpha$ ), conforme Equação 2, o qual varia de 0 para uma aderência plena a 1 para uma interface sem aderência. O coeficiente de escorregamento é função do parâmetro AK, do coeficiente de poisson ( $\mu$ ), do módulo de elasticidade (E) e do raio de aplicação da carga (a).

$$AK = \frac{\text{Deslocamento Horizontal relativo da camada (m)}}{\text{Tensões de cisalhamento na interface (N/m}^2\text{)}} \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{AK}{AK + \frac{1 + \mu}{E} \cdot a} \quad (2)$$

Segundo Santos (2018), a condição de aderência na interface das camadas possui maior influência na durabilidade do pavimento quanto à fadiga de camadas asfálticas e camadas cimentadas. O autor relata a importância de considerar o efeito da condição aderência no dimensionamento de pavimentos e em etapas de manutenção. Yang *et al.* (2020) relatam que uma interface sem aderência pode reduzir em até 80% a vida útil do pavimento.

Para Cava (2021), a condição de aderência das camadas possui grande influência nas respostas estruturais, aumentando as deformações de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico e as deformações de compressão no topo do subleito. Para a carga máxima permitida no Brasil no eixo simples de rodas duplas, os fatores de equivalência de carga aumentam em 115,70% e 859,35% para condições de aderência parcial e sem aderência, respectivamente.

## OBJETIVOS

Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo geral verificar a influência da condição de aderência entre camadas constituintes da estrutura na forma da bacia de deflexões em pavimentos asfálticos flexíveis, semirrígidos e semirrígidos invertidos. O objetivo específico é analisar a variação das respostas estruturais dos pavimentos quanto à solicitação do equipamento *Falling Weight Deflectometer* (FWD) em diferentes condições de aderência das camadas.

## MÉTODO

As análises elástico lineares foram realizadas por meio do software mePADS, no qual é utilizada a teoria do sistema de camadas elásticas. Foram analisados quatro tipos de estruturas de pavimento, com parâmetros elásticos constantes conforme a Tabela 1. Adicionalmente, para pavimentos com mais de uma camada asfáltica, estas foram analisadas com espessura única. A estrutura foi simulada com aplicação de carregamento do *Falling Weight Deflectometer* (FWD), com carga unitária de 40kN em uma placa circular rígida de raio igual a 150mm, conforme Figura 1.

Tabela 1. Estruturas analisadas quanto a variação da aderência na interface.

Estrutura	Camadas	Espessura (mm)	MR (MPa)	Coef. Poisson
Flexível (1)	Capa de Rolamento	50	3500	0,30
	Imprimação (Aderência variável)	-	-	-
	Base	150	400	0,40
	Sub-base	150	150	0,42
	Subleito	∞	50	0,45
Flexível (2)	Capa de Rolamento	50	3500	0,30
	Pintura de Ligação (Aderência variável)	-	-	-
	Camada de Binder	50	3500	0,30
	Imprimação (Aderência variável)	-	-	-
	Base	200	400	0,40
	Sub-base	150	150	0,42
Semirrígido	Subleito	∞	50	0,45
	Capa de Rolamento	50	3500	0,30
	Pintura de Ligação (Aderência variável)	-	-	-
	Camada de Binder	50	3500	0,30
	Imprimação (Aderência variável)	-	-	-
	Base	200	9000	0,25
Invertido	Sub-base	150	300	0,40
	Subleito	∞	100	0,45
	Capa de Rolamento	50	3500	0,30
	Pintura de Ligação (Aderência variável)	-	-	-
	Camada Intermediária	50	3500	0,30
	Pintura de Ligação (Aderência variável)	-	-	-
	Camada de Binder	50	3500	0,30
	Imprimação (Aderência variável)	-	-	-
Base	150	300	0,40	
Sub-base	200	9000	0,25	
Subleito	∞	100	0,45	

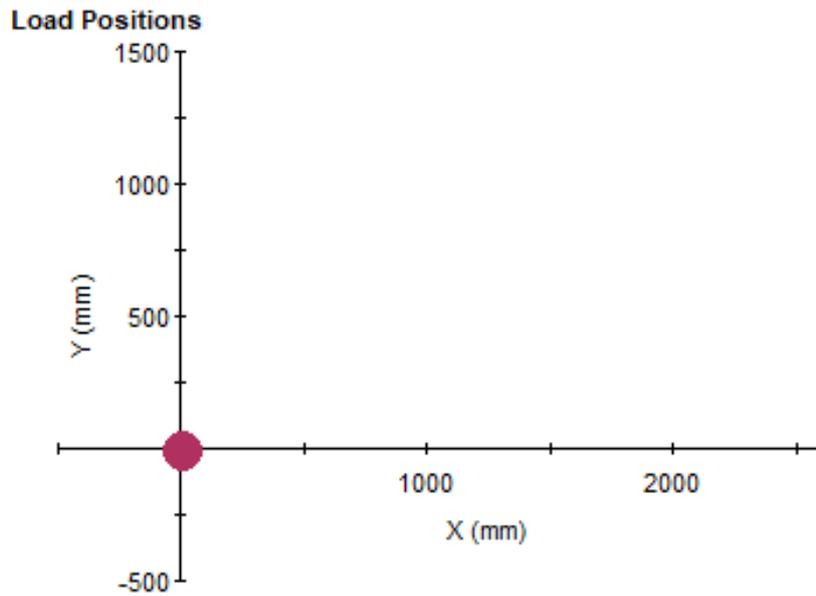


Figura 1. Simulação do FWD no mePADS

A condição de aderência foi simulada nos locais da estrutura em que são realizadas as pinturas de ligação e imprimação. A condição de aderência na interface foi definida assumindo valores de alfa variando de 0 (aderência plena) a 1 (sem aderência), com valores intermediários para consideração de uma aderência parcial em acréscimos de 0,25, conforme Tabela 2. Por simplificação, as análises foram realizadas considerando a mesma condição de aderência em ambas as interfaces.

Tabela 2. Condições de aderência analisadas.

Variação da aderência nas interfaces:	Alfa
	0
	0,25
Pintura de Ligação e Imprimação asfáltica	0,5
	0,75
	1

Para cada estrutura, foram obtidas as deflexões em função das distâncias longitudinais previstas para o posicionamento dos geofones do FWD, conforme Figura 2. Além disso, foram analisadas as deformações máximas de tração máximas na fibra inferior da camada asfáltica (capa de rolamento e binder), tensões máximas de tração na fibra inferior da camada cimentada e deformações máximas de compressão no topo do subleito.

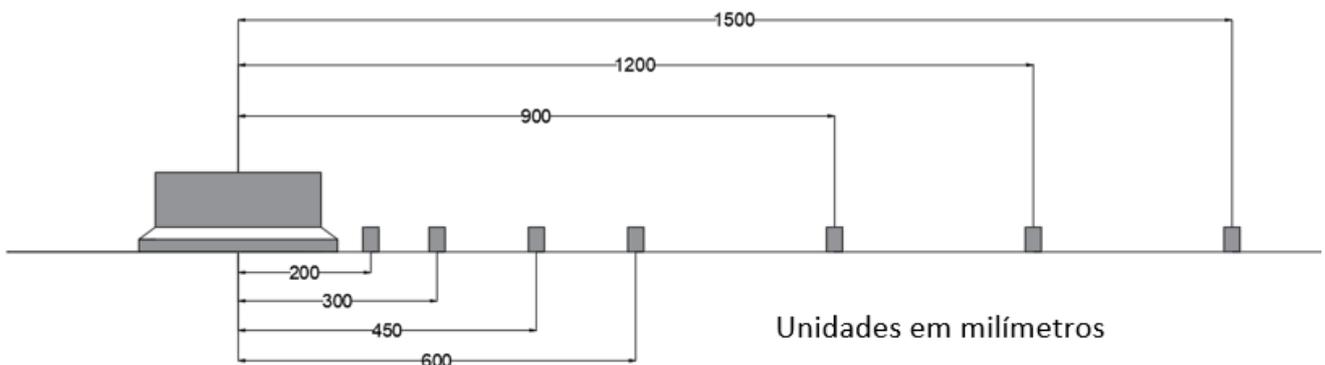


Figura 2. Distâncias longitudinais dos Geofones para análise das deflexões

## RESULTADOS

### Deflexões na superfície do pavimento

As estruturas de pavimentos foram analisadas quanto à solicitação de um FWD, o qual consiste em uma carga de 40kN aplicada sobre uma placa circular de 150mm de raio para obtenção das respostas estruturais. As deflexões máximas apresentam sensibilidade maior quanto à variação da condição de aderência nas interfaces.

A estrutura de pavimento invertido resultou na maior variação de deflexões máximas (D0) entre a condição sem aderência e com aderência, com acréscimo de 49% nas deflexões. O pavimento flexível (2) apresentou também variações próximas, com um acréscimo de 44% nas deflexões. As estruturas de pavimento flexível (1) e semirrígido apresentaram variações de 22% e 25% nas deflexões, respectivamente. A Figura 3 ilustra as deflexões máximas para cada estrutura analisada em função da condição de aderência.

As deflexões distantes no eixo longitudinal apresentam diferenças em função do tipo de estrutura. A Tabela 3 apresenta o acréscimo de deflexões entre a condição de aderência plena e sem aderência para cada estrutura analisada, onde o sinal negativo indica uma redução das deflexões na condição sem aderência em comparação com aderência plena. As Figuras 4 a 7 ilustram a bacia de deflexões em função da condição de aderência nas estruturas de pavimento flexível (1), flexível (2), semirrígido e semirrígido invertido, respectivamente.

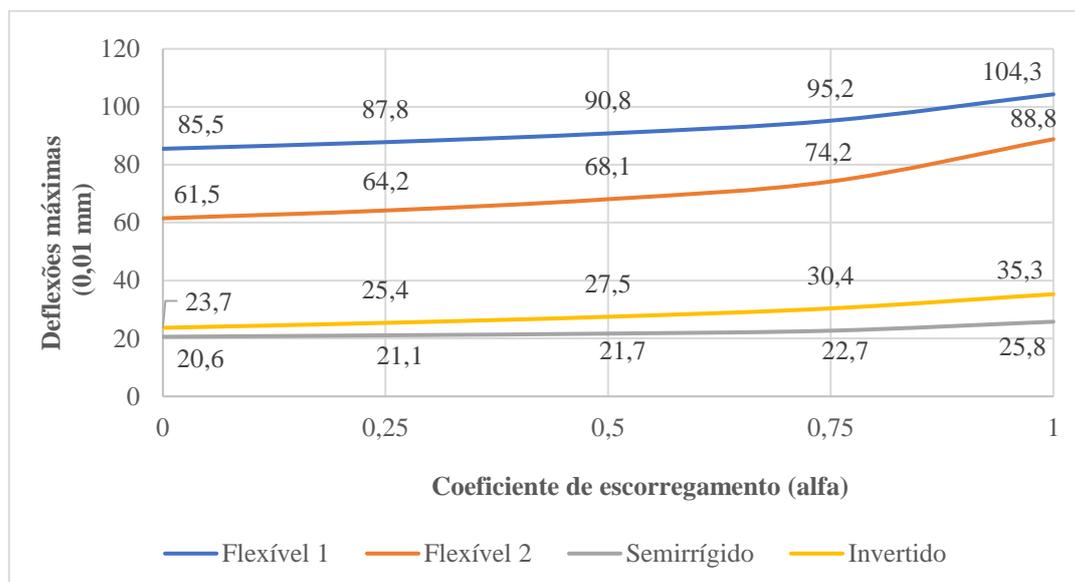


Figura 3. Deflexões máximas em função da condição de aderência

Tabela 3. Variação das deflexões entre aderência plena e sem aderência

Estruturas	D0	D200	D300	D450	D600	D900	D1200	D1500
Flexível (1)	22%	19%	16%	10%	4%	-2%	-4%	-4%
Flexível (2)	44%	34%	27%	19%	12%	2%	-4%	-6%
Semirrígido	25%	22%	19%	15%	12%	5%	1%	-4%
Invertido	49%	29%	21%	23%	26%	21%	13%	7%

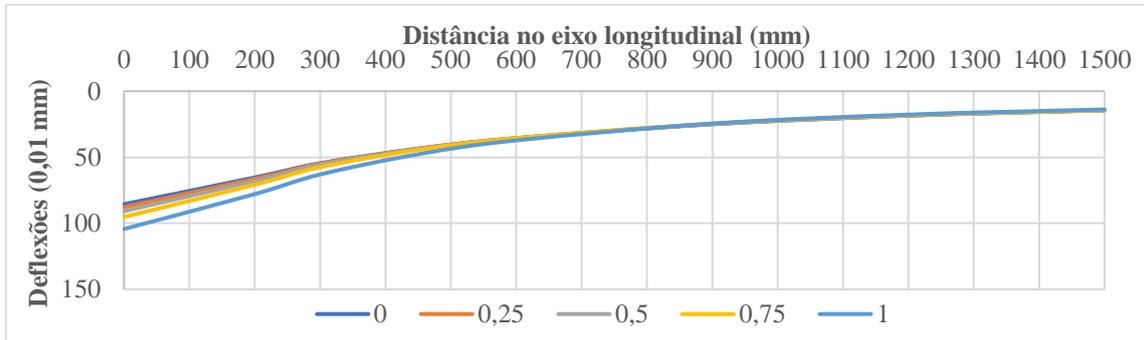


Figura 4. Bacia de deflexões para pavimento Flexível (1)

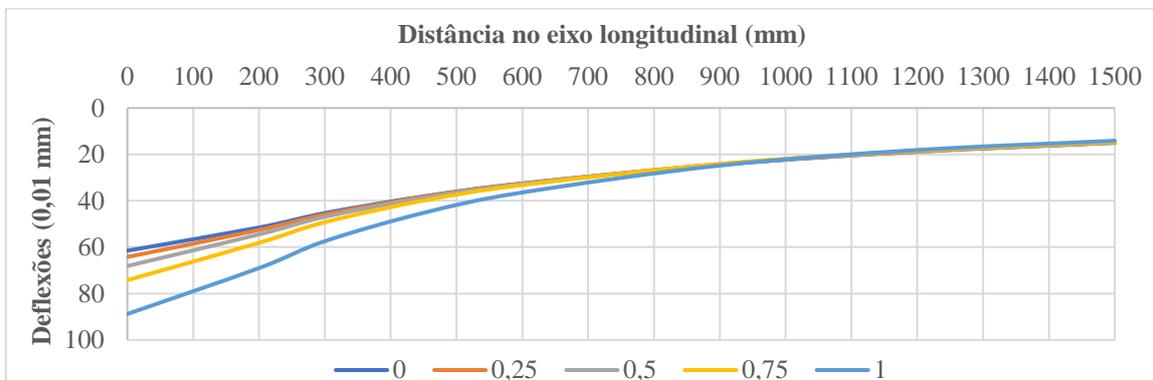


Figura 5. Bacia de deflexões para pavimento Flexível (2)

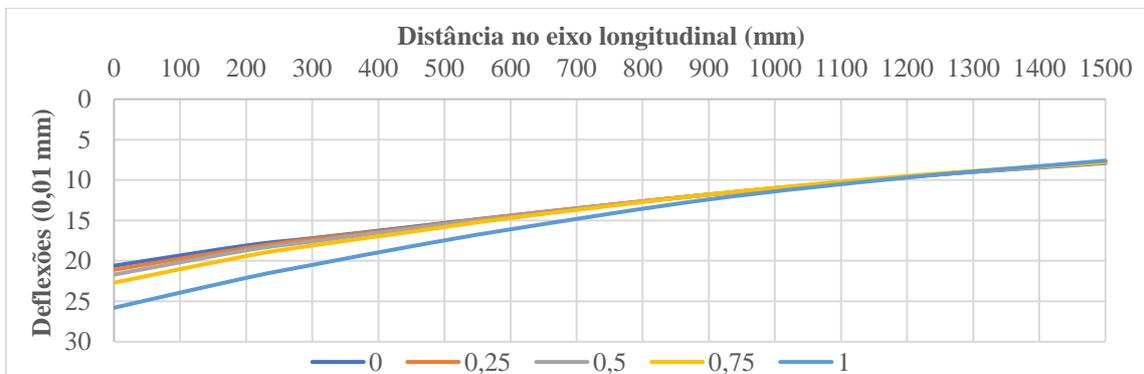


Figura 6. Bacia de Deflexões para pavimento Semirrígido

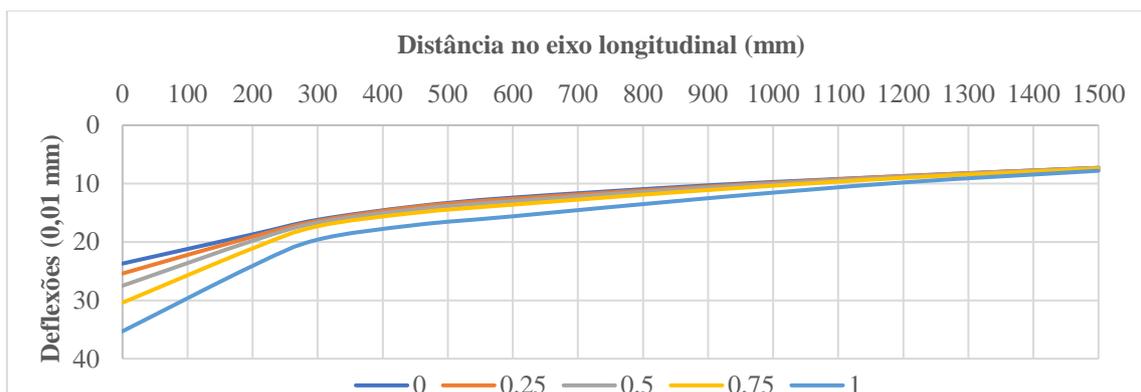
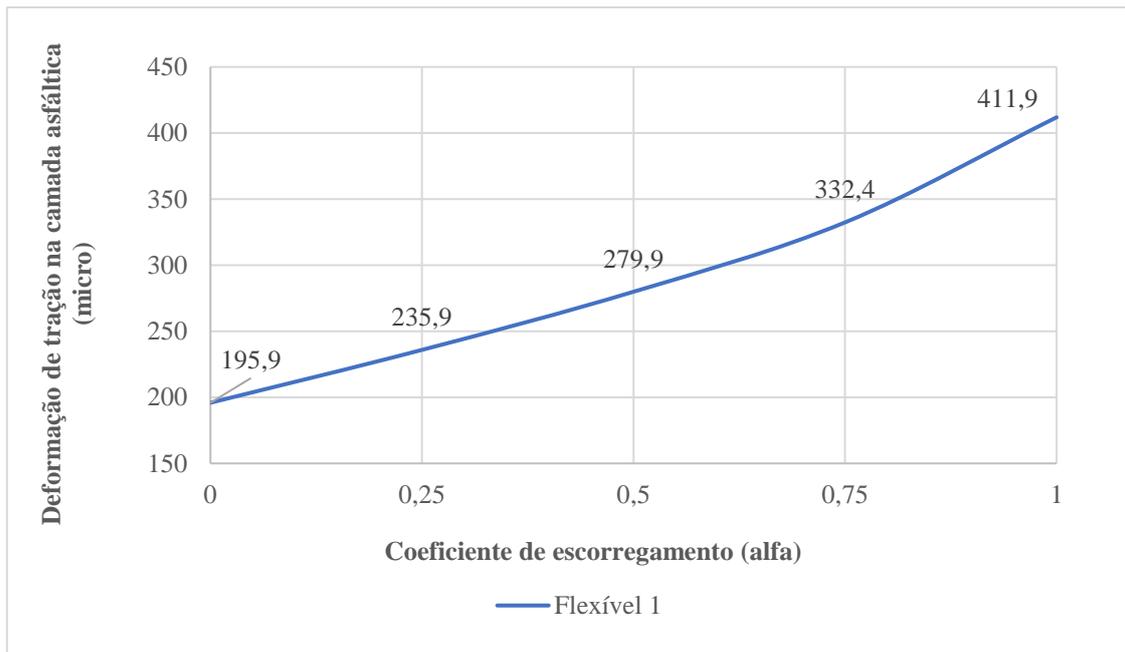


Figura 7. Bacia de deflexões para pavimento Invertido

## Deformações de tração na camada asfáltica

As deformações horizontais na camada asfáltica foram obtidas para o ponto de deformação máxima com a aplicação do carregamento do FWD. As deformações horizontais apresentam elevada influência da condição de aderência, onde a redução da aderência na interface eleva as deformações de tração. Na estrutura de pavimento flexível (1), a redução de aderência resultou em um acréscimo de 110% nas deformações horizontais de tração na fibra inferior da camada asfáltica, conforme Figura 8.



**Figura 8.** Deformações de tração na camada asfáltica do pavimento Flexível (1)

Em alguns casos, as camadas asfálticas são executadas em duas etapas e separadas em binder e capa de rolamento. Neste contexto, a redução da aderência influencia também no comportamento de cada camada asfáltica, binder e capa, devido à presença de duas linhas neutras. Dessa forma, cada uma das camadas asfálticas apresentará deformações de tração na fibra inferior em função da condição de aderência. A estrutura de pavimento Flexível (2) e Invertido apresentam comportamentos semelhantes quanto ao efeito da variação da aderência, isto é, a redução da aderência aumenta gradativamente as deformações na capa de rolamento.

Com o aumento gradual das deformações, a fibra inferior da capa de rolamento deixa de apresentar deformações de compressão e passa a ser solicitada por deformações de tração, as quais causam fadiga em função dos ciclos de carga. A estrutura flexível (2) apresentou um acréscimo de 51% nas deformações de tração na camada de binder. Quando a interface das camadas não apresenta aderência, as deformações de tração na capa de rolamento e na camada de binder são semelhantes, contudo, a camada de binder ainda apresenta deformações maiores, conforme Figura 9.

Observa-se ainda que quando a estrutura é analisada com uma camada única de 10cm, isto é, variando aderência apenas entre a camada única e a base, o pavimento apresenta deformações de tração devido à flexão maiores na fibra inferior do revestimento.

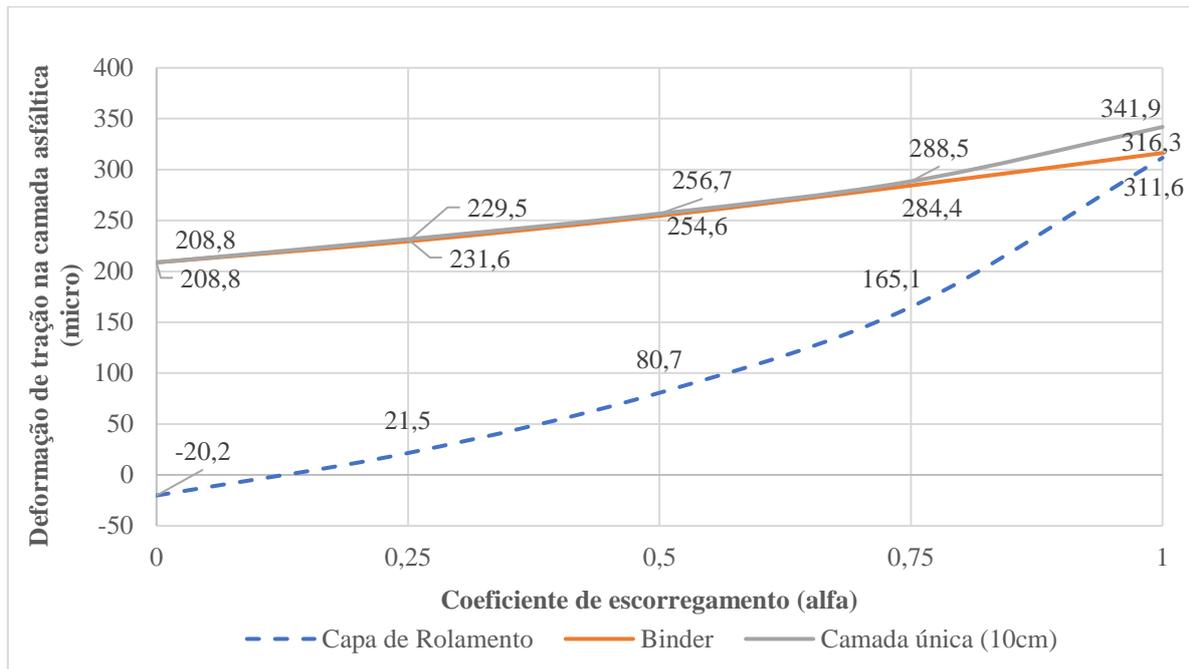


Figura 9. Deformações de tração na camada asfáltica do pavimento Flexível (2)

O pavimento semirrígido invertido apresentou a menor variação de deformações entre a mínima e máxima condição de aderência analisada, sendo um acréscimo de 33% na camada de binder. Assim como ocorre no Flexível (2), a capa de rolamento sai de um estado de tensões e deformações em compressão e passa a apresentar deformações de tração. Contudo, nesta estrutura, para o coeficiente de escorregamento igual a 1, as deformações máximas de tração ocorrem na capa de rolamento, conforme Figura 10. Quando uma camada única de 15cm é analisada, o comportamento da camada asfáltica é diferente e apresenta valores menores de deformações de tração na fibra inferior do revestimento. No quadrante sem aderência, observa-se que a camada única resulta em menores deformações de tração.

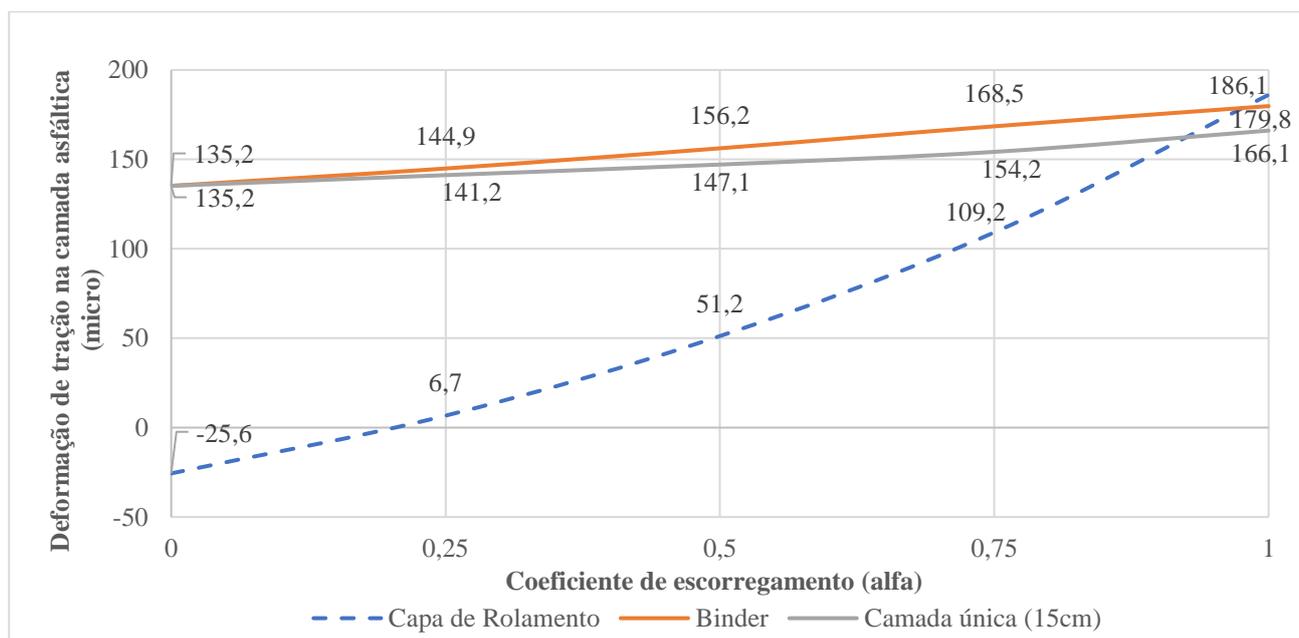


Figura 10. Deformações de tração na camada asfáltica do pavimento Invertido

Em pavimentos semirrígidos, a presença de uma base cimentada impõe um estado de tensões e deformações em compressão na camada asfáltica para aderência plena. Contudo, a redução da aderência nas interfaces eleva as deformações horizontais da camada. Nessa estrutura, as deformações horizontais na capa de rolamento são maiores do que as do binder para a condição sem aderência. Além disso, as deformações horizontais de tração se igualam nas camadas asfálticas para uma condição de aderência parcial com alfa de 0,6 aproximadamente, conforme Figura 11. Quando uma camada única de 10cm é analisada, observa-se que a estrutura resulta em valores maiores de deformação de tração.

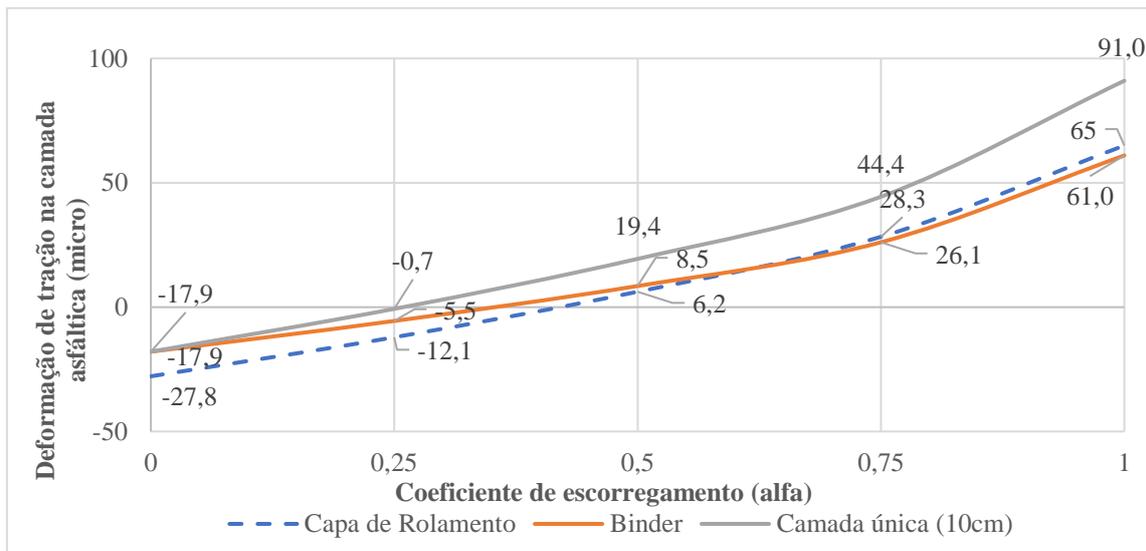


Figura 21. Deformações de tração na camada asfáltica do pavimento semirrígido

### Tensões de tração na camada cimentada

As tensões de tração máximas na camada cimentada aumentam com a redução da condição de aderência na interface entre capa de rolamento e binder e na interface entre binder e base cimentada. Na estrutura de pavimento semirrígido, as tensões de tração aumentam 53% entre aderência plena e sem aderência. No pavimento semirrígido invertido, para a mesma variação de aderência, ocorre um acréscimo de 47% nas tensões de tração. A Figura 12 ilustra as tensões de tração na camada cimentada em função da aderência na interface para estruturas de pavimento semirrígido e invertido.

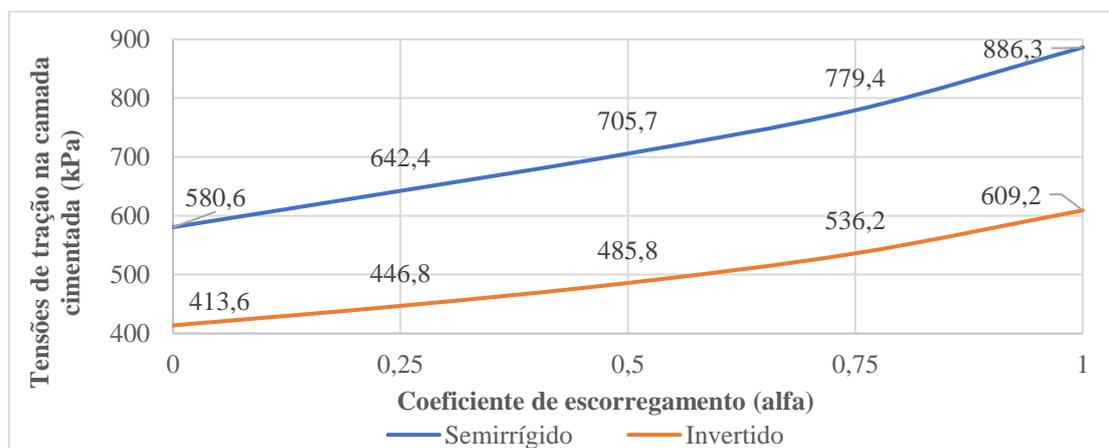


Figura 12. Tensões de tração na camada cimentada para pavimentos semirrígidos e invertidos

## Deformações de compressão no topo do subleito

As deformações de compressão no topo do subleito também sofrem influência da condição de aderência na interface, aumentando conforme ocorre redução da aderência. O pavimento flexível (2) apresentou a maior variação das deformações de compressão no topo do subleito, com acréscimo de 85% nas deformações entre a condição de aderência plena e sem aderência. As demais estruturas analisadas apresentaram uma variação similar, sendo de 43% para flexíveis (1), 52% para semirrígidos e 48% para invertidos. A Figura 13 ilustra a variação das deformações de compressão no topo do subleito para estruturas de pavimento flexível, e a Figura 14 para estruturas com camada cimentada.

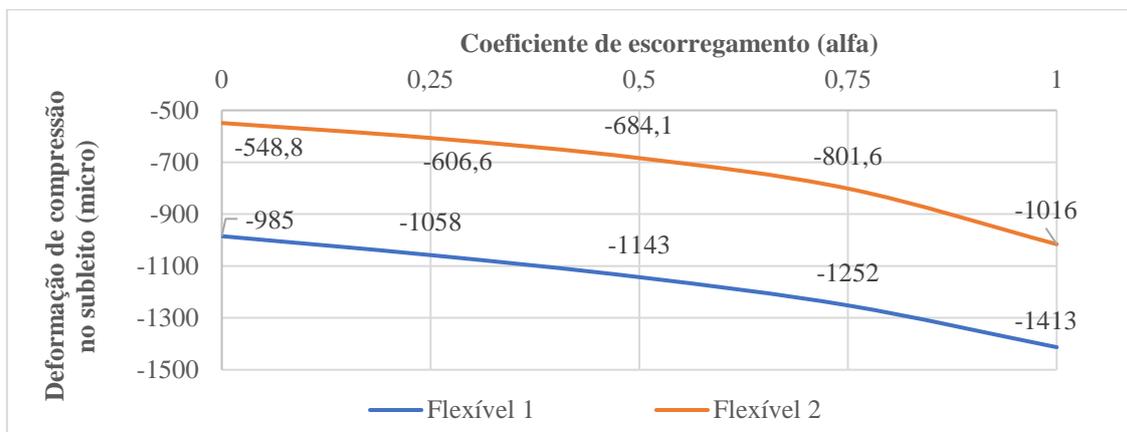


Figura 33. Deformações de compressão no subleito para pavimentos flexíveis

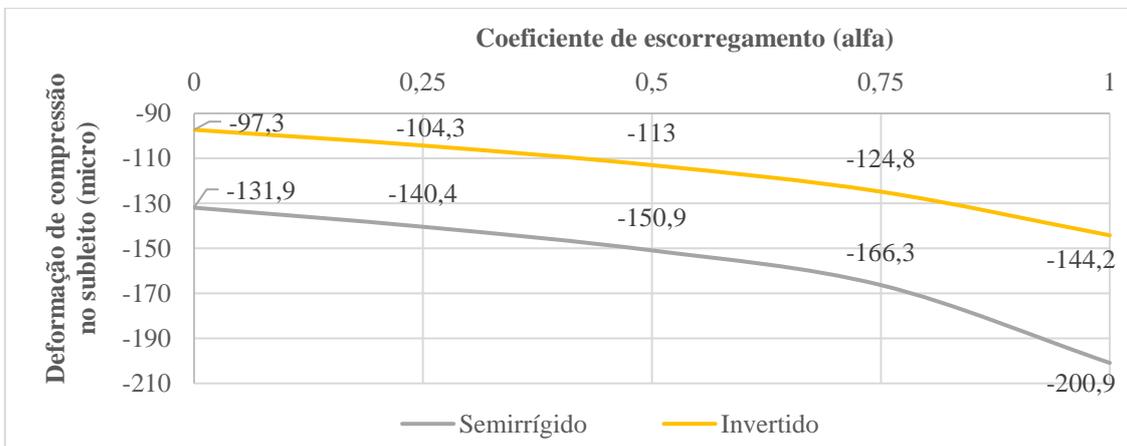


Figura 44. Deformações de compressão no subleito para pavimentos semirrígidos e invertidos

## Resumo das respostas estruturais

Com base nas análises desenvolvidas neste trabalho, a Tabela 4 apresenta a variação relativa das respostas estruturais em relação à condição de aderência plena normalmente assumida em projetos de pavimentação. Observa-se que os pavimentos invertidos e flexível (2) apresentam as maiores variações na deflexão máxima em função da condição de aderência. Com a variação da condição de aderência, a fibra inferior da camada de rolamento sofre grande variação percentual nas deformações,

passando de um estado de compressão para tração. Com relação à camada de binder, observa-se que as maiores variações percentuais ocorrem nos pavimentos semirrígidos.

Quanto à deformação vertical de compressão no topo do subleito, o pavimento flexível (2) e semirrígido são os que apresentam a maior variação em função da condição de aderência. Para todas as estruturas e respostas estruturais analisadas neste trabalho, observa-se que a maior variação de tensões e deformações ocorre para a mudança do coeficiente alfa de 0,75 para 1.

**Tabela 4.** Variação percentual das respostas estruturais em função da aderência

Estrutura	Alfa	Variação das respostas estruturais				
		D0	et capa	et binder	ev	sigma t
Flexível (1)	0	-	-	-	-	-
	0,25	3%	-	20%	7%	-
	0,5	6%	-	43%	16%	-
	0,75	11%	-	70%	27%	-
	1	22%	-	110%	43%	-
Flexível (2)	0	-	-	-	-	-
	0,25	4%	206%	10%	11%	-
	0,5	11%	500%	22%	25%	-
	0,75	21%	917%	36%	46%	-
	1	44%	1643%	51%	85%	-
Semirrígido	0	-	-	-	-	-
	0,25	2%	56%	69%	6%	11%
	0,5	5%	122%	148%	14%	22%
	0,75	10%	202%	246%	26%	34%
	1	25%	334%	441%	52%	53%
Invertido	0	-	-	-	-	-
	0,25	7%	126%	7%	7%	8%
	0,5	16%	300%	16%	16%	17%
	0,75	28%	527%	25%	28%	30%
	1	49%	827%	33%	48%	47%

## CONCLUSÃO

É de conhecimento do meio técnico que a presença de múltiplas camadas asfálticas impõe um estado de tensões e deformações de compressão em parte da estrutura sujeita à flexão. O mesmo acontece para pavimentos com bases cimentadas, onde o revestimento asfáltico é solicitado à compressão majoritariamente quando em aderência plena das camadas. A variação de aderência, por sua vez, resulta na presença de mais de uma linha neutra na estrutura, modificando a distribuição de tensões e deformações nos pavimentos flexíveis, semirrígidos e invertidos.

Neste contexto, observou-se neste trabalho que quanto mais próximo do ponto de aplicação da carga, maior é a influência da condição de aderência no acréscimo de deflexões, sendo a deflexão máxima a mais sensível. A estrutura de pavimento invertido resultou na maior variação de deflexões máximas (D0) entre a condição sem aderência e com aderência, com acréscimo de 49% nas deflexões.

Em pavimentos semirrígidos, as tensões de tração máximas na camada cimentada aumentam com a redução da condição de aderência na interface entre capa asfáltica e binder e na interface entre binder e base cimentada, sendo observado acréscimos de 53% e 47% para pavimentos semirrígidos e invertidos, respectivamente. Observou-se que os pavimentos semirrígidos começam a ser solicitados à tração devido à flexão quando o coeficiente de escorregamento é superior a 0,4. A partir deste coeficiente de escorregamento, a camada de binder e capa de rolamento apresentaram deformações de tração semelhantes.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



As estruturas de pavimento flexível (2) e invertido apresentam comportamentos semelhantes quanto à variação de aderência, de modo que a capa asfáltica começa a ser solicitada à tração em coeficientes de escorregamento superiores a aproximadamente 0,20. Dessa forma, estes pavimentos estão mais sujeitos a defeitos devido à variação de aderência, dada sua sensibilidade ao parâmetro analisado.

Quanto às deformações de compressão no topo do subleito, a estrutura de pavimento flexível (2) resultou em um acréscimo de 85% entre aderência plena e sem aderência. As demais estruturas analisadas apresentaram uma variação similar, sendo de 43% para flexível (1), 52% para semirrígidos e 48% para invertidos.

De modo geral, observou-se que a mudança da condição de aderência entre 0,75 e 1 resulta na maior variação percentual para todas as respostas estruturais analisadas neste trabalho. Este estudo reforça a importância da condição de aderência e do controle de qualidade na execução de misturas asfálticas. Em virtude da influência deste critério na vida útil da estrutura, recomenda-se que novas pesquisas sejam realizadas para verificar a condição inicial de aderência em pavimentos e a variação da aderência ao longo da vida útil da estrutura.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAVA, F.H. Análise da influência da pressão de enchimento dos pneus e da condição de aderência entre camadas no dimensionamento de pavimentos flexíveis. Dissertação de Mestrado: Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2021.

DER-SP. Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo. ET-DEP00/20, 2005 – Imprimação Betuminosa Ligante – Especificação Técnica, São Paulo, SP, 2005.

DNIT. Manual de restauração de Pavimentos Asfálticos – Publicação IPR-720 – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de pesquisa rodoviária, Rio de Janeiro, RJ, 2006.

HAKIM, B.A. The importance of good bond between bituminous layers. Proceedings of the 9th International Conference on the Structural design of asphalt Pavements, 2002.

HARIYADI, E.S. Pengembangan Pendekatan Simulasi Dan Laboratorium Terhadap Kondisi Bonding Antar Lapes Perkerasan Beraspal. Institut Teknologi Bandung, 2007.

HARIYADI, E.S.; AURUM, K.P.; SUBAGIO, B.S. Theoretical study of bonding condition at the interface between asphalt pavement layers. Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol.10, 2013.

HARIYADI, E.S.; UTAMI, R. Predicting bonding condition between asphalt pavement layers from measured and computed deflection using layer moduli backcalculation. Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, vol.11, 2015.

RAAB, C; PARTL, M. N. Effect of tack coats on interlayer shear bond of pavements. In Proceedings of the 8th conference on Asphalt Pavements for Southern Africa (CAPSA'04), Vol. 12, p. 16, 2004.

SANTOS, A.G. Estudo do efeito da interação entre camadas no comportamento estrutural de pavimentos asfálticos. Dissertação de Mestrado: Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2018.

SUTANTO, M. Assessment of bond between asphalt layers. Nottingham: The University of Nottingham. PhD thesis, University of Nottingham, 2010.

WHITE, G. Asphalt overlay bond strength. Australian Airports Association, Aircraft Pavement and Lighting Conference, 2015.

YANG, K; LI, R; YU, Y; PEI, J; LIU, T. Evaluation of interlayer stability in asphalt pavements based on shear fatigue property. Construction and Building Materials, 2020.

ZULKIFILI, N.H; SUTANTO, M.H. The influence of bonding between layers on pavement performance, a case study of Malaysian road. International Conference on Civil and Environmental Engineering – ICCEE, 2018.

A green rectangular road sign with a white border, mounted on two grey poles. The sign contains the text "EIXO 4" in white, bold, uppercase letters. The background of the entire page is white, with a large grey diagonal shape in the top right corner and a yellow and grey abstract shape at the bottom.

**EIXO 4**

**Logística,  
Planejamento e  
Infraestrutura de  
Transporte**

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### UM OLHAR TÉCNICO E PRÁTICO SOBRE A CONTRATAÇÃO INTEGRADA NO REGIME DIFERENCIADO DE CONTRATAÇÃO

*NICHOLAS BORGES DE LIRA<sup>1</sup>; MOACIR CARLOS ARAÚJO JÚNIOR<sup>1</sup>; NORMANDO LIMA DE OLIVEIRA FILHO<sup>1</sup>; DÁCIO VALES LACERDA<sup>1</sup>; ÍTALO MARQUES FILIZOLA<sup>1</sup> & JOÃO PAULO NATARI BARBOSA<sup>1</sup>*

#### RESUMO

O presente artigo busca elucidar de forma prática a contratação integrada no âmbito do Regime Diferenciado de Contratações, disposto na Lei 12.462/2011. Desde antes da lei ser sancionada, ela foi alvo de diversos questionamentos, tanto quanto a sua constitucionalidade, forma e quanto para o caso em estudo, seu conteúdo. Através de pesquisa bibliográfica, buscou-se demonstrar a viabilidade da contratação integrada, bem como suas vantagens e pontos onde pode vir a ser melhor aplicada. Diversos autores do meio jurídico, da administração pública e também das diversas áreas de engenharia têm elogiado a criação e uso do instrumento como uma forma de possibilitar que a administração pública traga inovações tecnológicas para suas obras bem como oportunidades de crescimento para as suas contratadas. Entende-se também que os pontos onde houveram críticas à contratação integrada no RDC podem ser aprimorados a medida em que tal instrumento de licitação é utilizado, aproveitando-se e atualizando-se os dados de forma retroalimentada. Por fim, o RDC ainda apresenta outras diversas vantagens, proporcionando uma maior diversidade de opções para a administração pública a utilizar em alternativa à antiga Lei de Licitações 8.666/1993, de modo que os gestores possuem um leque mais amplo para atender de maneira mais eficaz os objetos a serem contratados, observando sempre a melhor técnica e preço para um adequado e superior atendimento à sociedade.

**PALAVRAS-CHAVE:** Licitação. Administração pública. Anteprojeto.

#### Abstract

This article seeks to elucidate in a practical way the integrated contracting within the scope of the Differentiated Regime of Contracts, provided for in Law 12.462/2011. Since before the law was enacted, it has been the subject of several questions, both as to its constitutionality, form and, for the case under study, its content. Through bibliographic research, we sought to demonstrate the feasibility of integrated contracting, as well as its advantages and points where it can be better applied. Several authors from the legal environment, public administration and also from different engineering areas have praised the creation and use of the instrument as a way to enable the public administration to bring technological innovations to its works as well as growth opportunities for its contractors. It is also understood that the points where there were criticisms of the contracting integrated in the RDC can be improved as this bidding instrument is used, taking advantage of and updating the data throughout feedback. Finally, the RDC still has several other advantages, providing a greater diversity of options for the public administration to use as an alternative to the old Bidding Law 8.666/1993, so that managers have a wider range to more effectively serve the objects to be hired, always observing the best technique and price for an adequate and superior service to society.

**KEY WORDS:** Bidding. Public administration. Preliminary project.

<sup>1</sup> Superintendência Regional do DNIT no estado da Paraíba, Av. Coronel Estevão D'Ávila Lins, 392 – Bairro Cruz das Armas - João Pessoa – PB, CEP 58085-010, nicholas.lira@dnit.gov.br; moacir.araujo@dnit.gov.br; normando.oliveira@dnit.gov.br; dacio.lacerda@dnit.gov.br; italo.filizola@dnit.gov.br & joao.natari@dnit.gov.br

## INTRODUÇÃO

O Regime Diferenciado de Contratações Públicas (RDC) foi criado a partir da Lei Nº 12.462, de 4 de agosto de 2011 (Brasil (a), 2011), sendo regulamentado pelo Decreto Nº 7.581, de 11 de outubro de 2011 (Brasil (b), 2011). Observa-se no próprio texto da lei que ela foi convertida a partir da Medida Provisória (MP) Nº 527, de 2011. A referida MP inicialmente não contemplava o RDC, mas versava apenas sobre a organização da Presidência da República e Ministérios, sendo que o RDC foi incluído durante a tramitação da MP no Congresso Nacional. Essa é uma das razões pelas quais desde seu início ter sido alvo de duas ações diretas de inconstitucionalidade: as ADIN nº 4645/DF e nº 4655/DF, ambas sob a relatoria do Ministro do Supremo Tribunal Federal, Luiz Fux. Ressalta-se que, até o presente momento, as ADIN ainda não foram julgadas, permanecendo legal o uso do RDC como forma de contratação pela Administração Pública.

Inicialmente, pode-se falar que o objetivo do RDC era o de modernizar a Lei de Licitações, 8.666/1993 (Brasil, 1993), bem como tornar o processo licitatório mais célere (Soares, 2016). De acordo com Ribeiro (2014), já em 1995 foram apensos ao Projeto de Lei nº 1.292, cujo objetivo é alterar o Estatuto das Licitações, 157 projetos com o mesmo objetivo de alterar e aperfeiçoar a Lei 8.666/1993 (Brasil, 1993). E, ao menos desde 2010, novas tentativas nesse sentido surgiram através das medidas provisórias nº 480, 503 e 521. Ora, tal lapso temporal para novas investidas legislativas se deve ao fato do Brasil à época ter sido escolhido para sediar a Copa do Mundo de Futebol de 2014 e as Olimpíadas de 2016, indiscutivelmente dois dos maiores eventos esportivos mundiais. Não à toa é o que consta nos incisos I e II do art. 1º da Lei 12.462/2011 (Brasil (a), 2011). Já o inciso III trata das obras de infraestrutura relacionadas aos dois eventos dos incisos anteriores.

Entretanto, a administração pública alterou diversas vezes a lei para incluir outras obras no rol das possíveis de serem licitadas pelo RDC. Estas estão explicitadas nos incisos IV ao X:

IV – das ações integrantes do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC);

V – das obras e serviços de engenharia no âmbito do Sistema Único de Saúde – SUS;

VI – das obras e serviços de engenharia para construção, ampliação e reforma e administração de estabelecimentos penais e de unidades de atendimento socioeducativo;

VII – das ações no âmbito da segurança pública;

VIII – das obras e serviços de engenharia, relacionadas a melhorias na mobilidade urbana ou ampliação de infraestrutura logística;

IX – dos contratos a que se refere o art. 47-A;

X – das ações em órgãos e entidades dedicados à ciência, à tecnologia e à inovação.

Ou seja, buscando modernizar-se, a administração pública apresenta interesse em mais possibilidades de regimes de licitação para suas obras e engenharias, ao invés de utilizar apenas a Lei 8.666/1993.

De acordo com Cardoso (2011), durante as tratativas da aprovação da MP 527 foi discutida legislação semelhante nos Estados Unidos da América, União Europeia e Organização para a Cooperação e o Desenvolvimento Econômico (OCDE).

O parágrafo § 1º do art. 1º explicita os objetivos do RDC:

I - ampliar a eficiência nas contratações públicas e a competitividade entre os licitantes;

II - promover a troca de experiências e tecnologias em busca da melhor relação entre custos e benefícios para o setor público;

III - incentivar a inovação tecnológica; e

IV - assegurar tratamento isonômico entre os licitantes e a seleção da proposta mais vantajosa para a administração pública.

Uma das modalidades de contratação pelo RDC é a contratação integrada, tema deste trabalho. De acordo com Reisdorfer (2011), a contratação integrada é uma das inovações relativas à

Lei 8.666/1993 (Brasil, 1993), e a mesma é utilizada quando o objeto licitado não pode ser fracionado, pois não é viável licitar tais parcelas como unidades autônomas. Ela compreende que serão contratados simultaneamente os projetos básico e executivo e a obra em si, estando amparada pelo art. 8º, que informa os diversos regimes possíveis de contratação e pelo art. 9º da lei do RDC. Este último informa que essa possibilidade pode ser usada em licitações de obras e serviços de engenharia e deve ser justificada técnica e economicamente, bem como que o objeto a ser contratado possua ao menos uma das seguintes condições apresentadas nos incisos I, II e III:

I – inovação tecnológica ou técnica;

II – possibilidade de execução com diferentes metodologias; ou

III - possibilidade de execução com diferentes tecnologias de domínio restrito no mercado.

É importante ressaltar que o art. 9º tem sua redação dada pela Lei nº 12.980 de 2014.

A metodologia utilizada para redigir o presente artigo consistiu de pesquisa bibliográfica através de sites governamentais, sites jurídicos, artigos científicos, artigos jurídicos, literatura acerca do tema, sendo também relevante a experiência do autor em seu trabalho no serviço público com RDC.

## DESENVOLVIMENTO

Embora inovadora em relação à Lei 8.666/1993 (Brasil, 1993), a contratação integrada não é inédita no direito brasileiro. De acordo com Reisdorfer (2011) e Celestino (2012), já havia essa previsão no regulamento da Petrobras e em concessões. A licitação no regime de contratação integrada, por delegar ao contratado a elaboração dos projetos básicos e executivo, ao mesmo tempo transfere mais responsabilidades à empresa ou consórcio vencedor, bem como os dá margem para trabalhar da forma que julgarem mais eficiente. Nesse ponto, observa-se uma das vantagens deste regime.

Na Lei 8.666/1993 (Brasil, 1993), o contratado para executar a obra ou serviço de engenharia já possui, disponibilizado pela administração na licitação, no mínimo o projeto básico ou o executivo já aprovado pela própria administração, fruto de elaboração própria ou de empresa especializada contratada em licitação anterior.

A Cartilha Formação de Projeto Básico/Executivo da Controladoria Geral do Estado do Acre traz as definições de projeto básico:

De acordo com a Lei 8.666/1993, inciso IX, Projeto Básico é o conjunto de elementos necessários e suficientes, com nível de precisão adequado, para caracterizar a obra ou serviço, ou complexo de obras ou serviços objeto da licitação, elaborado com base nas indicações dos estudos técnicos preliminares, que assegurem a viabilidade técnica e o adequado tratamento do impacto ambiental do empreendimento, e que possibilite a avaliação do custo da obra e a definição dos métodos e do prazo de execução. A Resolução CONFEA 361/91 já previa em seus arts. 1º e 2º que o Projeto Básico é o conjunto de elementos que define a obra, o serviço ou o complexo de obras e serviços que compõem o empreendimento, de tal modo que suas características básicas e desempenho almejado estejam perfeitamente definidos, possibilitando a estimativa de seu custo e prazo de execução. E que este é uma fase perfeitamente definida de um conjunto mais abrangente de estudos e projetos, precedido por estudos preliminares, anteprojeto, estudos de viabilidade técnica, econômica e avaliação de impacto ambiental, e sucedido pela fase de projeto executivo.

O Instituto Brasileiro de Auditoria de Obras Públicas – IBRAOP, por sua vez, em sua Orientação Técnica 001/2006 defini Projeto Básico como o conjunto de desenhos, memórias descritivos, especificações técnicas, orçamento, cronograma e demais elementos técnicos necessários e suficientes à precisa caracterização da obra a ser executada, atendendo as Normas Técnicas e a legislação vigente, elaborado com base em estudos

anteriores que assegurem a viabilidade e o adequado tratamento ambiental do empreendimento. E continua, todos os elementos que compõem o Projeto Básico devem ser elaborados por profissional legalmente habilitado, sendo indispensável o registro da respectiva Anotação de Responsabilidade - ART (ou o Registro de Responsabilidade Técnica – RRT), identificação do autor e sua assinatura em cada uma das peças gráficas e documentos produzidos (Cartilha Formação de Projeto Básico/Executivo, 2014, p.9).

A mesma cartilha também traz a definição de projeto executivo:

A Lei 8.666/93, inciso X, diz que o Projeto Executivo é o conjunto dos elementos necessários e suficientes à execução completa da obra, de acordo com as normas pertinentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Sua elaboração pode ser providenciada antes da licitação mas após a aprovação do Projeto Básico, ou concomitantemente a realização física do objeto, ou seja, durante a execução da obra ou do serviço. **Importante se faz destacar que o Projeto Executivo não é um novo Projeto, e sim, o melhor detalhamento do Projeto Básico. No caso de sua elaboração ser concomitante a execução do empreendimento, ele não pode descaracterizar o objeto, e, por conseguinte, seu Projeto Básico** (Cartilha Formação de Projeto Básico/Executivo, 2014, p.10).

O que se observa com frequência em obras e serviços de engenharia licitados pela Lei 8.666/1993 (Brasil, 1993) é o instrumento chamado Revisão de Projeto em Fase de Obras (RPFO), que por sua vez gera um Termo Aditivo ao contrato. Essas revisões podem se dar por várias razões, desde deficiências no projeto, projeto desatualizado, interesse da administração em modificar o projeto, buscando alguma melhoria não vista antes, entre outros. Em todos os casos, tais RPFOs e por ventura seus Termos Aditivos não podem partir de forma unilateral da contratada, tendo em vista isto normalmente gerar impactos financeiros que aumentam o valor do contrato. Desta forma, as RPFOs sempre passam por comissão de servidores para análise e posterior aprovação das alterações de projeto. Acontece que, com isto, além de haver aumento de custo não previsto para o erário, pode-se também enfrentar atraso e até mesmo paralisação de obras, o que em nenhum caso é vantajoso para a administração. Jurksaitis (2011) também aponta neste mesmo sentido. Ainda, Morano (2013) em seu artigo sobre o RDC chega à conclusão que a contratação integrada consiste em técnica de encurtamento de fases, agilidade no procedimento e desburocratização da licitação. De acordo com Sales (2019), outras vantagens do RDC além da contratação integrada são o sigilo do orçamento estimado nas licitações, a inversão de fases da licitação e a previsão de uma fase recursal única, em que é possível impugnar todas as decisões do processo licitatório. Tais medidas visam evitar o conluio entre os participantes e tornar o processo licitatório menos burocrático, mais célere e mais seguro.

Na contratação integrada tais riscos são mitigados, pois a própria empresa executora terá elaborado o projeto, ou seja, em caso de qualquer falha ou atualização, a mesma é a responsável e pode, bem como deve e é inclusive de seu próprio interesse, agir rápido para modificar o projeto, sem custos extras para a administração. Sales e Júnior (2018) citam a contratação integrada como ponto positivo tendo em vista também a matriz de risco, que é elaborada pela Administração e suportada pelo particular, o que confere maior segurança jurídica ao contrato Tendo em vista que a vencedora do certame será responsável pela execução dos projetos básico e executivo já definidos, a administração precisa prover os elementos mínimos que norteiem a elaboração destes projetos, que é o Anteprojeto, definido como:

É o esboço ou rascunho de um Projeto, desenvolvido a partir de estudos técnicos preliminares e das determinações do Demandante, objetivando a melhor solução técnica, definindo as diretrizes e estabelecendo as características a serem adotadas na elaboração do Projeto Básico. Deve ser precedido pelo Programa de Necessidades e Estudos de Viabilidade, e preceder a elaboração do Projeto Básico. Nessa fase são apresentadas as plantas baixas, cortes, planta de cobertura, planta de situação, elevações e definição do

padrão de acabamento, mas não existe grande detalhamento (Cartilha Formação de Projeto Básico/Executivo, 2014, p.10).

O § 1º do art. 74 do Decreto 7.581/2011 (Brasil (b), 2011) ainda define alguns elementos, quando couberem, que devem constar do anteprojeto de engenharia, sendo eles:

I - concepção da obra ou serviço de engenharia;

II - projetos anteriores ou estudos preliminares que embasaram a concepção adotada;

III - levantamento topográfico e cadastral;

IV - pareceres de sondagem; e

V - memorial descritivo dos elementos da edificação, dos componentes construtivos e dos materiais de construção, de forma a estabelecer padrões mínimos para a contratação.

Reisdorfer (2011) informa que a falta de projeto básico implicará em nova postura da administração, que deverá dispor de parâmetros confiáveis para a elaboração de editais confiáveis que confirmam segurança a administração bem como aos licitantes. Já Campos (2013) tece críticas à falta de projeto básico na licitação, o que segundo o mesmo pode acarretar em riscos incalculáveis para a administração pública. Romiro (2014) informa que a falta do projeto básico suprime informações relevantes aos interessados para avaliação de riscos e dos reais custos do empreendimento a ser executado, e que tais riscos podem comprometer tanto a contratada quanto a contratante. Entretanto, Jurksaitis (2011) contesta que os argumentos de que a falta de um projeto básico na licitação inviabilizam o julgamento pela administração pública e dificultam a fiscalização não prosperam pois a lei prevê, além do anteprojeto de engenharia, a admissão de metodologias diferenciadas de execução neste mesmo anteprojeto devem vir acompanhadas de critérios objetivos, previstos no edital. Esse mesmo autor ainda reforça os pontos de que no RDC não é permitido o início de obras sem projeto executivo, assim como também foram endurecidas as regras para celebração de termos aditivos.

Desta forma, entende-se que a administração deve buscar apresentar um anteprojeto de boa qualidade pelos seguintes motivos:

a) Propiciar aos licitantes uma maior clareza do objeto a ser executado;

b) Ter um orçamento base fiel à realidade do objeto, evitando custos altos em obras.

É claro que, quanto maior o nível do anteprojeto, mais próximo a administração chegará do “orçamento real”, de forma que o desconto ofertado pelas licitantes se baseará em sua própria expertise para executar o objeto, atingindo os objetivos pretendidos pela legislação. Entretanto, também não seria viável dispender uma quantidade alta de recursos no anteprojeto, pois assim estaria se elaborando um projeto básico, dispensando a contratação integrada. Desta forma, a administração pode usar de parametrização, isto é, aproveitar sua própria base de dados de projetos anteriormente licitados para prever seus custos em licitações futuras, devendo essa base de dados ser constantemente atualizada.

Ora, depreende-se então que, com um anteprojeto que defina com clareza o objeto, bem como tenha orçamento dentro da realidade da obra, as chances de a licitação fracassar, isto é, não se apresentarem concorrentes, é baixa. Isso se deve ao fato de que as empresas, por serem entidades privadas e disporem de menor regulação e burocracia, possuem capacidade para executar os projetos elaborados pela administração, que são sempre baseados em seus sistemas de custos, como mostra o § 3º do art. 8º, tendo como exemplo o Sistema de Custos Rodoviários (SICRO), com outras tecnologias e produtividades. Assim, a contratada receberá pelos valores pactuados pela administração através de seus sistemas de custos e poderá executar de forma diversa, objetivando maximizar seus lucros. Este ponto é importante e deve ser acompanhado pelas comissões de análise de projeto e fiscais de obras, pois é imprescindível que o projeto elaborado e a obra executada pelo contratado tenham simultaneamente qualidade que atenda aos normativos do órgão licitante e que

tais qualidades para todos os seus itens sejam no mínimo iguais ou superiores aos itens apresentados no anteprojeto.

Quanto aos termos aditivos, os incisos I e II do § 3º do art. 9º definem que, na contratação integrada, só podem ocorrer para restaurar o equilíbrio econômico-financeiro decorrente de caso fortuito ou força maior, ou por necessidade de alteração do projeto ou especificações para melhor adequação técnica e no interesse da administração. Ainda afirma que tais alterações não podem ocorrer por erros ou omissões do contratado. Isto procura proteger tanto a administração quanto o contratado de problemas na execução da obra que possam afetar ambos, como por exemplo a paralisação da mesma para se adequar projetos. Os limites previstos são os mesmos da Lei 8.666/1993 (Brasil, 1993). Reisdorfer (2011) considera que seria interessante que o edital previsse uma partilha das benesses ocasionadas por aditivos propostos pela empresa, lembrando que tais aditivos não podem ter custos à administração. Ainda no art. 9º, o § 4º, inciso I, limita os aditivos como no art. 65 da Lei 8.666/1993 (Brasil, 1993), ou seja, 25% para as obras em geral e 50% quando se tratar de reforma.

Outro ponto importante na contratação integrada no RDC é a apresentação do orçamento na fase de projeto básico/executivo, tendo em vista que tais projetos conterão diversos itens e quantitativos diferentes dos previstos no anteprojeto. Desta forma, a apresentação do orçamento do projeto elaborado pela contratada e aprovado pela administração é importante para se definir com precisão os critérios de medição que serão utilizados durante a execução da obra, com vistas a proteger tanto a administração pública quanto o próprio contratado. Além disto, também é importante o conhecimento da administração dos custos do seu contratado, para que a mesma os inclua nas bases de dados de seus sistemas orçamentários, de forma a atualizá-las constantemente, com o intuito de elaborar seus anteprojetos cada vez mais com maior precisão e ao mesmo tempo a incentivar as empresas a sempre buscarem soluções novas e mais eficazes a fim de maximizarem seus lucros em suas obras. É interessante refletir que, quão maior e melhor esteja essa base de dados, mais o anteprojeto do RDC poderia se aproximar da sugestão vista em Romiro (2014), que é de a licitação prever um projeto básico, mas que não necessite ser seguido à risca, ou seja, entende-se que ele propõe uma combinação da lei do RDC com a Lei de Licitações. A administração teria então anteprojetos de engenharia, na medida que podem ser alterados, mas num nível de projeto básico, o que diminuiria os riscos financeiros aos contratantes e à administração pública.

## CONCLUSÃO

Pode-se observar que a contratação integrada no Regime Diferenciado de Contratação traz diversas vantagens à licitação de obras de engenharia para a administração pública, entre elas uma maior transferência de riscos à contratada, que será estimulada a apresentar soluções modernas e eficientes visando a maximização de seus lucros enquanto a própria administração pode se retroalimentar e introduzir essas inovações em seus sistemas, melhorando a qualidade de seus anteprojetos e pressionando ainda mais as empresas a se atualizarem e elevarem a qualidade de seus projetos e obras. Também há a redução dos aditivos, que em diversos casos poderiam descaracterizar um empreendimento e elevar os custos de forma que a administração não os possa suportar de imediato e acabe por ter de tomar medidas drásticas, como por exemplo a paralisação de obras por falta de recursos. Ainda, os litígios entre a administração e as contratadas responsáveis por projeto e execução podem ser reduzidos, tendo em vista que uma única contratada, podendo inclusive ser um consórcio, será a responsável pelas duas fases. A apresentação de orçamentos detalhados por parte da empresa vencedora, na fase de elaboração dos projetos básicos/executivos, é entendida como interessante de se considerar, pois teria a função de otimizar o aprendizado da administração pública para elaboração de seus anteprojetos para futuras licitações. Então, para a

contratação integrada funcionar de forma adequada, é papel fundamental da administração apresentar anteprojetos de boa qualidade, que podem e devem ser constantemente atualizados em sua forma de serem elaborados. Por fim, considera-se a importância de estudos sérios com dados compilados e comparativos de contratações integradas pelo RDC em relação a contratos licitados pela Lei 8.666/1993 (Brasil, 1993) para efeitos comparativos, a fim de que a administração possa utilizar ambas as formas, considerando os casos que apresentem melhores resultados, buscando sempre a melhor técnica e preço para um adequado e superior atendimento à sociedade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACRE. Controladoria Geral do Estado. Formação de Projeto Básico/Executivo. **Obras e serviços de engenharia: elementos necessários e grau de precisão do orçamento.** 2014. Disponível em: <<http://cge.ac.gov.br>>. Acesso em: 22 maio 2020. 2014.

BRASIL. **Lei n. 8.666, de 21 de junho de 1993.** Regulamenta o art. 37, inciso XXI, da Constituição Federal, institui normas para licitações e contratos da Administração Pública e dá outras providências. Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/leis/18666cons.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/18666cons.htm)>. Acesso em: 16 maio 2020. 1993.

BRASIL (a). **Lei n. 12.462, de 4 de agosto de 2011.** Institui o Regime Diferenciado de Contratações Públicas–RDC; altera a Lei no 10.683, de 28 de maio de 2003 [...] Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2011-2014/2011/Lei/L12462.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2011/Lei/L12462.htm)>. Acesso em: 14 maio 2020. 2011.

BRASIL (b). **Decreto Federal n. 7.581, de 11 de outubro de 2011.** Regulamenta o Regime Diferenciado de Contratações Públicas–RDC, de que trata a Lei no 12.462, de 5 de agosto de 2011. Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2011-2014/2011/Decreto/D7581.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2011/Decreto/D7581.htm)>. Acesso em 15 maio 2020. 2011.

CARDOSO, André Guskow. **O regime diferenciado de contratações públicas: a questão da publicidade do orçamento estimado.** *Informativo Justen, Pereira, Oliveira e Talamini*, Curitiba, n.º 58, dezembro de 2011, disponível em <<http://www.justen.com.br/informativo>>. Acesso em 21 maio 2020. 2011.

CAMPOS, Éric Izáccio de Andrade. **Regime diferenciado de contratações públicas: aspectos relevantes trazidos pela Lei 12.462/2011.** 2013. 44 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização) - Instituto de Educação Superior da Paraíba, João Pessoa, 2013.

CELESTINO, Fernanda Karlla Rodrigues. **Regime Diferenciado de Contratações: breves comentários à exceção que virou tendência.** Revista controle do Tribunal de Contas do Estado do Ceará. Volume X. n.º 2-Jul/Dez 2012. Disponível em: < <https://www.tce.ce.gov.br/edicoes/revista-control-e-volume-x-n-2-jul-dez-2012/send/194-revista-control-e-volume-x-n-2-jul-dez-2012/2061-artigo-9-regime-diferenciado-de-contratacoes-breves-comentarios-a-excecao-que-virou-tendencia>>. Acesso em: 22 abril 2022. 2012.

JURKSAITIS, Guilherme Jardim. **Em defesa do RDC.** Artigo publicado em 6/9/2011 no sítio eletrônico da Sociedade Brasileira de Direito Público – sbdp. Disponível em:



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



<[https://sbdp.org.br/wp/wp-content/uploads/2018/02/Guilherme\\_Jardim\\_Jurksaitis\\_-\\_Em\\_defesa\\_do\\_RDC.pdf](https://sbdp.org.br/wp/wp-content/uploads/2018/02/Guilherme_Jardim_Jurksaitis_-_Em_defesa_do_RDC.pdf)>. Acesso em 18 maio 2020. 2011.

MORANO, Cintia Barudi. **O Regime Diferenciado de Contratação e a Lei nº12.462/2011**. Revista do Direito Público, Londrina, v.8, n.1, p.67-82, jan./abr.2013. DOI: 10.5433/1980-511X.2013v8n1p67. 2013.

REISDORFER, Guilherme Fredherico Dias. **A contratação integrada no Regime Diferenciado de Contratação (Lei 12.462/2011)**. *Informativo Justen, Pereira, Oliveira e Talamini*, Curitiba, n.º 55, setembro de 2011, disponível em <<http://www.justen.com.br/informativo>>. Acesso em 19 maio 2020. 2011.

RIBEIRO, Romiro. **O calcanhar de Aquiles do Regime Diferenciado de Contratações – RDC**. 2014. Disponível em: <<https://romiroribeiro.jusbrasil.com.br/artigos/112343845/o-calcanhar-de-aquiles-doregime-diferenciado-de-contratacoes-rdc>>. Acesso em: 21 maio 2020. 2014.

SALES, Amanda Alves Nobre; JÚNIOR, William Paiva Marques. **A aplicação do regime diferenciada de contratações (RDC) em licitações públicas e sua influência nas transformações legislativas**. Revista da Faculdade de Direito, Fortaleza, v. 39, n. 1, p. 13-30, jan./jun. 2018.

SALES, Pedro Carneiro. **Regime diferenciado de contratações públicas e contratação por resultados no Brasil**. Revista Digital de Direito Administrativo, [S. l.], v. 6, n. 1, p. 124-148, 2019. DOI: 10.11606/issn.2319-0558.v6i1p124-148. Disponível em: <https://www.revistas.usp.br/rdda/article/view/151244>. Acesso em: 30 de maio de 2022. 2019.

SOARES, Lucas Barros Cascardo. **O regime diferenciado de contratações públicas e a contratação integrada**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 52f. 2016.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### DERGeo - VISUALIZADOR DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS DO DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO DISTRITO FEDERAL

*PAULO HONÓRIO GUIMARÃES<sup>1</sup>; JANDUHY PEREIRA DOS SANTOS<sup>2</sup>; CAROLINE RIVEIRO CHAHINI<sup>3</sup>; MAURÍCIO THEODÓSIO MATTOS MARQUES<sup>4</sup>; JESUS MAURO VIEIRA DE OLIVEIRA<sup>5</sup> & BRUNA ALVES LORENA DA SILVA<sup>6</sup>*

#### RESUMO

O Sistema Rodoviário do Distrito Federal – SRDF é o conjunto de rodovias sob gestão e fiscalização do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal - DER/DF. Com o crescimento populacional e da frota circulante no Distrito Federal, a administração do SRDF passa a ser um desafio cada vez mais complexo e que necessita de constante aprimoramento. O DER/DF como gestor principal da malha rodoviária deve aprimorar e acompanhar as evoluções tecnológicas que auxiliam o planejamento e execução dos projetos rodoviários. Assim, o DER/DF desenvolveu um visualizador de informações espaciais que foi denominado de DERGeo. O DERGeo é um ambiente virtual de engajamento baseado em nuvem que permite acesso e interação às informações referentes aos mapas rodoviários produzidos, bem como aos dados vetoriais, às aplicações desenvolvidas na autarquia e outras informações pertinentes ao SRDF, como o histórico de publicações dos mapas rodoviários, às legislações do SRDF, aos *downloads* de dados públicos e abertos tanto os produzidos pelo DER/DF quanto por outros entes da Administração Distrital. Também é possível acessar outras funcionalidades às aplicações desenvolvidas para temas específicos como o Painel Analítico de Acidentes Rodoviários do Distrito Federal – PARE/DF e a confecção e impressão de mapas personalizados, além da consulta a uma gama de assuntos de natureza espacial pertinentes ao SRDF.

**PALAVRAS-CHAVE:** Sistema Rodoviário, Distrito Federal, Rodovias, DERGeo.

#### ABSTRACT

The Road System of the Federal District - SRDF is the set of roads under the management and supervision of the Department of Highways of the Federal District - DER/DF. With the growth of the population and the circulating fleet in the Federal District, the administration of the SRDF becomes an increasingly complex challenge that needs constant improvement. The DER/DF as the main manager of the road network must improve and follow the technological evolutions that help the planning and execution of road projects. Thus, DER/DF has developed a spatial information viewer called DERGeo. DERGeo is a cloud-based virtual environment of engagement that allows access and interaction with information related to the road maps produced, as well as vector data, the applications developed in the autarchy and other relevant information to the SRDF, such as the publication history of the road maps, the SRDF legislation, downloads of public and open data both produced by DER/DF and by other entities of the District Administration. It is also possible to access other functionalities to the applications developed for specific themes such as the Analytical Panel of Road Accidents of the Federal District - PARE/DF and the making and printing of customized maps, in addition to consulting a range of spatial issues relevant to the SRDF.

**KEY WORDS:** Highway System, Federal District, Highways, DERGeo.

<sup>1</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal – DER/DF: SAM Bloco C - Setor Complementares - Ed. Sede do DER/DF, Brasília – DF, 70.620.030, [paulo.guimaraes@der.df.gov.br](mailto:paulo.guimaraes@der.df.gov.br)

<sup>2</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal – DER/DF: SAM Bloco C - Setor Complementares - Ed. Sede do DER/DF, Brasília – DF, 70.620.030, [janduhv.santos@der.df.gov.br](mailto:janduhv.santos@der.df.gov.br)

<sup>3</sup> Secretaria de Transporte e Mobilidade do Distrito Federal – SEMOB/DF: Anexo do Palácio do Buriti, 15º Andar, Brasília – DF, 70.075-900, [chahini.caroline@semob.df.gov.br](mailto:chahini.caroline@semob.df.gov.br)

<sup>4</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal – DER/DF: SAM Bloco C - Setor Complementares - Ed. Sede



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



do DER/DF, Brasília – DF, 70.620.030, [mauricio.marques@der.df.gov.br](mailto:mauricio.marques@der.df.gov.br)

<sup>5</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal – DER/DF: SAM Bloco C - Setor Complementares - Ed. Sede do DER/DF, Brasília – DF, 70.620.030, [jesus.oliveira2@der.df.gov.br](mailto:jesus.oliveira2@der.df.gov.br)

<sup>6</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal – DER/DF: SAM Bloco C - Setor Complementares -Ed. Sede do DER/DF, Brasília – DF, 70.620.030, [0000535E@der.df.gov.br](mailto:0000535E@der.df.gov.br)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## INTRODUÇÃO

O Distrito Federal, em extensão territorial, é a menor Unidade da Federação, comportando a capital do país, Brasília, que também é a sede do Governo do Distrito Federal. Além disso, é o centro de uma das mais dinâmicas Regiões Metropolitanas do Brasil, a Região Integrada de Desenvolvimento do Distrito Federal e Entorno - RIDE, que abrange o Distrito Federal e outros 32 (trinta e dois) municípios em seu entorno imediato, sendo 28 (vinte e oito) no Estado de Goiás e 4 (quatro) no Estado de Minas Gerais (Brasil, 2014).

Por suas dimensões geográficas e atribuições institucionais, o Distrito Federal é um ente federativo que possui competências assemelhadas aos Municípios e aos Estados e apresenta uma população dispersa em diferentes núcleos urbanos e rurais. A integração dessas localidades é feita por uma Rede Rodoviária de 1.906 (um mil e novecentos e seis) quilômetros de rodovias distritais e vicinais e 461 (quatrocentos e sessenta e um) quilômetros de rodovias federais localizadas no Distrito Federal (Brasília, 2021).

Esse conjunto de rodovias é denominado de Sistema Rodoviário do Distrito Federal – SRDF e a sua gestão, desenvolvimento, construção, manutenção, conservação e fiscalização de trânsito são de responsabilidade do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal - DER/DF. Essas diversas atribuições fazem do DER/DF uma autarquia com ampla área de atuação, incluindo também a gestão estratégica de grandes projetos integradores de mobilidade urbana, a exemplo do *Bus Rapid Transit* – BRT.

A gestão do SRDF é extremamente complexa em razão, principalmente, do crescimento populacional acelerado do Distrito Federal e de seu Entorno nos últimos anos, o que fez com que novos centros populacionais surgissem e, que os já existentes, tivessem sua população acrescida de milhares de novos moradores. Conforme dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), em 2021 somente o Distrito Federal contava com aproximadamente 3.094.352 (três milhões e noventa e quatro mil e trezentos e vinte e cinco) habitantes (Brasil, 2021).

Além desse fato, uma das peculiaridades do Distrito Federal é a dispersão espacial desses centros populacionais e um sistema de transporte público pouco integrado, o que induz o uso de veículos particulares para transporte e deslocamento de pessoas. Nesse contexto, o quantitativo de veículos manteve crescimento constante entre os anos de 2010 e 2020, segundo dados do Departamento de Trânsito do Distrito Federal (DETRAN), saindo de aproximadamente um milhão e duzentos e trinta mil veículos para mais de um milhão e oitocentos mil, conforme demonstrado na Tabela 01:

Tabela 01. Frota de veículos do Distrito Federal

	<b>FROTA</b>	<b>% DE AUMENTO</b>
<b>2010</b>	1.233.000	-
<b>2011</b>	1.317.721	6,87%
<b>2012</b>	1.403.788	6,53%
<b>2013</b>	1.491.539	6,25%

<b>2014</b>	1.563.382	4,82%
<b>2015</b>	1.622.396	3,77%
<b>2016</b>	1.665.165	2,64%
<b>2017</b>	1.716.878	3,11%
<b>2018</b>	1.773.295	3,29%
<b>2019</b>	1.840.659	3,80%
<b>2020</b>	1.886.372	2,48%

Essa dinâmica sobrecarrega as rodovias pertencentes ao SRDF, restringindo a capacidade das vias e gerando a necessidade de obras e intervenções, continuamente, para dar mobilidade com fluidez e segurança aos usuários e veículos.

O DER/DF como gestor principal da Rede Rodoviária Distrital e Vicinal (rodovias rurais) do Distrito Federal, tem como uma de suas tarefas institucionais manter e expandir a estrutura física das rodovias e atuar no monitoramento das atividades de trânsito. Nesse sentido a competência da autarquia é ampla, abrangendo desde ações de gestão do trânsito e mobilidade urbana/rodoviária, a execução de projetos, obras e diversos reparos nas rodovias. Sendo assim, o escopo da ação de planejamento é bem abrangente, visto que há informações no próprio DER/DF que permitem uma reflexão prévia para a tomada de decisão tanto das ações operacionais quanto de ações de alta gestão do Sistema Rodoviário.

Para tanto, a integração dos dados obtidos de diferentes setores do DER/DF carece de organização e integração visto que as diferentes áreas técnicas muitas vezes atuam de modo independente.

### **O SIG NO APOIO À GESTÃO DO SISTEMA RODOVIÁRIO E A CONSTRUÇÃO DO DERGeo**

Faz-se necessário, para o bom planejamento das diversas ações institucionais do DER/DF, que a coleta de dados, sua consolidação e tratamento sejam feitas de forma célere e eficiente. Ainda, por se tratar de dados intrinsecamente espacializados, a solução mais adequada é a informatização por meio da implantação de um Sistema de Informação Geográfica (SIG).

Historicamente o DER/DF é responsável pela elaboração do Mapa Rodoviário do Distrito Federal e vem publicando esse material ao longo das últimas décadas (<https://www.der.df.gov.br/mapa-rodoviario/>). Com as melhorias contratuais e tecnológicas feitas no DER/DF recentemente, foi possível o desenvolvimento de um ambiente virtual de engajamento baseado em nuvem que permite acesso e interação com as informações referentes aos Mapas Rodoviários produzidos, bem como a dados livres e outras informações pertinentes ao SRDF e aplicações desenvolvidas na autarquia. Esse conjunto de informações está disponível com o nome de DERGeo.

Pensado para ser um portal geoespacial para compartilhar dados abertos usando o conteúdo relacionado ao SRDF, o DERGeo foi estruturado em quatro grandes temas:

## História

Com o foco na Evolução da Malha Rodoviária foi desenvolvido uma aplicação, baseada em mapas, para contar a história do crescimento da rede rodoviária ao longo das décadas e os registros de muitas das principais obras feitas pelo DER/DF nos mais de 60 anos de sua existência, chamado de “storymap”.

Nele, é possível acessar o trabalho de vetorização das rodovias do DER/DF, desenvolvido por meio da digitalização e georreferenciamento dos mapas rodoviários históricos impressos, comparando-se os anos de 1975 (Figura 01), 1984 (Figura 02), 1994 (Figura 03) e 2020 (Figura 04). Além disso, também é possível consultar fotos históricas das obras rodoviárias feitas em décadas passadas, como as exemplificadas nas décadas de 1960 (Figura 05) e 1970 (Figura 06).



Figura 01: Arquivo vetorial de 1975 (BRASÍLIA, 2022)



Figura 02: Arquivo vetorial de 1984 (BRASÍLIA, 2022)



Figura 03: Arquivo vetorial de 1994 (BRASÍLIA, 2022)



Figura 04: Arquivo vetorial de 2020 (BRASÍLIA, 2022)

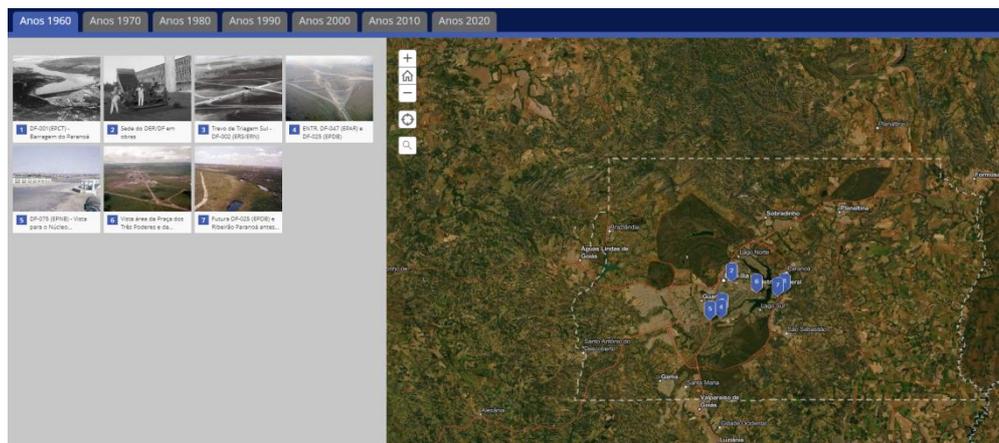


Figura 05: Obras da década de 1960 (BRASÍLIA, 2022)

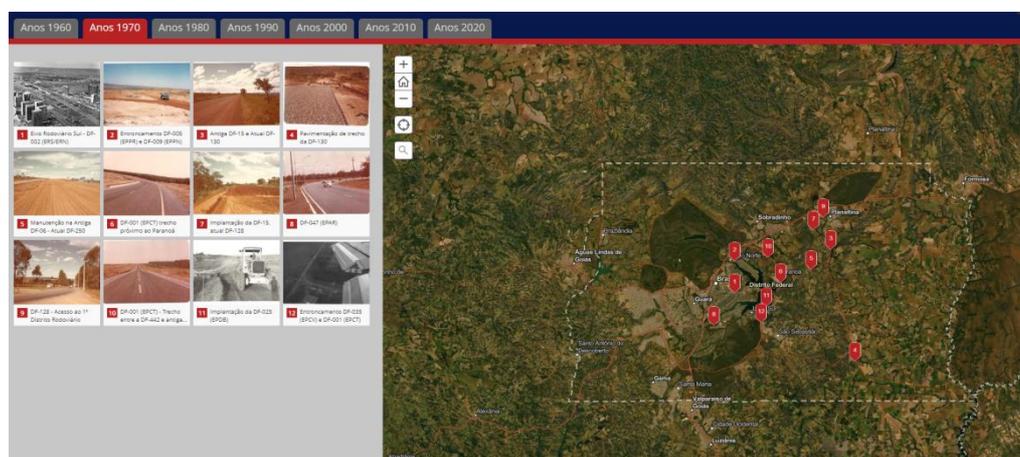


Figura 06: Obras da década de 1970 (BRASÍLIA, 2022)

## Mapas e Painéis

O Mapa Rodoviário do Distrito Federal (Figura 07) é a representação espacial do SRDF. No aplicativo de mapas é possível acessá-lo e o Mapa da Região Integrada de Desenvolvimento do Distrito Federal e Entorno - RIDE (figura 08), bem como o Painel Analítico de Acidentes Rodoviários – PARE/DF (figura 09).

As camadas que compõe os mapas e o painel (Tabela 02) são atualizadas anualmente, de acordo com as modificações que são aferidas a elas visando sempre à relevância dos dados a sua fidedignidade à realidade. Uma revisão de todas elas é feita com base em consultas aos setores e órgãos gestores das informações primárias, quer seja o DER/DF ou parceiros estaduais e/ou federais.

Tabela 02. Número de Camadas por produto

Produto	Número de Camadas	Atualização
Mapa Rodoviário do Distrito Federal	13	Anual

Mapa Rodoviário da RIDE

13

Anual

Painel Analítico de Acidentes  
Rodoviários – PARE/DF

31

Anual

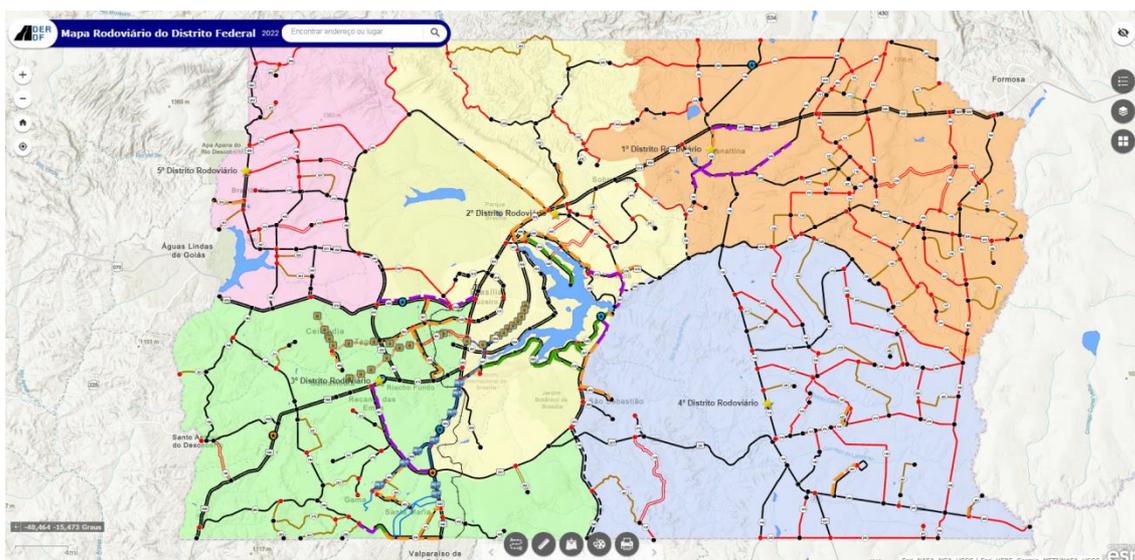


Figura 07: Mapa Rodoviário do Distrito Federal – Versão 2022 (BRASÍLIA, 2022)

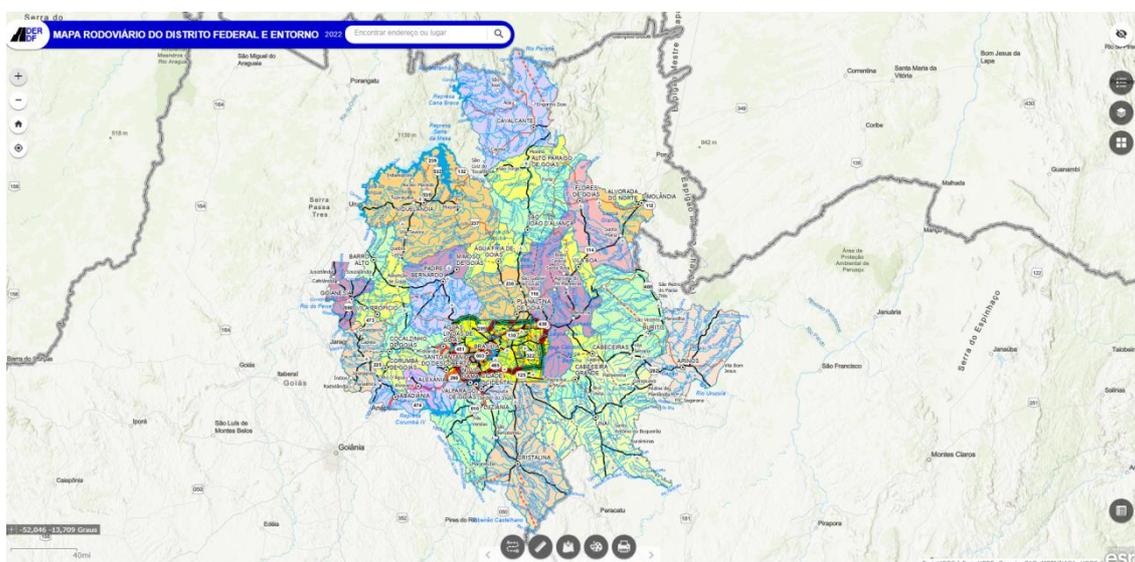


Figura 08: Mapa Rodoviário da RIDE – Versão 2022 (BRASÍLIA, 2022)

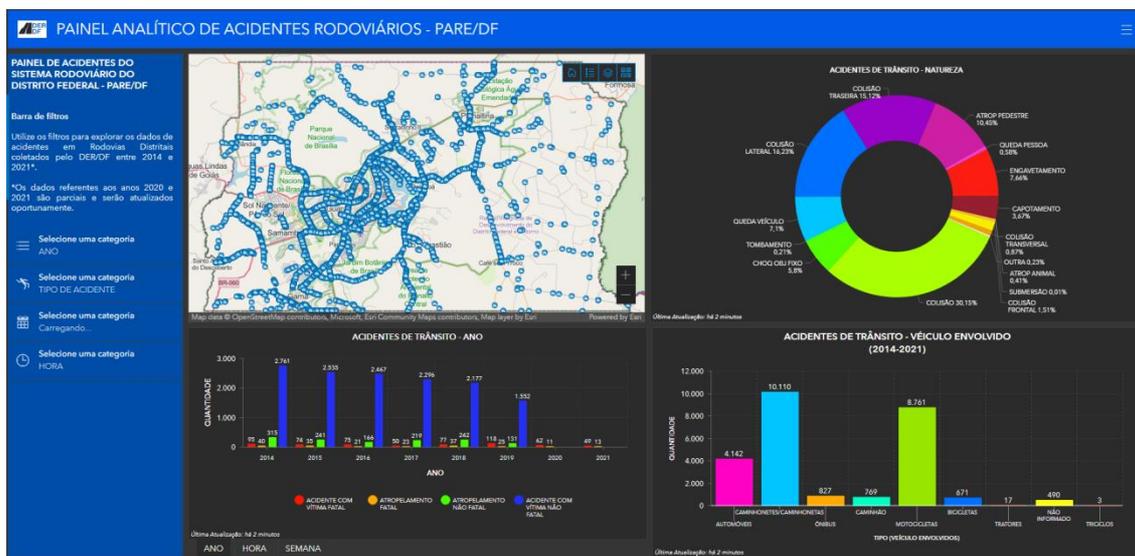


Figura 09: Painel Analítico de Acidentes Rodoviários – PARE/DF (BRASÍLIA, 2022)

Tanto os mapas quanto o painel são aplicações interativas, nas quais o usuário pode fazer pesquisas, obter dados, inserir seus próprios dados geográficos, fazer sobreposições e manipular camadas, medir distâncias, obter gráficos, mudar galeria de mapa base, obter informações de trechos rodoviários, fazer desenhos e obter trajetos, além de fazer impressão de mapas personalizados, de acordo com sua necessidade.

## Downloads

Na galeria de *Downloads* existem dois tipos principais de materiais que podem ser baixados livremente, os dados proprietários do DER/DF e os utilizados no Mapa Rodoviário que são de outras instituições como as linhas e as paradas do metrô. Os arquivos vetoriais gerados pelo DER/DF são as “rodovias”, “ciclovias”, “vias marginais”, “BRT”, “distritos rodoviários”, “faixa de domínio” (Figura 10). Todos eles podem ser baixados nos seguintes formatos:

- “CSV” ou “*comma-separated-values*” são arquivos separados por vírgulas, ou seja, arquivos estruturados e formatados em tabela.
- “KML” ou “*Keyhole Markup Language*”, que são usados para compartilhar informações de dados geográficos associados ao *Google Earth*.
- “SHP” ou “*Shapelife*” que é um formato para bases de dados geoespaciais e vetoriais em sistemas de informação geográfica (no inglês, GIS - *Geographic Information System*). Ele foi desenvolvido e é regulado pela empresa *Esri*. É considerado um formato aberto, apesar de proprietário.
- “GeoJSON” é um formato de intercâmbio de dados geoespaciais (Geo) baseado em *JavaScript Object Notation (JSON)*. Resumidamente é uma formatação utilizada para estruturar dados em formato de texto e transmiti-los de um sistema para outro, como em aplicações cliente-servidor ou em aplicativos móveis.

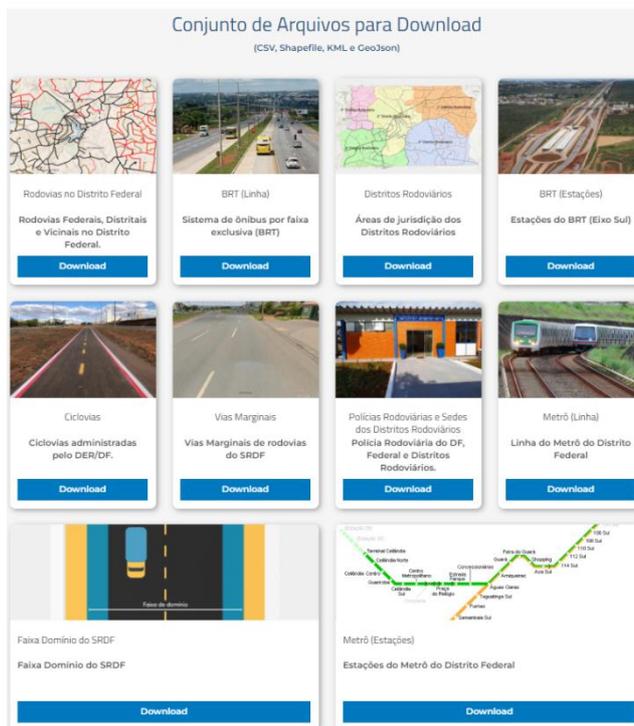


Figura 10: Arquivos vetoriais disponíveis para *downloads*. (BRASÍLIA, 2022)

Para além dos arquivos vetoriais, também são disponibilizados os metadados dos mesmos.

Por fim, também estão disponíveis para *download* os Mapas Rodoviários Históricos do DER/DF, desde o primeiro, em 1975, até o mais recente, de 2022. Todos no formato “PDF” – *Portable Document Format* (Figura 11).



Figura 11: Galeria dos Mapas Históricos. (BRASÍLIA, 2022)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## Legislação do Sistema Rodoviário do Distrito Federal

A Legislação pertinente ao SRDF abarca todas as publicações oficiais relacionadas ao mesmo, bem como os relatórios de descritivos de trechos mais recentes. Toda a Rede Rodoviária Distrital foi elaborada em conformidade com o Roteiro Básico para Sistemas Rodoviários Estaduais, publicado em outubro de 2006, que estabelece critérios básicos para o cálculo da extensão da malha viária pavimentada a ser utilizada na partilha dos recursos da Contribuição de Intervenção no Domínio Econômico – CIDE. O link direciona o usuário diretamente para a página do DER/DF onde todo esse material está disponibilizado: <https://www.der.df.gov.br/sistema-rodoviario/>.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

A tecnologia utilizada na construção do DERGeo conduz a confiabilidade e objetividade da espacialização de dados. A aplicação revela a capacidade que a ferramenta possui no auxílio à publicidade, ao planejamento e à gestão para a tomada de decisões em torno do SRDF.

O DERGeo, mostra-se uma ferramenta eficaz que visa a publicidade e acesso aos dados utilizados pela autarquia. Agora, os usuários têm acesso mais rapidamente ao acervo vetorial, cartográfico, histórico e legal do SRDF para fins de pesquisa educacionais, consultas e elucidações de dúvidas.

O desenvolvimento contínuo das aplicações e painéis contidos no visualizador DERGeo irá permitir a consolidação das informações de natureza espaciais produzidas no DER/DF, ampliando as possibilidades de levantamentos para fins técnicos, pesquisas científicas e uso pela população em geral, de acordo com suas necessidades.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRASIL. **Lei Complementar nº 163, de 14 de junho de 2014.** Disponível em <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/leis/lcp/Lcp163.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/lcp/Lcp163.htm)>. Acesso em: 21 de março de 2022.

BRASIL, **Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE** – Estimativas de população enviadas ao TCU – Tabelas 2021. Disponível em <<https://www.ibge.gov.br/estatisticas/sociais/populacao/9103-estimativas-de-populacao.html?=&t=resultados>>. Acesso em 20 de abril de 2022.

BRASÍLIA (DF). **Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal –DER/DF** – DEOGeo/Mapas Digitais – Disponível em < <https://geo-df-der.hub.arcgis.com/>> Acesso em 27 de abril de 2022.

BRASÍLIA (DF). **Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal –DER/DF** – Sistema Rodoviário do Distrito Federal de 2021 – Disponível em <<https://www.der.df.gov.br/sistema-rodoviario/>>. Acesso em: 21 de março de 2022.

BRASÍLIA (DF). **Departamento de Trânsito do Distrito Federal – DETRAN/DF** – 1ª Década Mundial – DF - 2020. Disponível em < <http://www.detrان.df.gov.br/dados-anuais/>>. Acesso em: 21 de março de 2022.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE COMPARATIVA DOS CUSTOS DE CONSTRUÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS, SEMIRRÍGIDOS E RÍGIDOS

*LEANDRO MODESTO PRATES BELTRÃO; SANDRA PATRICIA ECHEVERRIA  
FERNANDEZ; ALICE AMORIM TELES; CAIO SARAVI CARDOSO; PAULO MOREIRA  
NETO*

#### RESUMO

A definição do tipo de pavimento é uma das decisões chave em empreendimentos de infraestrutura rodoviária de transportes. Diversos fatores influenciam essa tomada de decisão, com destaque natural para os dispêndios associados à construção de cada tipologia de pavimento. Nesse sentido, o presente estudo visa comparar os custos de construção de pavimentos flexíveis, semirrígidos e rígidos, com base em um cenário geral. O método proposto foi dividido em três etapas: (1) definição das seções transversais dos pavimentos, (2) cálculo dos custos e (3) comparação. Como referenciais de custos, foram adotados três sistemas de abrangência nacional, quais sejam: SICRO, preços médios da ANP e Custo Médio Gerencial do DNIT. Os resultados desta pesquisa indicaram que, atualmente, pavimentos rígidos são economicamente competitivos com pavimentos flexíveis com espessuras de revestimento asfáltico da ordem de 10 cm. Mais além, verificou-se que os pavimentos rígidos estão consideravelmente menos onerosos do que os pavimentos semirrígidos com espessuras de revestimento asfáltico superiores a 12,5 cm. Esses resultados podem sinalizar mudança de paradigma na cultura de que os pavimentos asfálticos são mais econômicos do que os rígidos.

**PALAVRAS-CHAVE:** custos de construção; pavimento flexível, semirrígido e rígido; SICRO; Custo Médio Gerencial.

#### ABSTRACT

Selecting the type of pavement is a key decision concerning road transport infrastructure ventures. A variety of factors plays a role in this decision-making, especially the expenses related to the construction of each type of pavement. Therefore, this study aims to compare the construction costs of asphalt concrete and Portland cement concrete pavements, based on a general scenario. The method proposed in this research was divided into three stages: (1) definition of pavements' cross sections, (2) cost estimation and (3) comparison. Three nationwide systems were adopted as cost references, namely: SICRO, ANP's average prices and DNIT's Average Reference Costs. The results indicated that, currently, Portland cement concrete pavements are economically competitive compared to asphalt concrete pavements with about 10 cm thick surface course. Moreover, it was identified that Portland cement concrete pavements are significantly less costly than asphalt concrete pavements composed of cement-treated base with above 12,5 cm thick surface course. Such results may suggest a paradigm shift in the culture that asphalt pavements are more economical than Portland cement concrete pavements.

**KEY WORDS:** construction costs; asphalt concrete and Portland cement concrete pavements; SICRO; DNIT's Average Reference Costs.

<sup>1</sup> Fundação Getúlio Vargas, Instituto Brasileiro de Economia: SGAN Quadra 602, Módulos A, B e C, Asa Norte, Brasília - DF, 70830-051, leandro.beltrao@fgv.br

<sup>2</sup> Fundação Getúlio Vargas, Instituto Brasileiro de Economia: SGAN Quadra 602, Módulos A, B e C, Asa Norte, Brasília - DF, 70830-051, sandra.fernandez@fgv.br

<sup>3</sup> Fundação Getúlio Vargas, Instituto Brasileiro de Economia: SGAN Quadra 602, Módulos A, B e C, Asa Norte, Brasília - DF, 70830-051, alice.teles@fgv.br

<sup>4</sup> Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes: SAUN Quadra 03, Lote A, Asa Norte, Brasília - DF, 70040-902, caio.cardoso@dnit.gov.br

<sup>5</sup> Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes: SAUN Quadra 03, Lote A, Asa Norte, Brasília - DF, 70040-902, paulo.moreira@dnit.gov.br



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

Independentemente do país, a infraestrutura de transportes possui importância fundamental para seu desenvolvimento socioeconômico, influenciando os custos de atividades econômicas, o escoamento da produção e de mercadorias, a integração social, a mobilidade, o bem-estar e a qualidade de vida dos cidadãos, dentre outros fatores. Portanto, investir no setor é uma das responsabilidades centrais dos governos federais, estaduais e municipais.

No caso do Brasil, o modo rodoviário ocupa posição de destaque na matriz de transporte. Segundo dados do Plano Nacional de Logística 2035, o transporte rodoviário concentrou cerca de 65% da movimentação de cargas e 95% do transporte interurbano de passageiros no ano de 2017 (EPL, 2021). Em que pese a relevância desse modo ao país, a Pesquisa CNT de Rodovias 2021 revelou que somente 12,4% da extensão total das rodovias nacionais são pavimentadas (CNT, 2021).

Nesse cenário, investimentos destinados a aumentar a qualidade da malha rodoviária brasileira podem contribuir efetivamente para o crescimento econômico e social do país, promovendo uma rede de transportes mais eficiente e com maior conectividade entre pessoas e mercados.

Em se tratando de rodovias, o pavimento é um dos elementos centrais para a qualidade viária, transcendendo questões de conforto e segurança ao rolamento (BERNUCCI *et al.*, 2008; FIESP, 2017; CAVALET *et al.*, 2019), pois também impacta a logística de bens e serviços e a eficiência energética do transporte (CNT, 2021).

O Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) define pavimento como a estrutura formada por um conjunto de camadas de espessuras finitas, apoiada sobre o subleito do terreno, podendo ser classificado em três tipos: flexível, semirrígido e rígido (DNIT, 2006a). Recentemente, há a tendência de se adotar as nomenclaturas pavimento asfáltico, para as classificações flexível e semirrígido, e pavimento de concreto de cimento Portland, para a classificação rígido (BERNUCCI *et al.*, 2008). Estima-se que, no Brasil, 99% das rodovias são constituídas de pavimento asfáltico (CNT, 2021).

A decisão por determinado tipo de pavimento deve considerar a viabilidade técnica, econômica e ambiental de cada um ao longo do ciclo de vida da rodovia. Para tanto, são avaliados inúmeros fatores, tais como custos de construção e de manutenção, condições geotécnicas do terreno, ocorrências de materiais para pavimentação, volumes e demandas de tráfego (DNIT, 2006b), além dos contextos ambiental, econômico, geográfico e social nos quais a via se insere. Naturalmente, a parcela relacionada aos custos assume papel central na viabilidade econômica do pavimento e, conseqüentemente, na tomada de decisão como um todo.

Diante do exposto, o objetivo principal desta pesquisa consiste em comparar os custos de construção de pavimentos flexíveis, semirrígidos e rígidos, tendo em vista um cenário médio geral. Em paralelo, busca-se apresentar a evolução temporal dos custos dos principais serviços e materiais associados à construção desses pavimentos. Os resultados sugerem possível mudança de paradigma no cenário brasileiro de pavimentação, com o pavimento de concreto de cimento Portland sendo competitivo, em termos de custos de construção, com o pavimento asfáltico já para espessuras da camada de revestimento de cerca de 10 cm.

## REFERENCIAL TEÓRICO

O pavimento é a estrutura construída sobre a camada final da terraplenagem, com a função técnica de resistir aos esforços verticais devidos ao tráfego e distribuí-los às camadas subjacentes, resistir aos esforços horizontais que geram desgaste da superfície e promover melhores condições de rolamento (DNIT, 2006a). Resumidamente, a seção transversal dos pavimentos é constituída pelo seguinte conjunto (DNIT, 2006a):

- Subleito: terreno de fundação;
- Regularização: camada destinada a conformar a superfície do subleito;
- Sub-base: camada adicional à base, presente em situações nas quais não é recomendável assentar a base diretamente sobre a regularização;
- Base: camada destinada a resistir e distribuir os esforços resultantes do tráfego, sobre a qual se executa o revestimento;
- Revestimento: camada que recebe a ação direta do tráfego, com a função de melhorar o rolamento dos veículos, promover comodidade e segurança e resistir ao desgaste. Os revestimentos asfálticos são constituídos da mistura de agregados e materiais betuminosos, ao passo que os revestimentos rígidos são formados pela mistura de agregados, cimento Portland e água.

Conforme previamente mencionado, os pavimentos podem ser classificados em flexíveis, semirrígidos e rígidos (DNIT, 2006a). Os pavimentos flexíveis são, em geral, compostos por uma camada de revestimento asfáltico, construída sobre camadas de base e sub-base de material granular, solos ou misturas de solos, sem adição de materiais com propriedades cimentantes (BERNUCCI *et al.*, 2008). Segundo os autores, os pavimentos semirrígidos se diferenciam dos flexíveis por apresentarem agentes cimentantes na base ou sub-base. A Figura 1 ilustra a seção transversal típica de pavimentos flexíveis e semirrígidos.

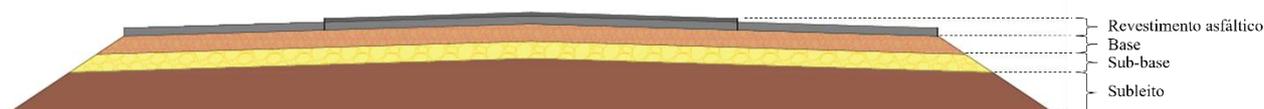


Figura 1. Seção transversal típica de pavimentos flexíveis e semirrígidos (sem escala)

Já os pavimentos rígidos possuem, comumente, uma camada de revestimento de concreto de cimento Portland (armado ou não), assente sobre uma sub-base estabilizada com cimento (BERNUCCI *et al.*, 2008). A camada de concreto de cimento Portland funciona tanto como revestimento quanto como base do pavimento (DNIT, 2006a). A Figura 2 exibe a seção transversal típica de pavimentos rígidos.

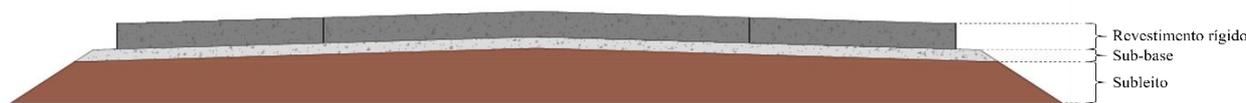


Figura 2. Seção transversal típica de pavimentos rígidos (sem escala)

Independentemente do tipo de pavimento, seu dimensionamento deve levar em consideração fatores como o tráfego previsto para o período de projeto e as condições climáticas locais. Há diversos métodos para o dimensionamento de pavimentos flexíveis (CAVALET *et al.*, 2019), com destaque para o convencional método empírico do Departamento Nacional de Estradas e Rodagens (DNER). Os pavimentos semirrígidos, por sua vez, são comumente dimensionados por meio de



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



análises mecânicas, as quais consideram o trincamento por fadiga das camadas cimentadas (DNIT, 2006a). Recentemente, por meio Instrução de Serviço IS-247 (DNIT, 2021), o DNIT implementou o novo método de dimensionamento nacional (MeDiNa). Baseado em verificações mecânico-empíricas, o MeDiNa tem o potencial de se tornar o principal método de dimensionamento de pavimentos asfálticos no Brasil.

Quanto aos pavimentos rígidos, o Manual de Pavimentos Rígidos do DNIT (DNIT, 2005) recomenda a adoção do método de dimensionamento elaborado pela *Portland Cement Association* (PCA), versão 1984, para pavimentos de concreto simples, com ou sem barras de transferência. No caso dos pavimentos de concreto estruturalmente armados, o manual orienta a utilização da norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

Grosso modo, o dimensionamento visa definir a seção transversal do pavimento capaz de suportar os esforços solicitantes do tráfego no decorrer do período de projeto, considerando intervenções periódicas de manutenção. Dessa forma, são estabelecidas as características principais do pavimento, tais como os tipos de materiais e as espessuras de suas camadas. Com base nelas e em demais informações do projeto, os serviços necessários à construção do pavimento e suas respectivas quantidades podem ser estimados, possibilitando, assim, o cálculo dos custos referentes à pavimentação.

## MÉTODO

Com o propósito de comparar os custos de construção de pavimentos flexíveis, semirrígidos e rígidos, bem como investigar as séries temporais dos custos mais significativos da construção desses pavimentos, o presente método dividiu-se em três etapas: (1) definição das seções transversais dos pavimentos, (2) cálculo dos custos e (3) comparação.

### Definição das Seções Transversais dos Pavimentos

Buscando definir seções transversais representativas das rodovias brasileiras, inicialmente, analisou-se o acervo histórico de obras executadas sob gestão do DNIT. A amostra investigada foi composta por 82 projetos de implantação rodoviária contratados pelo departamento a partir do ano 2000.

Para concepção das seções transversais, levantaram-se as frequências dos materiais utilizados nas camadas de sub-base e base do pavimento, correlacionando-as com a matriz apresentada no Catálogo de Soluções de Manutenção para Pavimentos Flexíveis (DNIT, 2015) para classificação do tráfego a partir do volume médio diário comercial (VMDc) e do número “N” USACE (*United States Army Corps of Engineers*) para o horizonte de 10 anos. A matriz pode ser visualizada na Tabela 1.

Tabela 1. Matriz de classificação do tráfego (adaptada de DNIT, 2015)

Classificação do tráfego	VMDc	Número “N” USACE para o horizonte de 10 anos <sup>[1]</sup>
Tráfego baixo	$VMDc \leq 800$	$1,3 \times 10^7$
Tráfego de baixo a médio	$800 < VMDc \leq 1.600$	$2,3 \times 10^7$
Tráfego médio	$1.600 < VMDc \leq 2.400$	$3,9 \times 10^7$
Tráfego alto	$2.400 < VMDc \leq 3.200$	$5,2 \times 10^7$
Tráfego muito alto	$VMDc > 3.200$	$1,3 \times 10^8$

**Legenda:**

<sup>[1]</sup> Fator de veículo USACE de 8,82

Considerando as classificações de tráfego da matriz da Tabela 1, bem como as práticas de engenharia rodoviária, buscou-se definir as seções transversais com base nas seguintes premissas:

- Tráfego baixo ( $VMDc \leq 800$ ): pavimentos flexíveis;
- Tráfegos de baixo a médio, médio e alto ( $800 < VMDc \leq 3.200$ ): pavimentos flexíveis e semirrígidos;
- Tráfego muito alto ( $VMDc > 3.200$ ): pavimentos semirrígidos e rígidos.

Em caráter complementar à análise do acervo histórico do DNIT, a definição dos materiais das camadas de sub-base e base das seções transversais também considerou a tendência dos projetos de pavimentação recentemente concebidos no contexto das rodovias do departamento, sobretudo, após a implementação do MeDiNa.

Além dos tipos de materiais, houve a necessidade de se definir a largura das seções transversais. Para tanto, foram utilizadas as diretrizes do Manual de Projetos Geométricos de Rodovias Rurais (DNER, 1999), o qual estabelece larguras para diferentes classes de projeto e relevo. Com base em observações dos 82 projetos que formaram a amostra, verificou-se que as classes de projeto I-B e II, bem como os relevos plano e ondulado, possuem maior frequência. Portanto, para fins deste estudo, adotou-se a largura referencial orientada para a classe I-B em relevo ondulado, igual a 12,20 m (3,60 m por faixa de rolamento e 2,50 m por acostamento).

## Cálculo dos Custos

Uma vez definidos os materiais e a largura das seções transversais dos pavimentos, os custos de suas camadas foram calculados por meio do produto entre as quantidades e os custos unitários dos serviços relacionados a sua construção. As quantidades dos serviços foram obtidas considerando as seções definidas na etapa anterior, bem como o comprimento do pavimento, padronizado em 1 km para que as comparações pudessem ser realizadas por quilômetro de pavimento construído.

Embora as práticas orçamentárias considerem o ataludamento das camadas de sub-base e de base, para fins deste estudo, as quantidades foram computadas assumindo seções retangulares. Ademais, no tocante às quantidades da camada de revestimento, assumiu-se que as espessuras dos acostamentos são iguais às das faixas de rolamento, o que não representa a realidade executiva de parte majoritária dos pavimentos brasileiros.

Já os custos unitários dos serviços foram atribuídos por meio das composições constantes do Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO), cuja manutenção e divulgação compete ao DNIT. Cabe pontuar que tanto o Decreto nº 7.983 (BRASIL, 2013), de 8 de abril de 2013, quanto a Lei nº 14.133 (BRASIL, 2021), de 1º de abril de 2021, determinam o emprego do SICRO na obtenção do custo global de referência dos serviços e obras de infraestrutura de transportes.

Como referência para este estudo, utilizaram-se composições de custos unitários (CCUs) referentes ao estado de São Paulo, para o mês-base de outubro de 2021. Além disso, foram consideradas composições com insumos produzidos, e os custos associados ao transporte dos materiais não foram contabilizados. Em virtude de determinadas composições do SICRO apresentarem insumos com quantidades ou preços zerados, precisaram ser adotadas as seguintes premissas:

- “Concreto asfáltico - faixa B - Código SICRO: 4011458” e “Concreto asfáltico - faixa C - Código SICRO: 4011462”: preço referencial do cimento asfáltico CAP 50/70 obtido dos preços médios disponibilizados pela Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP), conforme estabelecido na Portaria nº 1.977 (DNIT, 2017), de 25 de outubro de 2017. Aos preços médios da ANP, foram acrescentadas as alíquotas de 18%, 3% e 0,65%, referentes aos impostos ICMS, COFINS e PIS/PASEP, respectivamente;
- “Pavimento de concreto com fôrmas deslizantes - Código SICRO: 4011532”: quantidades dos insumos zerados (aço CA 25, aço CA 50, arame liso recozido e treliça nervurada) obtidas dos valores referenciais constantes da solução-tipo G (construção de pavimento rígido) do Custo Médio Gerencial do DNIT (DNIT, 2019).

Aos custos calculados, aplicaram-se as taxas de benefícios e despesas indiretas (BDI) publicadas no âmbito do SICRO. No momento da elaboração desta pesquisa, a taxa vigente para obras de construção rodoviária de médio porte era de 24,82%, estabelecida pelo Ofício-Circular nº 1.700 (DNIT, 2022), de 22 de março de 2022. No tocante especificamente à aquisição de materiais asfálticos, adotou-se o BDI diferenciado de 15%, consoante determinações da Portaria nº 1.977 (DNIT, 2017).

## Comparação

A comparação dos custos de construção dos pavimentos investigados neste estudo foi realizada sob três óticas: (1) comparação por incremento de espessura das camadas das seções transversais, (2) comparação por soluções construtivas referenciais e (3) comparação por séries temporais de composições de custos e materiais.

Para a primeira comparação, foram utilizadas as seções transversais definidas na etapa 1 deste método. A comparação consistiu em fixar os custos das camadas referentes ao pavimento rígido considerando espessuras comumente adotadas em projetos de rodovias, e analisar a partir de qual espessura as camadas dos pavimentos flexíveis e semirrígidos passariam a ter custos equivalentes às do rígido. Para tanto, foram realizados incrementos lineares nas espessuras das camadas dos pavimentos flexíveis e semirrígidos. Uma vez que as camadas de sub-base e base possuem formação de custos de natureza distinta da camada de revestimento, optou-se por analisá-las separadamente. Os acréscimos de espessura da sub-base e da base foram efetuados uniformemente.

É importante destacar que a primeira comparação se deteve somente aos custos de construção das camadas de sub-base, base e revestimento. Desse modo, não foram consideradas demais parcelas inerentes à execução do pavimento como um todo, tais como regularização do subleito, imprimação, pintura de ligação etc. Ressalta-se ainda que, conforme mencionado na etapa 2 deste método, os custos decorrentes do transporte dos materiais não foram computados.

Diante dessas restrições, previu-se uma segunda comparação com o intuito de considerar os custos de todos os serviços necessários à construção dos pavimentos, incluindo as parcelas de transporte dos materiais. Diferentemente de pesquisas anteriores que compararam os custos de construção de pavimentos por meio de estudos de caso de trechos específicos de rodovias, como a

de Cavalet *et al.* (2019), este estudo utilizou-se de dados referenciais do Custo Médio Gerencial (CMG) divulgado pelo DNIT, visando retratar o cenário médio geral brasileiro.

Segundo o Manual de Custos Médios Gerenciais (DNIT, 2019), o CMG representa quanto custam, em média, serviços e obras em vias de transporte, sendo o sistema referencial do DNIT para a estimativa de custos ao nível de estudos de viabilidade. No referido manual, apresentam-se sete soluções padronizadas destinadas à construção de novos pavimentos, das quais quatro se referem a pavimentos flexíveis (A a D), duas a pavimentos semirrígidos (E e F) e uma a pavimentos rígidos (G). O manual traz ainda um quadro relacionando as soluções de pavimento ao número “N” USACE adotado em seus respectivos dimensionamentos. Cabe mencionar que a metodologia do CMG emprega o método de dimensionamento empírico do DNER para os pavimentos flexíveis, análises mecânicas para os semirrígidos e o método da PCA, de 1984, para os rígidos.

Portanto, observando as classificações de tráfego indicadas na Tabela 1, e em consonância com as premissas definidas na etapa 1 deste método, as soluções do CMG foram adotadas como segue:

- Tráfego baixo ( $VMDc \leq 800$ ): solução C;
- Tráfegos de baixo a médio, médio e alto ( $800 < VMDc \leq 3.200$ ): soluções D e E;
- Tráfego muito alto ( $VMDc > 3.200$ ): soluções F e G.

A presente pesquisa utilizou como referência o CMG divulgado para a região Sudeste, classe I-B, relevo ondulado. Quanto ao BDI, foram aplicadas as mesmas taxas discutidas na etapa 2. Nesse caso, a alíquota do BDI diferenciado incidiu sobre a aquisição e o transporte dos materiais asfálticos.

Enquanto a primeira comparação foi realizada para um mês-base específico, a segunda lançou mão da série temporal construída para o CMG, abrangendo o período de janeiro de 2020 a outubro de 2021.

A terceira comparação teve a finalidade de complementar as duas primeiras. Nela, foram avaliadas as séries temporais das CCUs com maior influência nos custos totais das soluções do CMG, a saber:

- “Concreto asfáltico - faixa B - Código SICRO: 4011458” e “Concreto asfáltico - faixa C - Código SICRO: 4011462”: soluções de pavimentos flexíveis e semirrígidos;
- “Pavimento de concreto com fôrmas deslizantes - Código SICRO: 4011532”: solução de pavimentos rígidos.

As séries das CCUs foram construídas a partir de dados do SICRO para o estado de São Paulo, considerando o período de janeiro de 2017 a outubro de 2021. As quantidades e os preços de materiais zerados nas composições foram incluídos, bem como as taxas de BDI e BDI diferenciado. Os custos afetos ao transporte de materiais não fizeram parte da análise.

Além das composições de custos, também foram investigadas as séries temporais dos materiais com maior impacto nos custos totais das soluções de construção de pavimento do Custo Médio Gerencial, quais sejam:

- Cimento asfáltico CAP 50/70: soluções de pavimentos flexíveis e semirrígidos;
- Cimento Portland CP II: solução de pavimentos rígidos.

As séries dos materiais foram elaboradas com base em dados dos preços médios divulgados pela ANP para o cimento asfáltico CAP 50/70, incluindo as mesmas alíquotas de ICMS, COFINS e PIS/PASEP citadas previamente, e do SICRO para o cimento Portland CP II. Os custos referentes ao transporte dos materiais não foram contabilizados. Para ambos, adotaram-se os preços médios calculados para o Brasil.

Por fim, é importante ressaltar que, em virtude da aplicação das taxas de BDI e BDI diferenciado, as comparações dos custos realizadas nesta pesquisa ocorreram à luz dos preços de

venda, retratando mais adequadamente os valores de fato pagos pela Administração Pública em serviços de pavimentação.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Seguindo a classificação do tráfego exibida na Tabela 1, os 82 projetos de implantação de rodovias que compuseram a amostra para definição das seções transversais dos pavimentos foram categorizados conforme ilustrado na Figura 3. Nota-se que a amostra é relativamente homogênea, com predominância de rodovias com tráfegos baixo a médio (34%) e médio (32%). As rodovias com tráfego muito alto possuem a terceira maior frequência (17%), seguidas daquelas com tráfego médio (11%) e alto (6%).

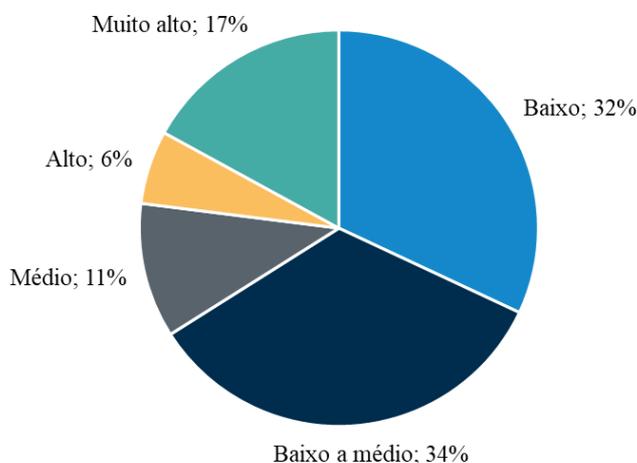


Figura 3. Classificação da amostra segundo o tráfego da rodovia

Por meio dos projetos de pavimentação da amostra estudada, os materiais das camadas de sub-base e base foram levantados para cada classificação do tráfego. A Figura 4 e a Figura 5 apresentam os resultados da análise para os materiais empregados na sub-base e na base, respectivamente. Nas figuras, as siglas BGS e BGTC significam brita graduada simples e brita graduada tratada com cimento, respectivamente.

É possível observar que, na camada de sub-base, o solo estabilizado possui frequência consideravelmente maior dentre os tipos de materiais discretizados na Figura 4, independentemente do tráfego. Para os tráfegos alto e muito alto, os materiais BGS e macadame também passam a ter uso relevante, respectivamente.

Em relação à camada de base, verifica-se que o predomínio do solo estabilizado permanece apenas para os tráfegos baixo, baixo a médio e médio. O BGS ganha destaque no que tange à camada de base, sendo o material mais utilizado para os tráfegos alto e muito alto e o segundo mais frequente para os tráfegos baixo e baixo a médio.

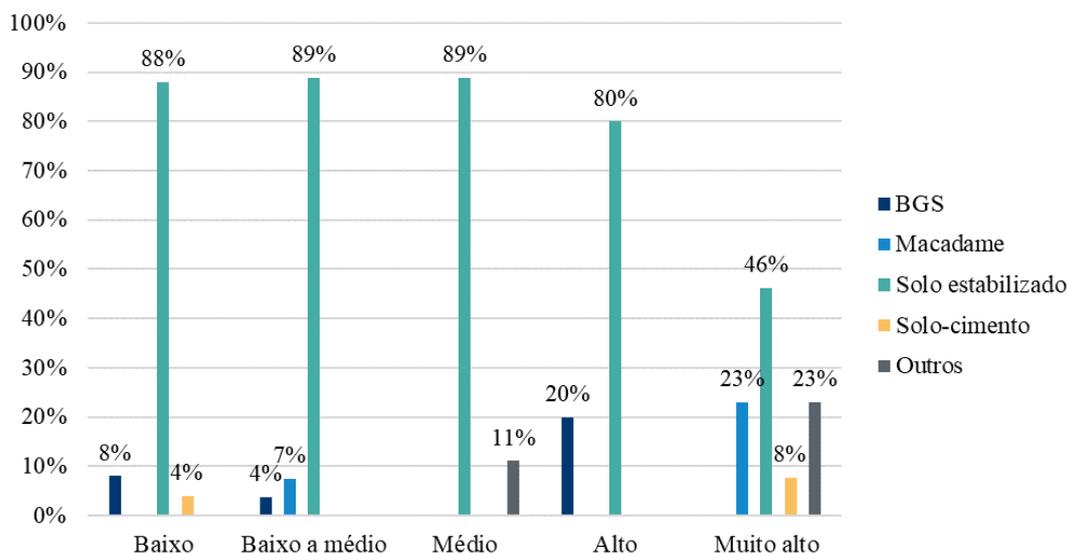


Figura 4. Levantamento dos materiais da camada de sub-base

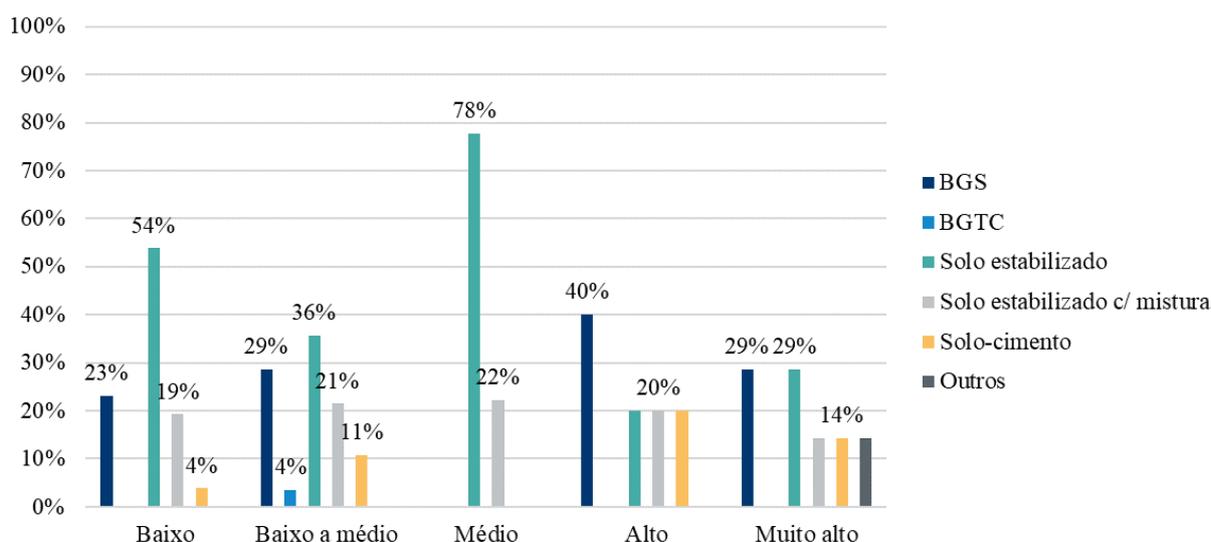


Figura 5. Levantamento dos materiais da camada de base

Dentre os 82 projetos analisados, poucos se referiram a pavimentos semirrígidos e não foram identificados pavimentos rígidos. Portanto, as análises anteriores representam principalmente o cenário de pavimentos flexíveis. Observando projetos específicos de pavimentos rígidos, como o da BR-101/AL (segmento: km 0,0 ao km 46,35), foi possível constatar que a sub-base de concreto compactado com rolo (CCR) é uma das mais representativas. Em consonância, o Manual de Pavimentos Rígidos (DNIT, 2005) indica que a sub-base de CCR é uma das mais comuns no Brasil.

Nesse contexto, foram definidas cinco condições para os materiais das seções transversais dos pavimentos: duas para pavimentos flexíveis, duas para semirrígidos e uma para rígidos. A Figura 6 exibe as configurações propostas para as comparações realizadas neste estudo. Haja vista que a camada de base dos pavimentos semirrígidos deve apresentar agentes cimentantes, o BGTC foi adotado como material padrão.

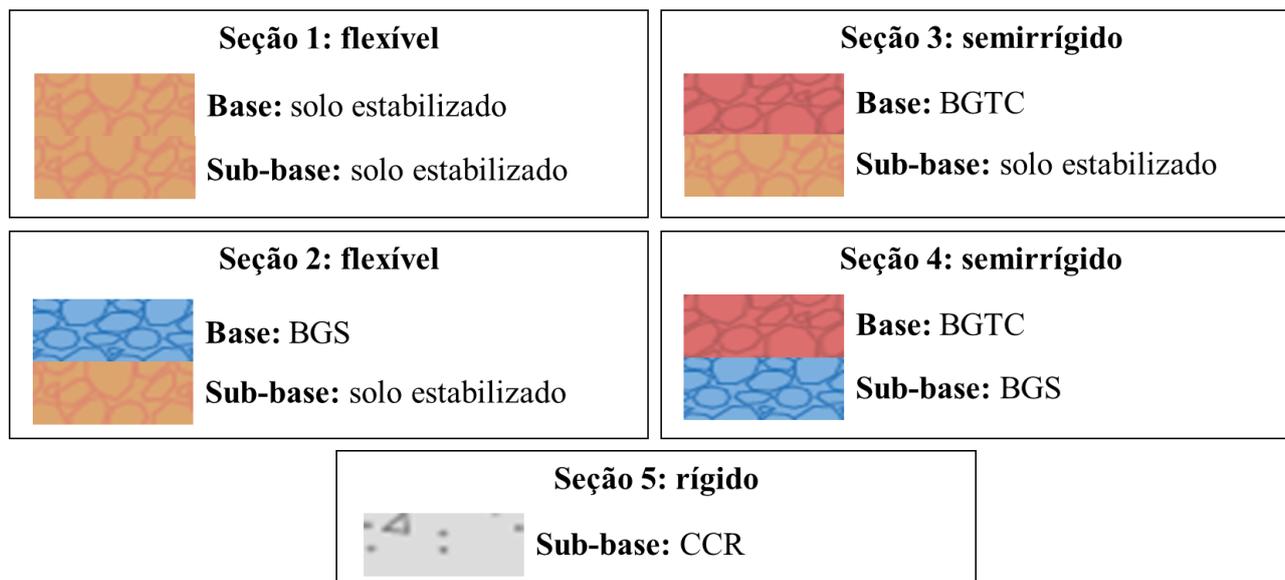


Figura 6. Materiais das camadas de sub-base e base das seções transversais dos pavimentos

Quanto aos materiais da camada de revestimento, considerou-se o concreto asfáltico (faixas B e C) para pavimentos flexíveis e semirrígidos e o concreto de cimento Portland para os rígidos, dada a ampla aplicação desses materiais em rodovias brasileiras.

Após a definição das seções, o cálculo dos custos seguiu os procedimentos e premissas elucidados na etapa 2 do método. A Tabela 2 apresenta a planilha orçamentária das camadas de sub-base e base, ao passo que a Tabela 3 dispõe a planilha referente à camada de revestimento.

De posse dos preços de venda por centímetro de espessura, para 1 km de extensão, a primeira comparação foi realizada em duas etapas: a primeira delas considerando incrementos lineares nas espessuras da sub-base e da base, e a segunda, no revestimento. Para fixar os custos afetos ao pavimento rígido, adotaram-se espessuras usualmente observadas em projetos de pavimentação, quais sejam: 10 e 15 cm para a sub-base, e 20 e 22 cm para o revestimento. Os resultados da primeira comparação encontram-se na Figura 7 (sub-base e base) e na Figura 8 (revestimento). Cumpre repisar que os incrementos nas espessuras das camadas de sub-base e base são equivalentes. Por exemplo, uma espessura total de camada de 20 cm representa 10 cm de sub-base e 10 cm de base.

Pelos gráficos das figuras, inicialmente, verifica-se que os custos por quilômetro da seção 5 são de aproximadamente R\$ 200.000,00 e R\$ 300.000,00 para as espessuras de 10 e 15 cm, respectivamente. Partindo desses referenciais de comparação, é possível constatar que os custos da seção 1 são bastante inferiores aos da seção 5, e equiparar-se-iam aos da sub-base de CCR com 10 cm apenas para espessuras totais da ordem de 80 cm. No caso da seção 2, para 30 cm de espessura total, os custos são equivalentes aos da seção 5 com 10 cm, interceptando a reta da sub-base de CCR com 15 cm quando sua espessura é igual a 46 cm. Quanto às seções 3 e 4, os custos por quilômetro cruzam a reta da seção 5 com 10 e 15 cm para as espessuras totais de 21 e 31 cm (seção 3) e 13 e 20 cm (seção 4), respectivamente. Cabe citar que a espessura total de 13 cm, a qual representa 6,5 cm para cada camada, não é válida, pois a espessura mínima para as camadas de sub-base e base é de 10 cm, conforme recomendações das normas DNIT 139/2010 - ES (DNIT, 2010a) e NORMA DNIT 141/2010 - ES (DNIT, 2010b).

Tabela 2. Custos das camadas de sub-base e base por centímetro de espessura

Camada	Código SICRO	Unidade	Custo unitário (R\$/un)	Espessura (cm)	Largura (m)	Extensão (m)	BDI (%)	Custo (R\$/cm x km)	Preço de venda (R\$/cm x km)
<b>Seção 1</b>									
Base	4011219	m <sup>3</sup>	8,67	1,00	12,20	1.000,00	24,82	1.057,74	1.320,27
Sub-base	4011227	m <sup>3</sup>	8,17	1,00	12,20	1.000,00	24,82	996,74	1.244,13
<b>Total Seção 1</b>									<b>2.564,40</b>
<b>Seção 2</b>									
Base	4011275	m <sup>3</sup>	79,16	1,00	12,20	1.000,00	24,82%	9.657,52	12.054,52
Sub-base	4011227	m <sup>3</sup>	8,17	1,00	12,20	1.000,00	24,82%	996,74	1.244,13
<b>Total Seção 2</b>									<b>13.298,65</b>
<b>Seção 3</b>									
Base	4011277	m <sup>3</sup>	119,45	1,00	12,20	1.000,00	24,82%	14.572,90	18.189,89
Sub-base	4011227	m <sup>3</sup>	8,17	1,00	12,20	1.000,00	24,82%	996,74	1.244,13
<b>Total Seção 3</b>									<b>19.434,02</b>
<b>Seção 4</b>									
Base	4011277	m <sup>3</sup>	119,45	1,00	12,20	1.000,00	24,82%	14.572,90	18.189,89
Sub-base	4011275	m <sup>3</sup>	79,16	1,00	12,20	1.000,00	24,82%	9.657,52	12.054,52
<b>Total Seção 4</b>									<b>30.244,41</b>
<b>Seção 5</b>									
Sub-base	4011213	m <sup>3</sup>	132,55	1,00	12,20	1.000,00	24,82%	16.171,10	20.184,77
<b>Total Seção 5</b>									<b>20.184,77</b>
<b>Legenda:</b>									
4011227	Sub-base de solo estabilizado granulometricamente sem mistura com material de jazida								
4011219	Base de solo estabilizado granulometricamente sem mistura com material de jazida								
4011275	Base ou sub-base de brita graduada com brita produzida								
4011277	Base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento com brita produzida								
4011213	Sub-base de concreto compactado com rolo - brita produzida								

Tabela 3. Custos da camada de revestimento por centímetro de espessura

Item	Código SICRO	Unidade	Custo unitário (R\$/un)	Espessura (cm)	Largura (m)	Extensão (m)	BDI (%)	Custo (R\$/cm x km)	Preço de venda (R\$/cm x km)
<b>Concreto asfáltico - faixa B</b>									
CCU	4011458	t	110,65	1,00	12,20	1.000,00	24,82%	32.398,32	40.439,58
Material	M1943	t	4.610,00	1,00	12,20	1.000,00	15,00%	77.924,42	89.613,08
<b>Total concreto asfáltico - faixa B</b>									<b>130.052,66</b>
<b>Concreto asfáltico - faixa C</b>									
CCU	4011462	t	109,55	1,00	12,20	1.000,00	24,82%	32.076,24	40.037,56
Material	M1943	t	4.610,00	1,00	12,20	1.000,00	15,00%	87.049,12	100.106,49
<b>Total concreto asfáltico - faixa C</b>									<b>140.144,05</b>
<b>Concreto de cimento Portland</b>									
CCU	4011532	m <sup>3</sup>	311,77	1,00	12,20	1.000,00	24,82%	38.035,94	47.476,46
<b>Total concreto de cimento Portland</b>									<b>47.476,46</b>
<b>Legenda:</b>									
M1943	Cimento asfáltico CAP 50/70								
4011458	Concreto asfáltico - faixa B - areia extraída, brita produzidas								
4011462	Concreto asfáltico - faixa C - areia extraída, brita produzida								
4011532	Pavimento de concreto com fôrmas deslizantes - areia extraída e brita produzida								

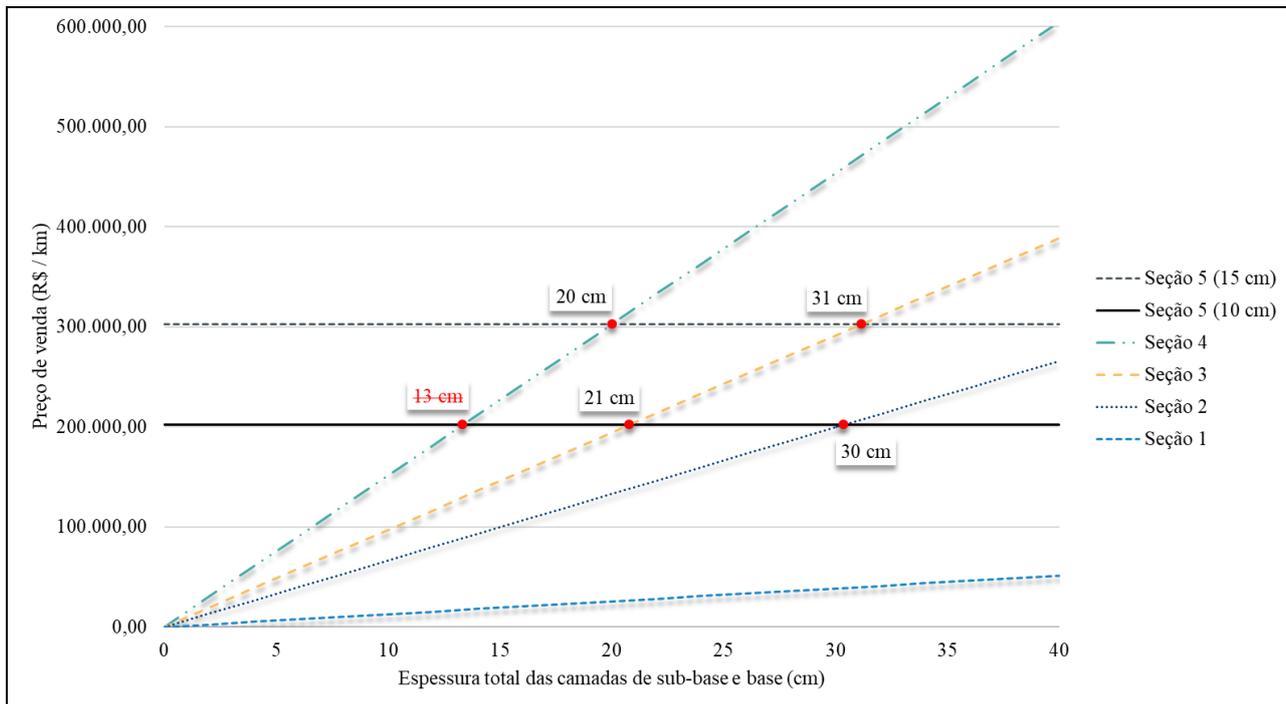


Figura 7. Comparação dos custos das camadas de sub-base e base

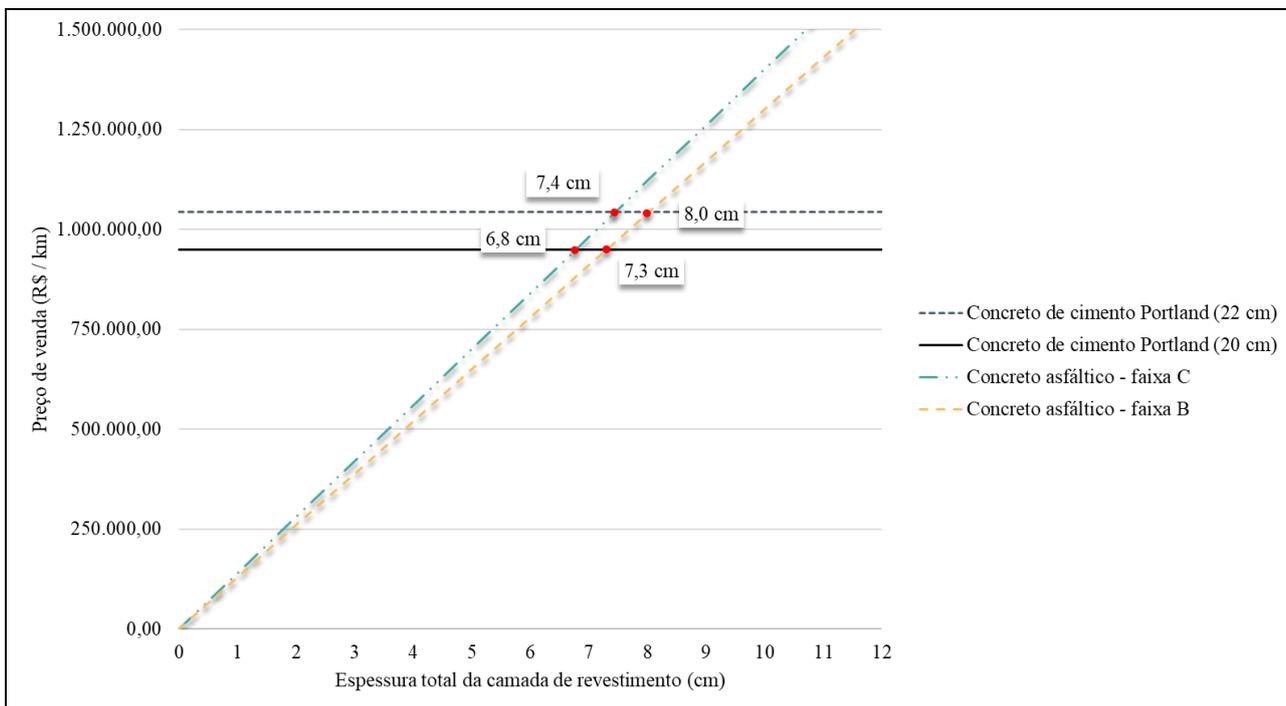


Figura 8. Comparação dos custos da camada de revestimento

Os resultados exibidos na Figura 7 revelam que, para espessuras relativamente pequenas das camadas de sub-base e base dos pavimentos semirrígidos (seções 3 e 4), a sub-base de concreto compactado com rolo com espessuras de 10 e 15 cm se mostra economicamente competitiva, ou mais vantajosa. Mais além, para espessuras e tipos de materiais usuais em projetos de pavimentos flexíveis, a sub-base de CCR é concorrente, em termos de custos, como verificado no caso da seção 2.

Procedendo com análises similares para o gráfico da Figura 8, verifica-se que os custos por quilômetro computados para os revestimentos de concreto de cimento Portland com 20 e 22 cm de espessura foram cerca de R\$ 950.000,00 e R\$ 1.050.000,00, respectivamente. Examinando as retas referentes aos custos das camadas de concreto asfáltico (faixas B e C), pode-se observar que elas ultrapassam esses valores já para espessuras da ordem de 7 a 8 cm, comuns a pavimentos flexíveis. Esses resultados sugerem que revestimentos de concreto de cimento Portland possuem custos competitivos, ou mais vantajosos, quando comparados com revestimentos de concreto asfáltico (faixas B e C).

Avançando para a segunda comparação, apresenta-se na Figura 9 a série temporal dos custos das soluções C e D (pavimento flexível), E e F (pavimento semirrígido) e G (pavimento rígido) do Custo Médio Gerencial. Em conjunto de cada série, são apresentados os números “N” USACE adotados no dimensionamento das soluções, consoante informações do Manual de Custos Médios Gerenciais (DNIT, 2019).

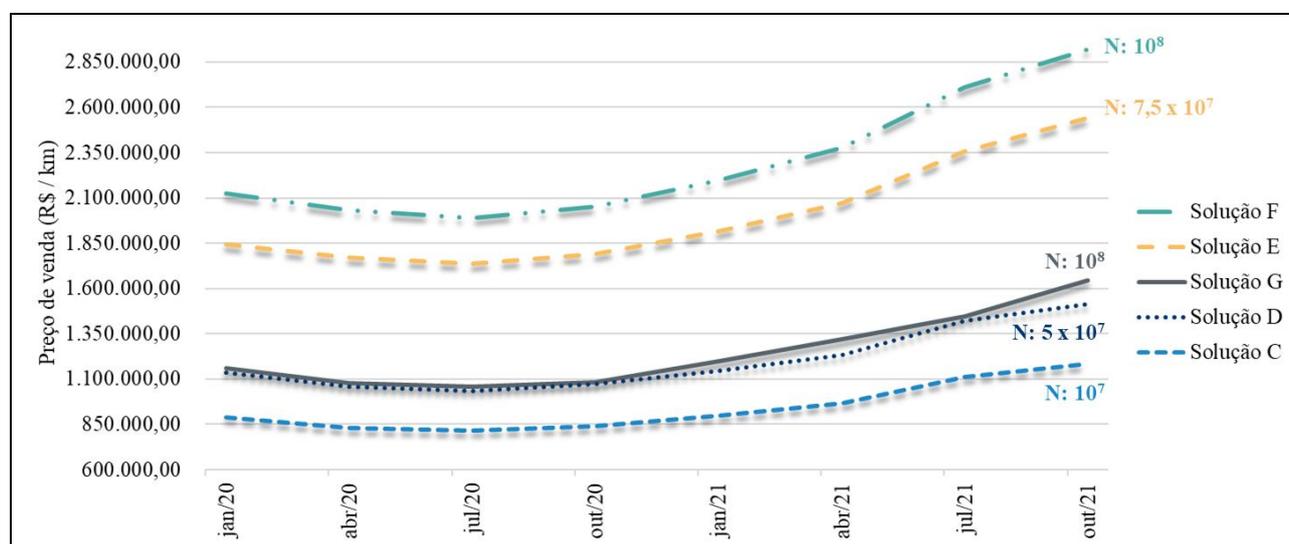


Figura 9. Série temporal dos custos das soluções de construção de pavimentos do CMG

Em consonância com os resultados da primeira comparação, e tendo em vista as curvas das soluções D e G, a série temporal construída a partir dos dados disponibilizados pelo DNIT para o Custo Médio Gerencial demonstra que, atualmente, pavimentos rígidos possuem custos de construção equivalentes aos de pavimentos flexíveis. À título de informação, a solução D do CMG é composta por sub-base e base de solo estabilizado, ambas com 15 cm cada, e camada de revestimento de concreto asfáltico com 10 cm de espessura nas faixas de rolamento e 7 cm nos acostamentos. Já a solução G é formada por sub-base de concreto compactado com rolo com 10 cm de espessura, e camada de revestimento de concreto de cimento Portland de 22 cm ao longo de toda sua largura.

Quando se comparam os números “N” USACE, nota-se que o tráfego utilizado no dimensionamento da solução G se equipara ao da F. Entretanto, os custos de construção da solução F são aproximadamente 77% maiores do que os da solução G (ou os custos da solução G são 44% menos onerosos do que os da F). Como mencionado, a solução G de pavimento rígido se equipara, em termos de custos de construção, à solução D de pavimento flexível, que considera número “N” de  $5 \times 10^7$  em seu dimensionamento, valor bastante inferior ao tráfego referencial adotado para o pavimento rígido do CMG. Novamente, esses resultados dão indícios de que os custos de

construção de pavimentos rígidos estão competitivos com os de pavimentos flexíveis e mais vantajosos do que os de pavimentos semirrígidos.

Tais achados convergem com o recente estudo conduzido por Cavalet *et al.* (2019). Os autores analisaram o custo-benefício entre pavimentos flexíveis em concreto asfáltico e pavimentos rígidos em concreto de cimento Portland para trecho da SC-114 localizado entre Otacílio Costa e Lages, cujo tráfego previsto refere-se ao número “N” USACE de  $5,63 \times 10^7$ . Ao final da pesquisa, os autores apontaram um custo total de construção do pavimento flexível 45% superior ao do pavimento rígido.

Finalmente, com o intuito de complementar as duas primeiras comparações, são apresentadas as séries temporais das composições de custos unitários que mais influenciam os custos totais das soluções do CMG (Figura 10), bem dos materiais com maior impacto na formação de custos dessas CCUs (Figura 11). Para fins de disposição gráfica, as unidades das composições de concreto asfáltico (4011458 e 4011462) foram convertidas de tonelada para metro cúbico.

Desde a implantação do SICRO, em janeiro de 2017, até o mês de referência de outubro de 2021, os custos unitários das CCUs de concreto asfáltico cresceram em torno de 105% (faixa B) e 113% (faixa C). Em contrapartida, os custos da composição de pavimento de concreto com fôrmas deslizantes tiveram um acréscimo da ordem de 33%, ou seja, menos de 1/3 do aumento verificado para as composições utilizadas nos serviços de revestimento dos pavimentos flexíveis e semirrígidos.

Esse cenário é fortemente impactado pela série exibida para os materiais mais influentes nos custos dessas composições. Enquanto o preço do cimento asfáltico CAP 50/70 cresceu por volta de 147% no período de janeiro de 2017 a outubro de 2021, o preço do cimento subiu aproximadamente 36%. Conseqüentemente, caso as tendências de crescimento das séries temporais dos preços dos materiais sejam mantidas, os pavimentos rígidos encaminham-se para ficar ainda mais competitivos e vantajosos em termos técnicos e econômicos, quando comparados aos pavimentos flexíveis e, sobretudo, aos semirrígidos.

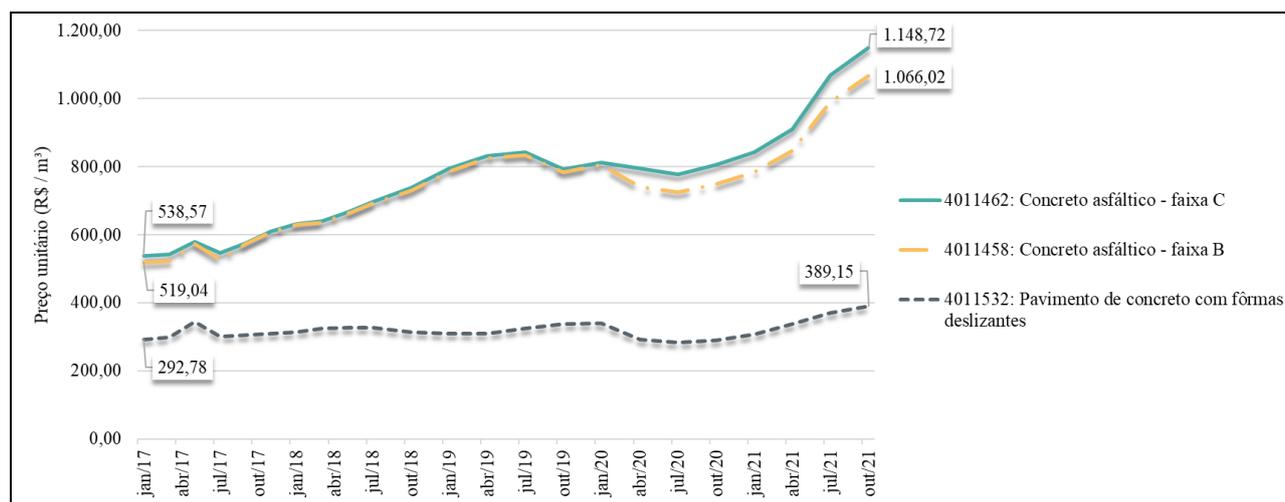


Figura 10. Série temporal das composições de custos



Figura 11. Série temporal dos materiais

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Acredita-se que o método proposto nesta pesquisa permitiu a comparação satisfatória a respeito do cenário atual dos custos de construção de pavimentos flexíveis, semirrígidos e rígidos, tanto quanto a avaliação temporal de alguns dos principais componentes desses custos.

Os resultados apontaram para a competitividade econômica de pavimentos de concreto de cimento Portland quando contrapostos com pavimentos flexíveis com espessuras de revestimento asfáltico da ordem de 10 cm. Em se tratando dos pavimentos semirrígidos analisados, os custos de construção dos pavimentos rígidos se mostraram significativamente menos onerosos, sendo aproximadamente 44% mais econômicos para soluções dimensionadas para um mesmo tráfego. Como discutido neste estudo, se as tendências observadas de janeiro de 2017 a outubro de 2021 para os preços dos materiais cimento asfáltico CAP 50/70 e cimento Portland CP II se mantiverem nos próximos anos, os custos dos pavimentos rígidos tendem a ser ainda mais competitivos e vantajosos, se comparados aos dos pavimentos flexíveis e semirrígidos, respectivamente.

Portanto, este trabalho contribui para as discussões acerca do tipo de pavimento a ser adotado em futuros empreendimentos rodoviários, fornecendo elementos sólidos que sugerem uma possível mudança de paradigma na cultura de que os pavimentos asfálticos seriam economicamente mais viáveis do que os de concreto de cimento Portland. Além disso, entende-se que os gráficos apresentados na Figura 7 e na Figura 8 podem servir como ábacos para avaliações simples quanto aos custos das camadas das seções de pavimento investigadas nesta pesquisa, respeitando a eventual necessidade de ajustar os custos unitários das composições do SICRO e as taxas de BDI.

Por fim, é fundamental destacar que os resultados e discussões do presente trabalho possuem condições de contorno dentro das quais se inserem. Todas as delimitações de escopo são devidamente esclarecidas ao longo da pesquisa e devem ser cautelosamente ponderadas antes de extrapolações para demais contextos. Além disso, é importante pontuar que foram investigados apenas os custos de construção dos pavimentos, com base em um cenário geral. Entretanto, a decisão por determinado tipo de pavimento é influenciada por inúmeros outros aspectos que não devem ser negligenciados nas análises de custo-benefício.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), N. B. R. 6118: Projeto de estruturas de concreto—Procedimento. Rio de Janeiro, p. 238, 2014.

BERNUCCI, L. B., Motta, L. D., Ceratti, J. A. P., & SOARES, J. B. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro, v. 504, p. 27, 2008.

BRASIL. Presidência de República. Lei nº 14.133, de 1º de abril de 2021. Lei de Licitações e Contratos Administrativos. Disponível em: [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2019-2022/2021/lei/L14133.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2021/lei/L14133.htm). Acesso em: abr. 2022.

\_\_\_\_\_. Presidência de República. Decreto nº 7.983, 8 de abril de 2013. Estabelece regras e critérios para elaboração do orçamento de referência de obras e serviços de engenharia, contratados e executados com recursos dos orçamentos da União, e dá outras providências. Disponível em: [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2011-2014/2013/decreto/d7983.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2013/decreto/d7983.htm). Acesso em: abr. 2022.

CAVALET, V. N., Luvizão, G., Nienov, F. A., & Zampieri, L. Q. Análise comparativa do custo-benefício entre pavimentos flexíveis em concreto asfáltico e pavimentos rígidos em concreto de cimento Portland aplicado em rodovia de alto tráfego. Balneário Camboriú, v. 33, 2019.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (CNT). Pesquisa CNT de rodovias 2021. Brasília, p. 231, 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR, Rio de Janeiro, 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Ofício-Circular nº 1.700/2022, 22 de março de 2022. Brasília, DF, ano 2017, 22 mar. 2022. Disponível em: <[https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/custos-e-pagamentos-dnit/sistemas-de-custos/bdi/bdi-sicro/bdi\\_sicro\\_selic-11-75.pdf](https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/custos-e-pagamentos-dnit/sistemas-de-custos/bdi/bdi-sicro/bdi_sicro_selic-11-75.pdf)>. Acesso em: abr. 2022.

\_\_\_\_\_. Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação Usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. Instrução de Serviço – IS-247. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR, Brasília, 2021. Disponível em: <[https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina/is-247\\_estudos-para-elaboracao-de-projetos-de-implantacao-usando-o-metodo-de-dimensionamento-nacional.pdf](https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina/is-247_estudos-para-elaboracao-de-projetos-de-implantacao-usando-o-metodo-de-dimensionamento-nacional.pdf)>. Acesso em: abr. 2022.

\_\_\_\_\_. Manual de Custos Médios Gerenciais - Volume 01: Manual de Metodologia. 1ª edição, Brasília, 2019. 2v. Disponível em: <[https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/custos-e-pagamentos-dnit/documentos/ManualdeCMGVol01ManualdeMetodologia\\_.pdf](https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/custos-e-pagamentos-dnit/documentos/ManualdeCMGVol01ManualdeMetodologia_.pdf)>. Acesso em: abr. 2022.

\_\_\_\_\_. Portaria nº 1.977, 25 de outubro de 2017. Diário Oficial da União. Brasília, DF, ano 2017, 26 out. 2017. Disponível em: <[https://www.in.gov.br/materia/-/asset\\_publisher/Kujrw0TZC2Mb/content/id/19377322/do1-2017-10-26-portaria-n-1-977-de-25-de-outubro-de-2017-19377249](https://www.in.gov.br/materia/-/asset_publisher/Kujrw0TZC2Mb/content/id/19377322/do1-2017-10-26-portaria-n-1-977-de-25-de-outubro-de-2017-19377249)>. Acesso em: abr. 2022.

\_\_\_\_\_. Relatório Técnico - Catálogo de Soluções de Manutenção para Pavimentos Flexíveis, Relatório RT-002/2014, Revisão 03, Consórcio Dynatest Engemap. Brasília, 2015.

\_\_\_\_\_. NORMA DNIT 139/2010 - ES - Pavimentação - Sub-base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010a. Disponível em: <[https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico-es/dnit\\_139\\_2010\\_es-1.pdf](https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico-es/dnit_139_2010_es-1.pdf)>. Acesso em: abr. 2022.

\_\_\_\_\_. NORMA DNIT 141/2010 - ES - Pavimentação - Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010b. Disponível em: <[https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico-es/dnit\\_141\\_2010\\_es-2.pdf](https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico-es/dnit_141_2010_es-2.pdf)>. Acesso em: abr. 2022.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



\_\_\_\_. Manual de Pavimentação. Publicação IPR-719. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR, Rio de Janeiro, 2006a.

\_\_\_\_. Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários: Escopos Básicos / Instruções de Serviço. Publicação IPR-726. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR, Rio de Janeiro, 2006b.

\_\_\_\_. Manual de Pavimentos Rígidos. Publicação IPR-714. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR, Rio de Janeiro, 2005.

EMPRESA DE PLANEJAMENTO E LOGÍSTICA (EPL). PNL 2035 - Plano Nacional de Logística. Ministério da Infraestrutura, Brasília, 2021.

FEDERAÇÃO DAS INDÚSTRIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (FIESP). Pavimento de vias no Brasil: infraestrutura de transportes terrestres rodoviários e cadeias produtivas da pavimentação. Departamento da Indústria da Construção, São Paulo 2017.

## 24<sup>º</sup> Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47<sup>ª</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### IMPLANTAÇÃO DO PROGRAMA DE SEGURANÇA VIÁRIA NO ESTADO DO PARANÁ E SEU IMPACTO NAS RODOVIAS

*NARAYANA ROHN CARDOZO <sup>1</sup>; PATRÍCIA OLIVEIRA PEREIRA <sup>2</sup>; CAROLINA NAOMI SUTOMI KONDO <sup>3</sup> & RAFAEL TIAGO ROSA <sup>4</sup>*

#### RESUMO

Neste estudo é abordado a elaboração, implantação e execução do Programa de Segurança Viária no estado do Paraná, denominado PROSEG PARANÁ, cujo objetivo do programa é a execução de serviços de segurança viária com melhoria na condição da malha rodoviária do Estado, sendo estes Projetos Executivos, execução de sinalização horizontal, vertical, marcos quilométricos e dispositivos auxiliares. Possibilitado através de contrato que tem duração de 36 meses, subdividido em 8 lotes, perfazendo 9.965,43 quilômetros de rodovias estaduais pavimentadas e que não pertenciam a antiga concessão. Dessa forma, pretende-se reduzir os impactos sociais e econômicos no Estado do Paraná e por consequência no Brasil, decorrentes dos sinistros de trânsito, através da implantação e manutenção dos dispositivos que proporcionam segurança aos usuários; do tratamento aos trechos mais críticos e da adequação e padronização dos segmentos viários com o auxílio de projetos básicos no que se refere à dispositivos de segurança. Sendo assim, os resultados do PROSEG PARANÁ, tem possibilitado a melhoria na qualidade das rodovias estaduais e na diminuição dos sinistros, tornando-se um modelo adequado às novas exigências dos usuários e do “interesse público”. O PROSEG já tem executado aproximadamente 20% da sua extensão total em trechos imediatos, e o restante serão executados na sua totalidade de projetos executivos de segurança viária até o final de 2022.

**PALAVRAS-CHAVE:** Segurança Viária, Sinistros, Trânsito.

#### ABSTRACT

This study addresses the elaboration, implementation and execution of the Road Safety Program in the state of Paraná (PROSEG PARANÁ), with the goal of the program being the execution of road safety services with improvement in the condition of the road network in the state, being these Executive Projects, execution of horizontal and vertical signage, kilometer milestones and auxiliary devices. Made possible through a 36-month contract, subdivided into 8 lots, totaling 9,965.43 kilometers of paved state highways that did not belong to the previous concession. In this way, it is intended to reduce the social and economic impacts of traffic accidents in the State of Paraná and consequently in Brazil, through the implementation and maintenance of devices that provide safety to users; the treatment of the most critical sections and the adequacy and standardization of road segments with the help of basic projects with regard to safety devices. Therefore, the results of PROSEG PARANÁ have enabled the improvement in the quality of state highways and in the reduction of accidents, becoming a model suited to the new requirements of users and the “public interest”. PROSEG has already executed approximately 20% of its total extension in immediate segments, and the remainder will be executed in its entirety as executive road safety projects until the end of 2022.

**KEY WORDS:** Road Safety, Accidents, Traffic.

<sup>1</sup> Afiliação: Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná – DER/PR, Coordenadora de Engenharia de Tráfego e Segurança Rodoviária graduada em Engenharia Civil, Especialista em Infraestrutura de Transportes – Rodovias, lotada no DER/PR, Avenida Iguaçú, 420 – Rebouças, Curitiba – CEP 80230-020, e-mail: narayanarc@der.pr.gov.br

<sup>2</sup> Afiliação: Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná – DER/PR, Servidora Pública graduada em Engenharia Civil, Especialista em Engenharia e Gestão Ambiental, lotada no DER/PR, Avenida Iguaçú, 420 – Rebouças, Curitiba – CEP 80230-020, e-mail: patriciape@der.pr.gov.br

<sup>3</sup> Afiliação: Consórcio Tecon-SMB, Analista de Engenharia Jr. graduada em Engenharia Civil, lotada no Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná, Avenida Iguaçú, 420 – Rebouças, Curitiba – CEP 80230-020, e-mail: carolinakondo@der.pr.gov.br

<sup>4</sup> Afiliação: Apoio Técnico e Planejamento Projevias – Projetos e Consultoria, lotado no Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná, Avenida Iguaçú, 420 – Rebouças, Curitiba – CEP 80230-020, e-mail: rafaelrosa@der.pr.gov.br

## INTRODUÇÃO

O presente estudo de caso pretende demonstrar a elaboração, implantação e execução dos Serviços de Segurança Viária que tem como objetivo a Melhoria na Condição de Segurança da Malha Rodoviária do Estado do Paraná, no âmbito do PROSEG PARANÁ – Programa de Segurança Viária.

A sigla PROSEG PARANÁ, foi construída com a intenção de dar uma dupla conotação: a primeira de abreviar a denominação PROgrama de SEGURANÇA Viária nas Rodovias Estaduais do PARANÁ e a segunda é a de PROSSEGUIR, dando a ideia de continuidade das ações do Governo do Estado voltadas para a infraestrutura paranaense.

Também, uma menção ao Programa PROSEG elaborado por servidores do DER/PR em meados de 1980, que trouxe grandes benefícios para infraestrutura à época.

O Programa de Segurança Viária foi subdividido em 08 lotes e tem como objetivo o desenvolvimento de Projetos Executivos, Implantação e Manutenção de Dispositivos de Segurança Viária em 9.965,43 quilômetros de rodovias pavimentadas do Estado do Paraná.

Assim, espera-se que com a execução dos referidos contratos do PROSEG PARANÁ, a segurança das rodovias seja melhorada, contribuindo para a diminuição de acidente ao longo do tempo, bem como nos resultados históricos, com imagens de antes e depois dos respectivos trechos rodoviários.

## METODOLOGIA

O presente trabalho é um estudo de caso sobre Programa de Segurança Viária – PROSEG PARANÁ, realizado a partir de meados de 2021, descritos e apresentados os serviços realizados no Programa, bem como os resultados obtidos com os serviços propostos no programa estadual.

## PROGRAMA

O PROSEG PARANÁ contempla a malha rodoviária estadual pavimentada sob jurisdição do DER/PR com exceção das rodovias que pertenciam à concessão, que foi dividido em 08 lotes, estando sob a Jurisdição de cada Superintendência do DER/PR, sendo:

- Lote 01 – Superintendência Regional Leste;
- Lote 02 – Superintendência Regional Campos Gerais;
- Lote 03 – Superintendência Regional Norte;
- Lote 04 – Superintendência Regional Norte;
- Lote 05 – Superintendência Regional Noroeste;
- Lote 06 – Superintendência Regional Noroeste;
- Lote 07 – Superintendência Regional Oeste;
- Lote 08 – Superintendência Regional Oeste.

A Figura 01 representa de forma ilustrativa os trechos contemplados no programa e separados por Superintendência e lotes.

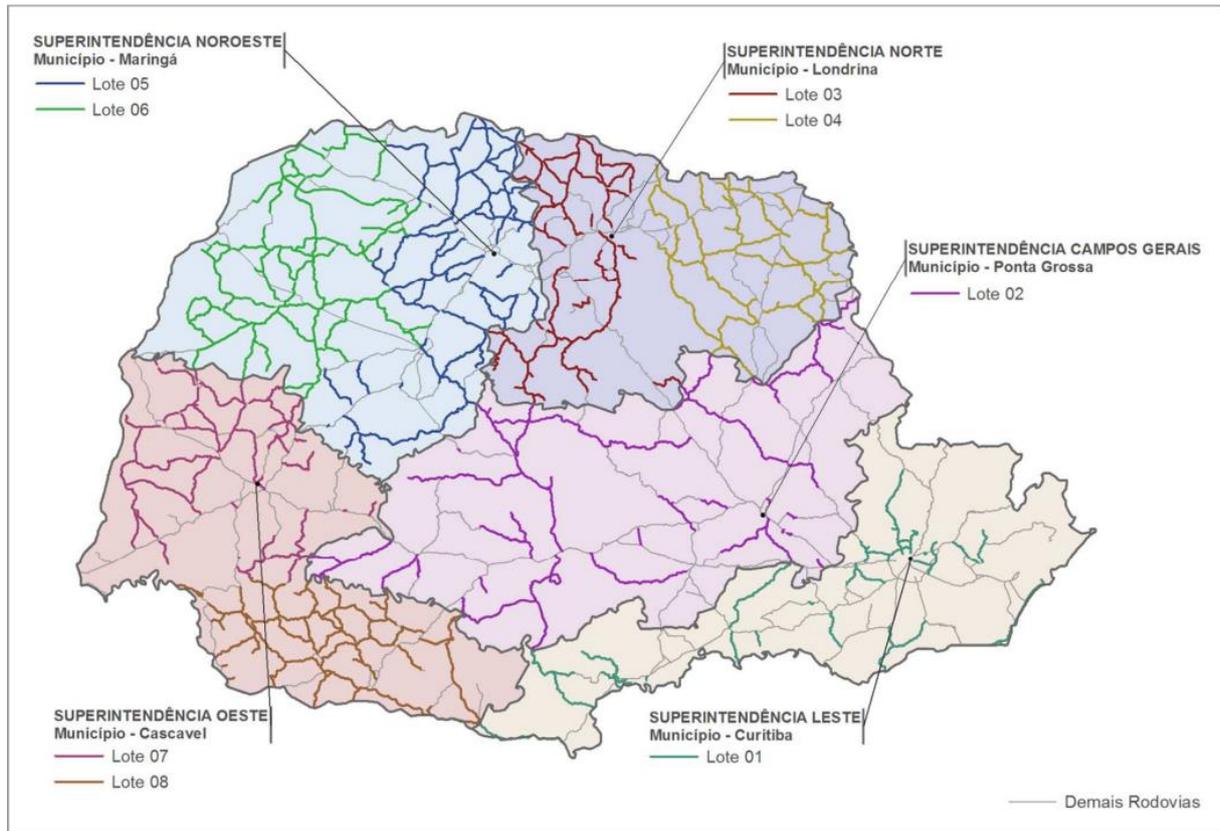


Figura 1. Ilustração dos lotes correspondente a cada Superintendência (DER/PR, 2021)

Na Figura 2 estão explicitas as quilometragens das rodovias de cada lote do programa e separados por classe das rodovias.

Lote	Classe IA (km)	Classe IB (km)	Classe II (km)	Total (km)
Lote 01	35,82	514,71	326,91	877,44
Lote 02	23,28	568,60	963,73	1.555,61
Lote 03	45,16	533,11	521,33	1.099,60
Lote 04	1,18	631,81	432,47	1.065,46
Lote 05	20,76	591,54	906,84	1.519,14
Lote 06	12,02	485,72	1.092,72	1.590,46
Lote 07	29,57	469,51	573,23	1.072,31
Lote 08	5,12	512,18	668,11	1.185,41
<b>Total (km)</b>	<b>172,91</b>	<b>4.307,18</b>	<b>5.485,34</b>	<b>9.965,43</b>

Figura 2. Trechos e categorias das rodovias de cada lote (DER/PR, 2021)

As classes das rodovias são conferidas conforme o Volume Diário Médio de Tráfego (VDM), sendo classificadas como:

- IA as vias de pista dupla com VDM > 9000;
- IB pista simples com VDM entre 3000-9000;

- E classe II, que pelo PROSEG foram todas as vias com VDM <1400, visto o caráter de estudo dos materiais a serem utilizados, mesmo quando aqueles se caracterizaram sob as classes III ou IV.

## PROJETO BÁSICO

O Projeto Básico adotou critérios geométricos, de uso do solo e de composição do fluxo de veículos para a definição de materiais e soluções propostas. Foram mapeadas e quantificadas as obras de arte especiais, interseções de rodovias estaduais e federais, delimitação dos perímetros urbanos e classificação rodoviária dos segmentos. Para cada cenário mapeado foram realizados estudos de implantação, gerando os quantitativos adotados para o dimensionamento do Projeto Básico.

Foram apresentados os Projetos Base e Projetos Tipo, em conjunto com as bases cartográficas e matriciais, a definição das especificações dos materiais a serem utilizados, suas aplicações, controles de qualidade e performance, forma de medição, bem como os quantitativos totais previstos para cada lote.

As bases cartográficas disponibilizadas contêm os segmentos rodoviários, conforme suas classificações; segmentos urbanos; obras de arte especiais; entroncamentos de rodovias estaduais; entroncamento de rodovias estaduais e federais; limites municipais; e superintendências regionais. Já as bases matriciais têm os dados de VDM e de acidentes.

Os Projetos Base (figura 3) consistem em critérios padronizados que determinam a sinalização dos segmentos rodoviários rotineiros classificados como rodovias classe IA e IB e classe II. Os segmentos rodoviários rotineiros são os trechos rurais de ligação entre pontos de interesse, interferências ou elementos rodoviários diversos, que possuem características homogêneas de geometria e sinalização, e que não demandam de detalhamentos pontuais. Ele determina os elementos mínimos e materiais a serem utilizados de acordo com a classificação da rodovia (Classe IA, IB e II).

A sinalização horizontal do Projeto Base deverá conter as marcas longitudinais em toda sua extensão delimitando todas as faixas das vias, incluindo faixas adicionais, de aceleração/desaceleração, constando dos bordos e do eixo em vias de pista simples, assim como estudos das curvas verticais e horizontais para determinação da configuração do eixo, locais em que há proibição de ultrapassagem e locais onde retomar esta permissão; marcas de canalização em todos os segmentos que precedem obstáculos, canteiros centrais ou alteração do alinhamento das rodovias, bem como estudo das extensões apropriadas em cada caso; e marcas transversais e inscrições no pavimento em todos os acessos passíveis de sinalização, utilizando de legenda e retenção para orientação das paradas para quem acessa a rodovia.

Os dispositivos auxiliares de sinalização horizontal do Projeto Base, como tachões refletivos e cilindros delimitadores, poderão ser utilizados nas aproximações de locais críticos ou onde estudos demonstrarem a necessidade de reforço na segurança.

A sinalização vertical do Projeto Base deverá conter as placas de regulamentação de velocidade e proibição de ultrapassagem; de advertência de curvas e sequência de curvas; e indicativa de indicação quilométrica.

Os dispositivos de contenção longitudinal do Projeto Base devem atender as diretrizes contidas na ABNT NBR 15.486/2016, sendo projetados para atender todas as necessidades de segurança viária, sendo classificados em: Prioridade de Implantação 1, considerando aqueles dispositivos com necessidade de implantação imediata, com quantitativo limitado; e Prioridade de Implantação 2, considerando os dispositivos que excedem ao quantitativo do Projeto Básico.

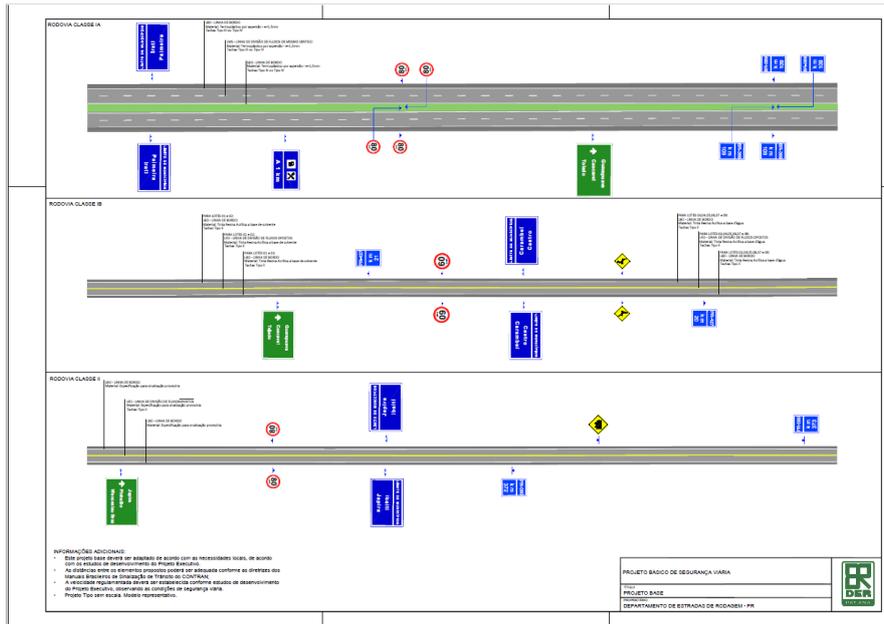


Figura 3. Exemplo de Projeto Base (DER/PR, 2021)

Já os Projetos Tipo (Figura 4) contemplam os trechos com características especiais, como interferências, curvas, obras de arte especiais, perímetros urbanos, entre outros. Os projetos tipo expressam as características mínimas a serem reproduzidas na implantação dos elementos de segurança viária em situações pré-definidas. Os Projetos Tipos são de Sinalização de Interseção de Rodovias Estaduais, Sinalização de Interseção de Rodovia Estadual com Federal, Sinalização de Faixa Adicional, Sinalização de Área Urbana, Sinalização de Obras de Arte Especiais, Sinalização de Área Escolar, Sinalização de Curvas e Sinalização para Ondulações Transversais.

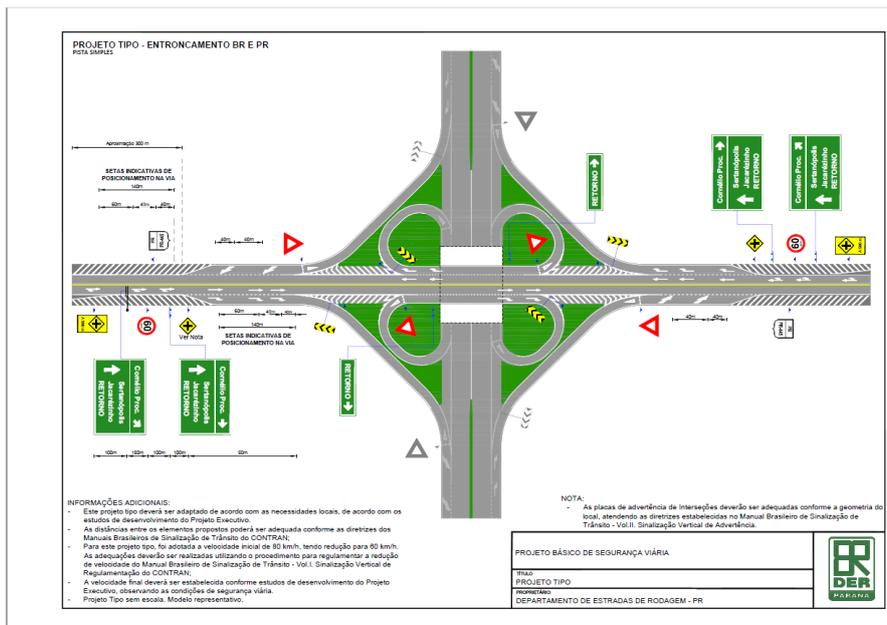


Figura 4. Exemplo de Projeto Tipo de interseção de Rodovia Estadual com Federal (DER/PR, 2021)

## ESPECIFICAÇÃO DE MATERIAIS

Ainda um componente do Projeto Básico, é a especificação detalhada dos produtos/materiais e soluções de sinalização horizontal, vertical e dispositivos de segurança. Tais especificações seguem discriminadas nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1. Especificação dos materiais para Sinalização Horizontal (DER/PR, 2022)

<b>Sinalização Horizontal</b>		
<b>Material</b>	<b>Especificação técnica</b>	<b>Critério de medição</b>
<b>Faixa de sinalização horizontal provisória</b>	DER/PR ES-OC 03/05 e ABNT NBR 11.862/2020	* Material: Tinta à base de resina acrílica - 0,4 mm * Aplicação: Todos os Lotes, Classe II * Durabilidade: 12 meses * Retrorrefletividade inicial: Branco - 200 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 150 mcd/lux/m <sup>2</sup> * Retrorrefletividade residual: Branco - 100 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 80 mcd/lux/m <sup>2</sup>
<b>Faixa de sinalização horizontal c/ tinta resina acrílica base solvente</b>	DER/PR ES-OC 03/05 e ABNT NBR 11.862/2020	* Material: Tinta à base de resina acrílica - 0,6 mm * Aplicação: Lotes 01 e 02, Classe IA e IB * Durabilidade: 24 meses * Retrorrefletividade inicial: Branco - 250 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 150 mcd/lux/m <sup>2</sup> * Retrorrefletividade residual: Branco - 120 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 100 mcd/lux/m <sup>2</sup>
<b>Faixa de sinalização horizontal c/ tinta resina acrílica base água</b>	DER/PR ES-OC 02/18 e ABNT NBR 13.699/2021	* Material: Tinta à base de resina acrílica emulsionada em água - 0,5 mm * Aplicação: Lotes 03 a 08, Classe IA e IB * Durabilidade: 24 meses * Retrorrefletividade inicial: Branco - 250 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 200 mcd/lux/m <sup>2</sup> * Retrorrefletividade residual: Branco - 150 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 100 mcd/lux/m <sup>2</sup>
<b>Sinalização Horizontal com plástico à frio (Metilmetacrilato Tricomponente) (0,6 mm)</b>	ABNT NBR 15.870/2016	* Material: Plástico a frio à base de resinas metacrílicas reativas - 0,6 mm * Aplicação: Todos os Lotes, Classe IA e IB * Durabilidade: 36 meses * Retrorrefletividade inicial: Branco - 250 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 200 mcd/lux/m <sup>2</sup> * Retrorrefletividade residual: Branco - 120 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 100 mcd/lux/m <sup>2</sup>
<b>Faixa de sinalização horizontal - termoplástico por aspersão - e=1,5 mm</b>	DER/PR ES-OC 05/18 e ABNT NBR 13.159/2013	* Material: Termoplástico aplicado por aspersão - 1,5 mm * Aplicação: Todos os Lotes, Classe IA * Durabilidade: 36 meses * Retrorrefletividade inicial: Branco - 250 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 200 mcd/lux/m <sup>2</sup> * Retrorrefletividade residual: Branco - 120 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 100 mcd/lux/m <sup>2</sup>
<b>Pintura de setas e zebrados - termoplástico por extrusão - e=3,0 mm</b>	DER/PR ES-OC 04/18 e ABNT NBR 13.132/2013	* Material: Termoplástico aplicado por aspersão - 1,5 mm * Aplicação: Todos os Lotes, Classe IA * Durabilidade: 36 meses * Retrorrefletividade inicial: Branco - 250 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 180 mcd/lux/m <sup>2</sup> * Retrorrefletividade residual: Branco - 200 mcd/lux/m <sup>2</sup> , Amarelo - 150 mcd/lux/m <sup>2</sup>

<b>Sinalização Horizontal com material termoplástico em alto relevo aplicada por extrusão mecânica</b>	ABNT NBR 15.543/2015	* Material: Termoplástico em alto relevo aplicado por extrusão mecânica * Aplicação: Todos os Lotes, Classe IA e IB * Durabilidade: 36 meses * Retrorrefletividade inicial: Branco - 250 mcd/lux/m <sup>2</sup> * Retrorrefletividade residual: Branco - 100 mcd/lux/m <sup>2</sup>
--	----------------------	---

Tabela 2. Especificação dos materiais para Sinalização Vertical (DER/PR, 2022).

<b>Sinalização Vertical</b>			
<b>Material</b>	<b>Especificação técnica</b>		<b>Critério de medição</b>
<b>Películas Refletivas</b>	ABNT NBR 14.644/2021 e ABNT NBR 14.891/2012	* Rodovias Classe IA e IB: placas de sinalização de solo, simples ou modulada, com película retrorrefletiva tipo III; placas aéreas com película retrorrefletiva tipo X. * Rodovias Classe II: placas de sinalização de solo, simples ou modulada, com película retrorrefletiva tipo I prismática; placas aéreas com película retrorrefletiva tipo III.	São medidos através da determinação das áreas compostas pela película, substrato e local de implantação (em solo ou aérea), conforme os itens do projeto básico fornecido, sendo metro quadrando a unidade de quantificação.
<b>Alumínio Composto</b>	ABNT NBR 16.179/2021	* Todas as placas devem ser confeccionadas em alumínio composto (ACM) formada por duas lâminas de alumínio, com espessura mínima de 0,2 mm, e núcleo de polietileno de baixa densidade, com espessura total mínima de 3 mm. * Devem apresentar acabamento, não constando arestas e em condições de receber a película refletiva na face frontal, o verso deve ser pintado em preto fosco.	São medidos através da determinação das áreas compostas pela película, substrato e local de implantação (em solo ou aérea), conforme os itens do projeto básico fornecido, sendo metro quadrando a unidade de quantificação.

## RELATO DE EXPERIÊNCIA

O início das atividades do Programa deu-se dia 23 de novembro de 2021, com valor total de licitação de R\$412.202.235,02 (quatrocentos e doze milhões, duzentos e dois mil reais, duzentos e trinta e cinco reais e dois centavos), foram priorizados alguns trechos para ação imediata, que com a devida justificativa técnica e autorização do DER/PR foram executados sem apresentação prévia do Projeto Executivo. Nestes trechos foram executados os serviços de sinalização horizontal, incluindo tachas e tachões, e sinalização vertical, com exceção de placas indicativas. Com isso, foram atendidas as demandas de segurança dos trechos mais críticos, sendo que os segmentos de ação imediata se limitaram a 15% da extensão total da malha rodoviária de cada lote.

Através de um processo licitatório, cada lote teve uma empresa vencedora para realizar os serviços propostos no PROSEG, sendo elas:

- Lote 1: Consórcio Mobilidade Sul;
- Lote 2: Consórcio Vias Paraná;
- Lote 3: Consórcio Sinape Faixa;
- Lote 4: Sinalisa;
- Lote 5: Consórcio Vias Paraná;
- Lote 6: Jardiplan;

- Lote 7: ARC;
- Lote 8: Consórcio Sinalizando Estradas.

Cada contrato tem o seu respectivo gerente do DER/PR e estes fiscalizam as atividades realizadas e fazem a medição conforme relatórios apresentados.

Na Tabela 3 é apresentado os valores totais por contrato, por lote e os valores medidos até abril de 2022.

Tabela 3. Valores de contrato e medidos até o mês de abril de 2022 (DER/PR, 2022).

LOTES	EMPRESAS	VALOR CONTRATO	VALOR MEDIDO	SALDO
LOTE 1	CONSÓRCIO MOBILIDADE SUL	R\$ 49.977.283,35	R\$ 1.409.772,76	R\$ 48.567.510,59
LOTE 2	CONSORCIO VIAS PARANÁ	R\$ 62.337.403,55	R\$ 5.328.427,01	R\$ 57.008.976,54
LOTE 3	CONSORCIO SINAPE FAIXA	R\$ 44.231.832,72	R\$ 4.603.592,57	R\$ 39.628.240,15
LOTE 4	SINALISA	R\$ 47.489.118,65	R\$ 2.635.987,82	R\$ 44.853.130,83
LOTE 5	CONSORCIO VIAS PARANÁ	R\$ 61.649.807,57	R\$ 5.197.503,66	R\$ 56.452.303,91
LOTE 6	JARDIPLAN	R\$ 58.839.198,94	R\$ 6.647.687,29	R\$ 52.191.511,65
LOTE 7	ARC	R\$ 41.509.010,18	R\$ 1.524.365,40	R\$ 39.984.644,78
LOTE 8	CONS. SINALIZANDO ESTRADAS	R\$ 46.168.580,06	R\$ 1.396.778,26	R\$ 44.771.801,80
<b>TOTAL</b>		<b>R\$ 412.202.235,02</b>	<b>R\$ 28.744.114,77</b>	<b>R\$ 383.458.120,25</b>
		<b>100%</b>	<b>7%</b>	<b>93%</b>

Na Figura 5 estão demonstradas as quantidades executadas em cada lote até o mês de abril de 2022:

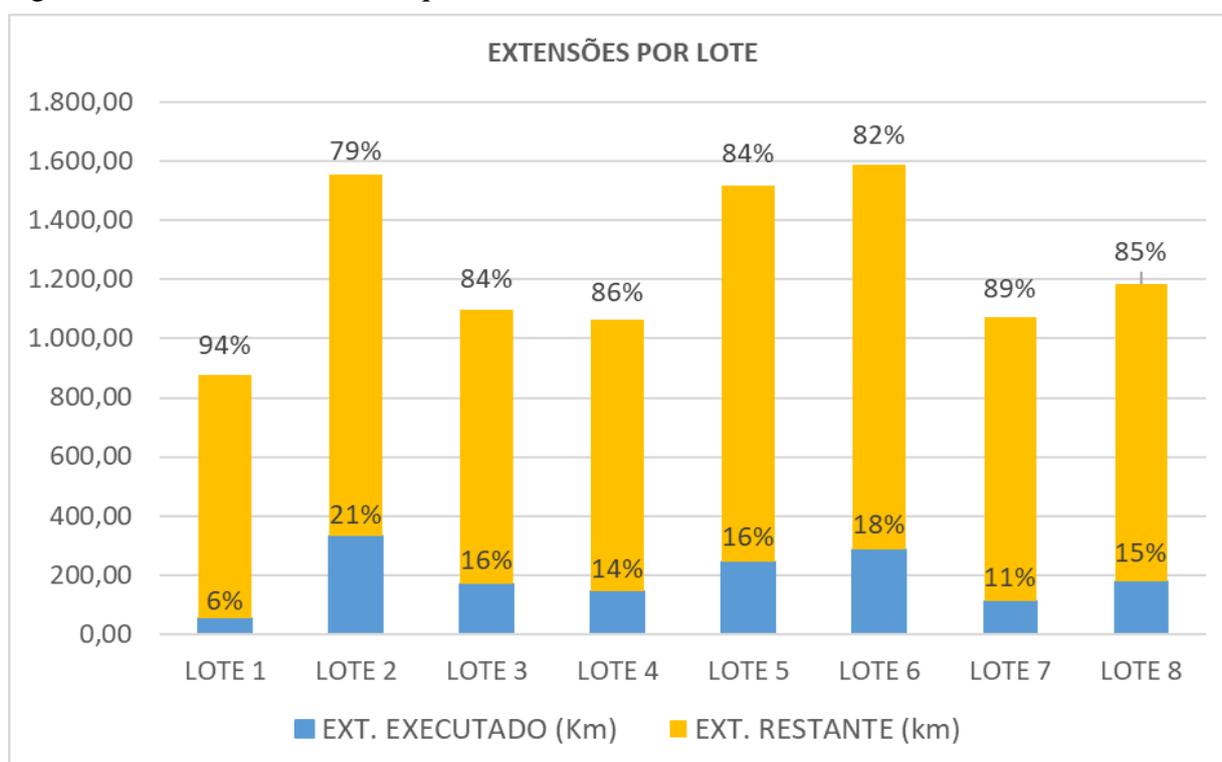


Figura 5. Extensões executadas (DER/PR, 2022).

Alguns dos serviços imediatos executados estão representados nas Figuras 6 e 7, com imagens de antes e depois das rodovias, onde verifica-se substancial diferença na sinalização horizontal.

ANTES	
	
LOCAL: PR-158	
KM	58
DATA DA FOTO	10/01/2022
Nº DA FOTO	1
COORDENADAS	-22,872757 / -52,341149

DEPOIS	
	
LOCAL: PR-158	
SERVIÇO	Implantação
KM	58
DATA DA FOTO	31/01/2022
Nº DA FOTO	3
COORDENADAS	-22,872757 / -52,341149
MATERIAL	Faixa de sinalização horizontal provisória
DATA DA EXECUÇÃO	13/01/2022
ENCARREGADO	Orélio dos Santos

ANTES	
	
LOCAL: PR-158	
KM	58
DATA DA FOTO	10/01/2022
Nº DA FOTO	2
COORDENADAS	-22,872757 / -52,341149

DEPOIS	
	
LOCAL: PR-158	
SERVIÇO	Implantação
KM	58
DATA DA FOTO	31/01/2022
Nº DA FOTO	4
COORDENADAS	-22,872757 / -52,341149
MATERIAL	Faixa de sinalização horizontal provisória
DATA DA EXECUÇÃO	13/01/2022
ENCARREGADO	Orélio dos Santos

Figura 6. Antes e depois de sinalização executada na PR-158 (DER/PR, 2022)

ANTES	
	
9 de fev. de 2022 08:37:43 -25°45'5"S -52°57'52"W PR 281	
LOCAL: PR-281	
KM	509
DATA DA FOTO	2/9/2022
Nº DO FOTO	1
COORDENADAS	25°44'59"S 52°57'17"W
MATERIAL	TINTA BASE D'ÁGUA

DEPOIS	
	
16 de fev de 2022 14:47:19 25.75122472S 52.96419523W Rodovia Guilherme Kantof São Jorge d'Oeste Paraná	
LOCAL: PR-281	
SERVIÇO	PINTURA BORDO ESQUERDO + DIREITO E EIXO
KM	509
DATA DA FOTO	2/16/2022
Nº DO FOTO	2
COORDENADAS	25.75122472S 52.96419523W
MATERIAL	TINTA BASE D'ÁGUA
DATA DA EXECUÇÃO	2/10/2022
ENCARREGADO	KLEBER

ANTES	
	
9 de fev de 2022 08:35:59 -25°45'17S -52°58'26"W PR 281	
LOCAL: PR-281	
KM	510
DATA DA FOTO	2/9/2022
Nº DO FOTO	1
COORDENADAS	25°45'14"S 52°58'26"W
MATERIAL	TINTA BASE D'ÁGUA

DEPOIS	
	
16 de fev de 2022 14:45:48 25.75397533S 52.97365405W Rodovia Guilherme Kantof São Jorge d'Oeste Paraná	
LOCAL: PR-281	
SERVIÇO	PINTURA BORDO ESQUERDO + DIREITO E EIXO
KM	510
DATA DA FOTO	2/16/2022
Nº DO FOTO	2
COORDENADAS	25.75397533S 52.97365405W
MATERIAL	TINTA BASE D'ÁGUA
DATA DA EXECUÇÃO	2/10/2022
ENCARREGADO	KLEBER

Figura 7. Antes e depois de sinalização executada na PR-281 (DER/PR, 2022)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## CONSIDERAÇÕES FINAIS

O Programa PROSEG PARANÁ, na forma que foi concebido, é inédito no Estado do Paraná, principalmente por sua forma unificada e do substancial desembolso financeiro, com mais de quatrocentos milhões de reais disponibilizados em benefício direto da população. As etapas de sinalização vertical e horizontal, que tiveram início imediato, foram de grande importância para o alinhamento dos programas do departamento (conservação e restauração) e necessários para suprir as necessidades de investimentos nas rodovias do estado.

Com o programa, é esperado a melhoria das condições de segurança e fluidez do trânsito, melhoria da sinalização, tanto com a qualidade como a disponibilidade, maior agilidade com a redução dos prazos de implantação e aumento na padronização da segurança viária e com a compatibilização das características da via. Resultando em ganhos sociais e ambientais vista da redução dos gastos diretos e indiretos com acidentes e consequente redução da pressão sobre o sistema de saúde, como a melhoria da produtividade e no desenvolvimento econômico (DER/PR, 2022).

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Secretário Sr. Fernando Furiatti Saboia da Secretaria de Infraestrutura e Logística e a Diretoria de Operações e Geral do DER, Servidor Público do DNIT - Sr. Alexandre Castro Fernandes.

Igualmente agradecemos ao Professor Dr. João Arami M. Pereira, docente na Universidade Federal da Fronteira Sul pela sua contribuição na revisão, metodologia e ajustes no texto.

Agradeço a empresa Projevias – Projetos e Consultoria e ao colaborador Arquiteto Juliano Granados Mansano pelos dados fornecidos de execução do Programa Proseg.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Apresentação do PROSEG PARANÁ. **Departamento de Estradas de Rodagem**, 2021. Disponível em: [https://www.der.pr.gov.br/sites/der/arquivos\\_restritos/files/documento/202105/1\\_PROSEG\\_PARANA\\_APRESENTACAO.pdf](https://www.der.pr.gov.br/sites/der/arquivos_restritos/files/documento/202105/1_PROSEG_PARANA_APRESENTACAO.pdf). Acesso em: 30 de abril de 2022.

2. Estudos de Casos de Obras e/ou Relato de Experiências. **RapvEnacor – 24º Enacor – 47º RAPv**, 2022. Disponível em: <https://www.rapvenacor.com.br/submissao-de-trabalhos-tecnicos>. Acesso em: 30 de abril de 2022.



# **Materiais de Pavimentação**



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE COMPARATIVA DE MISTURAS ASFÁLTICAS DO TIPO BBD<sub>r</sub> COM O USO DE LIGANTE BETUMINOSO DE ALTO MÓDULO HiMA

**DOUGLAS STASIAK<sup>1</sup>; BRENO SALGADO BARRA<sup>2</sup>; YADER ALFONSO GUERRERO PÉREZ<sup>3</sup>;  
ALEXANDRE MIKOWSKI<sup>4</sup>; THIAGO PERSIKE<sup>5</sup>; RAFAEL CRISTYAN FRONZA<sup>6</sup>; RUAN  
MARCOS XAVIER<sup>7</sup>**

#### RESUMO

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a viabilidade técnica e o impacto nos parâmetros físicos e funcionais de uma formulação de mistura asfáltica drenante do tipo *Béton Bitumineux Drainante* (BBD<sub>r</sub>), com inserção de ligante betuminoso do tipo *Highly Modified Asphalt* (HiMA). A composição granulométrica foi elaborada a partir do método de Fuller-Talbot, tomando como referência uma obra pública na cidade de Lille, na França. Foi utilizada uma descontinuidade no intervalo de diâmetros 2/6 mm, com aporte de 2% de cal hidratada CH-1 nas frações passantes na peneira de 0,075mm, a fim de gerar melhor adesividade entre os compostos betuminosos e granulares. O desempenho das formulações com o uso do ligante betuminoso do tipo HiMA, modificado com 7,5% do polímero Estireno-Butadieno-Estireno (SBS), foi comparado aos resultados de pesquisa prévia de referência realizada com ligante POLIFLEX 60/85 E, modificado com 4,0% de SBS, com o intuito de verificar o impacto da utilização desta tecnologia nos parâmetros de vazios comunicantes, velocidade de percolação e perda de massa por abrasão no ensaio Cántabro. A caracterização do ligante betuminoso HiMA apresentou maior viscosidade dinâmica e recuperação elástica, além de menor susceptibilidade térmica, quando comparada ao POLIFLEX 60/85 E. Os resultados obtidos indicam que o uso do HiMA nas formulações de misturas asfálticas acarretou a diminuição do teor de vazios comunicantes, do fluxo de percolação e da perda de massa por abrasão Cántabro, motivados pela maior concentração da matriz polimérica SBS em sua composição. Entretanto, as alterações dos parâmetros analisados em relação à mistura de referência não foram significativas, indicando o elevado potencial de aplicação do ligante HiMA, sobretudo para vias submetidas a tráfego intenso e de grande volumetria, devido à melhor resistência ao fenômeno da desagregação em serviço, fator de extrema relevância na vida útil de misturas asfálticas de característica drenante.

**PALAVRAS-CHAVE:** BBD<sub>r</sub>, granulometria, HiMA, parâmetros físicos e funcionais.

#### ABSTRACT

The main aim of this research is to evaluate the technical feasibility and the impact on physical and functional parameters of a porous asphalt mix formulation so-called *Béton Bitumineux Drainante* (BBD<sub>r</sub>), with insertion of Highly Modified Asphalt (HiMA) binder. The aggregate gradation was conceived by using the Fuller-Talbot's method, taking as reference a public road work carried out in Lille, France. It was considered a granulometric gap in the interval 2/6mm, besides 2% of hydrated lime with regards to the fractions passing through the sieve opening of 0.075mm, aiming to provide better adhesion between the bituminous matrix and the granular particles. The use of asphalt binder HiMA, modified with 7,5% of Styrene-Butadiene-Styrene polymer (SBS) was compared to the results of a former reference research carried out with asphalt binder POLIFLEX 60/85 E, modified with 4,0% of SBS, in order to verify the impact of this technology on parameters such as: communicant air void content, seepage and loss of mass by Cántabro abrasion. The characterization of HiMA samples presented higher dynamic viscosity, elastic recovering and less thermal susceptibility, when compared to those from POLIFLEX 60/85 E. The results obtained indicate that the use of HiMA in asphalt mix formulations led to decreasing of communicant air void content, seepage and less loss of mass by Cántabro abrasion, due to higher concentration of SBS polymeric matrix. However, the parametric distinctions between both formulations were not significant, indicating the high potential for application of HiMA technology, principally in pavement structures subjected to intense and bulky traffic, due to its better stripping resistance, being an extremely relevant characteristic to provide long term with regards to service life of porous asphalt mixes.

**KEY WORDS:** BBD<sub>r</sub>, aggregate gradation, HiMA, physical and functional parameters.

<sup>1-7</sup>Afiliação: Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Rua Dona Francisca, nº 8300; Distrito Industrial Norte, CEP: 89.219-600; Joinville, SC; e-mail: douglasstasiak@live.com, breno.barra@ufsc.br, yagcivil@gmail.com, alexandre.mikowski@ufsc.br, thiago@grupoprecisaosc.com.br, rafael.c.fronza@gmail.com, ruanmx97@gmail.com.

## INTRODUÇÃO

O modal rodoviário detém o protagonismo no meio de locomoção e transporte no nosso país (MTPA, 2018). Atrelado a este fato, a pavimentação asfáltica vem demandando soluções para problemas do cotidiano devido a sua cada vez mais crescente solicitação, exigindo características funcionais adequadas dos pavimentos, em consonância à trilogia economia, segurança e conforto para o usuário.

Um dos fatores que contribuem para a segurança das vias é a aderência na interface pneu-pavimento e características adequadas de superfície podem reduzir a distância de frenagem, mantendo a trajetória desejada em todo tempo de percurso, principalmente em pavimentos molhados (APS, 2006).

Uma solução que reduz, podendo até mesmo eliminar a lâmina d'água na superfície da pista, é a execução de camada de revestimento drenante, viabilizando o escoamento por percolação da água, em razão da presença de vazios comunicantes existentes na estrutura interna da mistura asfáltica que está em contato direto com as variações intempéricas. A declividade do pavimento na interface da camada impermeável subjacente à de revestimento conduz horizontalmente a água percolada verticalmente e acumulada na referida interface até o bordo do pavimento para os sistemas de drenagem (FAGUNDES, 2020).

É de grande importância nas misturas asfálticas drenantes a contribuição do tipo de ligante betuminoso nos parâmetros físicos e funcionais do material, especialmente levando em conta que o teor elevado de vazios formado pela interação das frações granulares favorece o preenchimento destes espaços internos pelo ligante, contribuindo para menor suscetibilidade à desagregação pela ação do tráfego, porém, podendo diminuir a capacidade de percolação da água. Logo, o objetivo maior é a busca por um tipo e teor de ligante betuminoso que garantam a resistência à desagregação da mistura, mantendo simultaneamente níveis adequados de permeabilidade (MEURER FILHO, 2001).

Ligantes betuminosos modificados de alto desempenho vêm contribuindo para a propiciação de boa resistência aos principais defeitos dos pavimentos de mistura asfáltica, como a deformação permanente e à fadiga. Entre estes produtos está o ligante altamente modificado por polímero, denominado Highly Modified Asphalt (HiMA) (KLUTZ et al., 2016; BŁAŻEJOWSKI et al., 2015). Neste contexto, esta pesquisa busca na matriz HiMA, modificada com elevado percentual (7,5%) de polímero Estireno-Butadieno-Estireno (SBS), a interação ótima entre teor de ligante betuminoso e a propiciação dos parâmetros físicos e funcionais fundamentais para a boa aplicabilidade do uso de misturas asfálticas drenantes do tipo *Béton Bitumineux Drainant* (BBD<sub>r</sub>) em estruturas de pavimento de misturas asfálticas no campo.

Para tanto, adotou-se como referência comparativa o trabalho de Unisesky (2018), que estudou misturas asfálticas do tipo BBD<sub>r</sub> dosados com a matriz POLIFLEX 60/85 E, modificada com 4,0% de polímero Estireno-Butadieno-Estireno (SBS), correntemente utilizada no mercado da pavimentação para a composição de misturas drenantes. Foi utilizada a mesma curva granulométrica baseada na aplicação prática em obra na cidade de Lille, no norte da França (EUROVIA, 2006), bem como as frações granulares de mesma origem e os teores de ligante betuminoso, a fim de verificar o impacto da utilização da tecnologia HiMA nos parâmetros físicos e funcionais das misturas BBD<sub>r</sub>.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Materiais

O material pétreo foi coletado de pedra localizada na região metropolitana da cidade de Joinville/SC, com maciço rochoso de origem gnáissica. Em razão de terem sido utilizadas frações granulares oriundas de mesma jazida e lote amostral caracterizado por Unisesky (2018), a Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios realizados.

Tabela 1. Caracterização do material pétreo (UNISESKY, 2018).

Ensaio	Resultado	Limite Normativo	Norma
Desgastes por Abrasão Los Angeles	17,5%	≤50%	DNER-ME 35/98 e DNER- EM 37/97
Durabilidade ao Sulfato de Sódio	5,3%	≤12%	DNER-ME 89/94 e DNER- EM 37/97
Índice de Forma (lamelaridade)	0,6	≥0,5	ABNT NBR 7809/2006
Adesividade ao Agregado Graúdo	Má	-	DNER-ME 78/94
Equivalente de Areia	78,0%	-	DNER-ME 54/97
Teor de Material Pulverulento	0,4%	≤1%	DNER-ME 266/97 e DNER - EM 37/97

Cabe esclarecer que devido à má adesividade do pó de pedra gnáissico ao ligante betuminoso, motivada pela predominância de elementos eletronegativos em sua composição mineralógica, como a sílica e o quartzo (CLARA, 2020; SIROMA, 2018) houve a substituição na curva granulométrica das misturas asfálticas de parte dos 4,0% de pó de pedra por 2,0% de cal hidratada CH-1, na fração passante na peneira de abertura 0,075mm.

A escolha da CH-1 e da respectiva substituição de 2,0% ocorreram em razão da granulometria de referência utilizada em obra pública na cidade de Lille, na França (EUROVIA, 2006), ter utilizado as mesmas condições de formulação. Além disso, o forte potencial eletropositivo da cal CH-1, contribui de forma decisiva na melhoria da adesividade do conjunto granular-ligante pela formação do composto Naftanato de Cálcio, aumentando a robustez do mástique pela suspensão das partículas de finos na película de ligante que envolve os granulares, viabilizando maior resistência à desagregação das misturas (SANTANA, 1992).

Os ligantes asfálticos Poliflex 60/85 E, utilizado na pesquisa de referência conduzida por Unisesky (2018) e HiMA, selecionado para este trabalho, foram fornecidos por empresa com sede em Curitiba/PR, com as seguintes características (Tabelas 2 e 3).

Tabela 2. Caracterização do ligante betuminoso HiMA (CBB ASFALTOS, 2021).

Características	Unidade	Método de Ensaio	Resultados	Limites	
				Mínimo	Máximo
Ponto de Amolecimento	°C	NBR 6560	90	80	-
Penetração, 100g, 5 s, 25°C, 0,1mm	0,1 mm	NBR 6576	41	40	70
Recuperação Elástica, 20cm, 25°C	%	NBR 15086	96	90	-
135°C spindle 21 20 rpm	cP		1775	-	3000
150°C spindle 21 50 rpm	cP	NBR 15184	668	-	2000
177°C spindle 21 100 rpm	cP		266	-	1000
Separação de Fase	Δ P.A. (°C)	NBR 15166	2,0	-	5

Tabela 3. Caracterização do ligante betuminoso POLIFLEX 60/85 E (UNISESKY, 2018).

Características	Unidade	Método de Ensaio	Resultados	Limites	
				Mínimo	Máximo
Ponto de Amolecimento	°C	NBR 6560	65,4	60	-
Penetração, 100 g, 5s, 25°C, 0,1mm	0,1mm	NBR 6576	40	40	70
Recuperação Elástica, 20 cm, 25°C	%	NBR 15086	90	85	-
135°C spindle 21 20 rpm	cP		1605	-	3000
150°C spindle 21 50 rpm	cP	NBR 15184	873	-	2000
177°C spindle 21 100 rpm	°C		312	-	1000
Ponto de Fulgor	°C	NBR 11341	268	235	-
Separação de fase	Δ P.A. (°C)	NBR 15166	1,2	-	5

## Métodos

### Curva granulométrica

Conforme já mencionado, a curva granulométrica apesar de ter sido baseada em solução adotada em obra pública ocorrida na França, utilizando as Equações 1 e 2 de Fuller-Talbot, sofreu adaptações para que pudesse ser compatível com as aberturas de peneiras disponíveis no Brasil (Figura 1).

$$\%p = a \left( \frac{d}{D} \right)^n \quad (1)$$

Onde:

%p: porcentagem em peso que passa na peneira de abertura d;

a: constante, tomada igual a 100;

d: abertura da peneira, em mm;

D: tamanho máximo, abertura da peneira que passa 100%, em mm;

n: expoente de graduação da curva granulométrica, obtido pela Equação (2).

$$n = \frac{\log(\%p_{200}) - \log(100)}{\log\left(\frac{d}{D}\right)} \quad (2)$$

Onde:

- n: expoente indicador de graduação da curva granulométrica;
- %p<sub>200</sub>: porcentagem de material passante na peneira de nº 200;
- d: abertura da peneira de menor diâmetro da série utilizada;
- D: tamanho máximo, abertura da peneira que passa 100%, em mm.

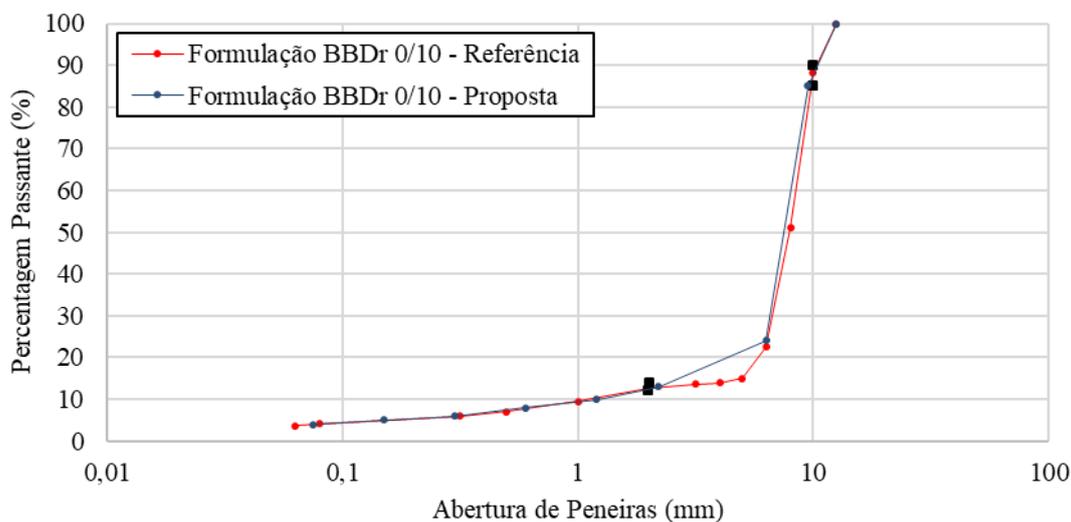


Figura 1. Curva granulométrica proposta em comparação à de referência (UNISESKY, 2018).

Observando a Figura 1, verifica-se tratar de uma formulação 0/10 mm, com descontinuidade no intervalo de diâmetros 2/6 mm, a fim de gerar maior quantidade de vazios comunicantes e, conseqüentemente, garantir a característica drenante das misturas asfálticas do tipo BBDr. Ainda, a partir da Equação 2, tem-se que expoente de graduação ‘n’ para a formulação proposta é 0,63, o que se enquadra na graduação aberta, em razão de estar compreendido no intervalo  $0,55 < n < 0,75$ , de acordo com DNIT (2006).

### Ensaio Marshall, Vazios Comunicantes, Velocidade de Percolação e Abrasão Cántabro

Para a produção dos corpos de prova das misturas asfálticas formuladas, foi aplicado o procedimento de moldagem da metodologia Marshall (DNER-ME 043, 1995), em razão de ser oficialmente adotada no Brasil pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Neste contexto, tem-se que 5 amostras foram moldadas para cada teor de ligante considerado, a saber: 3,58%, 3,90%, 4,22% e 4,54%, com base na pesquisa de Unisesky (2018).

A partir da amostragem de corpos de prova moldados, foi determinado o teor de vazios comunicantes (AFNOR NF EN 13108-7, 2006). Para tanto, fez-se necessária a percolação de água no interior da mistura asfáltica inserida pela face superior do corpo de prova a uma vazão constante por 10 minutos, capaz de formar uma película d’água estanque. Neste contexto, foi utilizada uma mangueira posicionada sobre o centro do corpo de prova. A referida norma preconiza que teores de vazios comunicantes para misturas do tipo BBDr 0/10 mm devem compreender o intervalo de 16% a 20%. Assim, conhecido previamente o peso seco do corpo de prova e suas respectivas dimensões, é tomado o peso após a absorção de água e calculado o percentual de vazios comunicantes (% V<sub>com</sub>) pela Equação 3.

$$\%V_{com} = \frac{PH_{2O}}{A \cdot H_{red}} * 100 \quad (3)$$

Onde:

$\%V_{com}$ : vazios comunicantes, em %;

$PH_{2O}$ : peso da água absorvida, em g;

A: área da face, em  $cm^2$ ;

$H_{red}$ : altura reduzida, em cm, expressa pela Equação 4.

$$H_{red} = H_m - \frac{D_{máx}}{20} \quad (4)$$

Onde:

$H_m$ : altura média dos corpos de prova, em cm;

$D_{máx}$ : diâmetro máximo dos corpos de prova, em cm.

Quanto à velocidade de percolação da água no interstício das formulações (AFNOR NF EN 13108-7, 2006), foi utilizado um permeômetro de carga constante, com altura da coluna d'água em 24,0 cm, diâmetro do tubo de 9,3 cm, volume de água em 1671,06  $cm^3$  e diâmetro do orifício inferior de 3,0 cm. Desta forma, com o tempo de escoamento tomado em cada ensaio, foi possível estabelecer a velocidade do fluxo percolante em cada caso. De acordo com a norma supracitada, a velocidade de percolação a partir de 0,6 cm/s é considerada aceitável.

Cabe destacar que no ensaio de vazios comunicantes foi efetuada uma vedação nas faces lateral e inferior dos corpos de prova, com fita aderente, a fim de permitir o armazenamento da água na estrutura interna do material, enquanto no ensaio de velocidade de percolação, foi utilizada a vedação somente na face lateral, com o intuito induzir o fluxo de percolação apenas na direção vertical.

O desgaste por abrasão das misturas asfálticas foi também avaliado no ensaio Cántabro, procedimento B (DNER-ME 383, 1999), em que as amostras foram submetidas a um prévio condicionamento por saturação em água a 60°C por 24 horas antes de serem conduzidas ao tambor Los Angeles, e submetidas em conjuntos de 3 corpos de prova por teor de ligante a 33 rpm em 300 rotações. O desgaste por abrasão é quantificado pela diferença de massa dos corpos prova antes e depois da realização do ensaio, sendo 25% o desgaste máximo permitido. A Figura 2 ilustra uma visão geral dos ensaios realizados durante a campanha experimental.

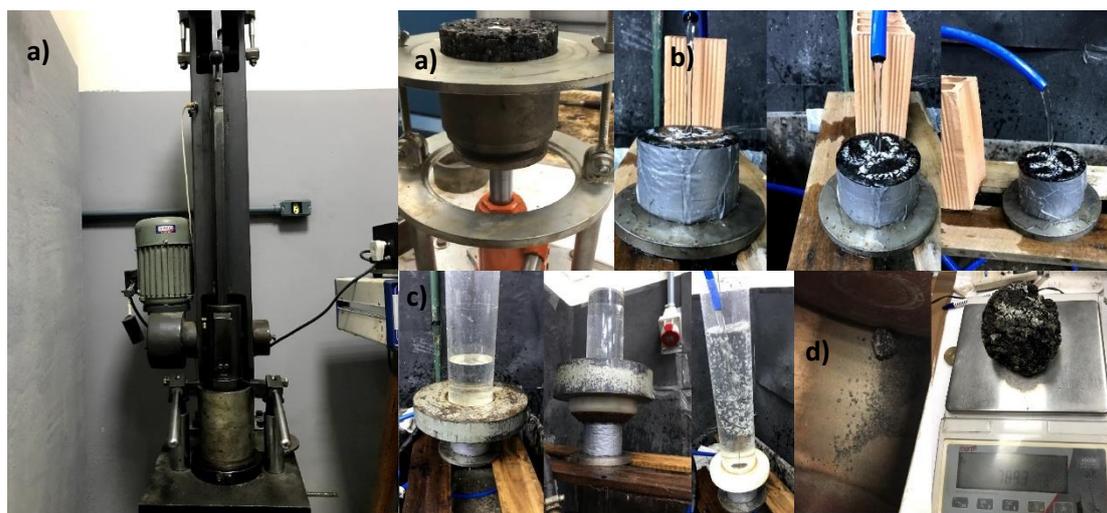


Figura 2. Visão geral dos ensaios realizados durante a campanha experimental: (a) Marshall, (b) teor de vazios comunicantes, (c) velocidade de percolação e, (d) desgaste por abrasão Cântabro.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

A apresentação dos resultados deste trabalho foi comparada integralmente com os obtidos por Uniseky (2018), em razão de ser a pesquisa de referência considerada para a verificação do efeito da utilização da matriz betuminosa HiMA, em relação à Poliflex 60/85 E. Além disso, testou a mesma formulação de curva granulométrica, lote amostral das frações granulares e da cal CH-1 calcítica. Portanto, a única variável entre ambos os trabalhos foi apenas o tipo de ligante betuminoso, o que viabiliza a comparação direta dos resultados.

Neste contexto, tem-se que a Tabela 4 e a Figura 3, apresentam e ilustram, respectivamente, os resultados dos ensaios de teor de vazios comunicantes das formulações BBDr.

Tabela 4. Valores médios do teor de vazios comunicantes das formulações BBDr.

Teor de Ligante (%)	Matriz HiMA	Matriz POLIFLEX 60/85 E
	Uniseky (2018)	
Vazios Comunicantes (%)		
3,58	15,7	16,4
3,90	14,1	14,5
4,22	13,1	13,7
4,54	12,5	13,1

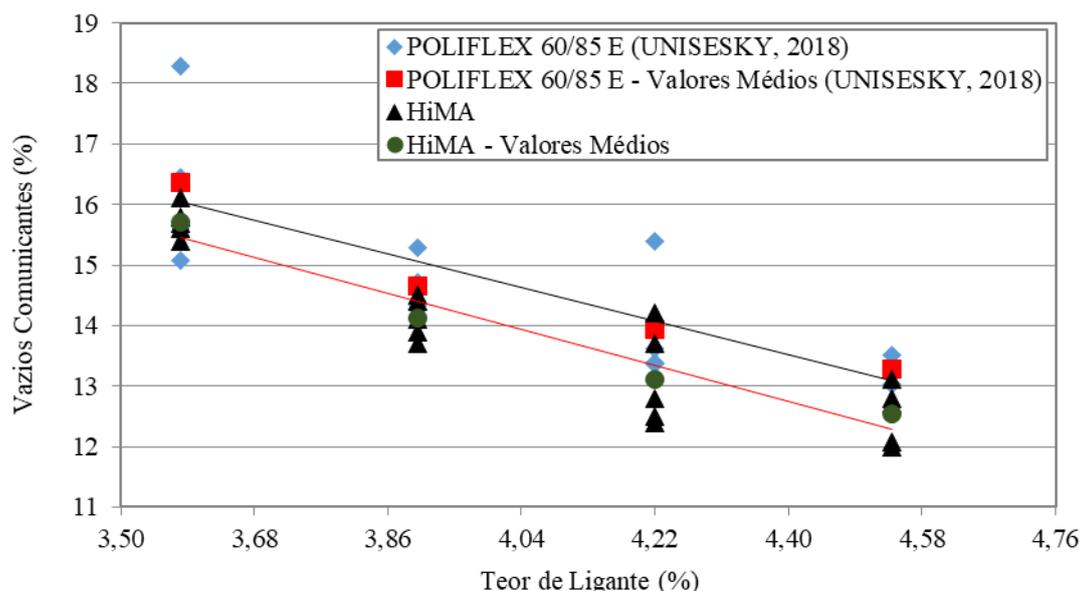


Figura 3. Comparativo do teor de vazios comunicantes das formulações BBDr.

Observando a Figura 3, verifica-se que as misturas BBDr formuladas com a matriz betuminosa HiMA apresentaram vazios comunicantes menores que as concebidas com Poliflex 60/85 E. Isto se deve à maior viscosidade da matriz HiMA como resultado da maior concentração polimérica de SBS (Tabelas 1 e 2), fator que torna mais robusta a película de ligante que envolve os granulares, diminuindo os espaços intersticiais na estrutura do material.

Outrossim, nota-se também uma forte proximidade dos valores obtidos para cada teor de betume, quando comparadas as duas formulações BBDr. Em um cenário em que ambas as misturas asfálticas dispõem da mesma curva granulométrica, frações pétreas e cal CH-1 em suas composições, esta condição torna possível inferir que o processo de formação de vazios na estrutura interna do material não necessariamente enseja a produção de vazios comunicantes, a qual está relacionada à condição aleatória de acomodação das partículas granulares durante o processo de compactação, bem como de sua macro e microtextura, além do teor de ligante utilizado.

Logo, a partir dos limites normativos estabelecidos para a adequação deste parâmetro às misturas asfálticas do tipo BBDr 0/10 mm, ou seja, de 16% a 20%, tem-se que apenas a dosagem de 3,58% de ligante alcança aprovação, tanto para as matrizes HiMA quanto Poliflex 60/85 E.

Entretanto, as condições severas de compactação por impacto do ensaio Marshall, em relação ao procedimento de compactação por rolagem de placas de misturas asfálticas preconizado pela metodologia francesa (MANUEL LPC, 2007), possibilita a formação de maior teor de vazios comunicantes na estrutura interna do material.

No que diz respeito à velocidade de percolação do fluxo d'água, observando os resultados apresentados na Tabela 5 depreende-se que a proximidade na constituição dos vazios comunicantes verificada na Figura 3 corrobora ao mesmo cenário ilustrado na Figura 4 para a determinação do fluxo mencionado. Desta forma, aponta-se coerência entre as tendências obtidas em ambas as condições de ensaio, sobretudo quanto ao decréscimo desta característica ao passo em que ocorre o aumento do teor de ligante, fator que contribui para maior obstrução dos vazios comunicantes, reduzindo a capacidade de percolação da água nos interstícios da mistura asfáltica.

Tabela 5. Valores médios de velocidade de percolação das formulações BBDr.

Teor de Ligante (%)	Matriz HiMA	Matriz POLIFLEX 60/85 E Unisesky (2018)
	Velocidade de percolação (cm/s)	
3,58	0,75	0,82
3,90	0,55	0,60
4,22	0,47	0,53
4,54	0,36	0,39

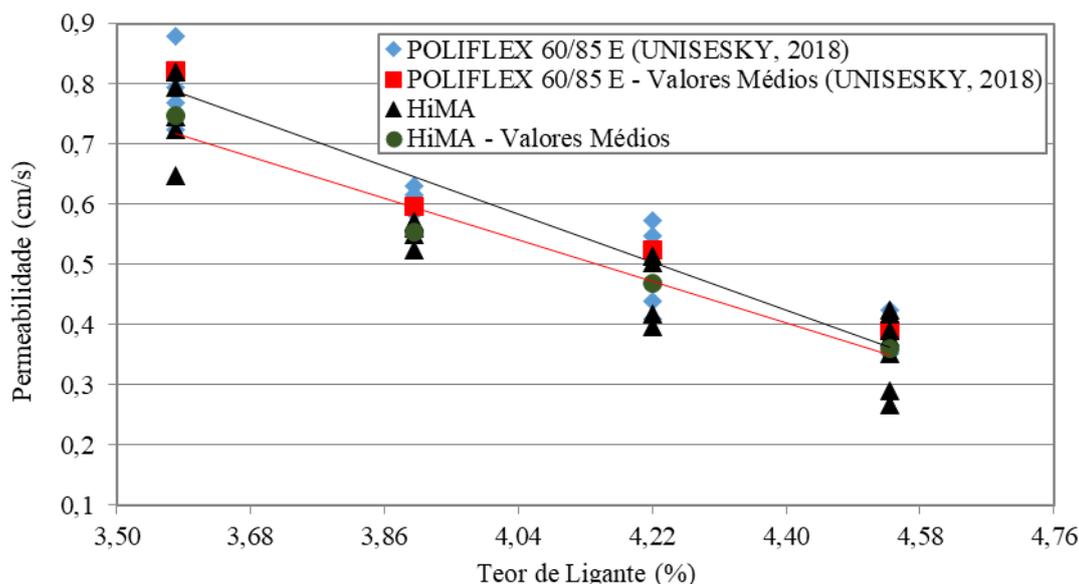


Figura 4. Comparativo da permeabilidade das formulações BBDr.

Porém, sendo a permeabilidade a característica mais importante de uma mistura asfáltica drenante, tem-se que com base na campanha experimental realizada é possível inferir que a utilização da tecnologia de ligante betuminoso HiMA não aporta ganhos na capacidade de percolação das misturas asfálticas, se comparada à matriz Poliflex 60/85 E, devido à equivalência de ambas neste quesito. Cabe esclarecer que esta constatação não inviabiliza o uso da matriz HiMA na formulação de misturas asfálticas drenantes, mas não a torna um diferencial tecnológico para a melhoria desta propriedade em particular.

Tomando o limite normativo mínimo de 0,6 cm/s a ser atingido para a adequação das formulações de misturas asfálticas ao parâmetro de velocidade de percolação da água, tem-se que apenas o teor de 3,58% da matriz HiMA, bem como 3,58% e 3,90% da matriz Poliflex 60/85 E, atenderam ao disposto para misturas do tipo BBDr 0/10 mm.

Quanto ao parâmetro de desgaste por abrasão no ensaio Cántabro, em que pese a matriz betuminosa HiMA apresentar um ponto de amolecimento bem superior à Poliflex 60/85 E, 90°C e 65,4°C, respectivamente (Tabelas 1 e 2), não foi suficiente para que houvesse um decréscimo significativo de perda de massa por abrasão no ensaio Cántabro. Atribuem-se as perdas sofridas por ambas as misturas asfálticas, em razão do procedimento B escolhido para ser executado nesta pesquisa ser muito severo, impondo um condicionamento a 60°C sob a água por 24 horas às amostras.

Assim, mesmo possuindo 2,0% de cal hidratada CH-1 nas composições granulométricas e ligantes betuminosos modificados por polímeros de características elastoméricas, a atuação da tensão superficial da água à elevada temperatura na ampla cadeia de vazios formados na estrutura interna dos materiais, sobretudo os não comunicantes que alojam mais a água percolada, contribui para a desagregação das misturas asfálticas.

Tem-se, portanto, que a maior concentração polimérica de SBS da matriz HiMA (7,5% contra 4,0%) que garante maior recuperação elástica (96% contra 90%) (Tabelas 1 e 2), são os fatores que contribuem para uma ligeira menor perda de massa por abrasão no comparativo com a Poliflex 60/85 E, demonstrando serem matrizes também de comportamentos equivalentes nesta característica para as condições de testes realizados nesta pesquisa (Tabela 6).

Tabela 6. Valores médios de perda de massa Cántabro das formulações BBDr.

Teor de Ligante (%)	Matriz HiMA	Matriz POLIFLEX 60/85 E Unisesky (2018)
	Permeabilidade (cm/s)	
3,58	27,5	29,4
3,90	17,6	22,5
4,22	14,2	17,9
4,54	8,9	12,2

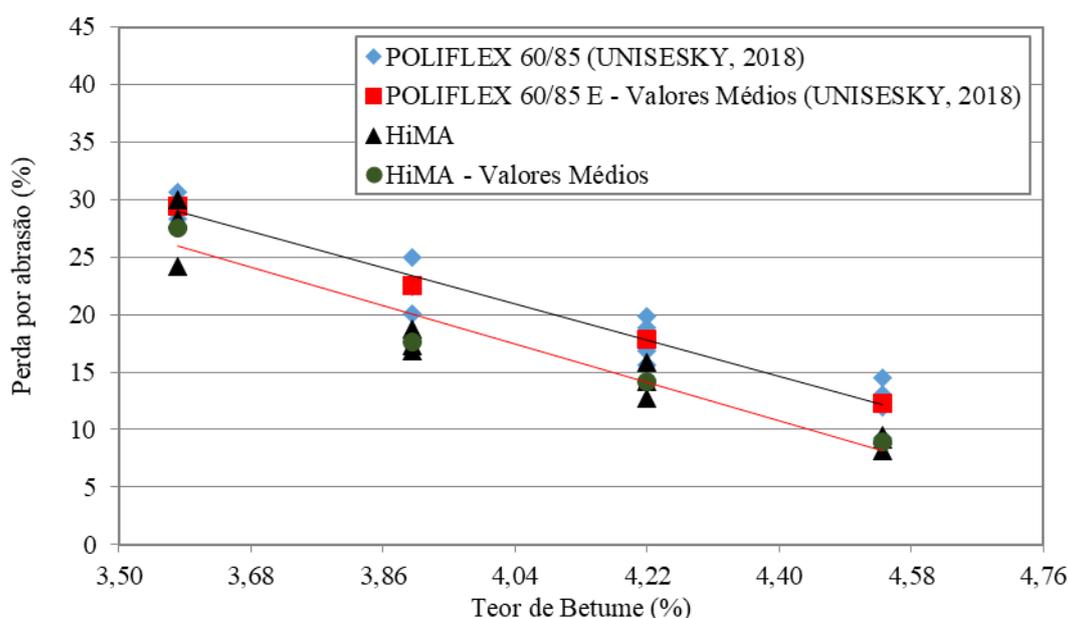


Figura 5. Comparativo de perda de massa Cántabro das formulações BBDr.

Ainda assim, mesmo com a severidade do processo de condicionamento aplicado às amostras, tem-se que apenas o teor de 3,58% de ligante betuminoso, para ambas as misturas asfálticas, estaria acima do limite máximo normativo de 25%.

## CONCLUSÕES

A maior concentração polimérica da matriz betuminosa HiMA, em relação à Poliflex 60/85 E, exerce forte influência no aumento da viscosidade dinâmica do ligante betuminoso, contribuindo para o preenchimento mais efetivo dos vazios formados na estrutura interna das misturas asfálticas. Como consequência, tem-se a redução do volume de vazios comunicantes, bastante dependentes da acomodação aleatória por cisalhamento das frações granulares durante os procedimentos de compactação, influenciando diretamente na maior obstrução da passagem da água e minorando a velocidade de percolação do fluxo d'água no interior das misturas asfálticas.

Por outro lado, mesmo as formulações BBDr testadas formando uma ampla cadeia de vazios, apresentaram em geral boa resistência à perda de massa por abrasão no ensaio Cántabro. Mesmo tendo sido submetidas à ação da tensão superficial da água à elevada temperatura (60°C) por um longo período de 24 horas, verificou-se que o maior ponto de amolecimento, mas principalmente a maior recuperação elástica, conferiram à matriz HiMA resultados ligeiramente melhores aos da Poliflex 60/85 E.

Em todo caso, com base na campanha experimental realizada, pode-se concluir que a matriz HiMA não aporta resultados que permitam inferir ganhos significativos às propriedades funcionais das misturas asfálticas drenantes, quando comparados aos obtidos por Unisesky (2018) para a matriz Poliflex 60/85 E. Entretanto, isto não implica em inferir que a tecnologia HiMA não seja viável tecnicamente para a aplicação em misturas asfálticas nas estruturas de pavimento no campo, apenas que apresentou comportamento equivalente à matriz Poliflex 60/85 E nos parâmetros testados.

A severidade da compactação por impacto utilizada na metodologia Marshall também contribuiu para que esta pesquisa não tenha a possibilidade de esgotar o assunto acerca dos comparativos realizados entre as matrizes HiMA e Poliflex 60/85 E, pois além de não possuir conformidade com os procedimentos de execução em campo, induz à reprovação de misturas que poderiam ser aceitas, caso o procedimento de compactação se assemelhasse mais às condições menos severas observadas em campo, ou seja, a partir da rolagem dos materiais.

## REFERÊNCIAS

- AFNOR NF EN 13108-7 (2006), *Mélanges Bitumineux - spécifications - Partie 7: Béton Bitumineux Drainante (BBDr)*. Association Française de Normalisation. Paris, France.
- APS, M. (2006), *Classificação da aderência pneu-pavimento pelo índice combinado IFI: International Friction Index para revestimentos asfálticos*. Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes (PTR) da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), 179 p. São Paulo, SP.
- BIĄŚEJOWSK, K.; OLSZACKI, J.; PECIAKOWSKI, H. (2015), *Highly modified binders orbiton HiMA*. Orlen Asphalt Sp. Z O.o., Application Guide, Version 2015/1e, 28 p. Płock, Poland.
- CBB ASFALTOS (2021). *Laudo técnico de ensaios: ligante HiMA*. Curitiba, PR.
- CLARA, E. (2020), *Avaliação de misturas asfálticas densas com a incorporação de cinza de carvão mineral*. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 164 p. Joinville, SC.
- DNER-ME 043 (1995), *Misturas Betuminosas a quente - Ensaio Marshall*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DNIT (2006), *Manual de Pavimentação*. Publicação IPR-719. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 274 p.
- DNIT-ME 383 (1999), *Desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero – ensaio Cántabro*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- FAGUNDES, P. M. (2020), *Avaliação do comportamento funcional de misturas asfálticas do tipo BBDr e BBTM*. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 136 p. Joinville, SC.
- KLUTTZ, R.Q., DONGRE, R.N., POWELL, R.B., WILLIS, J.R.; TIMM, D.H. (2016), *Long term performance of a highly modified asphalt pavement and application to perpetual pavement design*. Environmental Science, DOI: 10.14311/EE.2016.212.
- MANUEL LPC (2007), *Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés*. Groupe de Travail RST "Formulation des enrobés". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 199 p. Paris, France.
- MEURER FILHO, E. (2001), *Estudo de granulometria para concretos asfálticos drenantes*. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 163 p. Florianópolis, SC.
- MTPA (2018), *Anuário Estatístico de Segurança Rodoviária*. Ministério dos Transportes, Portos e Aviação Civil. Brasília, DF.
- SANTANA, H. (1992), *Manual de Pré-Misturado a Frio*. Instituto Brasileiro do Petróleo (IBP). 1ª Edição, 298 p. Rio de Janeiro, RJ.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



SIROMA, R. S. (2018), Avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas densas formuladas com areia descartada de fundição (ADF). Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 196 p. Joinville, SC.

UNISESKY, C. R. (2018), Avaliação comparativa do comportamento funcional e mecânico de misturas asfálticas do tipo BBDr e BBTM. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville (CTJ), Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 76 p. Joinville, SC.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### CONCRETO ASFÁLTICO PRODUZIDO EM LABORATÓRIO COM CAP MODIFICADO E AGREGADOS DO RECÔNCAVO BAIANO

*Yasmin Cerqueira dos Santos Oliveira<sup>1</sup>; Mario Sergio de Souza Almeida<sup>2</sup>; Weiner Gustavo Silva Costa<sup>1</sup>; Luciana Nogueira Dantas<sup>3</sup> & Felipe Freitas Santos de Jesus<sup>1</sup>*

#### RESUMO

Para execução de revestimentos asfálticos no Brasil são utilizados como ligante, prioritariamente, o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) convencional que costuma apresentar bom comportamento para vias de baixo e médio volumes de tráfego. Entretanto, em situações onde o pavimento precisa suportar tráfego pesado ou canalizado, é recomendável a utilização de ligantes modificados com objetivo de melhorar o desempenho das misturas asfálticas, embora essa ainda não seja uma prática comum no Brasil. O presente trabalho determinou em Laboratório o comportamento de um concreto asfáltico denso, dosado com CAP 55/75 – E, modificado por polímero elastomérico, e agregados oriundos da região do Recôncavo baiano, em relação à volumetria, estabilidade, fluência e resistência a tração por compressão diametral. As amostras de concreto asfáltico foram dosadas e compactadas de acordo o método DNIT 31 (DNIT, 2006) e metodologia Marshall, com 75 golpes por face do corpo de prova, contendo teores 4,0%; 4,5%; 5,0%; 5,5%; 6,0%; e 6,5% de CAP. Todos os testes de resistência e deformabilidade das misturas foram executados em triplicata, adotando-se o valor médio como o representativo de cada parâmetro avaliado. Os resultados demonstraram o bom desempenho mecânico da mistura asfáltica dosada, com elevados valores de resistência a compressão e a tração, atendendo aos limites mínimos estabelecidos pela especificação DNER 385 (DNER, 1999).

**PALAVRAS-CHAVE:** Polímero, concreto asfáltico, Dosagem Marshall.

#### ABSTRACT

For the execution of asphalt coatings in Brazil, conventional Petroleum Asphalt Cement (PAC) is used as a binder, which usually presents good behavior for low and medium traffic volumes. However, in situations where the pavement needs to withstand heavy or channeled traffic, the use of modified binders is recommended to improve the performance of asphalt mixtures, although this is not yet a common practice in Brazil. The present work determined the behavior of a dense asphalt concrete in the laboratory, that was dosed with PAC 55/75 – E, modified by elastomeric polymer, and had aggregates from the region of the Recôncavo of Bahia, by analyses in relation to volumetry, stability, creep and tensile strength by diametric compression. The asphalt concrete samples were dosed and compacted according to the DNIT 31 method (DNIT, 2006) and Marshall methodology, with 75 strokes per face of the specimen, containing contents 4.0%; 4.5%; 5.0%; 5.5%; 6.0%; and 6.5% of PAC. All tests of strength and deformability of the mixtures were performed in triplicate, adopting the mean value as the representative of each evaluated parameter. The results demonstrated the good mechanical performance of the dosaged asphalt mixture, with high values of compressive and tensile strength, meeting the minimum limits established by the DNER 385 specification (DNER, 1999).

**KEY WORDS:** Polymer, asphalt concrete, Marshall Dosage.

<sup>1</sup> Universidade Federal do Recôncavo da Bahia: Rua Rui Barbosa, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. yasminoliveira.ufrb@gmail.com; mario.almeida@ufrb.edu.br; weiner@ufrb.edu.br; felipe\_fsj@hotmail.com

<sup>2</sup> Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB): Rua Rui Barbosa, Centro, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. mario.almeida@dnit.gov.br, mario.almeida@ufrb.edu.br

<sup>3</sup> Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, Centro, Rio de Janeiro/RJ, CEP 20090-070. luciana.nogueira@dnit.gov.br

## INTRODUÇÃO

A malha rodoviária pavimentada brasileira, que é formada preponderantemente por pavimentos asfálticos (CNT, 2021), cujo aumento da solicitação do transporte de cargas vem demandando a utilização de misturas asfálticas cada vez mais resistentes e que minimizem impactos ambientais em sua fabricação (XIE *et al.*, 2017; UNGER FILHO *et al.*, 2020). Atualmente existem no mercado diferentes alternativas de aditivos os quais buscam alterar as características do Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) modificando e aperfeiçoando algumas de suas propriedades (SANTOS *et al.*, 2015; SANTANA *et al.*, 2018)

Neste sentido, vem ganhando notoriedade nos últimos anos a utilização de polímeros elastoméricos incorporado ao CAP para melhoria das características de resistência e deformabilidade de misturas asfálticas densas. Onofre *et al.* (2013) estudaram o efeito de diversos ligantes asfálticos modificados na rigidez e na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas densas. Foram estudadas 13 misturas com a mesma granulometria e tipos de agregados e com diferentes tipos de ligantes asfálticos modificados por polímeros e ácido polifosfórico (PPA). Os resultados mostraram que a modificação dos ligantes exerceu um efeito considerável na resistência à deformação permanente das misturas, principalmente naquelas em que foram utilizados ligantes modificados por polímeros. Entretanto, estudos realizados por Kim e Kang (2018) concluíram que misturas asfálticas com ligante com polímero atingem os parâmetros exigidos pela metodologia Superpave a temperaturas mais baixas e com menor energia de compactação e que a variação de temperatura de compactação tem influência sobre a densidade máxima medida (Gmm) dessas misturas.

Existem ainda polímeros auto-cicatrizantes, como no estudo de Shirzad *et al.* (2019), onde foram avaliadas as propriedades reológicas de misturas entre ligantes asfálticos contendo diferentes porcentagens de CAP residual extraído de materiais asfálticos reciclados de pavimentos e um polímero auto cicatrizante. Nesse estudo a adição de polímero auto-cicatrizante levou a um aumento da rigidez e a uma melhoria no desempenho quanto ao afundamento nas trilhas de roda, embora não tenha apresentado efeito positivo em relação ao trincamento à baixa temperatura. Em um ligante não modificado a utilização do polímero auto-cicatrizante melhorou as propriedades do ligante quanto às trincas elásticas e por fadiga. No entanto, quando foi adicionado a um ligante modificado com polímero e/ou a misturas de ligantes contendo materiais asfálticos reciclados, o desempenho desse material não foi satisfatório a baixa temperatura e trincas por fadiga.

Rojas *et al.* (2009) avaliaram as propriedades viscoelásticas e morfológicas do asfalto modificado com polímero funcionalizado, chamado de FPMA, em função do número de grupos epóxi apresentados nesse tipo de polímero. Os autores observaram que em baixas temperaturas os modelos viscoelásticos simples são capazes de prever a resposta elástica do FPMA a baixas frequências de carregamentos e seu comportamento viscoso a altas frequências. O aumento dos grupos epóxi proporcionou um aumento na energia de ativação para a deformação viscosa do FPMA e, portanto, na sua resistência a deformações permanentes sob ciclos de deformação.

Nesta mesma linha, Wang *et al.* (2018) estudaram os efeitos do uso de ligantes melhorados com polímeros em pista de aeródromos. Os autores observaram que o aumento da carga das aeronaves e da frequência de pouso estão se tornando desafios para o projeto do material do pavimento. Assim, avaliou-se o desempenho de misturas asfálticas produzidas com ligante com polímeros múltiplos, contendo agente anti-trinca (ARA), polietileno (PE) e estireno-butadieno-estireno (SBS). Uma série de testes no ligante e na mistura asfáltica foram realizados para investigação do desempenho mecânico. Verificou-se que a adição de polímeros múltiplos resultou em excelente desempenho da mistura estudada em altas temperaturas.

Como conclusão de uma vasta pesquisa bibliográfica, Habbouche *et al.* (2020) indicam que o aumento no teor de polímeros continua a melhorar as propriedades de desempenho de ligantes e misturas asfálticas com base em testes em laboratório. Em projetos de campo as misturas com alto teor de polímero não apresentaram nenhum problema em relação à temperatura de mistura e compactação e a metodologia construtiva. Em todos os casos identificados o desempenho a curto prazo foi interessante. Os autores não encontraram, entretanto, em nenhum estudo a determinação do coeficiente estrutural de misturas com alto teor de polímero existindo ainda uma séria necessidade de entendimento sobre o comportamento estrutural dessas misturas.

Neste contexto, no presente trabalho apresenta-se resultados preliminares da caracterização de mistura asfáltica à quente, densa (concreto asfáltico), projetada e produzida em laboratório, contendo agregados da região do Recôncavo do estado da Bahia e diferentes teores de CAP modificado por polímero elastomérico (CAP 55/75 - E), objetivando avaliar as características volumétricas, de estabilidade e de resistência à tração das misturas. No trabalho completo (ainda em desenvolvimento) o mesmo projeto de concreto asfáltico será avaliado com uso de CAP convencional (CAP 50/70), nos mesmos teores avaliados do CAP 55/75 - E, onde o comportamento mecânico das misturas projetadas com os diferentes tipos de CAP poderá ser melhor avaliado, com a inclusão dos ensaios de módulo de resiliência (MR).

## MATERIAIS E MÉTODOS

O programa experimental foi desenvolvido no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (LabPav\_UFRB). Para o desenvolvimento do trabalho foram utilizados agregados (brita 3/4", brita 1/2" e pó de pedra), originados de ortognaisses Pré-Cambrianos do Complexo Caraíba (DALTON DE SOUZA *et al.*, 2003), oriundos da pedreira Pedra do Cavalo, situada no município de Muritiba/BA, e areia lavada, sendo 100 kg de cada material, além de 20 kg de cal hidratada, utilizada como filler na mistura. A Empresa Brasquímica Produtos Asfálticos Ltda. doou 20 litros de CAP modificado por polímero elastomérico (CAP 55/75 - E). Os ensaios laboratoriais foram iniciados pela caracterização dos agregados e ligantes asfálticos para conseqüente dosagem e preparação do concreto asfáltico.

### Caracterização dos agregados

A caracterização dos três agregados e do filler teve início pela granulometria. Os ensaios foram realizados baseados no método DNER 83 (DNER, 1998c), sendo ensaiadas três amostras para cada material, adotando-se o valor médio como o representativo. O ensaio de Equivalente de Areia (EA) do pó de pedra foi realizado com base no DNER 54 (DNER, 1998a). Para sua realização foram obtidas três amostras representativas de material passando na peneira de 4,8 mm, com cerca de 110 g cada amostra. A determinação da densidade real dos agregados graúdos (brita 3/4" e brita 1/2") foi segundo o DNER 81 (DNER, 1998b) e as densidades reais do agregado miúdo (pó de pedra) e filler foram de acordo com o DNER 84 (DNER, 1998d). Os ensaios foram realizados em triplicata para definição de um valor médio. O ensaio de adesividade dos agregados ao ligante asfáltico foram realizados com os agregados graúdos, conforme o DNER 78 (DNER, 1994a). A Tabela 1 apresenta a granulometria média de cada material ensaiado.

A Tabela 2 apresenta a caracterização dos agregados e filler ensaiados, com destaque para os resultados de densidade dos quatro materiais, adesividade (brita 3/4" e brita 1/2") e equivalente de areia do pó de pedra.

Tabela 1: Granulometria dos agregados.

Peneiras		Brita (3/4")	Brita (1/2")	Pó de pedra	Filler - CH1
Nome	Abertura (mm)				
3/4"	19,0	100	100	100	100
1/2"	12,7	15,5	90,3	100	100
3/8"	9,5	4,5	70,1	100	100
nº 04	4,8	1,0	2,9	98,9	100
nº 10	2,0	0,8	0,8	59,6	100
nº 40	0,42	0,7	0,7	24,7	99,4
nº 80	0,175	0,6	0,6	15,1	97,4
nº 200	0,075	0,4	0,5	8,3	92,8

Tabela 2: Caracterização dos agregados.

Ensaio	Brita 3/4"	Brita 1/2"	Pó de pedra	Filler
Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	2,689	2,698	2,800	2,240
Adesividade	Satisfatória	Satisfatória	-	-
Equivalente de Areia (%)	-	-	79,90	-

### Caracterização do CAP 55/75 - E

A caracterização do ligante asfáltico CAP 55/75 – E, de acordo com o método de ensaio DNER 129 (DNER, 2011), foi realizada por meio dos ensaios de Penetração, método DNER 155 (DNER, 2010), Viscosidade Brookfield, norma NBR 15184 (ABNT, 2005), Ponto de Fulgor, método DNER 148 (DNER, 1994c) e ponto de amolecimento, DNER 131 (DNER, 2010). A densidade do CAP 55/75 – E foi considerada igual a 0,987 g/cm<sup>3</sup>, conforme caracterização encaminhada pelo fornecedor. Os demais dados de caracterização do ligante asfáltico utilizado no presente estudo estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Caracterização do CAP 55/75 – E.

ENSAIOS	Unidade	CAP modificado	
		Especificação	Resultados
Ponto de fulgor, min	° C	235	313
Recuperação elástica, min	%	75	82,8
Ponto de amolecimento, min	° C	55	76,8
Penetração	0,1 mm	45 a 70	47
Viscosidade Brookfield a 135°C, máx	cP	3000	835,3
Viscosidade Brookfield a 150°C, máx.	cP	2000	404
Viscosidade Brookfield a 177°C, máx.	cP	1000	152,3

Com os dados de viscosidade obtidos nas temperaturas de 135 °C, 150 °C e 177 °C, e atendendo os limites de viscosidade estabelecidos pelo método de ensaio DNER 43 (DNER, 1995), foram determinadas as temperaturas de mistura e compactação do concreto asfáltico (Figura 1). Dessa forma, a faixa de temperatura para a mistura com o CAP 55/75 – E ficou estabelecida entre 170,6 °C e 176,7 °C e para compactação entre 158,5 °C e 163,9 °C.

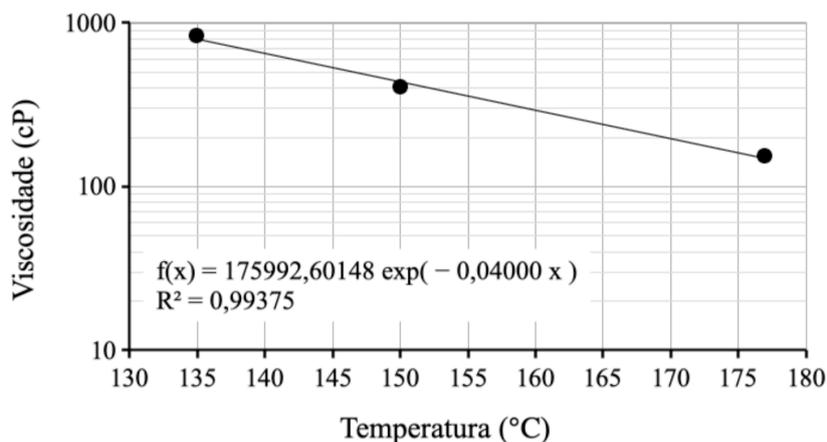


Figura 1. Curva viscosidade x temperatura do CAP 55/75 - E.

### Dosagem do Concreto Asfáltico (CA)

De posse da granulometria dos agregados apresentada na Tabela 1, definiu-se, de forma interativa, a combinação entre eles que melhor se ajustou a faixa C da especificação DNIT 31 (DNIT, 2006), constituída por 5% de brita 3/4", 45% de brita de 1/2", 48% de pó de pedra e 2% de filler. Este traço granulométrico foi adotado para todos os teores de CAP com polímero testados na presente pesquisa. Na Figura 2 a visualização do traço projetado é apresentada junto com a faixa densa da especificação DNIT 31 (DNIT, 2006) adotada.

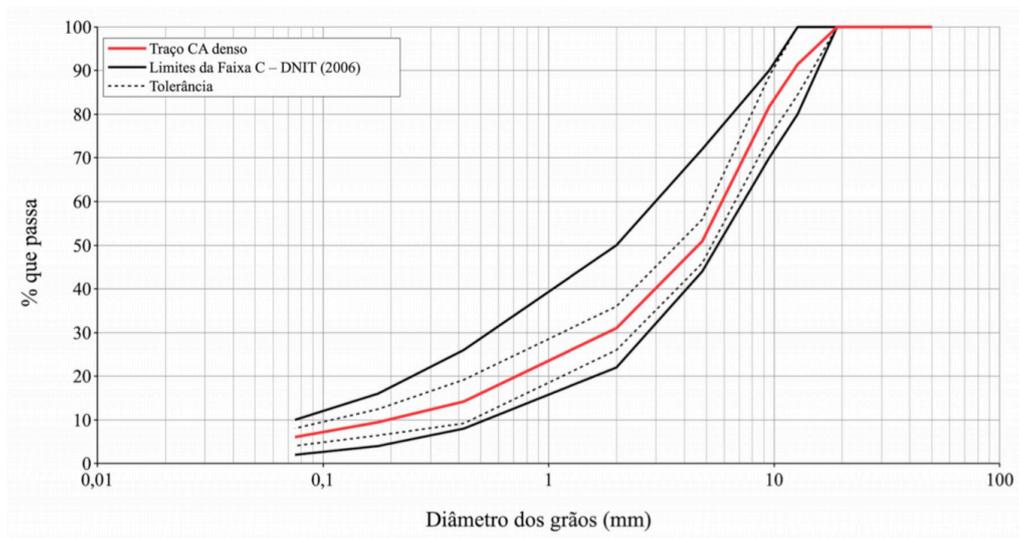


Figura 2. Granulometria do concreto asfáltico denso (CA denso).

Em seguida foram testados os teores de 4,0; 4,5; 5,0; 5,5 e 6,0 e 6,5% de CAP 55/75 - E, em relação à massa total da mistura, com seis corpos de prova (CP) para cada teor e tipo de ligante asfáltico, seguindo a metodologia Marshall, definida no método DNER 43 (DNER, 1995), com amostras compactadas com 75 golpes, sendo três CP para determinação da volumetria das misturas e ensaios de estabilidade e fluência, e outros três para os ensaios de Resistência à Tração por compressão diametral (RT), totalizando 36 CP. Na sequência foram medidas as dimensões dos corpos de prova para a determinação dos parâmetros volumétricos do traço, método DNER 117 (DNER, 1994). Posteriormente, os CP foram ensaiados de acordo com o método DNER 43 (DNER, 1995), na prensa para determinação da estabilidade Marshall, fluência e RT, composta pela densidade aparente (Gmb), Densidade Máxima Teórica (DMT), Vazios Cheios de Betume (VCB), Vazios do Agregado Mineral (VAM), Volume de vazios (Vv) e Relação Betume/Vazios (RBV).

## RESULTADOS DE ANÁLISES

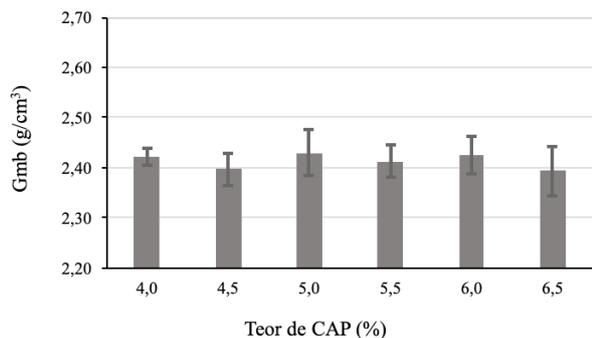
### Características volumétricas das misturas

Os resultados médios de Gmb, DMT, Vv, VCB, VAM e RBV, referentes às misturas preparadas com ligante asfáltico modificado por polímero (CAP 55/75 - E), estão apresentados de forma comparativa na Figura 3, com as respectivas variações de cada parâmetro devidamente evidenciadas.

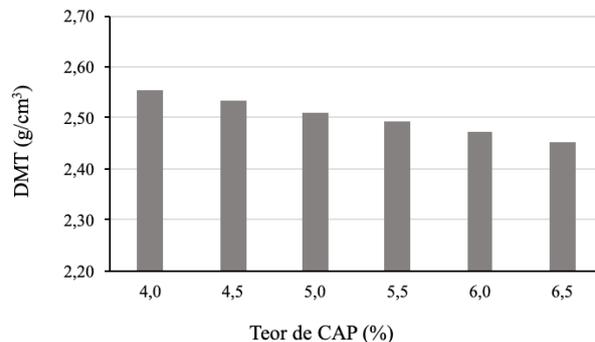
Os resultados de Gmb, da Figura 3a, demonstram que para os teores entre 5%, 5,5% e 6,0% as misturas com CAP com polímero apresentaram maiores densidades aparentes dentre todos os teores testados, indicando que o teor de projeto da mistura asfáltica avaliada deverá se posicionar entre estes três teores. Quanto a DMT este parâmetro apresentou queda com o aumento do teor de CAP (Figura 3b). Cabe ressaltar que por ser o ligante asfáltico o material de menor densidade real entre os materiais constituintes das misturas asfálticas, seu acréscimo na mistura implica na redução relativa dos demais componentes, culminando, portanto, nessa redução contínua observada na DMT.

Em relação aos valores de VCB e VAM, calculados com base em cada mistura produzida para determinação do Vv e RBV, o primeiro parâmetro (VCB) apresenta crescimento contínuo com aumento do teor de ligante (Figura 3c). O VAM, por outro lado, apresenta comportamento menos evidenciado que o observado no VCB, com crescimento entre 4% e 4,5%, com queda no teor de 5% e retorno a tendência de crescimento entre 5% e 6,5% de ligante.

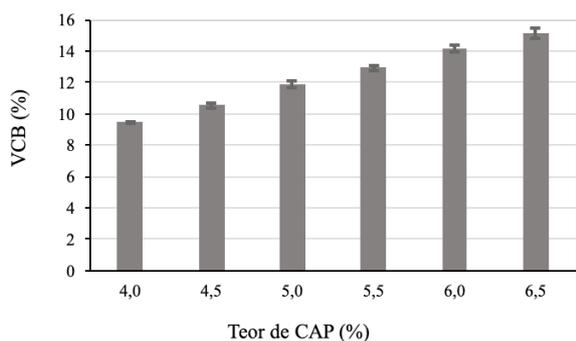
Os resultados observados de VAM refletem, fisicamente, os resultados de Gmb anteriormente discutidos, onde os teores que apresentaram os maiores valores de Gmb (4% e 5% de CAP) são os mesmos que apresentaram os menores valores de VAM. Por fim, os resultados de Vv e RBV, que são fisicamente correlacionados, apresentam comportamentos antagônicos, onde Vv tende a decrescer com o aumento do teor de CAP e, conseqüentemente, RBV tende a aumentar com o aumento da quantidade de ligante na mistura.



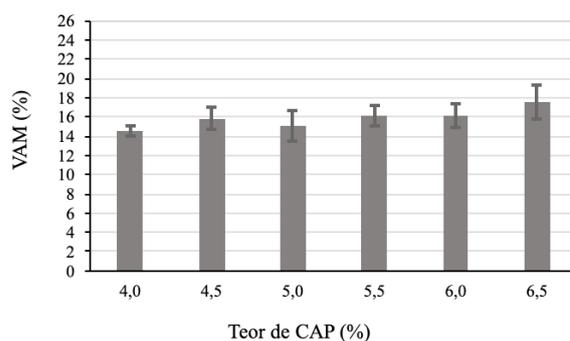
(a) Densidade aparente



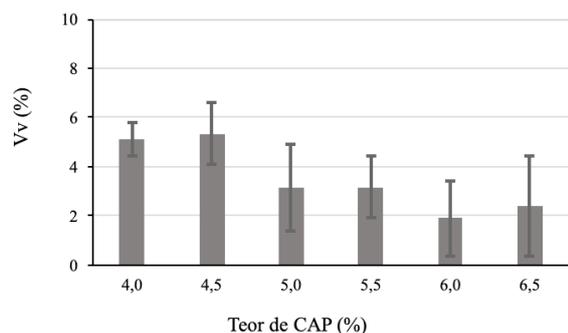
(b) Densidade máxima teórica



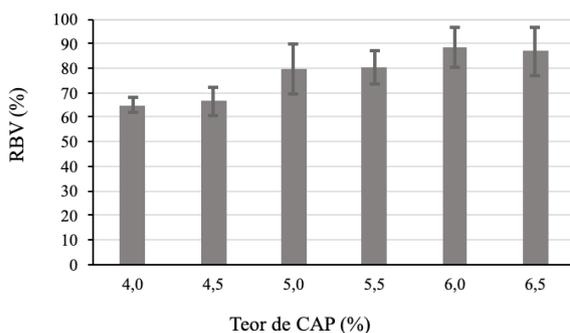
(c) Vazios cheios de betume



(d) Vazios do agregado mineral



(e) Volume de vazios



(f) Relação betume vazios

Figura 3. Parâmetros volumétricos da mistura asfáltica.

## Estabilidade e fluência Marshall

Na Figura 4 são apresentados os resultados de estabilidade e fluência Marshall para os diferentes teores testados de CAP 55/75 – E.

Os resultados médios de estabilidade demonstram as boas características das misturas produzidas com CAP modificado por polímero, para todos os teores testados, comparativamente às exigências da especificação DNER 385 (DNER, 1999), ou seja, estabilidade mínima de 500 kgf. Quanto à fluência, cuja mesma especificação (DNER, 1999) define como limites mínimo e máximo 2 mm e 4,5 mm, respectivamente, apenas o teor de 6% de CAP não atendeu a essa regra, com fluência média de, aproximadamente, 5 mm. Isto está intimamente relacionado com a maior estabilidade

apresentada por estas mesmas misturas, indicando que o material asfáltico com polímero ao ser mobilizado no momento da ruptura apresenta boa resistência à deformação.

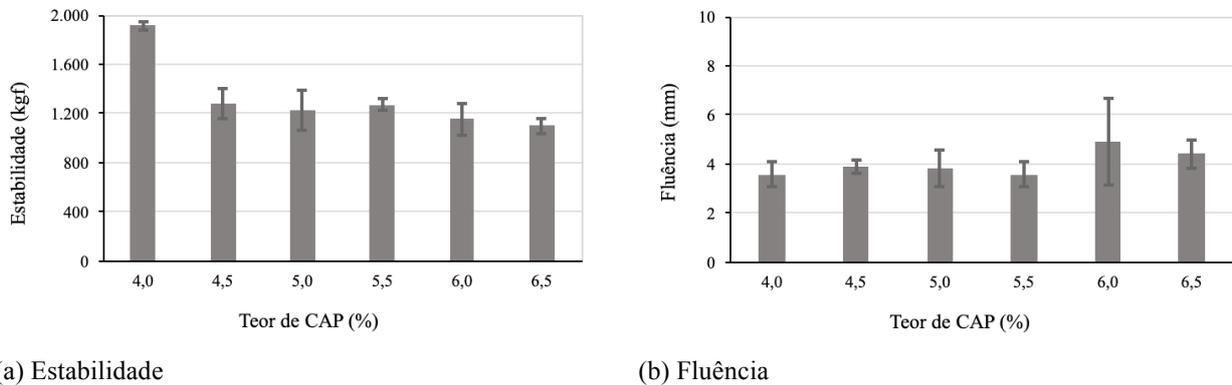


Figura 4. Estabilidade e fluência das misturas produzidas com CAP 55/75 - E.

### Resistência à Tração (RT)

Os valores de Resistência à Tração (RT) das misturas testadas com o ligante asfáltico modificado por polímero estão apresentados na Figura 5. As misturas com CAP 55/75 – E apresentaram valores de RT superiores aos valores mínimo e máximo ( $7 \text{ kgf/cm}^2$  e  $12 \text{ kgf/cm}^2$ ), definidas pela especificação DNER 385 (DNER, 1999), para todos os teores ensaiados, demonstrando comportamento semelhante ao da estabilidade e diferente da fluência, com os maiores valores de RT sendo observados para os menores teores de CAP.

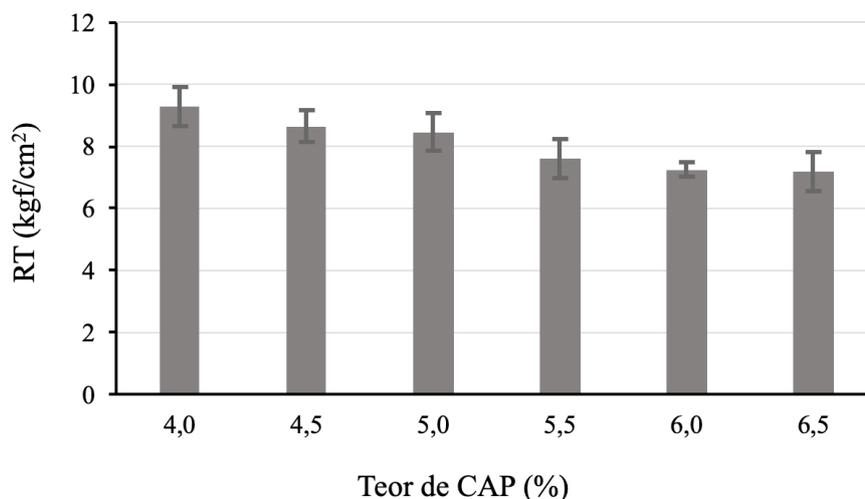
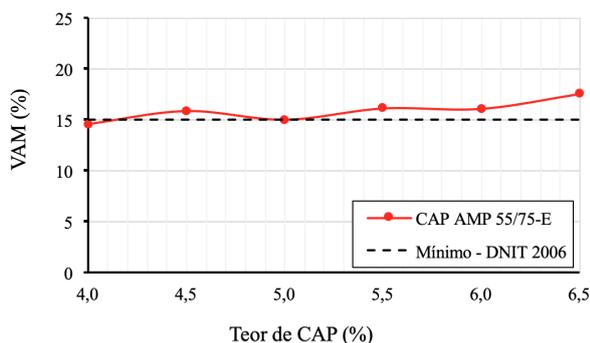


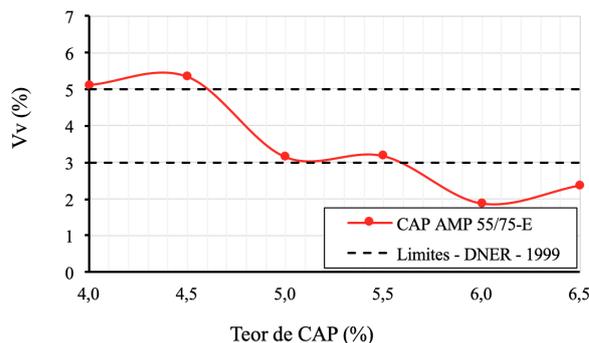
Figura 5. RT das misturas produzidas com diferentes teores de CAP 55/75 - E.

### Teor de ligante asfáltico de projeto do concreto asfáltico

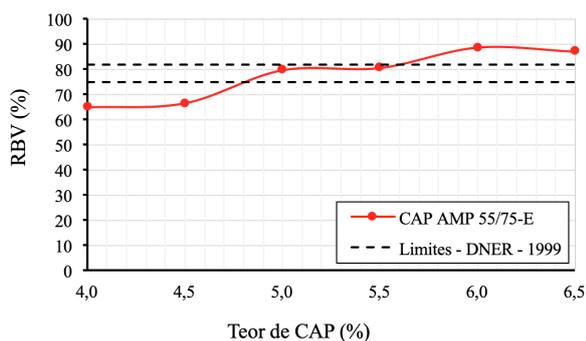
Na Figura 6 são apresentados os resultados de VAM,  $V_v$ , RBV, estabilidade, RT e fluência, com os respectivos limites definidos pelas especificações de serviço do DNER 385 (DNER, 1999) e do DNIT 31 (DNIT, 2006), para determinação do teor de ligante asfáltico de projeto para o concreto asfáltico dosado.



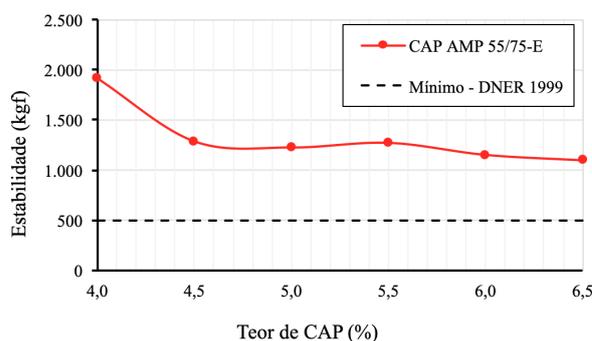
(a) Vazios do agregado mineral



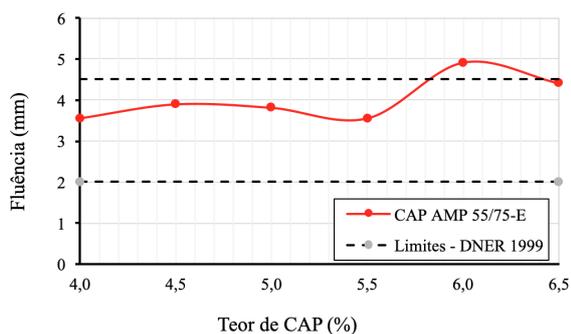
(b) Volume de vazios



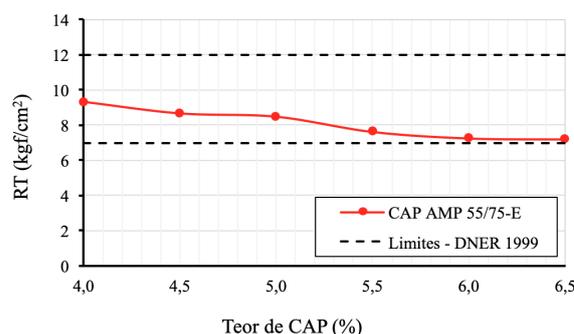
(c) Relação betume vazios



(d) Estabilidade



(e) Fluência



(f) Resistência à tração

Figura 6. Determinação do teor de ligante asfáltico de projeto da mistura.

Quanto à VAM (Figura 6a), cujo limite mínimo da especificação DNIT 31 (DNIT, 2006) é de 15% , em função do traço utilizado, apenas as misturas com 4% de CAP não atendeu a esse critério. Em relação à Vv (Figura 6b), com limites mínimo e máximo entre 3% e 5% definidos pelas duas especificações acima, apenas os teores de 5% e 5,5% de CAP atenderam. Por fim, ainda em relação à volumetria das misturas, a RBV, que deve ficar entre 75% e 82% também por ambas as especificações, apenas os teores de 5% e 5,5% de CAP atenderam (Figura 6c), da mesma forma que o Vv.

Com relação à estabilidade, cuja exigência mínima de norma é de 500 kgf (DNER, 1999 e DNIT, 2006), conforme linha tracejada da Figura 6d, todas as misturas atenderam a essa exigência. Quanto

a fluência, cabe ressaltar que embora não seja exigido na especificação DNIT 31 (DNIT, 2006) como critério de projeto, servindo apenas para avaliar a tendência de deformação de misturas asfálticas, é um dos parâmetros de avaliação utilizados pela especificação DNER 385 (DNER, 1999) para dosagem de misturas asfálticas com CAP modificado por polímero. Dessa forma, considerando-se os limites estabelecidos pela referida especificação entre 2 e 4,5 mm, sinalizados com linha tracejada na Figura 6e, as misturas atenderam em todos teores avaliados, com exceção apenas do teor de 6% de CAP cuja fluência média ficou acima do limite superior anteriormente estabelecido (4,5 mm).

Quanto à RT (Figura 6f), cujos limites mínimo e máximo, conforme já mencionado, são de 7 e 12 kgf/cm<sup>2</sup> (DNER, 1999), todas os teores atenderam a esse parâmetro, confirmando a capacidade do CAP polímero de conferir elevada resistência à tração de misturas asfálticas densas.

Considerando a avaliação de cada parâmetro volumétrico, de resistência e deformabilidade anteriormente realizada, nota-se que o teor de ligante asfáltico de projeto para a mistura dosada é de 5%, cujos parâmetros nesse ponto estão resumidos na Tabela 5.

Tabela 5. Parâmetros volumétricos, de resistência e deformabilidade do projeto da mistura.

Tipo de ligante	VAM (%)	V <sub>v</sub> (%)	RBV (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (mm)	RT (kgf/cm <sup>2</sup> )
CAP 55/75 - E	15,0	3,2	79,7	1226	3,8	8,5

## CONCLUSÕES

Os resultados laboratoriais obtidos, nos diferentes teores de ligante asfáltico da mistura asfáltica testada, produzidas com agregados típicos da região do recôncavo Baiano, confirmaram que a utilização do ligante modificado por polímero, como foi o caso do CAP 55/75 – E estudado, confere boas características volumétricas, de resistência e deformabilidade à mistura projetada, com destaque para os resultados de RT que tenderá a conferir à mistura valores de módulo de resiliência que garantirão comportamento mecânico adequado à mistura quando submetida à carregamento dinâmico.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CNT - ANUÁRIO CNT DO TRANSPORTE: ESTATÍSTICAS CONSOLIDADAS 2021, <https://anuariodotransporte.cnt.org.br/2021/>. Acesso em 29/04/2022.
- DALTON DE SOUZA, J; KOSIN, M; MELO, R. C.; SANTOS, R. A.; TEIXEIRA, L. R.; SAMPAIO, A. R.; GUIMARÃES, J. T.; VIEIRA BENTO, R.; BORGES, V. P.; MARTINS, A. A. M.; ARCANJO, J. B.; LOUREIRO, H. S. C.; ANGELIM, L. A. A. Mapa Geológico do Estado da Bahia – Escala 1:1.000.000. Salvador: CPRM, 2003. Versão 1.1. Programas Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo e Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil (PLGB). Convênio de Cooperação e Apoio Técnico-Científico CBPM-CPRM. 2003.
- DNIT-ES 31, Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.
- DNER-ME 43, Mistura betuminosa a quente – Ensaio Marshall, RJ, Brasil, 1995.
- DNER – ME 54, Equivalente de areia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1998.
- DNER–ME 78, Agregado graúdo– Adesividade a ligante betuminoso, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1994.
- DNER–ME 81, Agregados – Determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1998.

- DNER–ME 83, Agregados – Análise granulométrica, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1998.
- DNER–ME 84, Agregado miúdo – determinação da densidade real, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1998.
- DNIT-ES 95, Cimentos asfálticos de petróleo, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.
- DNER-ME 117, Mistura betuminosa – Determinação da densidade aparente, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1994.
- DNIT-ME 129, Cimento asfáltico de petróleo modificado por polímero elastomérico, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.
- DNIT-ME 131, Materiais asfálticos – Determinação do ponto de amolecimento – Método do Anel e Bola, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2010.
- DNER-ME 148, Material betuminoso – Determinação dos pontos de fulgor e de combustão (vaso aberto Cleveland), Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1994.
- DNER-ES 385, Pavimentação - Concreto asfáltico com asfalto polímero, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1999.
- DNIT-ME 155, Material asfáltico – Determinação da penetração, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2010.
- HABBOUCHE, J., HAJJ, E. Y., SEBAALY, P. E., PIRATHEEPAN, M., “A critical review of high polymer-modified asphalt binders and mixtures”, *International Journal of Pavement Engineering*, vol. 21, n. 6, pp. 686-702, 2020.
- KIM, K., KANG, M., “Effects of compaction temperature on the volumetric properties and compaction energy efforts of polymer-modified asphalt mixtures”, *Journal of Wuhan University of Technology*, vol. 33, Pp.146–154, Jan. 2018.
- NBR 15184, Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2005.
- ONOFRE, F. C., CASTELO BRANCO, V. T. F., SOARES, J. B., FAXINA, A. L., “Avaliação do efeito de ligantes asfálticos modificados na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas densas, *Revista Transportes*, vol. 21, n. 3, Sep. 2013.
- ROJAS, J. M., HERNÁNDEZ, N. A., MANERO, O., REVILLA, J. “Rheology and Microstructure of Functionalized Polymer-Modified Asphalt”, *Journal of Applied Polymer Science*, Volume 115, n. 1, p. 15-25, Aug. 2009.
- SANTANA, R. R., SANTOS, R., CAVALCANTE, E. H., CARDOSO, G., “Estabilidade e adesividade de ligante asfalto modificado com blenda de borra oleosa de petróleo com borracha de pneu”, *Revista Matéria*, vol. 23, n. 1, Mar. 2018.
- SANTOS, K. P., LUCENA, A. E. F. L., LUCENA, L. C. F., SILVA, J. A A, COSTA, S. C. F. E., “Estudo da incorporação de argilas montmorilonitas em cimentos asfálticos de petróleo”, *Revista Matéria*, vol. 20, n. 2, pp. 501–513, Mar. 2015.
- SHIRZAD, S., HASSAN, M. M., AGUIRRE, M. A., MOHAMMAD, L. N., COOPER, S., NEGULESCU, I. I. Rheological properties of asphalt binder modified with recycled asphalt materials and light-activated self-healing polymers, *Construction and Building Materials*, Volume 220, p. 187-195, 2019.
- UNGER FILHO, W., KLINSKY, L. M. G., MOTTA, R., BERNUCCI, L. L. B., “Cold Recycled Asphalt Mixture using 100% RAP with Emulsified Asphalt-Recycling Agent as a New Pavement Base Course”, *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2020, Apr. 2020.
- WANG, J., YUAN, J., XIAO, F., LI, Z., WANG, J., XU, Z. “Performance investigation and sustainability evaluation of multiple- polymer asphalt mixtures in airfield pavement”, *Journal of Cleaner Production*, vol. 189, p. 67-77, Jul. 2018.
- XIE, Z., TRAN, N., JULIAN, G., TAYLOR, A. BLACKBURN, L. D. “Performance of Asphalt Mixtures with High Recycled Contents Using Rejuvenators and Warm-Mix Additive: Field and Lab Experiments”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 29, n. 10. Jul. 2017.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### AVALIAÇÃO DA CONTENÇÃO DO TRINCAMENTO ATRAVÉS DO ENSAIO DE FLEXÃO EM AMOSTRAS SEMICIRCULARES COM CAMADAS DE ABSORÇÃO DE TENSÕES

LARISSA GUERRA<sup>1</sup>; BETHANIA MACHADO CORREA<sup>1</sup>; VITOR GAZARO MARTELLO<sup>1</sup>; LÉLIO ANTÔNIO TEIXEIRA BRITO<sup>2</sup>

#### RESUMO

Neste trabalho, buscou-se realizar um estudo sobre a execução do ensaio SCB (Semi-Circular Bending) em amostras com mais de uma camada de material em sua composição, com o objetivo de avaliar a aplicabilidade do ensaio nestas amostras e a resistência à reflexão do trincamento de diferentes misturas asfálticas e materiais para retenção de trincas. Utilizou-se um agregado granítico, ligantes asfálticos (CAP 50/70 e AB8), geogrelha e emulsão asfáltica. Para atingir o objetivo, foram moldadas placas formadas por duas camadas e foram propostas três configurações: uma de referência, com duas camadas de CAP 50/70; uma camada de absorção de trincas utilizando geogrelha; e outra com duas camadas, sendo uma de mistura asfáltica com ligante não modificado 50/70 e outra com asfalto borracha (AB8). Todas as configurações de camadas foram unidas por uma pintura de ligação de emulsão asfáltica. As amostras semicirculares com mais de uma camada foram obtidas através da extração de amostras de placas. Para a avaliação da resistência ao trincamento das camadas foi realizado o ensaio SCB (*Semi-Circular Bending Test*). Os resultados obtidos do ensaio demonstraram que as amostras com asfalto borracha e com geogrelha apresentam valores bastante próximos de energia de trincamento, o que indica que ambos são capazes de reduzir a reflexão de trincas, porém, a eficiência do material geossintético se destaca quando comparado com as amostras com ligante AB8 e com a mistura de referência.

**PALAVRAS-CHAVE:** Trincamento; pavimentos flexíveis; geogrelha; ensaio SCB.

#### ABSTRACT

In this paper, a study on the performance of the SCB (Semi-Circular Bending) test was carried out on samples with more than one layer of asphalt concrete in their composition, the objective was to evaluate the applicability of the test in these samples and the crack resistance of different asphalt mixtures and stress absorbing materials. A granite aggregate, asphalt binders (CAP 50/70 and AB8), geogrid and asphalt emulsion were used. To achieve the objective, asphalt plates composed by two layers were molded and three configurations were proposed: the first as a reference with two layers of CAP 50/70; one with a stress absorbing layer using geogrid; and another with two layers, one with unmodified 50/70 binder and the other with rubber modification (AB8). All layer configurations were connected by an asphalt emulsion as a binding agent. Semicircular samples with more than one layer were obtained through extraction from molded plates. To evaluate the cracking resistance of each configuration, the SCB test (Semi-Circular Bending Test) was performed. The results obtained showed that the samples with rubber asphalt and with geogrid resulted values very close in terms of cracking energy, which indicates that both are capable of reducing the reflection of cracks, however, the efficiency of the geosynthetic material stands out when compared with samples with AB8 binder and with the reference mixture.

**KEY WORDS:** cracking; flexible pavements; geogrid; SCB test.

<sup>1</sup> LAPAV/UFRGS, [larissa.guerra@ufrgs.br](mailto:larissa.guerra@ufrgs.br), [bethania.correa@ufrgs.br](mailto:bethania.correa@ufrgs.br), [vitormartello@gmail.com](mailto:vitormartello@gmail.com), [lelio.brito@ufrgs.br](mailto:lelio.brito@ufrgs.br)

## INTRODUÇÃO

Pavimentos flexíveis compõem a imensa maioria dos revestimentos de estradas e rodovias pavimentadas do país. Com o tráfego e a passagem do tempo estes pavimentos começam a apresentar defeitos diversos, sendo o trincamento por fadiga apontado como o principal defeito das estradas brasileiras. É ocasionado por um elevado número de ciclos de carga e baixa amplitude de deformação, gerando microfissurações sucessivas no pavimento que geram o rompimento do material (DI BENEDETTO ET AL., 2004; BALBO, 2007).

Quando um pavimento asfáltico atinge um alto nível de degradação, é necessário que seja feita intervenções (BERNUCCI ET AL., 2010). Contudo, é importante saber se a solução adotada para recuperação do revestimento será compatível com o pavimento preexistente e não sofrerá com patologias como a reflexão de trincas.

Dessa forma, uma alternativa que busca retardar o trincamento em novas camadas é o uso de geossintéticos (MIRANDA, 2013; ANTE, 2016; MOREIRA, 2016). Esses produtos são industrializados poliméricos sintéticos ou naturais, utilizados para melhorar as propriedades de materiais geotécnicos quando utilizados em funções de reforço, filtração e drenagem além de auxiliarem na proteção e separação de camadas (VIDAL, 2002). Em obras viárias, geossintéticos são utilizadas na forma de geogrelhas em forma de grades trançadas compostas de materiais como polietileno de alta densidade (PEAD), poliéster (PET), polipropileno (PP) ou poliálcol Vinílico (PVA).

Um dos ensaios existentes para avaliar a resistência ao trincamento das misturas asfálticas é o ensaio SCB (*Semi-Circular Bending Test*), também conhecido como ensaio de fratura em amostra semicircular com fenda. Este ensaio vem ganhando visibilidade e gerando interesse de pesquisadores na busca pela compreensão das características de fratura destes materiais (SAHA e BILIGIRI, 2016). Contudo, não se encontram na literatura estudos que adotem este ensaio para corpos de prova com mais de uma camada, limitando a análise ao comportamento daquele material somente, sem avaliar suas interações com o restante do pavimento em que se encontra.

Portanto, este estudo tem como objetivo avaliar se a utilização deste ensaio é adequada para obtenção de resultados representativos do comportamento de estruturas multicamadas que simulam a configuração que será aplicada em campo. Esta proposta permite que seja testada a interação entre os diferentes materiais e seu comportamento em conjunto nos revestimentos flexíveis. O ensaio realizado neste estudo é utilizado para simular o trincamento causado pela ação do tráfego apenas, pois é realizado através da aplicação de um carregamento vertical sobre o corpo de prova induzindo tração nas suas fibras inferiores.

## MATERIAIS E ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Com o objetivo de avaliar a contenção do trincamento em camadas asfálticas através do ensaio SCB (*Semi-Circular Bending Test*), propõe-se avaliar três configurações diferentes de camadas asfálticas. Assim, foram selecionados materiais que estão presentes tanto em um processo de reabilitação, quanto na construção de um novo pavimento, e consistem em um agregado de origem granítica, dois tipos de ligantes asfálticos, CAP 50/70 e AB8, uma geogrelha e uma emulsão utilizada para pintura de ligação.

O agregado utilizado é de origem granítica proveniente da Empresa de Mineração Eldorado, situada em Eldorado do Sul. O CAP 50/70 escolhido é um ligante bastante comum na região, o que aumenta sua representatividade no cenário atual. Ademais, não contém nenhum modificador, diminuindo assim sua influência na retenção do trincamento e evidenciando a alteração de desempenho obtida a partir dos demais materiais propostos nesse estudo.

A emulsão utilizada foi do tipo RR2C, escolhida por apresentar baixo tempo de ruptura, o que evita exposição prolongada a possíveis contaminações da superfície da placa moldada antes que seja compactada a camada superior.

Para a camada de absorção de tensões com geogrelha, foi utilizada a Geogrelha Hatelit XP 50. Este material foi escolhido por ser uma solução desenvolvida para reforço de concreto asfáltico. Sua matéria prima principal é Poliálcool vinílico (PVA) com revestimento betuminoso sobre um tecido não tecido. Suas especificações estão descritas na Tabela 1.

Tabela 1. Especificação da Geogrelha Hatelit XP 50.

Propriedade	Método	Especificação
Abertura nominal da malha, mm	NA	40 mm
Resistência à tração nominal	NBR/ISO 10319	50 kN/m
Deformação na resistência nominal	NBR/ISO 10319	≤ 6%
Resistência à tração - a 3% de deformação	NBR/ISO 10319	≥ 22 kN/m
Eficiência à temperatura - Ponto de fusão	-	250°C
Eficiência à temperatura - Resistência térmica	-	190°C
Teor de betume de revestimento	-	>60%
Apresentação e dimensões das bobinas (LxC)	-	(5x150) m

A primeira configuração é composta por uma camada superior de mistura com ligante AB8 e a segunda camada de mistura com CAP 50/70. A segunda configuração compreende duas camadas de mistura com CAP 50/70, com uma geogrelha entre estas duas camadas. E por fim, a terceira configuração consiste em duas camadas de mistura asfáltica com ligante 50/70, escolhida como referência. Todas as configurações tiveram suas camadas unidas por uma pintura de ligação com emulsão asfáltica. Para melhor compreensão, a Figura 1 apresenta a matriz experimental com as três configurações de camadas propostas.

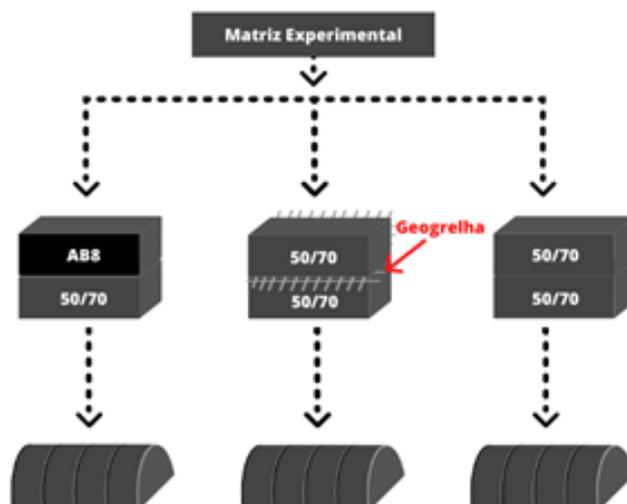


Figura 1. Matriz experimental.

As misturas asfálticas estudadas foram dosadas pela metodologia Superpave sendo a composição granulométrica determinada pela metodologia Baile, com Tamanho Máximo Nominal (TMN) 19mm. A curva granulométrica das misturas asfálticas está apresentada na Figura 2. A Tabela 2 apresenta as nomenclaturas das misturas, as Gmm, os teores de projeto obtidos, os valores de VAM (vazios do agregado mineral), RBV (relação betume vazios), e os valores obtidos nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT) e módulo de resiliência (MR).

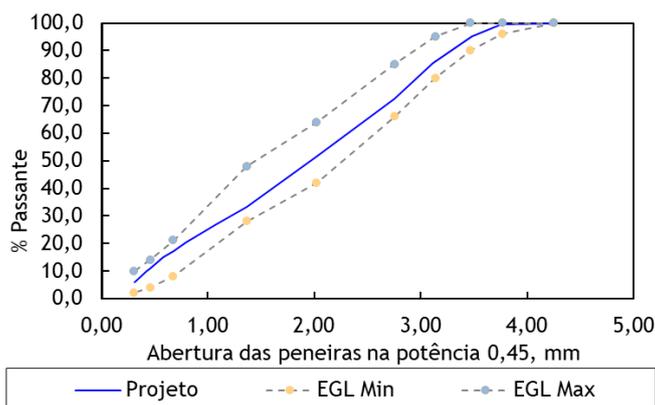


Figura 2. Curva granulométrica da mistura asfáltica. Fonte: Mensch (2020).

Tabela 2. Resumo das misturas, teor de projeto, Gmm, VAM e RBV

Mistura	Teor de Projeto (%)	Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	VAM (%)	RBV (%)
Mistura 50/70	4,7	2,425	15,94	67,40
Mistura AB8	4,9	2,419	15	72,3

A configuração com ligante modificado pela adição de borracha, AB8, foi denominada com a letra “B”. A configuração com a utilização de geogrelha foi designada com a letra “G” e a terceira configuração, de referência, denominada com a letra “R”. Para cada configuração, foi moldada uma

placa e extraídos corpos de prova. Destes, no mínimo 4 foram ensaiados de acordo com a norma EN 12697-44.

Para a realização do ensaio SCB são utilizados corpos de prova retirados de amostras cilíndricas com 15cm de diâmetro moldadas em compactador giratório. Esta configuração é relativamente simples e exige apenas cortes retilíneos para obtenção de corpos de prova. No entanto, neste processo de fabricação a compactação é feita em sentido perpendicular ao sentido de ensaio da amostra, portanto, se estes corpos de prova fossem moldados com mais de uma camada, elas ficariam verticais no momento do ensaio. Para obtenção de amostras com camadas horizontais representativas da estrutura proposta, o protocolo de moldagem e extração foi concebido com a utilização de placas prismáticas.

Produziram-se placas prismáticas de aproximadamente 17cm de largura por 42cm de comprimento e 8cm de altura. Elas foram moldadas utilizando um molde metálico e compactadas com um rolo compactador liso de pequeno porte. A extração dos corpos de prova foi realizada com uma serra copo de 15cm de diâmetro interno. Ao fim desta etapa, foram retirados os cilindros partidos ao meio que foram serrados com 5cm de largura para obtenção das amostras semicirculares. Por fim, foi realizada a fenda que deu início ao trincamento nestes corpos de prova com o auxílio de uma serra de disco a seco. Para facilitar a visualização, o processo de obtenção dos corpos de prova foi esquematizado na Figura 3. A Figura 4 apresenta imagens dos corpos de prova.

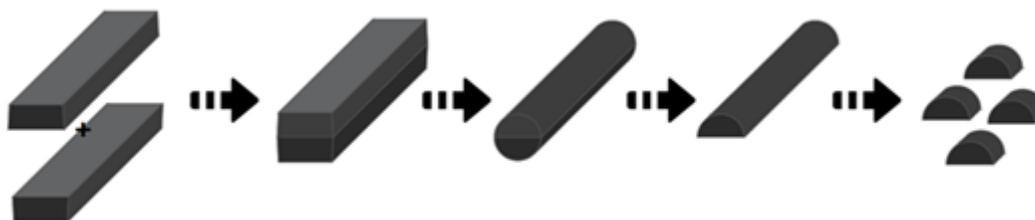


Figura 3. Processo de obtenção dos corpos de prova.



Figura 4. a) superior à esquerda: cilindro partido ao meio extraído da placa com mistura AB8; b) superior à direita: cilindro partido ao meio extraído da placa com Geogrelha; c) inferior à esquerda: cilindro partido ao meio extraído da placa de referência d) inferior à direita: corpos de prova serrados a partir dos cilindros partidos ao meio. Fonte: autores.

Para realização do ensaio SCB, foram adotados os procedimentos conforme a norma europeia EN 12697- 44 (2010). Como esta norma não especifica uma temperatura de ensaio, foi adotada a temperatura de  $20 \pm 1^\circ\text{C}$  já praticada em estudos como Aragão (2019) e Godoi (2016). Os corpos de prova foram condicionados a esta temperatura por, no mínimo, 4h imediatamente antes de serem ensaiados.

O equipamento utilizado para fazer o ensaio foi um Material Test System (MTS), adaptado com peças específicas para que a aplicação do carregamento seja de acordo com o que a norma solicita. O critério de parada sugerido pela norma é quando a leitura da força aplicada na amostra decair para 100kN. No entanto, em algumas amostras, como as com membrana Geotêxtil, o corpo de prova se deformava demasiadamente sem que a força aplicada diminuísse e, então, o ensaio foi encerrado quando notava-se a desagregação dos agregados na face superior do corpo de prova, demonstrando que ele não resistia mais ao carregamento. A figura 5 apresenta imagens das amostras após o ensaio.



Figura 5. a) à esquerda: amostra de referência; b) ao centro: amostra com asfalto borracha; c) à direita: amostra com geogrelha. A linha verde representa a localização da geogrelha na amostra. Fonte: autores.

## ANÁLISE DE RESULTADOS

Com os resultados obtidos pelo ensaio SCB, foi possível obter os gráficos de deslocamento vs. força para cada uma das configurações. Na Figura 6, estão os resultados das amostras de referência. Pode-se observar que, apesar de uma amplitude de quase 1kN entre os valores máximos de carregamento dos corpos de prova 1R até 6R, estes apresentam similaridade no comportamento de descarregamento, no entanto, isto não é observado nas amostras 7R e 8R. Por este motivo, optou-se por seguir com a análise de resultados sem estas duas últimas amostras.

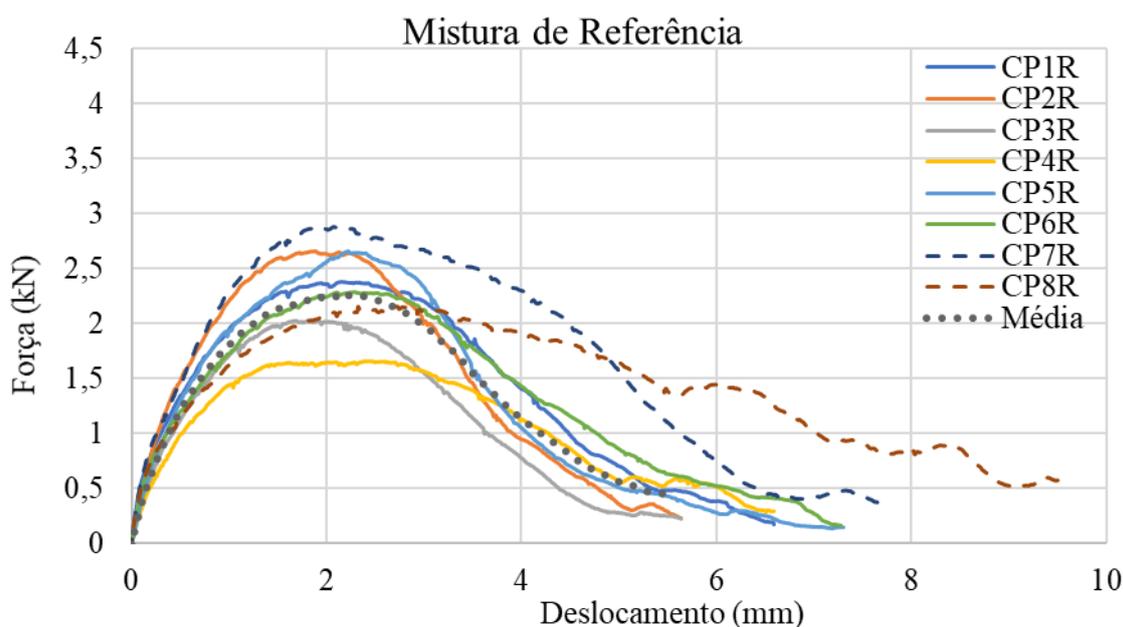


Figura 6. Gráfico força versus deslocamento para amostras do tipo “R”.

Percebe-se que quando o carregamento atinge seu ponto máximo, a amostra deixa de ser capaz de resistir ao trincamento que ocorre a partir deste ponto de máxima carga e, rapidamente, passa a apresentar macrotrincas que representam a ruptura do material, caracterizada pela rampa de redução da carga.

O comportamento das amostras com a camada superior de asfalto borracha está representado na Figura 7 e foi bastante similar para todas as amostras. É possível observar que após atingir o carregamento máximo, o trincamento se inicia e rapidamente evolui levando o corpo de prova à ruptura, o que também foi observado para as amostras de referência. Ainda assim, nota-se que esta configuração conseguiu resistir a uma carga aproximadamente 1kN superior à referência, o que indica uma resistência superior ao trincamento. Esta diferença de desempenho será avaliada de forma mais aprofundada no cálculo dos parâmetros de trincamento.

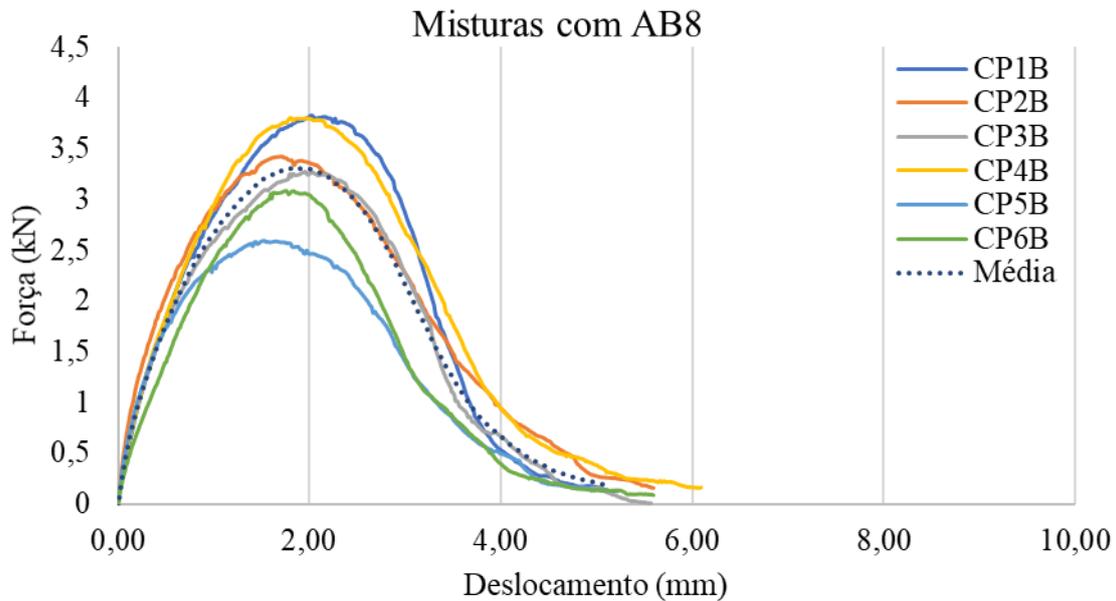


Figura 7. Gráfico força versus deslocamento para amostras do tipo “B”.

A Figura 8 representa os resultados das amostras com geogrelha. Diferentemente das demais configurações, estas amostras não apresentam grande declividade na etapa de descarregamento. Esta é a fase que representa a propagação do trincamento na amostra e, portanto, indica que estes corpos de prova foram capazes de reter carregamento mesmo após o início do trincamento. Na avaliação realizada posteriormente, não foi possível calcular os parâmetros de trincamento dos CPs 2 e 4 devido à ausência de um pico de carregamento bem definido, portanto foram retiradas da análise. O valor médio do carregamento máximo foi bastante similar à referência e os demais parâmetros de trincamento serão avaliados em seguida.

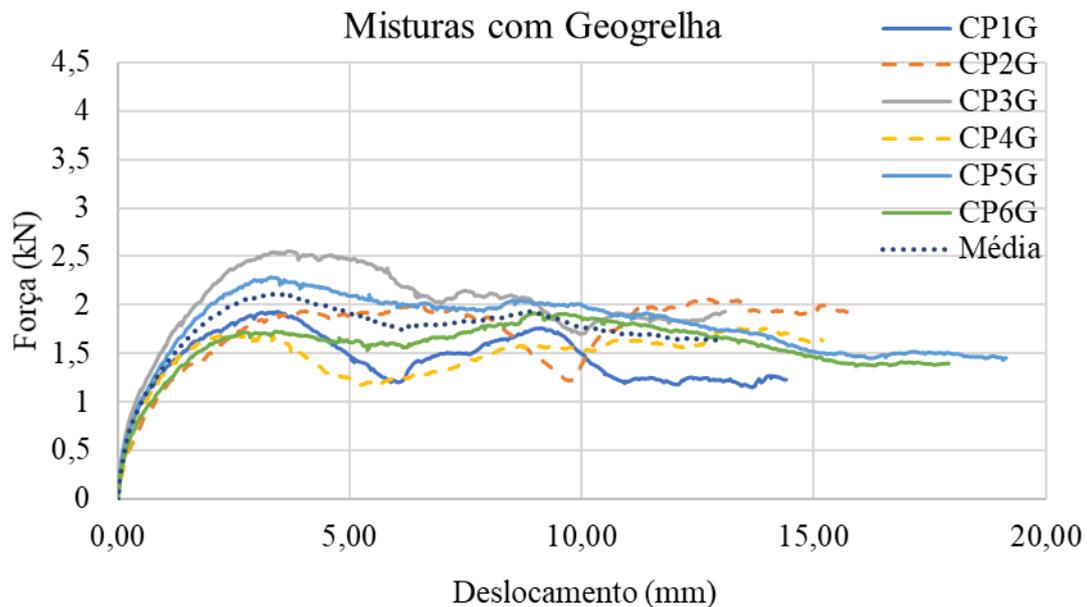


Figura 8. Gráfico força versus deslocamento para amostras do tipo “G”.

A partir dos resultados obtidos no ensaio de SCB, é possível avaliar parâmetros do comportamento de trincamento destes materiais. A Tabela 3 contém dados médios das três configurações de ensaio estudadas.

Tabela 3. Valores médios de carregamento e deformação das amostras.

Config.	F <sub>máx</sub> (kN) média	Desvio Padrão F <sub>máx</sub>	Deslocamento em F <sub>máx</sub> (mm) médio	Desvio padrão	E <sub>máx</sub> média	Desvio padrão	σ <sub>máx</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) [MPa]	Desvio padrão
Referência	2,28	0,39	2,14	0,24	2,97%	0,43%	1,42	0,26
Borracha	3,34	0,47	1,80	0,17	2,43%	0,21%	1,94	0,26
Geogrelha	2,03	0,33	3,89	1,19	5,22%	1,77%	1,24	0,16

O ensaio SCB fornece informações da energia dispersada para ruptura da amostra. Estes valores são calculados conforme as equações 1 e 2 e os resultados médios para cada tipo de amostra ensaiada. Os parâmetros calculados são: a área de ligação ( $A_{lig}$ ); o Trabalho de Fratura ( $W_f$ ), que representa a área sobre o gráfico de força *versus* deslocamento; a Energia de Fratura ( $G_f$ ); e com auxílio do coeficiente de inclinação da reta tangente ao ponto de inflexão ( $|m|$ ), foi determinado o deslocamento crítico ( $D_c$ ) e o Índice de Flexibilidade (IF).

$$A_{lig} = e \cdot (h - a) \quad (1)$$

Em que  $A_{lig}$  é a Área de ligamento (mm<sup>2</sup>);  $e$  é a espessura da amostra (mm);  $h$  é a altura (mm) e  $a$  é altura do entalhe (mm). Esta área é a que fica no centro da amostra e é o local preferencial de ruptura.

$$G_f = \frac{W_f}{A_{lig}} \cdot 10^6 \quad (2)$$

Onde,  $G_f$  é a energia de fratura da amostra (J/m<sup>2</sup>), que é a porção do trabalho de fratura por unidade da área de ligação e  $W_f$  é o trabalho de fratura (J), obtido a partir da área sob o gráfico força versus deslocamento.

A Tabela 4 representa os valores calculados, além do coeficiente  $|m|$  que representa o comportamento frágil ou dúctil da ruptura a partir da declividade da reta obtida no ponto de inflexão da etapa de descarregamento da amostra, o deslocamento crítico que é o ponto de interseção desta reta com o eixo x e o índice de flexibilidade que é outro parâmetro de classificação do comportamento da amostra quanto à ductilidade.

Tabela 4. Valores obtidos para Alig, Wf, Gf, coeficiente m, Dc e FI.

Amostra	Alig (mm <sup>2</sup> )	Wf (J)	Gf (J/m <sup>2</sup> )	m	Dc	FI
Referência (média)	2866,71	8,17	2832,74	1,0151	5,11	29,38
Desvio Padrão	81,79	1,08	321,17	0,1989	0,45	5,56
Borracha (média)	3158,91	9,45	2984,49	1,7086	4,30	18,11
Desvio Padrão	159,67	1,63	440,11	0,4435	0,25	3,99
Geogrelha (média)	3158,91	9,72	3101,72	0,10	30,31	404,24
Desvio Padrão	159,67	1,58	254,75	0,05	14,55	219,60

Desta tabela conclui-se que a configuração com geogrelha é a que demanda mais energia para ruptura das amostras tanto em valores totais quanto em relação às unidades de área. A partir dos coeficientes de ductilidade nota-se que a configuração com asfalto borracha apresenta os menores valores de |m| e FI o que indica que o comportamento dessas amostras é o mais frágil observado e a geogrelha apresenta ruptura mais dúctil. Esta conclusão se comprova na observação dos gráficos que, para as amostras “B” rompem com deslocamentos menores e da geogrelha seguem até deslocamentos superiores.

A Tabela 5 apresenta valores de Gf encontrados na literatura e a composição das amostras estudadas. Não se encontram, na literatura, ensaios com amostras de configuração multicamadas como avaliadas neste artigo, no entanto estes valores servem de referência para demonstrar que os valores encontrados são comparáveis aos ensaios realizados em corpos de prova de composição homogênea.

Tabela 5. Valores da literatura para Gf.

Material	Gf (J/m <sup>2</sup> )	Autor
Concreto asfáltico com CAP50/70	2333,0	Aragão, 2019
Concreto asfáltico com CAP50/70	3242,68	Godoi, 2017
Concreto asfáltico com AMP 60/85	3581,86	Godoi, 2017
Concreto asfáltico com ligante AB8	2847,03	Godoi, 2017
Concreto asfáltico com CAP30/45	Em torno de 6000	Frossard, 2021
Concreto asfáltico com CAP30/45 + Escória de alto forno + Cal	Em torno de 4000	Frossard, 2021
Concreto asfáltico com CAP30/45	Em torno de 1000	Arteris, 2013
Concreto asfáltico com SAMI asfáltico	Em torno de 1800	Arteris, 2013

Apesar da grande variabilidade, nota-se que as ordens de grandeza dos valores encontrados são adequados para energia de fratura em comparação com valores da literatura.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos a partir do ensaio de SCB para os corpos de prova utilizados mostraram-se coerentes para cada conjunto avaliado apresentando desvios padrão baixos com relação aos parâmetros estudados e com valores em ordens de grandeza adequados comparado com energias de fratura encontradas na literatura.

A avaliação dos gráficos obtidos permite concluir que os corpos de prova com asfalto borracha se comportaram de forma similar às amostras de referência. Apesar disso, destacam-se algumas diferenças relevantes como a carga máxima suportada pelas amostras com asfalto borracha, em média, foi superior às das amostras de referência o que resulta em energias de fratura superiores e, portanto, resistência superior ao trincamento. Outra diferença são os parâmetros de fragilidade  $|m|$  e FI que são maiores para as amostras com a camada de asfalto borracha quando comparadas com as amostras do tipo “R” indicando comportamento mais frágil. Este resultado se comprova na observação dos ensaios, notou-se que as amostras do tipo “B” demoram mais para apresentar trincas visíveis, no entanto, uma vez que estas apareçam, a ruptura da amostra ocorre rapidamente, informação visível também através dos gráficos.

As amostras com geogrelha (do tipo “G”) são capazes de resistir ao início do trincamento em cargas bastante similares às amostras de referência. Este fato já era esperado, pois a camada inferior dos corpos de prova é composta do mesmo material, no entanto, a configuração com geogrelha teve um comportamento muito superior quanto à ductilidade quando comparado com as demais. Observa-se que a declividade ( $|m|$ ) média das amostras com geogrelha é apenas um décimo das amostras de referência.

A declividade baixa indica ruptura dúctil das amostras “G” o que é desejável para a retenção das trincas de reflexão. Isto se comprova visualmente nas amostras, pois a trinca gerada na parte inferior não apresenta continuidade acima da geogrelha demonstrando que ela foi capaz de dissipar a tensão de tração gerada pela trinca inferior.

Nos corpos de prova, nota-se que as amostras deformam muito após a propagação da trinca na porção inferior da amostra sem que ela se propague para a parte superior que apresenta ruptura por cisalhamento em torno do atuador da prensa antes de apresentar trincas do tipo *bottom-up*.

Com este estudo, avalia-se que a configuração de amostra proposta foi adequada para a realização do ensaio e avaliação das propriedades de ruptura. Apesar de a trinca precisar passar por um trecho de amostra sob a solução de redução de reflexão de trincas, entende-se que este fato não prejudica a avaliação do desempenho da camada antirreflexão, pois é possível avaliar satisfatoriamente as propriedades de fratura através dos cálculos de parâmetros.

Quando comparadas as energias dissipadas na ruptura, nota-se que as amostras com asfalto borracha e com geogrelha apresentam valores bastante próximos o que indica que ambos são capazes de reduzir a reflexão de trincas, no entanto, o comportamento dúctil das amostras “G” é mais adequado para pavimentos flexíveis.

A partir deste estudo, conclui-se que, para as amostras ensaiadas, a configuração com geogrelha se mostrou mais adequada para retenção da reflexão de trincas quando comparada com as demais avaliadas.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTE, J. R. O. Desempenho de Misturas Asfálticas Reforçadas com Geossintéticos. 2016. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, UnB.

ARAGÃO, F.T.S., HARTMANN, D.A., KIM, Y.R., MOTTA, L.M.G., AFTJAVAHERIAN, M. A numerical-experimental approach to characterize fracture properties of asphalt mixtures at low in-service temperatures. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2447, Washington, D.C. pp. 42-50, 2014.

ARTERIS. Avaliação da relação entre a energia conservada e fadiga/deformação permanente. Relatório final. Recursos para Desenvolvimento Tecnológico – RDT. Rodovia BR 116 – Trecho São Paulo – Curitiba. Jan, 2013.

BALBO, J. T. Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração. 2007. 558p. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

DI BENEDETTO, H., et al., 2004. Fatigue of bituminous mixtures. Materials and Structures, 37, 202–216

ELSEIFI, M. A.; MOHAMMAD, L.; COOPER, S. Modeling and evaluation of the cracking resistance of asphalt mixtures using semi-circular bending test at intermediate temperatures. Road and materials and pavement design, 10.1080/14680629.2012.657035, p. 124-139, 2012.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 12697-44: Bituminous Mixtures – Test Methods for Hot Mix Asphalt Part 44: Crack Propagation by Semi-Circular Bending Test, Brussels, Belgium, 2010.

FROSSARD, R. M. Influência da adesividade ligante-agregado nas propriedades de fratura de misturas asfálticas sujeitas ao dano por umidade. 2021. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFES, Vitória.

GODOI, L. C. Aplicação do Ensaio de Flexão em Amostra Semicircular para Avaliação do Trincamento de Misturas Asfálticas. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MENSCH, N. G. Contribuições à modelagem da deformação permanente de misturas asfálticas. 2020. Tese (Qualificação de doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

MIRANDA, L. P. Análise do comportamento mecânico de pavimento reforçado com geossintético sob carregamento cíclico em modelo físico de verdadeira grandeza. 2013. Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio.

MOREIRA, L. Avaliação do Dano Mecânico de Geossintéticos Empregados em Recapeamentos Asfálticos Durante o Processo Construtivo. 2016. Trabalho de conclusão de curso. UniCEUB – Centro Universitário de Brasília

SAHA, G. BILIGIRI, K. P. **Fracture properties of asphalt mixtures using semi-circular bending test: A state-of-the-art review and future research.** Construction and Building Materials, Volume 105, 2016, Pages 103-112, ISSN 0950-0618. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.046>.

VIDAL, D. M., Aplicação em Pavimentos, Apostila do Curso de Aplicação de Geossintéticos à Obras Civas, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2001.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### INVESTIGAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE BRITA GRADUADA SIMPLES A PARTIR DA METODOLOGIA MULTISTÁGIOS

*LUIZ HENRIQUE FERRADOR BEN<sup>1</sup>; AMANDA VIELMO SAGRILO<sup>2</sup>; PAULA TAIANE PASCOAL<sup>3</sup>; GABRIEL AUGUSTO FEYH<sup>4</sup>; MAGNOS BARONI<sup>5</sup>; LUCIANO PIVOTO SPECHT<sup>6</sup>*

#### RESUMO

Apresentar-se-á avaliações da deformação permanente de britas graduadas simples (BGS), extraídas de pedra de basalto, denominada São Juvenal/RS, utilizando o equipamento triaxial cíclico e a metodologia de aplicação de carga em múltiplos estágios. Por ser um material comumente presente na base de pavimentos asfálticos e estar sujeita a grandes deformações, a caracterização quanto a deformabilidade é pertinente, além de ser critério de dimensionamento no novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), e assim, cria-se uma demanda maior pela caracterização de propriedades como o modo de resiliência e a deformação permanente. A deformação permanente é o somatório das deformações não recuperáveis provenientes das ações de carregamentos exercidas sobre um material não completamente elástico. No Brasil, a avaliação da deformação permanente é dada a partir de um protocolo extenso, envolvendo diversas amostras e condições distintas de tensões, porém, outros países já utilizam ensaios em multistágios como forma de avaliar a metodologia a deformação permanente. Diante do exposto, neste artigo é apresentado um comparativo do protocolo normatizado dito convencional com um protocolo multistágios adaptado, com intuito de reduzir o protocolo de ensaio e a quantidade de material necessário. Pode-se concluir que, a utilização da metodologia multistágios é promissora para uma caracterização prévia do material, sendo possível tomar conhecimento de vários parâmetros com um menor tempo de ensaio, podendo vir a ser utilizada como critério de escolha entre materiais. Vale ressaltar que o protocolo abordado neste estudo foi específico para este material e cada comportamento deve ser avaliado de forma individual, de modo que esta proposta busca ser uma análise inicial, utilizando menos material e menor tempo de equipamento.

**PALAVRAS-CHAVE:** ensaios triaxiais de cargas repetidas, deformabilidade, base granular, MeDiNa.

#### ABSTRACT

Evaluation of the permanent deformation of unbound granular material (UGM), extracted from basalt quarry, nominated São Juvenal/RS, using the repeated load triaxial equipment and the methodology of load application in multistage is presented in this paper. Since UGM is a commonly employed material in the base course of asphalt pavements and is subject to major deformations, the characterization about deformability is relevant, besides it is a criterion of Brazilian M-E (MeDiNa), and thus creates a greater demand for the characterization of properties as the resilient modulus and permanent deformation. Permanent deformation is the sum of non-recoverable deformations from the actions of traffic exerted on a non-completely elastic material. In Brazil, the evaluation of the permanent deformation is given from an extensive protocol, involving several samples and distinct conditions of tensions, however, other countries already use multistage tests as a way to evaluate the methodology for permanent deformation. In view of the above, in this article a comparison of the standard said conventional protocol is presented with a multistage protocol adapted, with the aim of reducing the test protocol and the amount of material required. It can be concluded that the use of the multistage methodology is promising for a characterization provided for the material, being possible to understand several parameters with a lower test time, and may be used as a criterion of choice between materials. It is noteworthy that the protocol approached in this study was specific to this material and each behavior should be evaluated individually, so that this proposal seeks to be an initial analysis using less material and less equipment time.

**KEY WORDS:** repeated load triaxial tests, deformability, granular base, MeDiNa

<sup>1</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, luizhfb@hotmail.com

<sup>2</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, amandavs94@gmail.com

<sup>3</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, ptpascoal@hotmail.com

<sup>4</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, gabriel.feyh@gmail.com



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



<sup>5</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, [magnos.baroni@gmail.com](mailto:magnos.baroni@gmail.com)

<sup>6</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000, Santa Maria, RS, [luspecht@ufsm.br](mailto:luspecht@ufsm.br)

## INTRODUÇÃO

A camada de base para os pavimentos flexíveis é responsável por garantir suporte estrutural para o revestimento asfáltico e transmitir as tensões do tráfego atenuadas para o subleito rodoviário. Esta camada é comumente composta por materiais granulares e, assim sendo, tende a apresentar as maiores deformações entre as camadas, de modo que contribui para os afundamentos de trilhas de roda (ATR) totais do pavimento. Ademais, a incidência destes afundamentos colabora para a flexão do revestimento asfáltico, contribuindo para o trincamento por fadiga. O ATR e o trincamento por fadiga são os defeitos mais recorrentes em pavimentos rodoviários (YODER e WITCZAK, 1975; LEKARP et al., 2000a, LEKARP et al., 2000b; CERNI et al., 2012; GUIMARÃES et al., 2018; MEDINA e MOTTA, 2015).

Os materiais granulares que podem ser empregados em pavimentos são diversos, tais como solo compactado, solo estabilizado granulometricamente, britas graduadas, lateritas e materiais reciclados, tais como resíduo de construção civil e fresado (BERNUCCI et al., 2010). Na região sul do país, destaca-se o uso das britas graduadas, devido a abundância de material rochoso, principalmente pelos sucessivos derrames basálticos ocorridos no norte do estado do Rio Grande do Sul (MULOCHER, 2013).

Os materiais empregados em pavimentos, em função de sua grande variabilidade, necessitam de uma completa caracterização para que seja possível averiguar seu comportamento frente às solicitações do tráfego ao longo da vida útil. A implementação do novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) propõe normas e demanda essa investigação para as diversas camadas do pavimento. Para as camadas de base, sub-base e subleito, destacam-se os ensaios de módulo de resiliência (MR) regulamento pela norma do DNIT 134/2018, e deformação permanente (DP) regido pela normativa do DNIT 179/2018.

A deformação permanente se caracteriza por ser resultado do acúmulo de deformações não recuperáveis oriundos da ação dos carregamentos, visto que os materiais não são completamente elásticos (UZAN, 2004). Caso a camada seja bem dimensionada, após certo número de solicitações, o material deixa de apresentar deformações permanentes e, conseqüentemente, não contribui mais para a formação do afundamento de trilha de roda no topo do revestimento. Caso o dimensionamento não seja o mais adequado, as deformações ao longo do tempo podem crescer indefinidamente e contribuir para a ruptura do pavimento (WERKMEISTER et al., 2001; SOLIMAN & SHALABY, 2015).

É possível distinguir vários tipos de comportamento dos materiais comparados entre si, ou mesmo, para cada material, os intervalos de comportamento quanto à resistência à ruptura plástica, em função dos níveis de tensão, classificando-os entre Tipo I, II ou III (WERKMEISTER, 2003, RAHMAN e ERLINGSSON, 2016, ERLINGSSON ET AL., 2017). Levando em consideração as particularidades dos materiais tropicais, a deformação permanente de solos e materiais granulares brasileiros pode ser representada pelo Modelo de Guimarães (2009), o qual pondera a ação da tensão confinante, da tensão desviadora e do número de solicitações na DP.

O DNIT (2018) regulamenta nove pares de tensões para a caracterização plástica de solos e materiais granulares, conforme demonstrado na Tabela 1. Contudo, sugere-se utilizar o ensaio em pelo menos seis amostras submetidas a diferentes estados de tensão ao longo de 150.000 ciclos, aplicados a frequência variável de 1 a 5 Hz, sendo recomendado a utilização de 2 Hz. Lima et al. (2019) avaliou as melhores combinações de pares de tensões a serem aplicadas, visando utilizar o ensaio com seis amostras. Os pares que constam em destaque na Tabela 1, foram indicados pelos autores para a realização do protocolo reduzido.

Tabela 1. Pares de tensão para o ensaio de deformação permanente (DNIT, 2018)

Número do par de tensões	Tensão confinante $\sigma_3$ (MPa)	Tensão desvio $\sigma_d$ (MPa)	Razão de tensões $\sigma_d/\sigma_3$
1*		0,04	1
2	0,04	0,08	2
3*		0,12	3
4*		0,08	1
5	0,08	0,16	2
6*		0,24	3
7		0,12	1
8*	0,12	0,24	2
9*		0,36	3

\* Pares de tensões selecionados ao ensaio de DP (Lima et al., 2019)

Considerando a frequência de 2 Hz para a aplicação de 150.00 ciclos, o ensaio tem duração de aproximadamente 21 horas, e para a realização de ensaios a seis diferentes pares de tensões, são necessários pelo menos seis dias de ensaios e seis diferentes amostras. Este protocolo demanda grande quantidade de material, tempo de ensaio e uso do equipamento. Uma alternativa para esta avaliação é o ensaio de deformação permanente multiestágios, no qual uma única amostra é submetida a diferentes estados de tensões. Diversos pesquisadores realizaram ensaios multiestágios com variações de até quatro estado de tensões, geralmente com 10.000 ciclos de solicitações a cada estado, para diversos materiais empregados no subleito, sub-base ou base de pavimentos (CERNI et al., 2012; XIAO et al., 2015; NAZZAL et al., 2020a; NAZZAL et al., 2020b). Ensaios com cinco ou mais variações também vem sendo realizados ao longo dos últimos anos (SONG AND OOI, 2010; HUSSAIN ET AL, 2011; ERLINGSSON E RAHMAN, 2013; RAHMAN E ERLINGSSON, 2015; SALOUR et al. 2016; ERLINGSSON et al., 2017; DELONGUI et al., 2018; NGUYEN E AHN, 2019; NAEINI et al., 2021). Além disso, Naeini et al. (2021), Nazzal et al. (2020), Nguyen e Ahn (2019), Delongui et al. (2018), Song e Ooi (2010), realizaram ensaios de deformação permanente multiestágios para diversos materiais aplicados na pavimentação, seguindo normativas internacionais ou adaptações realizadas a partir dessas normas.

Diante disso, a partir de adaptações da normativa brasileira, no presente artigo será testado um protocolo para ensaios de deformação permanente com aplicação de múltiplos estágios de cargas em apenas um corpo de prova de brita graduada simples, visando reduzir a quantidade de material e os dias de ensaio. Os resultados obtidos são comparados com os resultados do protocolo convencional, realizados por Sagrilo (2020), em amostras compactadas com as mesmas condições: origem do material, granulometria, umidade e energia de compactação.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Deformação Permanente Convencional

O ensaio de deformação permanente tem objetivo de determinar propriedades mecânicas que podem ser usadas para previsão do desempenho dos materiais quanto a este mecanismo de degradação e para calcular a resposta estrutural do pavimento. Utiliza-se, na literatura técnica nacional e no *framework* do MeDiNa, o método descrito por Guimarães (2009), para a obtenção de parâmetros de deformação plástica, conforme a equação 01.

$$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left( \frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} \cdot \left( \frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (01)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  (%): deformação específica plástica;

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$ : parâmetros de regressão;

$\sigma_3$ : tensão confinante;

$\sigma_d$ : tensão desvio;

$\rho_0$ : tensão de referência (tensão atmosférica);

N: número de ciclos de aplicação de carga.

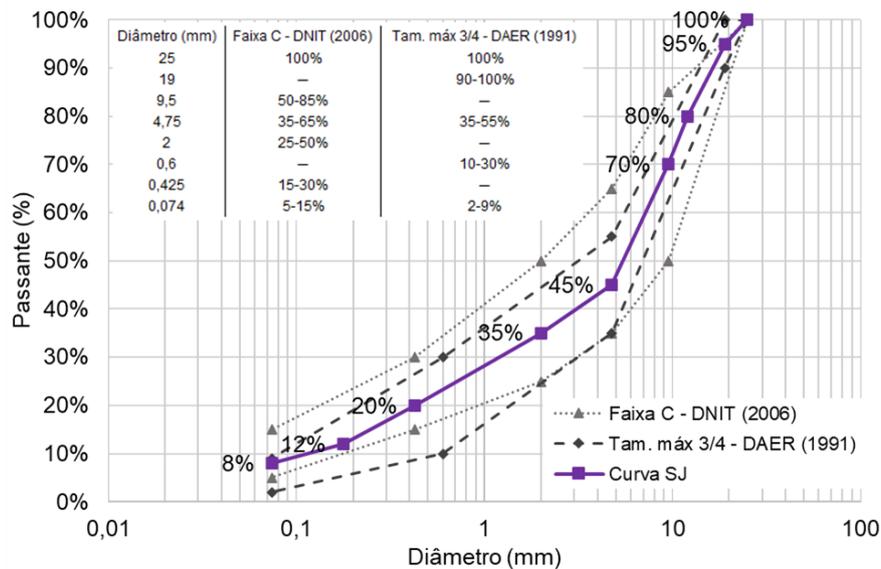
Para tanto, toma-se uma fração da amostra que seja suficiente para compactação em molde tripartido de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, na condição de umidade ótima e densidade máxima. Por se tratar de um material britado, a amostra deve ser ensaiada imediatamente após a compactação. A quantidade de material a ser preparado para a compactação de um corpo de prova é de, aproximadamente, 6000 gramas. Utiliza-se um cilindro tripartido de aço, para garantir a integridade da amostra a ser desmoldada. Para materiais granulares empregados em base de pavimentos, utiliza-se a energia modificada de compactação, nesse caso, 10 camadas e 56 golpes por camada (DNIT, 2018).

Como sequência se inicia o procedimento no equipamento triaxial de cargas repetidas. O corpo de prova é apoiado sobre uma pedra porosa e envolto em uma membrana, que garante a ação da tensão confinante e tensão desvio. Sobre o corpo de prova se posiciona o *topcap*, peça à qual se apoiam as extremidades dos LVDT para aquisição dos dados de deformação. A frequência de aplicação de cargas recomendada é de 2 Hz, podendo ser utilizadas frequências de 1 até 5 Hz. A duração do pulso de carga para qualquer frequência é de 0,1 segundo. Durante todo o ensaio a tensão confinante é mantida constante (não cíclica). Deve-se aplicar ciclos de condicionamento no início com finalidade de realizar o ajuste entre o pistão e o cabeçote. Aplica-se um par de tensões para cada corpo de prova por pelo menos 150.000 ciclos. Com a determinação da deformação permanente feita de acordo com modelo de Guimarães (2009), é possível empregar seis pares de tensões, desde que bem espaçados (LIMA ET AL., 2019), de acordo com a Tabela 1.

O material avaliado foi um basalto oriundo da pedra São Juvenal (SJ), coletado no município de Cruz Alta, Rio Grande do Sul, próximo a obra de duplicação do trevo de acesso à cidade, na RS-342, (coordenadas geográficas 243370.88 W e 6830376.02 S), na qual foi empregado como camada de base. Esse material foi peneirado, de modo a ser enquadrado na Faixa C do DNIT (DNIT, 2006), utilizando-se as peneiras 3/4" (19,0 mm), 1/2" (12,0 mm), 3/8" (9,5 mm), #4 (4,8 mm), #10 (2,0 mm), #40 (0,42 mm) #80 (0,177 mm) e #200 (0,074 mm). A curva granulométrica adotada está demonstrada na Figura 1.

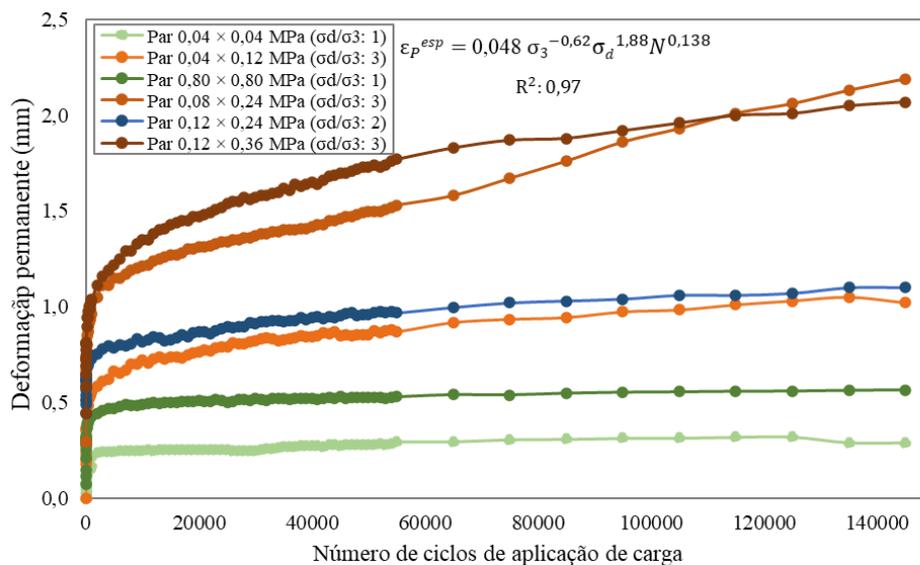
A BGS oriunda da pedra São Juvenal foi submetida aos ensaios convencionais de deformação permanente (DNIT 179/2018) e as curvas de DP ao longo dos ciclos podem ser vistas na Figura 2 (SAGRILO, 2020). A umidade ótima deste material é 5,1% e a massa específica aparente seca máxima é 2637 kg/m<sup>3</sup>. A compactação das amostras foi realizada conforme as propostas da norma de DP e os critérios de aceitação foram o grau de compactação (100% ± 1%) e a umidade ( $w_{ot} \pm 1\%$ ).

Figura 1. Curva granulométrica adotada (SAGRILO, 2020)



Quanto maior a tensão desviadora a qual o material está submetido, maiores são as deformações permanentes para uma mesma tensão confinante. Essa relação se mantém quando se observa as relações  $\sigma_d/\sigma_3$  para cada ensaio. Foi possível modelar o comportamento deste material por meio do Modelo de Guimarães, levando em consideração a deformação específica, conforme consta na Figura 2.

Figura 2. Deformação permanente acumulada ao longo dos ciclos de ensaio (SAGRILO, 2020)



### Deformação Permanente Multiestágios

Para a definição dos critérios de ensaio de deformação permanente multiestágios utilizou-se como referência a norma europeia dos ensaios triaxiais (BSI, 2004), com adaptações dos pares de tensão empregados no ensaio convencional (ver Tabela 1). Cada par de tensão, em destaque na Tabela 1, foi aplicado a uma frequência de 1 Hz, ao longo de 10.000 ciclos, totalizando 60.000 ciclos em um

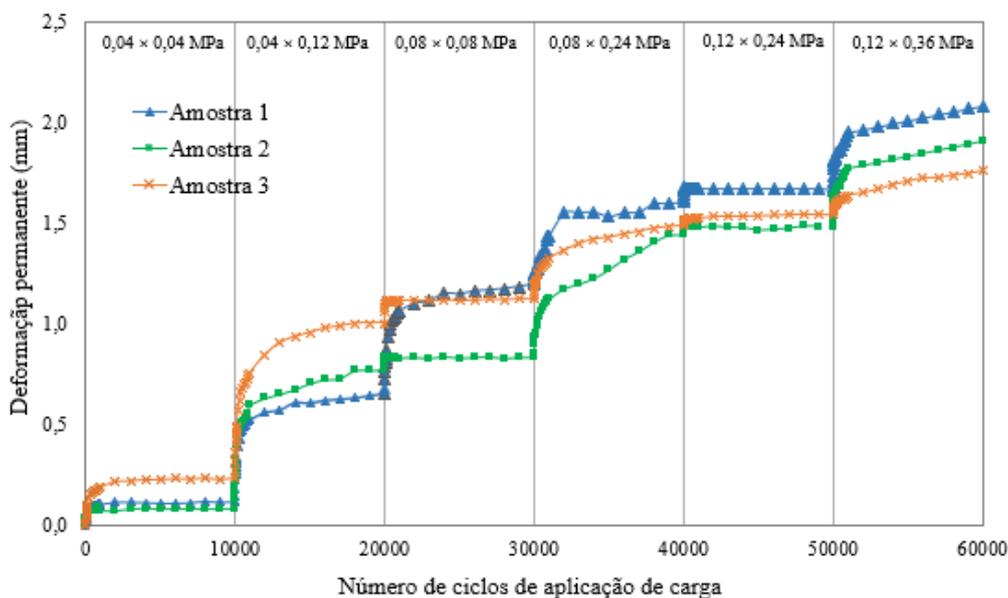
único corpo de prova. A frequência de carregamento, condicionamento e posicionamento da amostra no equipamento triaxial de cargas repetidas se mantém da mesma forma que o ensaio convencional, bem como a compactação e critérios de aceitação. Dessa forma, ao invés de seis amostras ensaiadas por cerca de 21 horas cada, submetidas a 150.000 ciclos, propôs-se realizar um protocolo reduzido, submetendo uma única amostra aos mesmos seis pares, por cerca de 8 horas de ensaio. Esse protocolo foi testado três vezes em amostras distintas para minimizar os erros e constatar a semelhança entre as amostras.

Como forma de analisar os resultados através das distintas metodologias, se fez necessário realizar uma comparação entre as magnitudes das deformações obtidas. Sendo assim foram utilizados como parâmetros de comparação os valores obtidos quanto a deformação permanente acumulada no final dos 150.000 ciclos para cada par, para a metodologia tradicional, e o seu equivalente para metodologia multiestágio, que seria a deformação acumulada ao decorrer de cada estágio (10.000 ciclos) de forma isolada.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

As curvas de deformação permanente ao longo dos 60.000 ciclos para cada um dos três ensaios podem ser visualizadas na Figuras 3. Foi possível constatar os resultados de deformação foram distintos para a deformação total acumulada das amostras, ainda que todas as amostras sejam representativas e tenham atendido aos critérios de compactação. A cada 10.000 ciclos de aplicação de carga foi realizada a mudança do par de tensões. Para o primeiro par de tensões (0,4 MPa × 0,4 MPa), as deformações foram baixas para todos os casos, seguindo a tendência apresentada anteriormente no ensaio convencional (ver Figura 2).

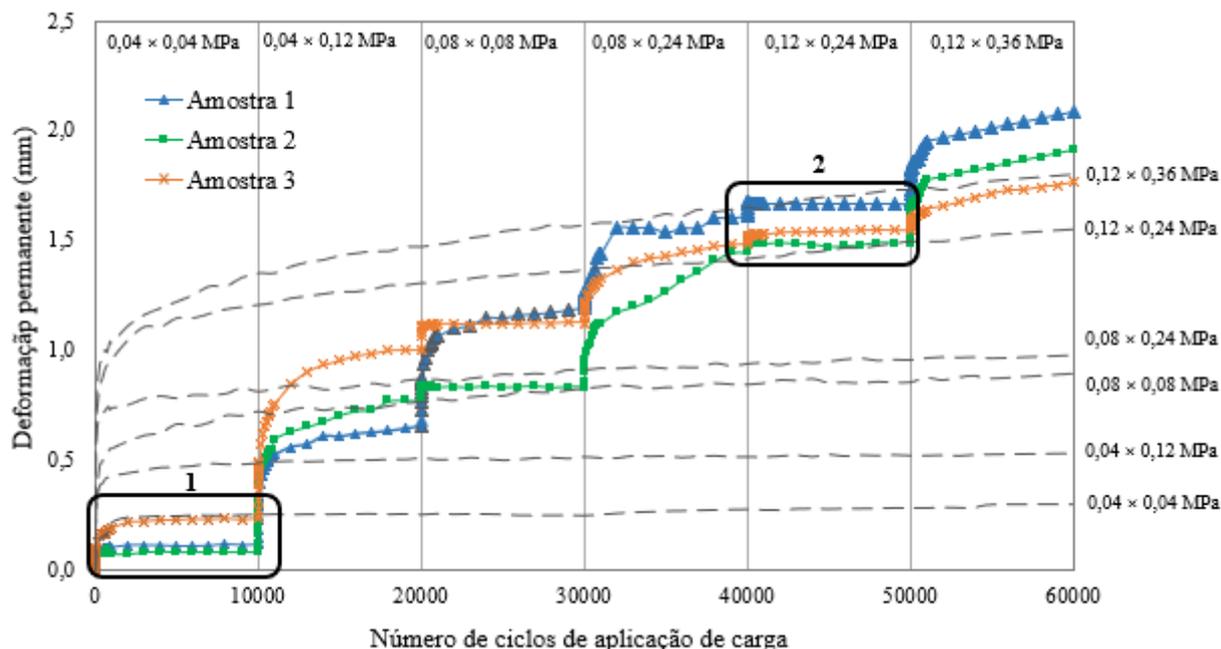
Figura 3. Deformação permanente multiestágios das três amostras de BGS



Resultado similar foi obtido para o par 0,8 MPa × 0,8 MPa, que apresenta razão  $\sigma_d/\sigma_3$  também unitária. Para esses pares de tensão, após alguns ciclos de carregamento, não se acumulou mais deformações permanentes, de maneira análoga ao comportamento apresentado no ensaio convencional para o mesmo estado de tensão. Para o caso do par 1,2 MPa × 2,4 MPa, ainda que a razão entre as tensões  $\sigma_d/\sigma_3$ : 2, o padrão de deformabilidade segue análogo aos demais, ou seja,

apresenta acomodamento plástico tipo I. Os pares de tensão com razões  $\sigma_d/\sigma_3$ : 3, a saber, 0,4 MPa  $\times$  1,2 MPa, 0,8 MPa  $\times$  2,4 MPa e 1,2 MPa  $\times$  3,6 MPa, apresentaram os maiores ganhos de deformação, sugerindo, por vezes, um comportamento tipo III, ou seja, deforma-se indefinidamente, de modo que não é possível observar o acomodamento. Para o ensaio convencional, esses mesmos pares atuaram da mesma maneira, sendo responsáveis pelas deformações elevadas. É importante ressaltar que foram esses pares que condicionaram as deformações finais das amostras. Ao analisar o comparativo entre as duas metodologias (Figura 4), observa-se que a aplicação do ensaio de deformação permanente em multiestágios apresenta resultados coerentes com os expostos pela metodologia tradicional, conforme os destaques 1 e 2. Dessa forma, considera-se que a realização dos ensaios multiestágios para BGS um potencial ensaio para caracterização e seleção dos materiais, demandando menos material e uma menos tempo. Neste caso específico deste material, para razões entre tensões elevadas não foi percebido o acomodamento em 10.000 ciclos, se faz necessário o ensaio estendido de 150.000 ciclos, de modo que alguns desses pares poderiam apresentar acomodamento com mais solicitações. Por outro lado, os pares de razão entre tensões mais baixas apresentaram acomodamento antes dos 10.000 ciclos. Assim sendo, essa metodologia pode auxiliar a compreender os padrões de deformação, como forma de fazer uma avaliação inicial, com menor consumo de material e diminuindo o tempo de ensaio.

Figura 4. Comparativo da deformação permanente multiestágios das três amostras com o ensaio convencional



## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A caracterização dos materiais granulares empregados como base de pavimento é de grande relevância visto que impactam diretamente no afundamento de trilha de roda das camadas e oferece capacidade de suporte para o revestimento asfáltico. A depender da rigidez da camada, o trincamento por fadiga precoce da superfície pode ser favorecido. O principal mecanismo de ruína que afeta os solos e camadas granulares é a deformação permanente, cuja investigação, pelas normativas tradicionais, demanda ao menos seis ensaios, ao longo de 150.000 ciclos. Este estudo propõe uma avaliação sucinta do comportamento, com uma menor quantidade de material, por meio

de uma metodologia de ensaios multiestágios, no qual os seis pares de tensão do ensaio de DP em um único corpo de prova, totalizando 60.000 ciclos.

Os ensaios realizados pela metodologia multiestágios foram confrontados com os resultados obtidos pelo protocolo tradicional. Foi possível perceber que os pares de ensaio em que o material apresentou acomodamento, ou seja, baixos ganhos de deformação ao longo do tempo, apresentaram resultados semelhantes em ambos os ensaios. Esses pares foram aqueles que a relação  $\sigma_d/\sigma_3$  foi igual a 1 (0,4 MPa  $\times$  0,4 MPa e 0,8 MPa  $\times$  0,8 MPa) e 2 (1,2 MPa  $\times$  2,4 MPa) e pode-se constatar comportamento tipo I frente às deformações. Para os pares cuja relação é igual a 3 (0,4 MPa  $\times$  1,2 MPa, 0,8 MPa  $\times$  2,4 MPa e 1,2 MPa  $\times$  3,6 MPa), o material se deforma indefinidamente em ambas as metodologias, caracterizando comportamento tipo III. Com isso a aplicação da metodologia multiestágios se mostrou eficiente para critério de seleção dos materiais, uma vez que é possível identificar comportamentos semelhantes a metodologia tradicional quanto ao tipo de deformação e ao comportamento frente aos diferentes pares de razões de tensões. Porém, carece de uma maior investigação quanto a utilização desse protocolo para determinar parâmetros de deformação permanente, uma vez que necessitaria a aplicação dos conceitos de *time hardening* (ERLINGSSON E RAHMAN, 2013), em que a deformação permanente acumulada estabelecida pela condição de solicitações e pelo tempo, é considerada para calcular o número equivalente de ciclos de carga necessário para atingir a mesma deformação no caso de estágio único.

Vale ressaltar que o protocolo abordado neste estudo foi específico para este material e cada comportamento deve ser avaliado individualmente, de modo que esta proposta busca uma maior compreensão, utilizando menos material e menor tempo de equipamento, sendo uma prática de grande potencial visando agilidade e conveniência na caracterização dos materiais. Como sugestão de pesquisas futuras, pode-se abordar ensaios multiestágios com número de ciclos variáveis para as diferentes relações  $\sigma_d/\sigma_3$ , de modo que quanto maior a relação, podem ser necessários mais ciclos. Outro aspecto a ser investigado é o ganho de rigidez entre os estágios, devido à influência do histórico de tensões no módulo de resiliência do material.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**, Rio de Janeiro, PETROBRAS, ABEDA, 2010.

British Standards Institution, Unbound and Hydraulically Bound Mixtures - Part 7: **Cyclic Load Triaxial Test for Unbound Mixtures** - BS EN 13286-7:2004. London, UK, 2004.

CERNI, G., CARDONE, F., VIRGILI, S., CAMILLI, S. **Characterization of Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials Under Repeated Triaxial Loading**. Construction and Building Materials, 28. p. 79-87, 2012.

CEN - European Committee for Standardization - EN. 13286–13287. **Cyclic Load Triaxial Test for Unbound Mixtures**, European Standard, Brussels, 2004.

DELONGUI, L., MATUELLA, M., NÚÑEZ, W. P., FEDRIGO, W., SILVA FILHO, L. C. P., CERATTI, J. A. P. **Construction and Demolition Waste Parameters for Rational Pavement Design**. Construction and Building Materials. 168. p. (2018) 105-112, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.086>.

DNER - Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **DNER ME 83: Agregados – análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 1998.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **DNIT 134-ME: Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2018.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **DNIT IE 179/18: Pavimentação - Solos - Determinação do módulo da deformação permanente - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2018.

ERLINGSSON, S., RAHMAN, S., SALOUR, F. **Characteristics of Unbound Granular Materials and Subgrades Based on Multi Stage Rlt Testing.** *Transportation Geotechnics*. 13 (2017) 28-42, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.08.009>.

ERLINGSSON, S., RAHMAN. **Evaluation of Permanent Deformation Characteristics of Unbound Granular Materials by Means of Multistage Repeated-Load Triaxial Tests.** *Transportation Research Record*. Vol 2369, Issue 1, 2013, <https://doi.org/10.3141/2369-02>.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um Método Mecânico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos.** Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.

GUIMARÃES, A. C. R., MOTTA, L. M. G., CASTRO, C. D. **Permanent Deformation Parameters of Fine-Grained Tropical Soil.** *Road Materials and Pavement Design*. 20 (7) (2018) 1-18. <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2018.1473283>.

LEKARP, F., ISACSSON, U., DAWSON, A. State of the art. I: **RESILIENT RESPONSE OF UNBOUND AGGREGATES.** *Journal of Transportation Engineering ASCE*, Vol. 126 (1). p. 66-75, 2000.

LEKARP, F., ISACSSON, U., DAWSON, A. **State of the art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates.** *Journal of Transportation Engineering ASCE*, Vol. 126 (1). p. 76-83, 2000.

LIMA, C. D. A, MOTTA, L. M. G, ARAGÃO, F. T. S. Análise das Tensões Aplicadas nos Ensaio de Deformação Permanente de Solos e Britas para o Dimensionamento Mecânico-Empírico De Pavimentos. **33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET**, 2019, 1222-1233.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M.G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 638 p, 2015.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas.** 1991. 366 p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1991.

MULOCHER, E. R. **Estudo das Argilas das Rochas Basálticas da Formação Serra Geral no Rio Grande Do Sul: Argilominerais em Lavas Portadores de Ametista na Região do Alto Uruguai (RS), Província Magmática do Uruguai.** Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2012.

NAEINI, M., MOHAMMADINIA, A., ARULRAJAH, A., HORPIBULSUK, S. **Recycled Glass Blends with Recycled Concrete Aggregates in Sustainable Railway Geotechnics.** *Sustainability* 2021, 13, 2463. <https://doi.org/10.3390/su13052463>

NAZZAL, M. D., MOHAMMAD, L. N., AUSTIN, A. **Evaluating Laboratory Tests for Use in Specifications for Unbound Base Course Materials.** *Journal of Materials in Civil Engineering*. 32 (4). 04020036 (2020) 1-8, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0003042](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003042).

NAZZAL, M. D., MOHAMMAD, L. N., AUSTIN, A., AL HOSAINT, A. Effect of Moisture Content on the Shakedown Limits of Base Course Materials. **Transportation Research Record**, 2675 (1), 2020b.

NGUYEN, T. H. AHN, J. **Experimental Evaluation of The Permanent Strains of Open-Graded Aggregate Materials.** *Road Materials and Pavement Design*, (22) (7) p. 1667-1678, 2019.

RAHMAN, M. S., ERLINGSSON, S. **Modelling the Moisture Dependent Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials.** *Procedia Engineering* Volume 143, 2016, Pages 921–928.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



SAGRILO, A. V. **Estudo de Deformabilidade e Empacotamento de Britas com Diferentes Origens Litológicas do Estado do Rio Grande Do Sul.** Universidade Federal de Santa Maria, 169 p., 2020.

SOLIMAN, H., SHALABY, A. **Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Base Materials with Varying Moisture and Fine Content.** Transportation Geotechnics, 4. p. 1-12, 2015.

SONG, Y., OOI, P. S. K. **Interpretation of Shakedown Limit from Multistage Permanent Deformation Test.** Transportation Research Record. 2167 (2010) 72-82, <https://doi.org/10.3141/2167-08>.

UZAN, J. **Permanent Deformation in Flexible Pavements.** Journal Of Transportation Engineering, 130. p. 6-13, 2004.2004.

XIAO, Y., TUTUMLER, E. MISHRA, D. Performance Evaluations of Unbound Aggregate Permanent Deformation Models for Various Aggregate Physical Properties. **Transportation Research Record**, 2525, 20-30, 2015.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F. **Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept.** Transportation Research Record 1757. n. 01-0152. 7 p. p. 75-81. 2001.

WERKMEISTER, S. **Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions.** Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs Genehmigte, 2003.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of pavement design.** John Wiley e Sons, Inc. 2ed, 711 p., 1975.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



**24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR)  
47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)**

**ESTUDO DAS CONCREÇÕES LATERÍTIICAS COMO AGREGADO  
GRAÚDO NA FABRICAÇÃO DE CONCRETO DE CIMENTO  
PORTLAND DESTINADO À PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA**

*Robson Barros de Araújo; Alexson Caetano da Silva*

**RESUMO**

É de compreensão de todos que a proporção de rodovias no Brasil executadas em CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente) é bem superior às executadas em CCP (Concreto de Cimento Portland), apesar de vários estudiosos da área destacando as vantagens deste último tipo de pavimento. No entanto, o custo elevado, com relação ao CBUQ, dificulta propagação do uso do Pavimento Rígido (em CCP), e este valor é agravado para regiões com escassez de jazidas de agregados graúdos convencionais. Tentando solucionar tal problema, foram realizados ensaios com o uso de concreções lateríticas, material abundante em áreas com escassez de brita granítica e calcária, como solução de agregado, mostrando, com isso, sua viabilidade técnica e, por conseguinte, econômica na pavimentação em CCP. Para isto, foram feitos diferentes traços de concreto com o uso das concreções lateríticas, moldando corpos-de-prova para os ensaios de compressão simples e tração à flexão, obtendo resultados coerentes com valores esperados para concretos convencionais destinados a pavimentação e comprovando a viabilidade da utilização desde agregado alternativo nos pavimentos rígidos.

**PALAVRAS-CHAVE:** CCP; Compressão; Custo; Pavimento; Tração

**ABSTRACT**

It is widely understood that the proportion of roads in Brazil that are built in HMA (Hot mix asphalt) is much higher than the ones built in CCP (Portland Cement Concrete), despite several researches in the area highlighting the advantages of this last type of pavement. However, the high cost in relation to CBUQ makes it difficult to spread the usage of Rigid Pavement (in CCP), and this value is aggravated for regions with lack of conventional coarse aggregates deposits. Trying to solve this problem, tests were carried out with the usage of lateritic concretions, an abundant material in areas with a shortage of granitic and limestone gravel, as an aggregate solution, thus showing its technical and economic feasibility in CCP paving. For this, different concrete mixes were made using lateritic concretions, molding specimens for the simple compression and flexural tensile tests, obtaining results consistent with expected values for conventional concrete intended for paving and proving the feasibility of using alternative aggregate in rigid floors.

**KEY WORDS:** CCP; Compression; Cost; floor; Traction

## 1. Materiais

Os solos lateríticos são solos bem intemperizados, característicos de áreas bem drenadas, que ocupam as camadas mais superficiais. Apresentam coloração que predominam os matizes vermelho e amarelo, com uma macroestrutura aparentemente homogênea e isotrópica. Sua constituição mineralógica é caracterizada pela presença de quartzo e de outros minerais resistentes mecânica e quimicamente - magnetita, ilmenita, turmalina e zircão - na fração areia. A fração argila é constituída de argilo-minerais, geralmente a caulinita, óxido e hidróxido de ferro e alumínio (Nogami e Villibor, 1983 apud Lovato 2004).

No meio rodoviário brasileiro a laterita diz respeito a um solo concrecionado, enriquecido com óxidos hidratados de ferro ou alumínio, possuindo a caulinita como argilo mineral e, de maneira geral, com coloração vermelha, amarela, marrom ou alaranjada.

Sendo assim, devido à escassez de jazidas de brita de rocha granítica em determinadas regiões, não só do Brasil, mas de outras regiões do Globo Terrestre, e a procura por materiais alternativos para fabricação de concreto de cimento Portland levaram pesquisadores a analisar e estudar o uso das concreções lateríticas como agregado graúdo, assim como está sendo feito na pesquisa aqui apresentada.

## 2. Metodologia Utilizada

Para verificar a viabilidade da utilização das concreções lateríticas como agregado graúdo na fabricação de concreto destinado à execução das placas do pavimento, realizou-se ensaios de compressão simples na ATECEL, em Campina Grande nas idades de ruptura de 3, 7 e 28 dias, e na e tração na flexão, no laboratório do SCIENTEC, em João Pessoa, nas idades de ruptura 7, 14 e 28 dias, em diferentes traços, analisando, posteriormente, os resultados finais obtidos, como também utilizando as equações como a de Lobo Carneiro (1944) e da ABCP para verificar de maneira mais concreta a relação entre essas duas resistências.

## 3. Processos dos Estudos Realizados

Inicialmente foram realizados ensaios de caracterização das concreções lateríticas como agregado graúdo.

O material foi tratado granulometricamente (Tabela 1), sendo retirados seus finos, lavado e classificado de acordo com a dimensão do agregado. A partir desta classificação, foram desenvolvidos os traços de concretos a serem estudados.

Na sequência, foram realizados os referentes às propriedades físicas dos agregados, como mostra a Tabela 1:

**Tabela 1** Características do agregado graúdo

ENSAIOS	LATERITA TOCANTINS
Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	2,76
Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,56
Índice de forma	1,44
Absorção de água após 6hs (%)	4,98

Por fim, fez-se a análise da absorção de água por parte da amostra laterítica em estudo, a qual ficou em torno dos 5%. Este índice foi e deve sempre ser levado em consideração no fator a/c (água/cimento) para que não haja interferência na fabricação do concreto, tanto antes, em sua trabalhabilidade, quanto depois, na resistência.

Com os resultados dos ensaios de caracterização da amostra em estudos, elaborou-se os traços do concreto enquadrado em faixa, a partir da granulometria encontrada e fazendo a correção com relação ao índice de absorção, já que o tipo de faixa granulométrica e o fator água/cimento interferem diretamente na resistência final do concreto.

Com os traços definidos, iniciou-se os ensaios de compressão e tração a flexão para a obtenção e análise dos resultados procurados, de forma a verificar, entre estes, qual o que obtém os melhores resultados que possam comprovar a viabilidade do uso das concreções lateríticas em um pavimento em CCP.

#### 4. Resultados

Para o início dos ensaios, foi feito um tratamento granulométrico, como observado na Tabela 02.

**Tabela 2** Composição granulométrica das composições lateríticas

Concreções Lateríticas				
Peneiras (mm)	Material retido % amostra total (%)	Massa retida (g)	Massa acumulada (g)	% passando da amostra
50,0	0,00	0,00	0,00	100,00
38,0	0,00	0,00	0,00	100,00
25,4	6,20	124,00	124,00	93,80
19,1	2,71	54,20	178,20	91,09
9,5	14,89	297,80	476,00	76,20
4,8	26,82	536,40	1012,40	49,38
2,0	21,34	426,80	1439,20	28,04
1,2	-	-	-	28,04
0,6	-	-	-	28,04
0,42	7,60	152,00	1591,20	20,44
0,3	-	-	-	20,44
0,15	-	-	-	20,44
0,074	11,16	223,20	1814,40	9,28
Amostra total (g)			2000,00	

Em seguida, foram determinados os valores do fator água/cimento (a/c) para cada traço do concreto, os quais estão direcionados à trabalhabilidade do mesmo. O traço “pobre”, 1:6,5 necessitou de um fator a/c maior para obter uma melhor consistência do concreto, devido seu teor de argamassa ser menor. Mesmo assim, com a maior presença de agregados no traço, o valor do

slump foi o menor encontrado, como pode ser observado na Tabela 3, porém, dentro do limite estabelecido para concreto destinado a pavimentos, 20,00mm  $\pm$  10,00 (Pitta, 1998).

**Tabela 3** Características dos traços de concreto utilizados na pesquisa

Traço	Traço unitário individual	Teor de argamassa (%)	Fator a/c	Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Slump (mm)
1: 3,5	1: 1,74: 1,76	61	0,45	490,00	29,00
1: 5,0	1: 2,66: 2,34	61	0,53	360,72	30,00
1: 6,5	1: 2,82: 3,68	51	0,59	311,10	10,00

[Fonte: Robson Barros (2009)]

Ainda na Tabela 3, para cada traço especificado, foram moldados seis corpos-de-prova cilíndricos, para o ensaio de compressão simples, e seis vigas prismáticas para os ensaios de tração na flexão.

Para os ensaios de compressão simples, os corpos-de-prova foram rompidos nas idades de 3, 7 e 28 dias. Os resultados são observados na Tabela 4:

**Tabela 4** Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples

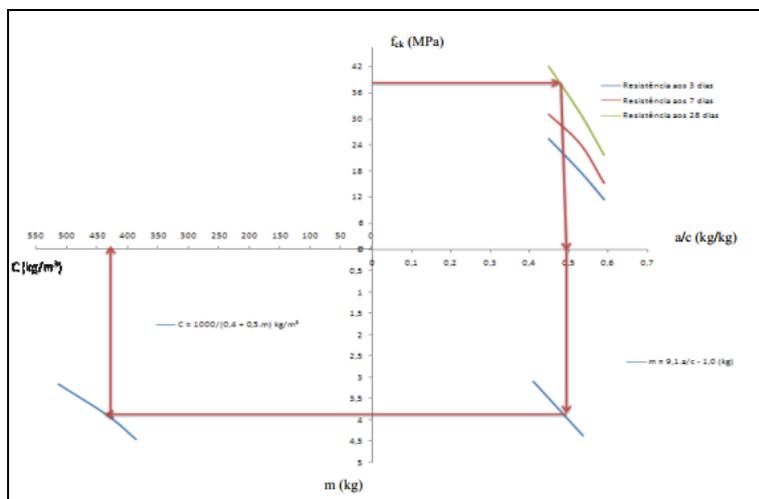
Traço	Idade de ruptura (em dias)	f <sub>ck</sub> (MPa)
1: 3,5	3	25,40
	7	31,20
	28	42,00
1: 5,0	3	17,80
	7	24,20
	28	31,20
1: 6,5	3	11,40
	7	15,20
	28	21,70

[Fonte: Robson Barros (2009)]

Utilizando os dados da Tabela 4 e o diagrama de dosagem (Figura 1) determinou-se o traço desejado e que fosse mais viável em relação ao consumo de cimento.

Para esta pesquisa, fixou-se a resistência à compressão de 38 Mpa, valor mínimo quando se refere a concreto destinado à pavimentação, como citado por PITTA (Projeto e Dimensionamento de Pavimentos de Concreto para Corredores de Tráfego Urbanos e Balas de Estacionamento de Ônibus), determinando, com isso, um consumo de cimento de aproximadamente 425,00 kg/m<sup>3</sup> e um fator água/cimento próximo a 0,50.

**Figura 1** Determinação das características do concreto através da estipulação de resistência utilizando o diagrama de dosagem da pesquisa



[Fonte: Robson Barros (2009)]

Na Tabela 5 temos os resultados dos ensaios de tração na flexão, nas idades de ruptura de 7, 14 e 28 dias.

**Tabela 5** Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão

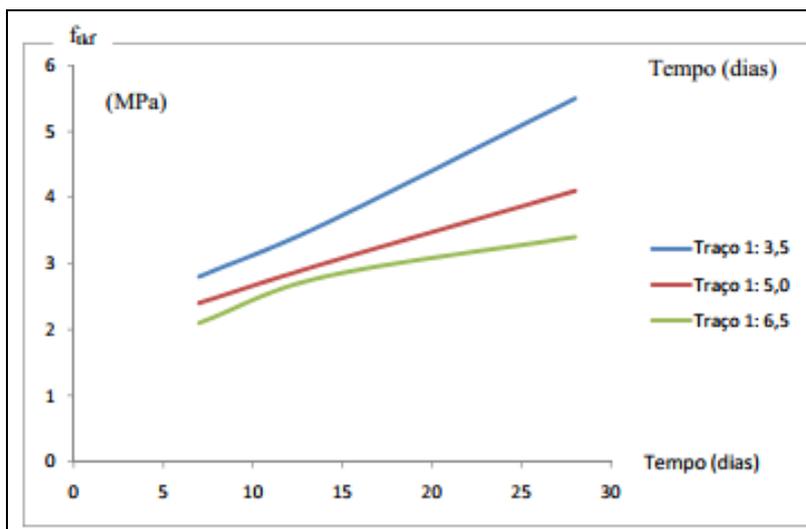
Traço	Idade de ruptura (em dias)	$F_{ct,f}$ (MPa)
1: 3,5	7	2,8
	14	3,6
	28	5,5
1: 5,0	7	2,4
	14	3,0
	28	4,1
1: 6,5	7	2,1
	14	2,8
	28	3,4

[Fonte: Robson Barros (2009)]

As Figuras 2 e 3 mostram a evolução das resistências à compressão e à tração do concreto laterítico para os traços utilizados nos ensaios.

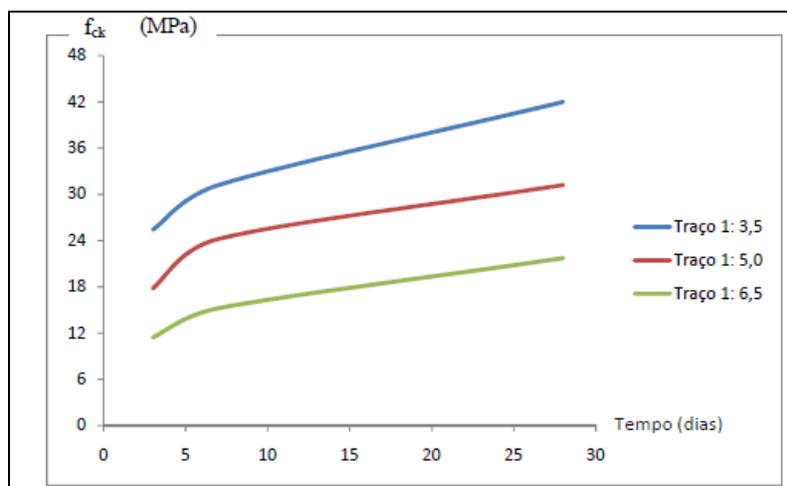
Pelos gráficos destas Figuras, nota-se um ganho de resistência semelhante para os três traços (1:3,5; 1:5,0 e 1:6,5), tanto à compressão simples quanto à tração na flexão; um aumento de resistência praticamente linear, ocorrendo apenas um ganho acentuado nos 7 primeiros dias para a compressão simples.

**Figura 2** Evolução da resistência à tração na flexão do concreto laterítico (Tempo x  $F_{ck}$ )



[Fonte: Robson Barros (2009)]

**Figure 3** Evolução da resistência à compressão simples do concreto laterítico (Tempo x Fck)



[Fonte: Robson Barros (2009)]

Quando realizado apenas ensaios de compressão simples para o concreto, considera-se que a resistência à tração na flexão seja equivalente a 10% do valor encontrado na compressão.

Todavia, equações como a de Lobo Carneiro (1944) e da ABCP podem fornecer uma relação mais concreta entre essas duas resistências.

No estudo em questão, como foram realizados ambos os ensaios, utilizou-se as duas equações citadas acima como forma de verificar a validade de tais fórmulas empíricas através dos valores encontrados nos ensaios.

Para isto foram utilizados os valores determinados no ensaio de tração aos 28 dias para os três traços e, utilizando as equações da ABCP e de Lobo Carneiro (1944), chegou-se aos valores das Tabelas 6 e 7:

**Tabela 6** Correlação entre a resistência à tração e à compressão simples através das equações de LOBO CARNEIRO e da ABCP

Traço	$f_{t28}$ (MPa)	$f_{c28}$ Material analisado na pesquisa (MPa)	$f_{c28}$ Eq. LOBO CARNEIRO (MPa)	$f_{c28}$ Eq. da ABCP (MPa)
1: 3,5	5,5	42,00	39,04	45,39
1: 5,0	4,1	31,20	24,80	31,67
1: 6,5	3,4	21,70	18,90	20,33

**Tabela 7** Relação entre a resistência à compressão e à tração na flexão, em porcentagem

Traço	Relação entre $f_{t28} / f_{c28}$ (%)		
	Material analisado na pesquisa	Eq. LOBO CARNEIRO	Eq. Da ABCP
1: 3,5	13,09	14,09	12,12
1: 5,0	13,14	16,53	12,95
1: 6,5	16,13	17,99	16,72

Tais valores mostram que as correlações ficaram acima ou próximo do esperado por meio das equações utilizadas, comprovando a confiabilidade de tais equações empíricas e dos resultados encontrados e, com isso, afirmando a viabilidade do uso das concreções lateríticas como agregado graúdo para concreto destinado a pavimentação.

### Considerações Finais

Em meio aos resultados encontrados, principalmente nos ensaios de resistência à tração na flexão e à compressão simples, constata-se a possibilidade real do uso das concreções lateríticas como agregado graúdo na fabricação de Concreto de Cimento *Portland* (CCP) destinado à pavimentação, em substituição à tradicional brita de rocha granítica ou calcária, onde haja carência deste material, obtendo uma resistência tão qualificada quanto a encontrada nas obras de pavimentos rígidos atuais.

O importante, neste caso, é que se determine um traço que não onere os custos finais, de maneira que o consumo de cimento não se torne elevado, comprometendo a viabilidade econômica do uso deste agregado alternativo.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6474. Cimento

Portland e outros materiais em pó – determinação de massa específica. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_ NBR 5732 Cimento Portland Comum. Rio de Janeiro, 1991;

\_\_\_\_\_ NBR 5739 Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_ NBR 5743 Cimento Portland - Determinação de perda ao fogo – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1989.

\_\_\_\_\_ NBR 6467 Agregados - Determinação do inchamento de agregado miúdo - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_ NBR 7207 Terminologia e classificação de pavimentação. Rio de Janeiro, 1982.

\_\_\_\_\_ NBR 7211. Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2005.

\_\_\_\_\_ NBR 7217. Agregado – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_ NBR 7219. Agregados . Determinação do teor de materiais pulverulentos. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_ NBR 7251. Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária. Rio de Janeiro, 1982.

\_\_\_\_\_ NBR 7680. Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_ NBR 7810 Agregado em estado compactado seco - Determinação da massa unitária, substituída por NBR NM 45. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_ NBR 9776, Agregados . Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de chapman. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_ NBR 9781 Peças de concreto para pavimentação. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_ NBR 9937. Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_ NBR NM 51. Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_ NBR NM 137. Argamassa e Concreto – Água para amassamento e cura de argamassa e concreto de cimento Portland.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



CARDOSO COSTA, C. M. Estudo das deformações instantâneas e ao longo do tempo em vigas e lajes pré – moldadas de concreto armado convencional e alternativo, 1996. 164f. Dissertação. Universidade Federal da Paraíba, UFPB, Campina Grande – PB. 1996.

Chagas Filho 1986, Concreções Lateríticas: Propriedades Básicas e Sua Utilização em Vigas Isostáticas Submetidas à Flexão Simples, 1986. 130f. Dissertação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba. UFPB, Campina Grande – PB, 1986

CHAGAS FILHO, M.B. Estudo da deformação, segurança e rigidez de vigas de concreto armado laterítico, 1992. 94f. Tese (Concurso Público para Professor Titular), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba. UFPB, Campina Grande – PB, 1992

CHAGAS FILHO, Milton Bezerra. “Estudo de Agregados Lateríticos para Utilização em Concretos Estruturais”. Tese de Doutorado. Campina Grande, PB: Pós-graduação em Engenharia de Processos, CCT/UFCG, 2005.

CHAGAS FILHO, M. B.; PERAZZO BARBOSA, N. “Concreto Armado Laterítico: Nova Alternativa na Fabricação de Concreto para a Construção Civil”. Interação, Campina Grande, n 1, p. 15-20, 2000.

COSTA, C. R.; LUCENA, F. B.: Utilização de um solo laterítico concrecionado na fabricação de um concreto de cimento Portland, 22ª Reunião Anual de Pavimentação, Maceió – AL, 1987.

COSTA, Conceição de Maria Cardoso. “Estudo das Deformações Instantâneas e ao Longo do Tempo em Vigas e Lajes Pré-Moldadas de Concreto Armado Convencional e Alternativos”. Dissertação de Mestrado. Campina Grande, PB: Pós-graduação em Engenharia Civil, UFPB Campus II, 1996.

LOBO CARNEIRO, F. L. Os coeficientes de segurança e as tensões admissíveis em peças de concreto simples e de concreto armado. In: SYMPOSIUM DE ESTRUTURAS, 1944. Anais. v. 2. Rio de Janeiro: INT, 1944.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. “Mecânica dos Pavimentos”. Rio de Janeiro: 2ª edição, 2005.

NOGAMI, J.A.; VILLIBOR, D.F. (1995). “Pavimentação de Baixo Custo”. São Paulo, 1995, 212p.

OLIVEIRA, José Augusto. “Materiais Alternativos de Pavimentação a Necessidade de Praticá-los”. UNP/DAER – RS, 2000.

POMPEU NETO, B. B. (1976), “Um Estudo Sobre as Propriedades de Resistência Mecânica do Concreto Laterítico”, Tese de Mestrado, UFPB – Campina Grande.

PITTA, Márcio Rocha. “Projeto e Dimensionamento de Pavimentos de Concreto para Corredores de Tráfego Urbanos e Balas de Estacionamento de Ônibus”. São Paulo: ABCP, 1985.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



SANTANA, H. (1976) Os Solos Lateríticos e a Pavimentação. DNER – Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro 1976, 37p.

SILVA, André Luiz A.; VERTAMATTI, Eugênio; FERREIRA, Carla Janaina. “Análise das Curvas Padrão x Penetração do Ensaio de CBR de Solos Tropicais”. CONINFRA – Congresso de Infra-Estrutura de Transportes, São Paulo – SP, 2007.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO EM CAMPO DE TRECHOS COM MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS A QUENTE

*Marco Salles Chamouton*<sup>1</sup>; *Kamilla Vasconcelos*<sup>2</sup>; *Luis Miguel Gutierrez Klinsky*<sup>3</sup> & *Karina Suzuki*<sup>4</sup>

#### RESUMO

O uso de material asfáltico fresado (do inglês *Reclaimed Asphalt Pavement* – RAP) em misturas asfálticas recicladas a quente é prática comum em diversos países e sua utilização está em crescimento no Brasil. Essa técnica traz ganhos econômicos, sociais e ao meio ambiente, reforçando os princípios ESG (do inglês *Environmental, Social and Governance*), temáticas fundamentais de serem discutidas hoje em dia. Nesse contexto, trechos experimentais foram construídos na Rodovia dos Bandeirantes (SP-348), empregando como camada de rolamento misturas asfálticas recicladas contendo 25% e 35% de RAP, com a utilização ou não de agente de reciclagem. Esse artigo visou estudar o comportamento em campo dessas misturas asfálticas, avaliando como a incorporação de RAP pode afetar a resistência à deformação permanente, a rigidez, a Irregularidade Longitudinal e a resistência ao trincamento. Os resultados observados indicaram que os trechos com RAP apresentaram desempenho similares ao trecho controle (sem RAP), quando analisados os dados de rigidez e Irregularidade Longitudinal. Ao mesmo tempo, eles se mostraram mais resistentes à deformação permanente, porém com maior susceptibilidade ao trincamento. Até o presente momento com os resultados observados, não foi possível verificar com clareza a contribuição do agente de reciclagem no comportamento em campo dessas misturas, sendo necessário e indicado o acompanhamento da monitoração dos trechos nos próximos anos.

**PALAVRAS-CHAVE:** RAP, monitoração de trechos experimentais, reciclagem de pavimentos asfálticos.

#### ABSTRACT

The use of RAP in hot mix asphalt is already a common practice in several countries and it is an increasing practice in Brazil. Such technique brings social, environmental and economic benefits and should be encouraged, enhancing the ESG concept. In this context, experimental test sections were built on Bandeirantes Highway (SP-348), using as a wearing course an HMA containing 25% and 35% of RAP, with and without recycling agent. This paper seeks to evaluate the performance of recycled mixtures in such sections, assessing how the RAP content incorporated in the mixture can affect resistance to rutting, stiffness, roughness and cracking. The results show that the sections with RAP performed as well as the control section (without RAP), regarding stiffness and roughness. They showed to be less prone to rutting, but may show lower cracking resistance. Based on these results, the contribution of the recycling agent on the recycled mixture performance was not yet clear, so further investigations and surveys over the next years is recommended.

**KEY WORDS:** RAP, field performance, asphalt pavement recycling

<sup>1</sup> Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo/SP, marco.chamouton@usp.br;

<sup>2</sup> Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo/SP, kamilla.vasconcelos@usp.br;

<sup>3</sup> CAF – Banco de Desenvolvimento da América Latina, Cidade do Panamá, Panamá, luisgk@outlook.com;

<sup>4</sup> SZK Engenharia, São Paulo/SP, karinasuzuki@gmail.com.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## INTRODUÇÃO

A demanda crescente do tráfego com veículos cada vez mais pesados solicitando a estrutura do pavimento traz grande relevância para a manutenção das rodovias, visando prover vias com segurança e conforto adequados aos usuários. Especialmente no caso de países emergentes e de grandes dimensões como o Brasil, que têm grande dependência logística da infraestrutura rodoviária, suas malhas rodoviárias devem ser bem geridas, e ter o investimento bem direcionado. Com o aumento frequente do preço do ligante asfáltico e os benefícios da sua reutilização, a reciclagem de pavimentos se torna uma opção ainda mais viável para a manutenção rodoviária.

A fresagem e recomposição, processo muito utilizado na manutenção e reabilitação de pavimentos, consiste na retirada do revestimento asfáltico antigo e degradado, seguido da aplicação de uma nova camada de mistura asfáltica. O material asfáltico fresado (do inglês *Reclaimed Asphalt Pavement*, ou RAP) é produto do processo de fresagem das camadas asfálticas e pode ter diversas destinações. Ele pode ser levado a bota-esperas, usado como corpo de aterro, mas também pode ser reintroduzido em novas misturas asfálticas. Sendo a última, a opção que traz mais benefícios ambientais e econômicos, pois possibilita a reutilização não só do material pétreo presente no RAP, mas também o reaproveitamento do ligante asfáltico. O processo de produção de misturas asfálticas com introdução de RAP pode ser a frio, morno ou a quente, sendo a primeira opção normalmente aplicada em camadas de base, e as duas últimas como camada de rolamento.

Nesse contexto, apesar de a incorporação de RAP em misturas asfálticas ser comum em diversos países do mundo, no Brasil ainda é uma técnica que necessita de avanços para se tornar prática comum.

Esse artigo visou monitorar o desempenho em campo de trechos experimentais, comparando o comportamento de trechos contendo diferentes teores de RAP com um trecho controle, contendo apenas materiais virgens. Dessa maneira, visa-se avaliar a influência do teor de RAP no comportamento mecânico da mistura e seu desempenho para o tráfego e condições climáticas locais.

## DESCRIÇÃO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

Suzuki (2019) investigou o processo de produção, dosagem e construção de trechos experimentais contendo três misturas asfálticas recicladas: duas contendo 25% de RAP, com e sem agente de reciclagem (AR), e outra com 35% de RAP contendo AR. A incorporação de AR é aconselhável para teores altos de utilização de RAP, visando restaurar as propriedades do ligante envelhecido do RAP.

Os trechos experimentais foram construídos próximos à cidade de São Paulo, na Rodovia dos Bandeirantes (SP-348), considerada por sete anos consecutivos como a melhor rodovia do país, e que desde 1998 está sob concessão da iniciativa privada. É um importante corredor logístico para o Estado de São Paulo, com volume diário médio de tráfego próximo a 120.000 veículos, com aproximadamente 20% de tráfego de veículos comerciais. Na Figura 1 é apresentada uma foto aérea com destaque para a localização dos quatro trechos experimentais estudados.



Figura 1: Ilustração em foto aérea da localização dos trechos experimentais.

Os trechos experimentais fizeram parte dos serviços de manutenção da rodovia. A obra consistiu em uma fresagem de 10cm do pavimento existente, seguido da colocação de uma geogrelha flexível no fundo da caixa e a recomposição em duas camadas de 5cm das misturas asfálticas estudadas. A geogrelha foi indicada para agir de forma a inibir a reflexão de trincas da camada cimentada presente como base do pavimento existente. Todos os trechos estão localizados na 5<sup>a</sup> faixa da Pista Norte (Sentido Interior), faixa mais externa e com maior concentração de veículos pesados, em um intervalo de 3km, sem a presença de saídas ou entradas significativas de alteração de tráfego nesse segmento. Os detalhes de cada trecho experimental estão apresentados na Tabela 1. Maiores detalhes sobre a construção e controle da obra podem ser encontrados em Suzuki (2019).

Tabela 1: Detalhes dos trechos experimentais.

Trecho Experimental	Código da Mistura	Data da obra	Km inicial	Km final	Extensão (m)	Teor RAP (%)	Agente de Reciclagem
1	M25	18/08/2018	25+000	25+300	300	25	Não
2a	M25+RA	22/08/2018	27+700	27+820	120	25	Sim
2b	M25+RA	06/10/2018	27+820	28+000	180	25	Sim
3	M35+RA	08/12/2018	26+235	26+297	62	35	Sim
Controle	M0	08/12/2018	26+297	26+363	66	0	Não

## MATERIAIS UTILIZADOS E DOSAGEM

Foi utilizada a metodologia Marshall para dosagem das misturas asfálticas, com Volume de Vazios de projeto de 5%, devido ao tráfego pesado ao qual a mistura seria solicitada. A faixa granulométrica empregada foi a Faixa III do DER/SP, sendo o diâmetro máximo nominal das misturas de 12mm. O ligante utilizado foi um ligante 60/85 modificado por polímero RET e o agente de reciclagem empregado foi um óleo de base vegetal modificado.

A usina utilizada foi uma usina gravimétrica com capacidade de produção de 160t/h, com silo exclusivo para o RAP, sem preaquecimento, introduzindo o mesmo diretamente no misturador

juntamente com os agregados, que geralmente são superaquecidos para propiciar a troca de calor com o RAP. Os detalhes da dosagem das misturas estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Informações sobre a dosagem de cada trecho experimental (Suzuki, 2019).

Descrição	Teor (%)			
	Trecho Exp. 1	Trecho Exp. 2	Trecho Exp. 3	Controle
<b>Ligante Virgem</b>	2,84	2,58	1,99	4,70
<b>Ligante do RAP</b>	1,16	1,30	1,86	0,00
<b>Total de Ligante</b>	4,00	3,90	3,90	4,70
<b>Agente de Reciclagem</b>	0,00	0,023	0,055	0,00

Importante salientar que a dosagem do Agente de Reciclagem foi realizada seguindo recomendações do fabricante, e que o teor de AR foi dosado em cima do peso do ligante virgem adicionado à mistura.

## MONITORAÇÃO DE PARÂMETROS EM CAMPO

Foram realizadas campanhas de levantamento de parâmetros desde a abertura dos trechos ao tráfego, visando avaliar a evolução de área trincada, deformação permanente, Irregularidade Longitudinal e o comportamento estrutural dos trechos experimentais.

Em novembro de 2019 foi feita uma campanha de levantamentos com um veículo multi-funcional, também chamado de *PavementScanner*, juntamente com a captura de imagens da rodovia. As informações dos defeitos foram obtidas do tratamento de dados do escaneamento da rodovia e validados pelas imagens. Por meio desse levantamento foi possível extrair dados de defeitos superficiais, que geraram as porcentagens de área trincada, levantamento de afundamento de trilha de roda e irregularidade longitudinal.

Campanhas de levantamento com perfilômetro laser, de acordo com as normas ASTM E950-09(2018) e AASHTO PP 37-04, foram realizadas em setembro de 2018, março de 2020 e fevereiro de 2021 para obtenção da irregularidade longitudinal dos trechos experimentais. Os valores de IRI (*International Roughness Index*) de cada trecho foram calculados como a média do IRI medido nas trilhas de roda interna e externa.

Além disso, medidas de *Falling Weight Deflectometer* (FWD) foram realizadas, de acordo com a norma ASTM D4694-09(2020), em dezembro de 2018 e março de 2020, com a finalidade de analisar a resposta estrutural dos trechos experimentais. A carga aplicada foi de 4100kN e o ensaio foi realizado na trilha externa da faixa.

### Área Trincada (%TR)

Os dados de Área Trincada foram resultado da soma das áreas do pavimento onde se encontravam trincas de fadiga, trincas transversais e longitudinais, oriundas do levantamento do *PavementScanner*. Para as trincas interligada, foram contabilizadas as áreas afetadas por tais patologias. Já para as trincas transversais e longitudinais, a extensão de cada trinca foi multiplicada por 0,15m para aferir-se a área trincada desses trechos.

Além disso, foram somadas inclusive as áreas de remendos para determinar a área trincada total de cada trecho, que estão apresentadas na Figura 2.

Importante salientar que houve uma pequena diferença entre a data de execução dos trechos experimentais, logo, foram eles foram avaliados em idades diferentes pelo levantamento do PavementScanner, sendo que o levantamento foi realizado 15 meses após a execução dos trechos M25 e M25+ARa e 11 meses após o M35+AR e o trecho controle.

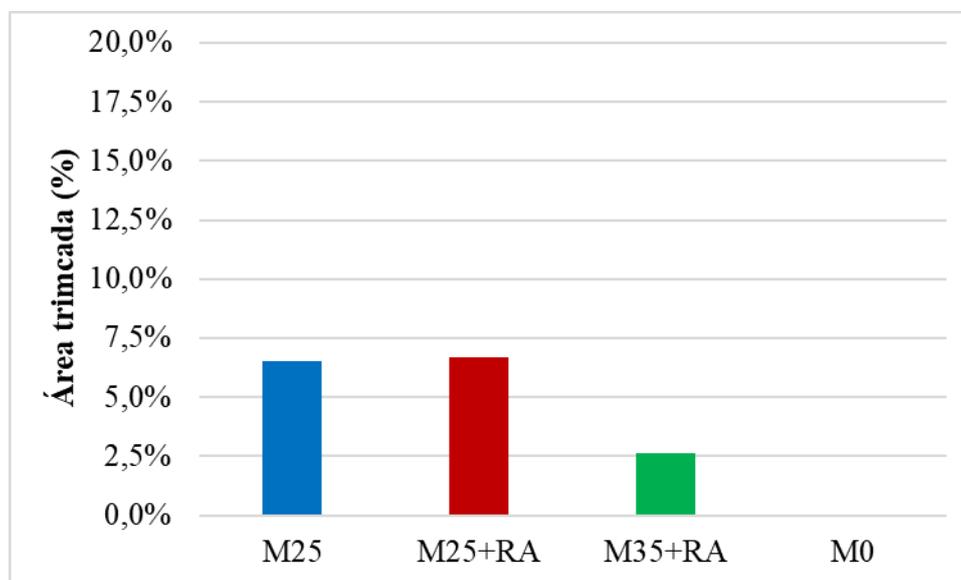


Figura 2: Área Trincada (%TR) de cada trecho experimental segundo levantamento do PavementScanner.

É possível verificar que os segmentos que possuem RAP apresentaram áreas trincadas superiores ao trecho controle, assim como visto em Wang (2016) e Hong et al. (2010).

Quando comparadas entre si, as seções com 25% de RAP, com e sem AR, apresentaram áreas trincadas maiores que o trecho com 35%RAP+AR. Porém, ambos os segmentos com 25%RAP estão localizados em trechos com maiores inclinações verticais, locais os quais podem apresentar problemas relacionados a drenagem subsuperficial, especialmente em rodovias com múltiplas faixas, onde a área transversal é grande.

Analisando os segmentos com 25%RAP e 25%RAP+AR, não há até o momento grande diferença entre as misturas, o que não esclarece a ação do agente de reciclagem, necessitando maiores períodos de monitoração.

De acordo com Gong (2018), o programa norte-americano *Long-Term Pavement Performance* (LTPP) estabeleceu como limite de falha o parâmetro de área trincada igual a 20% da área total. Além disso, o Método de Dimensionamento de Pavimentos (MeDiNa) tem como critério limite de dimensionamento área trincada igual a 30%. Tendo tais limite como parâmetro, todos os trechos experimentais apresentam desempenho dentro do esperado e longe do limite de falha.

### Afundamento de Trilha de Roda (ATR)

O fenômeno de deformação permanente, que em campo é avaliado em medidas de afundamento nas trilhas de roda, é um defeito que está diretamente relacionado à segurança do usuário, e dependente de parâmetros da mistura asfáltica do revestimento, bem como das camadas inferiores. No presente trabalho, os dados de ATR foram obtidos por meio do levantamento com o *PavementScanner*.

Os dados de ATR foram processados com espaçamento de 1 (um) metro para ambas as trilhas de roda, sendo calculadas as médias de tais valores para cada trecho experimental. Os dados extraídos do equipamento referem-se à maior leitura de afundamento sob corda de 1,20m, simulando a

medição realizada por uma treliça de alumínio padronizada segundo a norma DNIT 006/2003 PRO. Os valores médios obtidos são apresentados na Figura 3.

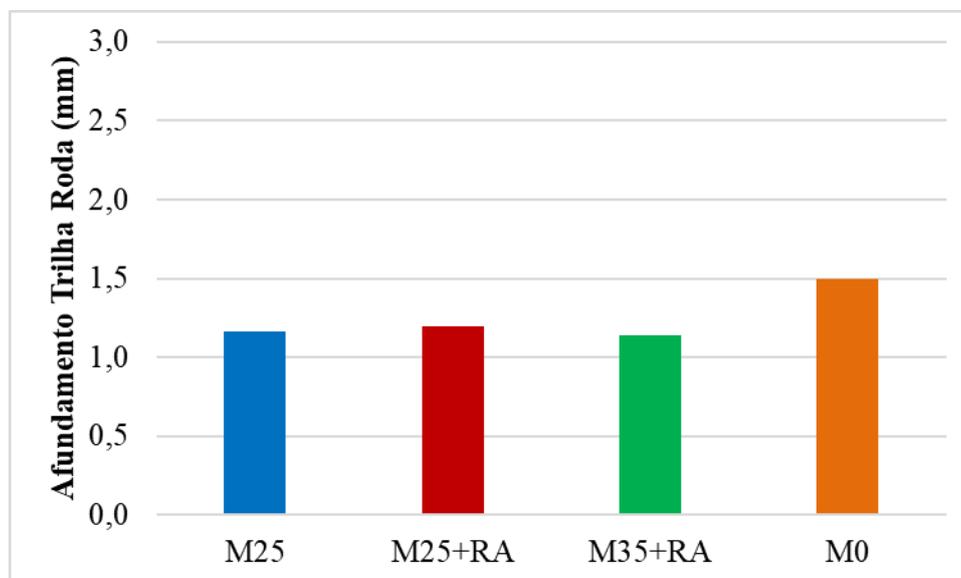


Figura 3: Afundamento de trilha de roda médio, obtido para cada trecho experimental segundo campanha de levantamento do PavementScanner.

Os dados de ATR obtidos demonstram desempenho similar para os quatro trechos estudados. No entanto, todos os segmentos com RAP apresentaram resultados ligeiramente melhores que o trecho controle, assim como visto por autores (Gong, 2018, Chen et al. 2017, Copeland et al. 2010). Até o presente momento, não é clara a influência da presença de AR nos dados de afundamento de trilha de roda em campo.

### Irregularidade Longitudinal (IRI)

Foram realizadas diversas campanhas de medição de Irregularidade Longitudinal para obtenção dos dados de IRI, para avaliar como esse parâmetro evoluiu com o tempo e como a presença de RAP e de AR nas misturas asfálticas o afetam. A Figura 4 apresenta os dados de IRI médio para cada segmento e o desvio padrão de cada campanha de levantamento.

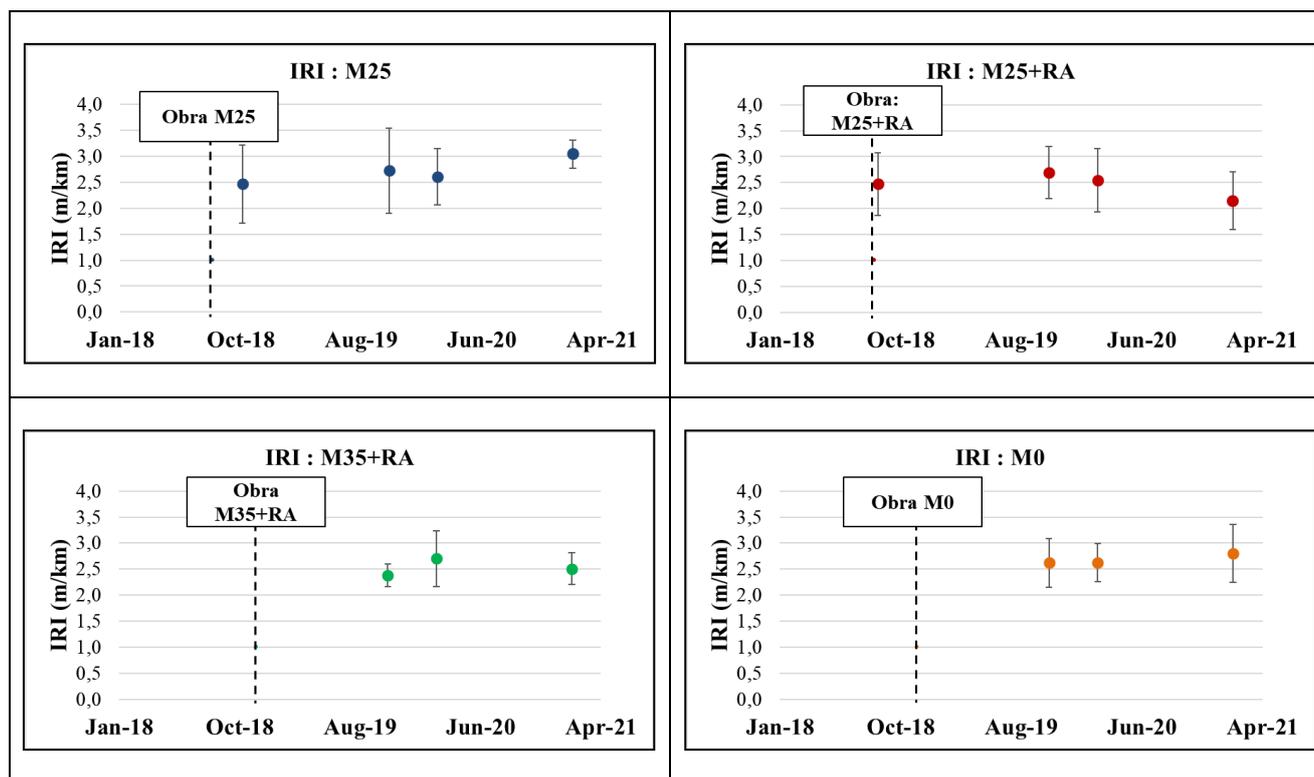


Figura 4: Dados de IRI médio para cada trecho experimental, baseados nas campanhas realizadas em setembro de 2018, novembro de 2019, março de 2020 e fevereiro de 2021.

Dentro dos limites dos desvios padrão, os dados mostraram uma evolução como já era esperado. Os dados de irregularidade longitudinal mostram comportamentos e evoluções similares para os quatro trechos, indicando que bom desempenho dos segmentos com RAP quando comparados ao segmento controle, assim como visto por Hong et al. (2010).

Observou-se que o último dado de levantamento de IRI apresentado para o segmento M25+AR mostrou comportamento diferente dos demais, já que se nota uma redução do dado de irregularidade, fato não comum sem que haja uma intervenção na pista. Tal fato pode estar influenciado por ações de conserva de rotina (remendos) que foram observados no trecho.

### Avaliação Estrutural (FWD)

Foram realizadas campanhas de FWD para analisar a rigidez do pavimento e sua evolução com o tempo. A Figura 5 contém gráficos com a deflexão máxima média e o respectivo desvio padrão.

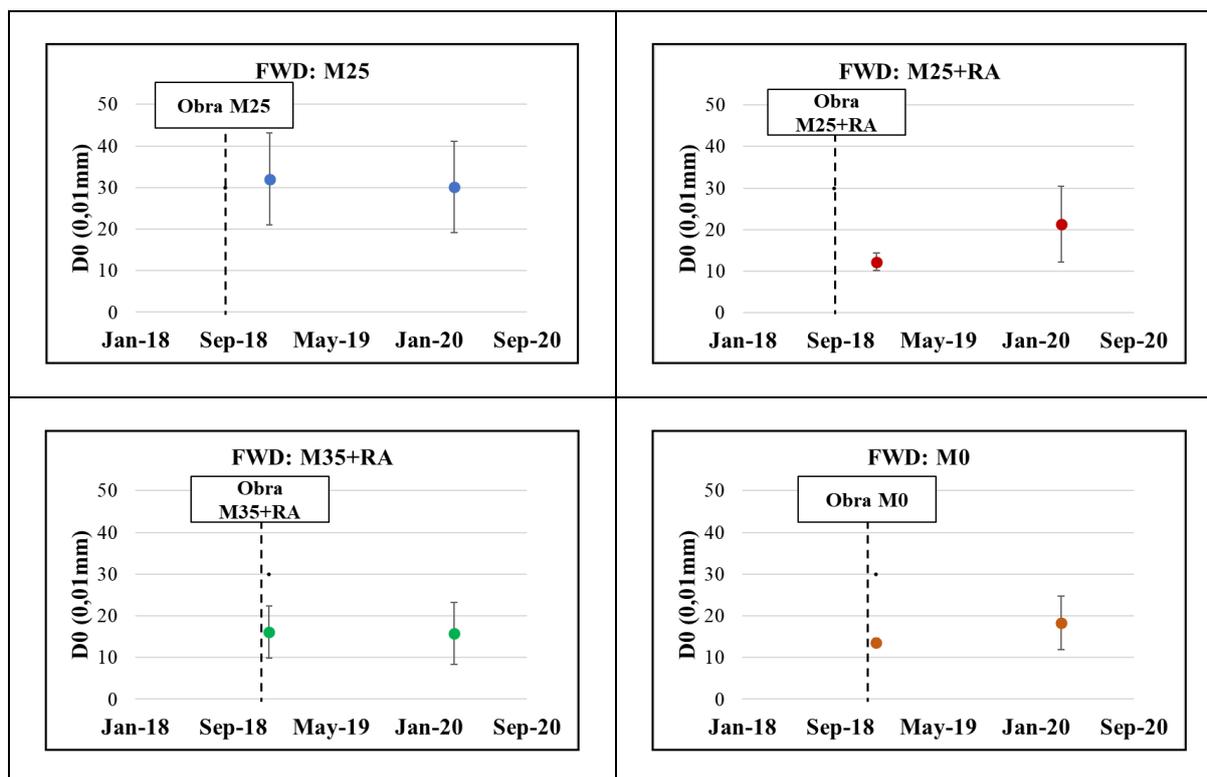


Figura 5: Medidas de FWD realizadas em dezembro/2018 e março/2020.

A estrutura do pavimento existente é composta de uma base cimentada, devido ao alto tráfego local. Devido a essa camada, é possível explicar os valores baixos de FWD em todas as campanhas. No entanto, não foi possível atribuir a contribuição da camada asfáltica para esses valores, já que as bacias de deflexão apresentaram grandes variações, não sendo possível avaliar por retroanálise um valor de módulo de resiliência coerente para a camada.

Dentro da margem de um desvio padrão, os valores de deflexão não mostraram grandes mudanças no período observado.

Já para o trecho M25, o fato de ter apresentado um leve aumento nos dados de deflexão, pode ser corroborado com maiores valores de área trincada observada. No entanto, esse fato pode não apresentar diretamente o comportamento de fadiga da camada asfáltica, já que o trincamento observado pode ter sido causado por reflexão de trincas oriundas da camada cimentada de base, e não especificamente de trincas de fadiga da própria camada.

## CONCLUSÕES

O presente trabalho traz informações da monitoração de trechos experimentais construídos com misturas asfálticas recicladas, variando-se o teor de RAP e o uso, ou não de agente de reciclagem. As principais conclusões obtidas até o momento são descritas a seguir:

- Os trechos contendo RAP apresentaram valores superiores de área trincada (%TR) do que o trecho controle, porém todos abaixo do limite;
- Todos os segmentos com RAP apresentaram valores ligeiramente inferiores de afundamento de trilha de roda (ATR) do que o trecho controle;
- Os dados de IRI apresentaram bom comportamento para todos os trechos estudados, o que indica bom desempenho dos trechos com RAP quando comparados ao trecho controle;



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



- Até o presente momento não foi possível observar a influência de diferentes teores de RAP (25% e 35%) no comportamento de campo das misturas;
- Não foi possível concluir a ação do agente de reciclagem pela análise dos parâmetros, necessitando maiores períodos de monitoração de tais trechos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO PP 37. Standard Practice for Determination of International Roughness Index (IRI) to Quantify Roughness of Pavements.

ASTM E950. Standard Test Method for Measuring the Longitudinal Profile of Traveled Surfaces with an Accelerometer-Established Inertial Profiling Reference.

ASTM D4694. Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device.

Chen J., Ho, H., Lin, Y., 2017. Production, Construction, Properties, and Performance of a Test Road with High Reclaimed Asphalt Pavement Content. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2633, 2017, pp. 37–45.

Copeland, A., D'Angelo, J., Dongré, R., Belagutti, S., Sholar, G, 2010. Field Evaluation of High Reclaimed Asphalt Pavement–Warm-Mix Asphalt Project in Florida. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2179, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2010, pp. 93–101.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT. Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento. DNIT 006/2003 PRO. Rio de Janeiro, Brasil, 2003.  
Revista Estradas. <<https://estradas.com.br/rodovia-dos-bandeirantes-e-a-mais-movimentada-da-regiao-metropolitana-de-sp-diz-pesquisa/>> Acesso em: 12/02/2020.

Gong, H., Huang, B., Shu, X., 2018. Field performance evaluation of asphalt mixtures containing high percentage of RAP using LTPP data. Construction and Building Materials 176 (2018) 118–128.

Hong, F., Chen, D., Mikhail, M., 2010. Long-Term Performance Evaluation of Recycled Asphalt Pavement Results from Texas. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2180, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2010, pp. 58–66.

Song, W., Huang, B., Shu, X., 2018. Influence of warm-mix asphalt technology and rejuvenator on performance of asphalt mixtures containing 50% reclaimed asphalt pavement. Journal of Cleaner Production 192 (2018) 191–198.

Suzuki, K, 2019. Avaliação de misturas asfálticas recicladas a quente com diferentes teores de material fresado. 153 p. Thesis (Master Degree) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brazil.

Wang, Y., 2016. The effects of using reclaimed asphalt pavements (RAP) on the long-term performance of asphalt concrete overlays. Construction and Building Materials 120 (2016) 335–348.

## 24<sup>o</sup> Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE DE UM PERFIL DE SOLO TROPICAL COM ADIÇÃO DE CAL

*DANIELLI MIRANDA MARINO<sup>1</sup>; JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO<sup>2</sup>; DAN IMBROISI  
BRANT TEIXEIRA<sup>3</sup> & GISANDRA FARIA DE PAULA<sup>4</sup>*

#### RESUMO

Os materiais que compõem a estrutura do pavimento impactam diretamente no custo final na obra. Logo alternativas que objetivam otimizar esses custos mantendo a qualidade requerida em projeto, tornam-se de grande valia para melhor execução e conservação da infraestrutura viária. Nesse âmbito, a adição de cal ao solo corresponde a uma opção que pode, a depender do solo, possibilitar a utilização dos solos locais, já existentes na obra ou próximo a ela. Assim, além de realizar análises sobre a interação solo-cal, o objetivo do presente artigo é também promover a avaliação dessa interação ao longo de um perfil de solo tropical, até 8,24m de profundidade, dividido em três Intervalos: Intervalo 1 (0,60 a 3,31m), Intervalo 2 (3,31 a 5,68m) e Intervalo 3 (5,68 a 8,24m). Por meio de ensaios de granulometria, potencial hidrogeniônico (pH) e resistência à compressão simples (RCS) foi possível avaliar o comportamento das misturas com adição de 2% e 5% de cal em tempos de cura de 28 e 90 dias. Os resultados apresentados e analisados neste artigo mostram a necessidade de se considerar o estado do solo quando se analisa a influência do estabilizante químico no comportamento mecânico, pois muitas vezes a melhoria está atrelada a parâmetros como umidade, grau de saturação e sucção sem que apresente um elo claro com o aditivo químico incorporado.

**PALAVRAS-CHAVE:** Estabilização dos solos, Solo-cal, Granulometria, Potencial hidrogeniônico, Compressão Simples.

#### ABSTRACT

The materials that make up the pavement structure have a direct impact on the final cost of the work. Therefore, alternatives that aim to optimize these costs while maintaining the quality required in the project, become of great value for better execution and conservation of the road infrastructure. In this context, the addition of lime to the soil corresponds to an option that can, depending on the soil, make it possible to use local soils, already existing in the work or close to it. Thus, in addition to carrying out analyzes of the soil-lime interaction, the objective of this article is also to promote the evaluation of this interaction along with a tropical soil profile, up to 8,24 m deep, divided into three intervals: Interval 1 (0,60 to 3,31m), Interval 2 (3,31 to 5,68m) and Interval 3 (5,68 to 8,24m). By means of granulometry, hydrogenic potential (pH), and simple compressive strength (RCS) tests, it was possible to evaluate the behavior of mixtures with the addition of 2% and 5% of lime at curing times of 28 and 90 days. The results presented and analyzed in this article show the need to consider the state of the soil when analyzing the influence of the chemical stabilizer on the mechanical behavior, as the improvement is often linked to parameters such as humidity, degree of saturation, and suction without presenting a clear link with the chemical additive incorporated.

**KEY WORDS:** Soil stabilization, Lime-soil, Granulometry, Hydrogenic potential, Simple compression.

<sup>1</sup> Universidade de Brasília (UnB), marino.geologia@gmail.com

<sup>2</sup> Universidade de Brasília (UnB), camapumdecarvalho@gmail.com

<sup>3</sup> Universidade de Brasília (UnB), dibt@hotmail.com

<sup>4</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF), gisandrafp@gmail.com



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

No Brasil, a malha rodoviária constitui o principal meio para circulação de bens e pessoas, representando mais de 61% do fluxo de mercadorias e 95% de passageiros. Apesar de sua importante participação na matriz de transporte, dos 1.720.700 km de rodovias existentes no país, apenas 12,4% estão pavimentadas (CNT, 2018).

Mesmo com a pequena parcela de rodovias pavimentadas, já são observadas dificuldades para encontrar materiais, principalmente granulares, para compor a estrutura do pavimento e que estejam de acordo com os requisitos necessários ao projeto. Assim, a estabilização dos solos é vista como uma alternativa para adequação dos solos locais à sua utilização nas obras de engenharia.

Dentro deste contexto da estabilização de solos, o presente estudo tem por objetivo avaliar as propriedades físico-químicas e o comportamento mecânico de um perfil de solo tropical com adição de diferentes teores de cal e submetido a diferentes tempos de cura, possibilitando a análise dos solos tanto em relação às condições impostas em laboratório, quanto às variações que apresentam ao longo da profundidade, uma vez que o intemperismo proporciona a diferenciação vertical das camadas que compõem o perfil de solo tropical.

## ESTABILIZAÇÃO DO SOLO

Segundo Villibor *et al.* (2000), os pavimentos de baixo custo apresentam menor dispêndio em comparação com os pavimentos tradicionais nas fases de construção, operação e conservação. Dentre as particularidades apresentadas por estes autores para caracterização do pavimento de baixo custo, é possível destacar a utilização de solos lateríticos na base de sua estrutura, sejam eles na condição *in natura* ou como misturas.

Em relação às misturas, a estabilização dos solos objetiva proporcionar maior resistência estável às cargas, erosão ou desgaste (VARGAS, 1977). A adição de cal ao solo promove reações químicas denominadas de trocas catiônicas, floculação/agregação, defloculação/desagregação, carbonatação e reações pozolânicas. Tanto as trocas catiônicas quanto a floculação/agregação ou a defloculação/desagregação, ocorrem de maneira rápida, já que os íons de cálcio oriundos da cal, além de substituírem os cátions trocáveis (Mg, K e H) presentes nas superfícies dos argilominerais, agrupam-se na superfície destes minerais, provocando mudança da concentração eletrolítica ao redor das partículas.

As reações pozolânicas levam à formação de compostos cimentantes que se desenvolvem ao longo do tempo e são responsáveis pelo aumento de resistência e durabilidade da mistura solo-cal. Enquanto na carbonatação, que corresponde à reação entre dióxido de carbono presente na atmosfera e a cal, os compostos cimentantes gerados (carbonatos de cálcio ou magnésio) são considerados fracos e não apresentam influência significativa no aumento da resistência (REZENDE, 2003).

Castro (1995), ao utilizar a cal como estabilizante químico, identificou que há variação na reatividade da fração ativa de solos sesquioxídicos e concluiu que cada solo deve ser tratado individualmente, a partir de suas características e da aplicação final do material.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### O Solo

O solo utilizado é proveniente de um furo de sondagem com profundidade de 8,24 m realizado por meio de trado manual, com coordenadas 15°42'36.38"S / 47°48'30.85"W, situado próximo à DF-001 (EPCT), em Sobradinho, Distrito Federal. Devido às características do perfil de intemperismo e à quantidade de solo que permitisse a realização dos ensaios laboratoriais, o perfil foi dividido em três Intervalos: Intervalo 1 (0,60m a 3,31m), Intervalo 2 (3,31m a 5,68m) e Intervalo 3 (5,68m a 8,24m). A Figura 1 apresenta os solos correspondentes aos três Intervalos analisados. Destaca-se que geralmente na região os três primeiros metros do perfil correspondem a zona mais ativa quanto a variações de umidade sazonais.



Figura 1. Aspecto físico dos Intervalos do perfil estudado.

Na preparação das amostras, considerou-se a secagem até umidades pré-determinadas e não até atingir a umidade higroscópica, além da redução manual dos torrões maiores que 4,75 mm e não pela sua desagregação completa com auxílio do almofariz e mão de gral. Tais procedimentos foram adotados para que as amostras estudadas em laboratório tivessem maior aproximação das condições existentes no campo, tanto em relação a umidade natural quanto a estrutura agregada característica dos solos lateríticos regionais.

A caracterização física dos solos dos três Intervalos ocorreu no contexto geral de acordo com as seguintes normas:

- Granulometria: NBR 7181/16 (ABNT, 2016a);
- Limite de Liquidez ( $w_l$ ): NBR 6459/16 (ABNT, 2016b);
- Limite de Plasticidade ( $w_p$ ): NBR 7180/16 (ABNT, 2016c);
- Peso específico dos grãos ( $\gamma_s$ ): obtido a partir de recomendações de ensaio estabelecidas pelo equipamento pentapicnômetro Pentapyc 5200e, da marca Quantachrome Instruments.

Os solos foram classificados de acordo com a Classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), por meio da DNER-CLA 259/96 (DNER, 1996). Os ensaios de compactação mini-Proctor seguiram a norma DNER-ME 228/94 (DNER, 1994), sendo utilizada a energia intermediária. Quanto ao comportamento mecânico, adotou-se a norma NBR 12770 (ABNT, 1992) para obtenção da resistência a compressão simples (RCS), a partir de corpos de prova com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

Já para a análise química, foram utilizados os procedimentos propostos por Teixeira *et al.* (2017) em relação ao pH (potencial hidrogeniônico), que é obtido por meio de ensaios em água destilada (H<sub>2</sub>O) e cloreto de potássio (KCl). A partir desses resultados, determinou-se o ponto de carga zero (PCZ) das amostras, por meio da equação 1, de Keng e Uehara (1974) e o  $\Delta$ pH do solo pela equação 2:

$$PCZ = 2 * pH_{KCl} - pH_{H_2O} \quad (1)$$

$$\Delta pH = pH_{KCl} - pH_{H_2O} \quad (2)$$

### As Misturas Solo-cal

Para a realização das misturas solo-cal, foram incorporados 2% e 5% de cal hidratada CH-I Massical, da marca Ical, aos solos *in natura* sem secagem prévia. Também se realizou ensaios de granulometria, compactação mini-Proctor, pH e compressão simples de acordo com as normas descritas. Quanto aos tempos de cura, adotou-se para as misturas solo-cal os períodos de 28 dias e 90 dias em câmara úmida, a fim de se avaliar a ação da cal ao longo do tempo.

Cabe ressaltar que para melhor observação da influência agregadora e/ou desagregadora da cal optou-se pela não utilização de defloculante, sendo os ensaios de sedimentação das misturas solo-cal realizados apenas com água destilada, objetivando, desta forma, melhor aproximação com a realidade em campo.

### RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos solos *in natura*. Os resultados são similares, no entanto, o aumento de  $\gamma_s$  com a profundidade, mesmo que pequena, sinaliza para diferenças nas composições químico-mineralógicas.

Tabela 1. Resultados dos ensaios realizados nos solos *in natura*.

Intervalos	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	w <sub>1</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	IP (%)	Classificação MCT
Intervalo 1	2,72	44	32	12	LG'
Intervalo 2	2,74	43	32	11	LG'
Intervalo 3	2,77	44	33	11	LG'

A compactação mini-Proctor abrangeu também as misturas solo-cal sendo as condições ótimas apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados de umidade ótima ( $w_{ot}$ ), peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{dmax}$ ), índice de vazios ( $e$ ) e grau de saturação ( $S_r$ ).

		$w_{ot}$ (%)	$\gamma_{dmax}$ ( $kN/m^3$ )	$e$	$S_r$ (%)
Intervalo 1	Solo <i>in natura</i>	27,8	14,60	0,83	91,43
	Solo-cal 2%	28,7	14,45	0,85	92,27
	Solo-cal 5%	29,1	14,37	0,86	92,43
Intervalo 2	Solo <i>in natura</i>	29,7	14,37	0,87	93,54
	Solo-cal 2%	28,8	14,40	0,87	91,12
	Solo-cal 5%	29,7	14,28	0,88	92,29
Intervalo 3	Solo <i>in natura</i>	28,4	14,61	0,86	91,54
	Solo-cal 2%	27,5	14,51	0,87	87,34
	Solo-cal 5%	28	14,69	0,85	91,33

## Granulometria

Segundo Delgado (2007), o defloculante hexametáfosfato de sódio atua como agente químico no solo, promovendo além da defloculação a destruição de torrões e agregações com baixa estabilidade. Tal fenômeno pode ser observado nas diferentes curvas granulométricas para o solo *in natura* com e sem o uso de defloculante, já que a desagregação promoveu o aumento da fração fina e o consequente deslocamento das curvas com defloculante em direção a granulometrias menores em todos os Intervalos, de acordo com as Figuras 2a, 2b e 2c.

Para Castro (1995), a adição de cal ao solo provoca alterações granulométricas do mesmo, podendo os solos argilosos apresentarem textura arenosa poucas horas após a mistura com o aditivo. Os resultados mostrados na Figura 2, indicam que no presente caso a cal atuou ampliando a agregação dos solos dos três Intervalos e que apenas para o terceiro Intervalo tal agregação foi ampliada de modo mais significativo ao se passar de 2% para 5% de cal. Outra constatação interessante, é o fato de quando do uso de 5% de cal ocorrer um deslocamento das curvas para a esquerda ao se passar de 28 dias de cura para 90 dias de cura, sinalizando para a desagregação do solo.

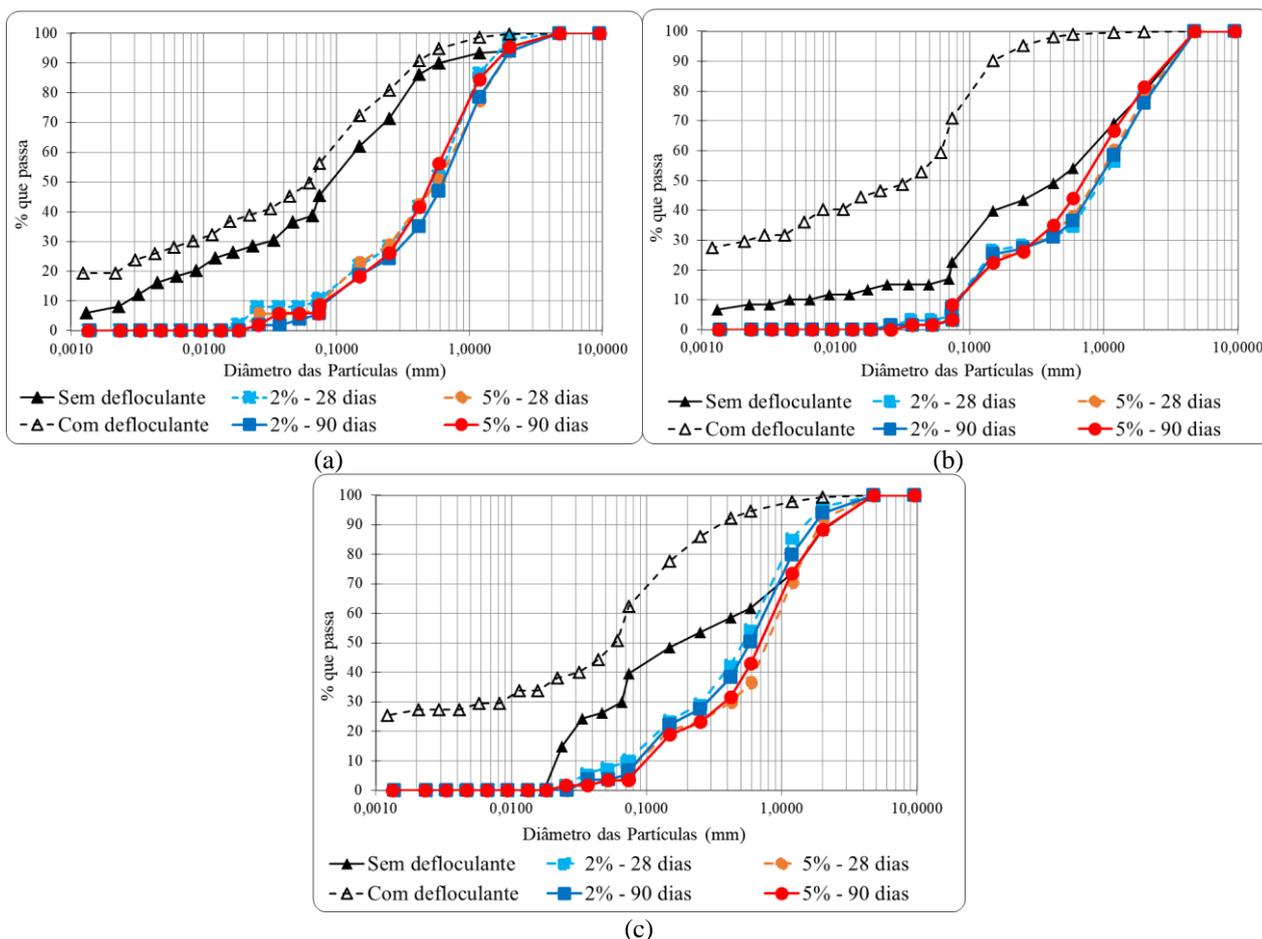


Figura 2. Curvas granulométricas obtidas para: a) Intervalo 1; b) Intervalo 2; c) Intervalo 3.

## Potencial Hidrogeniônico (pH)

Para Guimarães (1998), o pH dos solos profundamente intemperizados geralmente apresenta valores entre 4,5 e 6,5. De acordo com a classificação de Bigarella; Becker e Passos (1996), o solo *in natura* dos Intervalos 1 e 3 são considerados moderadamente ácidos, com pH em água de 5,82 e 6,44, respectivamente. Já o solo *in natura* do Intervalo 2, é classificado como praticamente neutro, com pH em água de 6,91.

Quanto ao pH em KCl, foram obtidos 6,33 para o Intervalo 1, 6,62 para o Intervalo 2 e 6,34 para o Intervalo 3, resultando em diminuição do Ponto de Carga Zero (PCZ) com o aumento da profundidade, com valores de 6,84, 6,33 e 6,24 dos Intervalos 1 a 3, respectivamente. Essa redução do PCZ pode estar relacionada com a composição mineralógica dos solos dos Intervalos.

Considerando-se estes valores de pH em água e em KCl obteve-se respectivamente para os Intervalos 1, 2 e 3 os valores de  $\Delta$ pH iguais a 0,51, -0,29 e -0,1 apontando para o predomínio dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio no Intervalo 1, correspondente a zona mais ativa, onde o  $\Delta$ pH foi positivo e de argilominerais nos intervalos 2 e 3 indicando com os  $\Delta$ pH negativos o predomínio de argilominerais.

As Figuras 3a, 3b e 3c apresentam respectivamente para os Intervalos 1, 2 e 3 os resultados de pH em água destilada (H<sub>2</sub>O) e em cloreto de potássio (KCl) obtidos para as misturas solo-cal com 1 dia, 28 dias e 90 dias de cura.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



Senaha (2019), ao realizar análise semi-quantitativa do perfil em estudo, obteve valores crescentes para caulinita com o aumento da profundidade, de 18,8% a 1 m para 41,8% a 8 m, enquanto a ocorrência de gibbsita apresentou comportamento contrário, de 18,6% a 1 m para 1,7% a 8 m, o que corresponde à realidade dos perfis de intemperismo tropical tendo em vista que a gibbsita é oriunda da intemperização da caulinita. Para esse mesmo perfil, a soma dos teores de goethita com hematita obtidos por Sanaha (2019) foram similares nas duas profundidades, 11% à 1 m e 12,1% a 8 m sendo a pequena diferença certamente resultante de processos de lixiviação na amostra coletada a 1 m de profundidade ou a própria variabilidade composicional presente no solo.

Considerando a similaridade nos teores de hematita somados aos de goethita com PCZ variando entre 7 e 9, como a caulinita possui PCZ entre 3 e 4 e a gibbsita PCZ de 7,5 a 9,5, maiores resultados de PCZ são esperados para maiores concentrações de gibbsita, como no Intervalo 1. Já maiores quantidades de caulinita e menores de gibbsita podem levar a PCZ menores, como nos Intervalos 2 e 3 (PARKS e BRUYN, 1962; PARFITT, 1980; MELO, 1998). Considerando-se os PCZs da gibbsita, hematita e goethita é possível a ocorrência de desagregações em solos contendo esses compostos como agentes cimentantes ao se elevar o pH do meio como ocorre com a adição da cal (Figura 3).

Guimarães (1998) ressalta ainda que a adição de cal ao solo eleva o pH do mesmo, frequentemente para valores de 11 a 12. Os valores de pH encontrados tanto em água destilada quanto em KCl, obtidos nos ensaios realizados nas misturas solo-cal, assemelham-se ao constatado por este autor, podendo serem superiores com a elevação do teor de cal (Figura 3). Resultados de pH mais elevados verificados para as misturas solo-cal 5% do que para as misturas solo-cal 2% são atribuídos a maior quantidade de cal disponível, pois há mais cátions de cálcio ( $\text{Ca}^{2+}$ ) e/ou magnésio ( $\text{Mg}^{2+}$ ) provenientes da cal para substituição do hidrogênio ( $\text{H}^+$ ) presente no solo, fazendo com que o pH se torne mais alcalino.

Castro (1981), ao realizar a estabilização do solo com cal, observou a redução de pH ao longo do tempo, com valor de pH de 11,3 após 1 hora e pH de 7,8 ao completar 120 horas. O autor ainda concluiu que a cal foi consumida lentamente. A Figura 3 mostra uma tendência de redução do pH com o aumento do tempo de cura tanto em água quanto em KCl, no entanto, menores variações ocorreram quando se usou 2 % de cal o que aponta para maiores interações da cal com os oxihidróxidos de ferro e alumínio fazendo com que se amplie a atenção quanto a ocorrência do fenômeno da desagregação dos agregados presentes no solo *in natura*. Cabe destacar que essa tendência de diminuição do pH à medida que a cura progride, pode estar também relacionada a migração química da cal para dentro dos agregados.

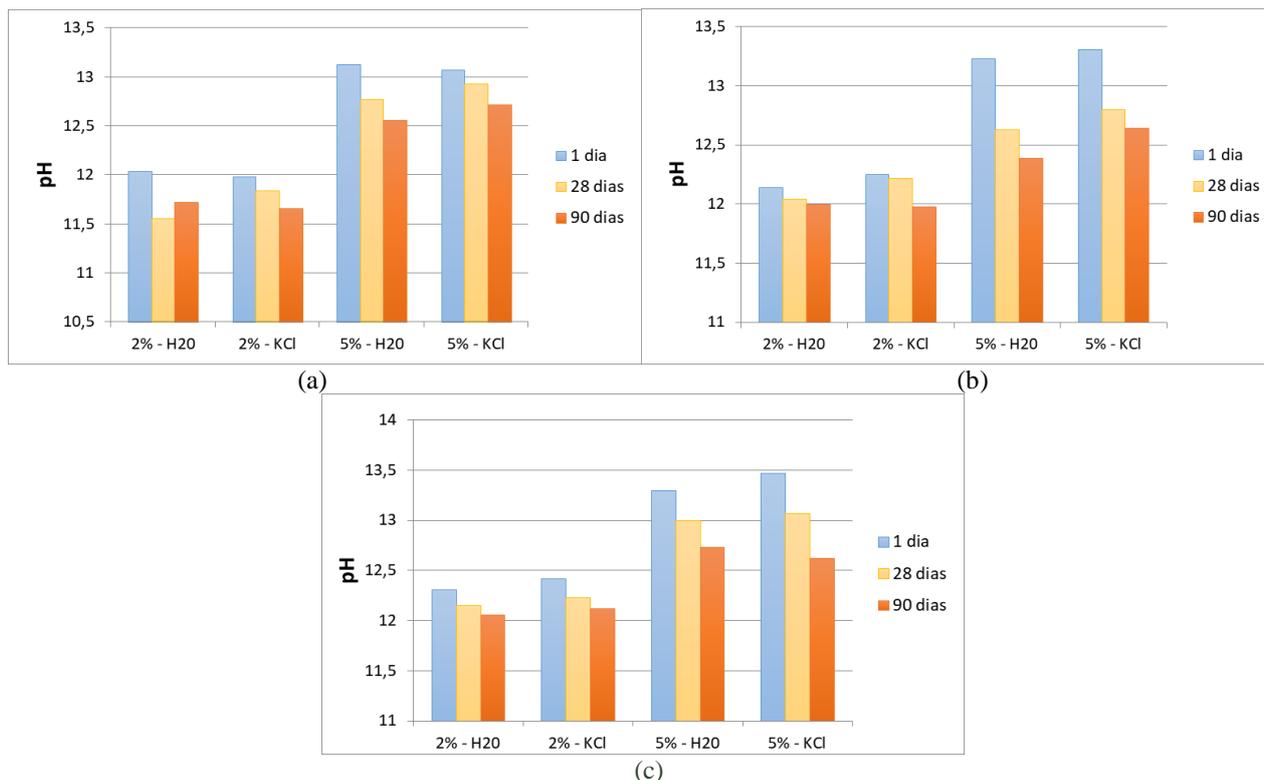


Figura 3. Valores de pH em água destilada (H<sub>2</sub>O) e em cloreto de potássio (KCl) para as misturas solo-cal: a) Intervalo 1; b) Intervalo 2; c) Intervalo 3.

## Resistência a Compressão Simples (RCS)

Chama-se aqui a atenção para a necessidade de se avaliar os ganhos de resistência considerando-se eventuais alterações de umidade e porosidade, pois estes interferem diretamente no comportamento do solo.

Os resultados de resistência à compressão simples (RCS) obtidos foram analisados em função da umidade (Figura 4a) e do grau de saturação (Figura 4b), lembrando que este é função da umidade e do índice de vazios. Nesta Figura 4 o símbolo esfera corresponde ao Intervalo 1, o triângulo ao 2 e o quadrado ao 3. Os símbolos vazios correspondem aos solos *in natura*, preenchido com azul contém 2% de cal e preenchido com vermelho contém 5% de cal. Os símbolos menores correspondem a 28 dias de cura e os maiores a 90 dias de cura.

Embora o ideal fosse se dispor de mais dados para a análise, introduziu-se na Figura 4a uma linha de tendência geral para a RCS em função do teor de umidade e na Figura 4b uma linha de tendência geral para a distribuição dos pontos de RCS em função do grau de saturação. Tendo em vista que o grau de saturação engloba os parâmetros umidade e índice de vazios as análises que seguem foram realizadas com fundamento na Figura 4b e considerando-se a linha de tendência geral obtida. A análise permitiu as seguintes constatações:

- Considerando-se a linha de tendência geral só fica claro o aumento da RCS com a incorporação da cal para o Intervalo 3, apontando para os demais intervalos (1 e 2) ser a melhoria do comportamento uma consequência do menor grau de saturação, ou seja, maior sucção atuante no solo.

- Ao se ampliar o tempo de cura se observa tendência mais ou menos acentuada de influência sobre a RCS, a depender do Intervalo considerado. Por exemplo, para o Intervalo 3 tanto com 2% como com 5% de cal a melhoria com a ampliação do tempo de cura é notória, enquanto para o

Intervalo 1 observa-se uma ligeira tendência de melhoria com 2% de cal e piora com 5% de cal. Para o Intervalo 2 a tendência de tal comportamento em função do tempo de cura foi similar à do Intervalo 1. Estes resultados são coerentes com as análises granulométricas mostradas na Figura 2 que apontam para a perda de estabilidade dos agregados contidos nos Intervalos 1 e 2 após 90 dias de cura ao se incorporar 5% de cal ao solo, fenômeno não observado para o Intervalo 3.

- O aumento do teor de cal para 28 dias de período de cura geralmente promoveu a melhoria do comportamento mecânico, no entanto, ao se considerar o período de cura 90 dias, observa-se a tendência de piora do comportamento para o Intervalo 1, preservação do comportamento para o Intervalo 2 e clara melhoria do comportamento para o intervalo 3. Estas influências distintas se relacionam com o nível de intemperização e quantidade e estabilidade das agregações presentes no solo *in natura* à medida que se aprofunda no perfil, frente a ação química e de agregações da cal.

- Os resultados mostram que a umidade (Figura 4a) e o grau de saturação (Figura 4b) geralmente tendem a diminuir com a ampliação do tempo de cura devido, em especial, às reações químicas que ocorrem entre o solo e a cal o que torna importante a realização de análises como a apresentada contemplando a influência do estado do solo em seu comportamento em lugar de se considerar tão somente os valores de resistência obtidos.

Tendo em vista que a umidade de equilíbrio em campo é distinta daquela usada nos estudos de laboratório torna-se ainda relevante contextualizar o comportamento do solo em relação às condições *in situ*.

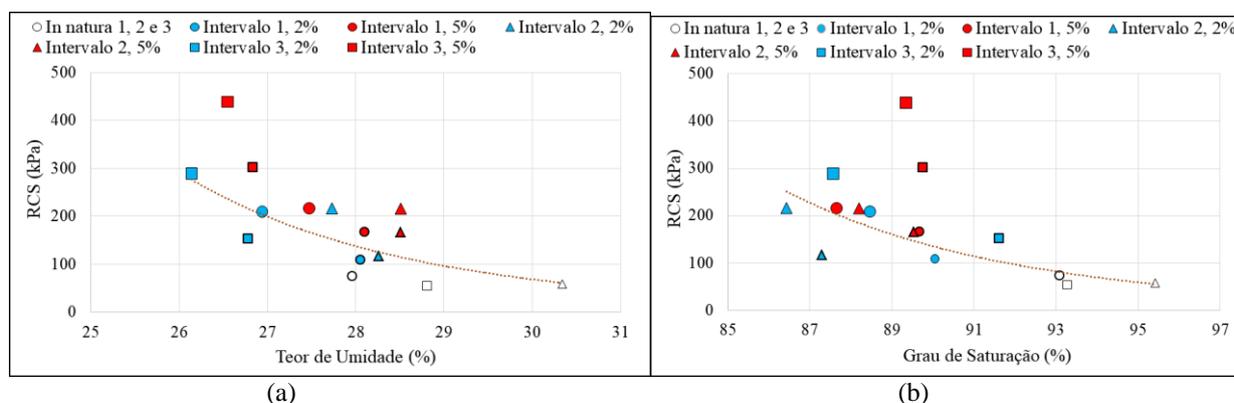


Figura 4. Resistência à Compressão Simples (RCS) em função do: a) teor de umidade; b) grau de saturação.

## CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados apresentados, considera-se que:

- O perfil de solo estudado possui estado natural agregado, que é indicado pelos aumentos significativos dos teores de silte e argila pelo uso do defloculante;
- A incorporação de cal ao solo promoveu aumento da fração areia e diminuição nas porcentagens de silte e argila observando-se, no entanto, ligeira tendência à desagregação ao se ampliar o tempo de cura, em especial com a utilização de 5% de cal;
- Como esperado, maiores valores de pH foram obtidos para o solo quando adicionada a cal. A permanência do pH das misturas solo-cal como alcalino, mesmo após meses, colabora para a ocorrência das reações pozolânicas, já que as mesmas são consideradas de longo prazo, cabendo destacar, que embora reações químicas possam intervir nos valores de pH medidos, as maiores reduções do pH com o tempo de cura em especial nos Intervalos 2 e 3 apontam para a ocorrência de certa desagregação dos agregados presentes no solo *in natura* e/ou para a penetração da química da cal nesses agregados;

- As análises da resistência a compressão simples realizadas em função do teor de umidade e do grau de saturação mostram a necessidade de se efetuar as análises do comportamento mecânico dos solos tropicais misturados a aditivos químicos considerando os fatores nele intervenientes como a umidade, o índice de vazios e a sucção, fator este não apreciado neste estudo. A simples fundamentação em resultados de ensaios como a resistência a compressão simples pode levar a falhas na avaliação do real comportamento mecânico do solo com incorporação de aditivo químico.
- Em razão dos distintos graus de intemperismo que o solo apresenta ao longo do perfil estudado, foram encontrados diferentes resultados ao se alterar o Intervalo analisado, a partir dos ensaios conduzidos com as misturas solo-cal. Logo, ressalta-se a importância da consideração da variação das propriedades e comportamentos dos solos ao longo do perfil por mais similares que aparentem ser fisicamente, quando se analisa a estabilização química dos solos.

## AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro para realização da pesquisa.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12770 – Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 1992. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181 – Solo - Análise granulométrica. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 2016a. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6459 – Solo - Determinação do limite de liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 2016b. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7180 – Solo - Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 2016c. 7 p.

BIGARELLA, J.J., BECKER, R.D. & PASSOS, E. Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais: Intemperismo biológico, pedogênese, laterização, bauxitização e concentrações de bens minerais. EDUFSC, Florianópolis, SC, 1996. 875 p.

CASTRO, F.J.C.O. Um estudo físico-químico-matemático da estabilização alcalina de solos argilosos. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1981, 489 p.

CASTRO, F.J.C.O. Contribuição ao conhecimento e à determinação da reatividade de solos sesquioxídicos utilizando o hidróxido de cálcio: aplicação ao processo de geopolimerização (estabilização). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1995, 344 p.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (CNT). Pesquisa CNT de rodovias 2018. CNT/SEST/SENAT, Brasília, DF, 2018. 405 p.

DELGADO, A.K.C. Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais característicos do Distrito Federal para uso na pavimentação rodoviária. ENC/FT/UnB, Brasília, DF, 2007. 392 p.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). DNER-ME 228/94 - Solos - Compactação em equipamento miniatura. DNER, 1994. 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). DNER-CLA 259/96 - Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura. DNER, 1996. 6 p.

GUIMARÃES, J.E.P. A cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil. Pini, São Paulo, SP, 1998. 285 p.

KENG, J.C.W. & UEHARA, G. Chemistry mineralogy and taxonomy of oxisols and ultisols. Proceedings of Soil and Crop Sciences Society, 1974. 33: 119-126.

MELO, V.F. Potássio e magnésio em minerais de solos e relação entre propriedades da Ct com formas não trocáveis destes nutrientes. UFV, Viçosa, MG, 1998. 205 p.

PARFITT, R.L. Chemical properties of variable charge soils In: THENG, B.K.G. (ed.) Soil with variable charges. Lower Hutt, 1980. p. 167-194.

PARKS, G.A. & BRUYN, P.L. The zero point of charge of oxides. Journal of Physical Chemistry, 1962. 66: 967-973.

REZENDE, L.R. Estudo do comportamento de materiais alternativos utilizados em estruturas de pavimentos flexíveis. ENC/FT/UnB, Brasília, DF, 2003. 372 p.

SENAHA, S.C.F. A quartzilização em perfis de intemperismo tropical. ENC/FT/UnB, Brasília, DF, 2019. 159 p.

TEIXEIRA, P.C., DONAGEMMA, G.K., FONTANA, A. & TEIXEIRA, W.G. Manual de Métodos de Análise de Solo. EMBRAPA, Brasília, DF, 2017. 574 p.

VARGAS, M. Introdução à mecânica dos solos. McGraw-Hill do Brasil, São Paulo, SP, 1977. 509 p.

VILLIBOR, D.F., NOGAMI, J.S., BELIGNI, M. & CINCERRE, J.R. Pavimentos com solos lateríticos e gestão de manutenção de vias urbanas. ABPv, São Paulo, SP, 2000. 138 p.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DE MISTURAS COM SOLO E MATERIAL ASFÁLTICO FRESADO COMPACTADAS SEM E COM REUSO DE MATERIAL

*GUILHERME ALMEIDA <sup>1</sup>; ERINALDO CAVALCANTE <sup>2</sup>; LUCILA SALES <sup>3</sup>; HELEN FONTES <sup>4</sup>; LEANDRO SOUZA <sup>5</sup>; MARCELO LANDIM <sup>6</sup>*

#### RESUMO

O material de pavimentação asfáltica recuperado é resultado do processo de fresagem que remove o revestimento deteriorado. Esse material possui características nobres e pode ser aproveitado na própria estrutura do pavimento. Estudos têm mostrado que o fresado se apresenta como um agregado para melhorar as características geotécnicas do solo. Assim, esta pesquisa tem o objetivo de verificar a possível quebra dos grãos do material fresado em misturas compactadas com reuso e sem reuso de material. O programa experimental envolveu a utilização de um solo fino com características argilosas e material fresado passante na peneira 19 mm nas proporções de 20%, 30% e 50%. Os ensaios executados foram granulometria, limites de Atterberg e compactação na energia modificada. Os resultados mostraram uma alteração na granulometria das misturas em relação ao solo puro e com maior nitidez para maiores teores do fresado e quando se reutiliza o material ao compactar. Verifica-se uma maior porcentagem de material passante nas frações pedregulho e areia. As frações silte e argila praticamente não sofrem mudanças. Portanto, há indícios da quebra dos grãos durante a densificação do solo. Quanto aos parâmetros da compactação, a adição de fresado faz aumentar a massa específica seca máxima e diminuir a umidade ótima.

**PALAVRAS-CHAVE:** Material Fresado; Granulometria; Compactação.

#### ABSTRACT

Reclaimed asphalt paving material is a result of the milling process that removes the deteriorated coating. This material has noble characteristics and can be used in the pavement structure itself. Studies have shown that milled material is presented as an aggregate to improve the geotechnical characteristics of the soil. Thus, this research purpose to verify the possible breakage of the milled material grains in compacted mixtures with reuse and without reuse of the material. The experimental program involved the use of a fine soil with clayey characteristics and milled material passing through a 19 mm sieve in proportions of 20%, 30% and 50%. The tests performed were granulometry, Atterberg limits and modified energy compaction. The results showed a change in the granulometry of the mixtures in relation to the pure soil and with greater clarity for higher levels of milled material and when the material is reused. Has been verified a higher percentage of passing material in the gravel and sand fractions. The silt and clay fraction practically does not change. Therefore, there are indications of grain breakage during soil compaction. As for the compaction parameters, the addition of milled material increases the maximum dry density and decreases the optimum moisture content.

**KEY WORDS:** Reclaimed Asphalt Pavemente, Granolometric, Compaction.

<sup>1</sup> Docente Universidade Federal de Sergipe: gbravo1982@gmail.com

<sup>2</sup> Docente Universidade Federal de Sergipe: erinaldohc@academico.ufs.br

<sup>3</sup> Mestranda Universidade Federal de Sergipe: lucilacs@gmail.com

<sup>4</sup> Graduanda Universidade Federal de Sergipe: mafonteshelen@gmail.com

<sup>5</sup> Graduando Universidade Federal de Sergipe: leandro-augusto10@hotmail.com

<sup>6</sup> Graduando Universidade Federal de Sergipe: macelo.dasilvalandim@gmail.com

## INTRODUÇÃO

À medida que um pavimento asfáltico se torna deteriorado é necessário restaurá-lo, que pode ser feito através da adição de novas camadas ou remoção do revestimento deteriorado. No processo de remoção é utilizada a máquina fresadora composta de rolos especiais munidos de pontas diamantadas cortantes para realizar o desbaste (BERNUCCI *et al.*, 2008). Assim, o material gerado na operação de fresagem é o revestimento asfáltico removido de ruas, avenidas ou estradas deteriorado quando da sua manutenção, reconstrução ou restauração. Trata-se, portanto, de fragmentos de concreto asfáltico envelhecido. Segundo Bonfim (2007), esse material possui características nobres e, por isso, pode ser reutilizado como material de pavimentação.

Os efeitos da adição do material fresado ao solo podem ser observados em algumas das propriedades como granulometria, densidade dos grãos, limites de Atterberg, compactação e resistência. Essa incorporação pode proporcionar ao solo uma estabilização mecânica através da correção granulométrica. Associada a compactação, esse método de estabilizar possibilita uma melhoria daquelas propriedades.

Yoder e Witczak (1975) explicam que a estabilidade de uma mistura solo-agregados depende da sua granulometria, forma das partículas, massa específica seca, ângulo de atrito e coesão. Por sua vez, o ângulo de atrito e, portanto, a resistência ao cisalhamento também depende da massa específica seca, da forma das partículas e da granulometria.

Estudos (e.g. Bonfim, 2007; Alhaji e Alhassan, 2018; Kamel; Al-Bustami e Alsulami, 2016) têm sido realizados sobre a utilização do concreto asfáltico fresado como agregado para melhorar as características geotécnicas do solo, mostrando sua viabilidade ao estabilizar o solo. Desses estudos, percebe-se que avaliar o comportamento de misturas de solo natural com resíduo de fresagem é relevante para o projeto de pavimentos.

Bonfim (2007) comparou as curvas granulométricas do material fresado sem a extração do betume com as curvas do material original. O fato de ocorrer um deslocamento da curva para baixo foi justificado pela ocorrência de grumos resultantes do processo de fresagem a frio, que fizeram com que a percentagem de material passante em cada peneira fosse menor. Por outro lado, ao comparar as curvas granulométricas do material fresado com a extração do betume às curvas do material original, o autor observou um deslocamento das curvas para cima e justificou o fato da fresagem provocar quebra de parte dos agregados na altura da linha de corte.

Além disso, Bonfim (2007) verificou que as curvas analisadas com grumos, quando plotadas em faixas granulométricas empregadas na pavimentação, extrapolaram os limites inferiores das citadas faixas nas duas extremidades, o que justificou pela redução da quantidade de finos e pelo acréscimo do tamanho dos grumos, fato que verificou se acentuar com o aumento da velocidade de avanço da fresadora.

Bonfim (2007) verificou ainda que a quantidade de finos para todas as curvas, considerando os grumos, se encontrava entre 0,7% e 1,3% passante em peso na peneira nº 200. Além disso, observou curvas granulométricas bem graduadas e passíveis de estudos adicionais para análise do comportamento mecânico para fins de reciclagem.

Alhaji e Alhassan (2018), em seu estudo sobre estabilização de uma argila muito mole e expansiva com material fresado, verificaram um decréscimo gradual na densidade real das misturas com o aumento do teor de material fresado até 80%. A partir daí, foi observada uma queda brusca na densidade até um teor de 100% de material fresado. Essa tendência foi justificada por uma maior densidade apresentada pela argila (2,49), em relação ao do fresado (2,01). Kamel; Al-Bustami e Alsulami (2016) também verificaram uma diminuição nos valores dos limites de Atterberg das misturas com o aumento do teor de material fresado, levando aquelas misturas com maiores teores a condição não plástica.

A partir da busca de estudos com material fresado e sua reutilização como material na estrutura do pavimento, esta pesquisa tem o objetivo de verificar a quebra dos grãos do material fresado em amostras compactadas com reuso e sem reuso de material, tomando-se como referência a granulometria de três misturas de solo e material fresado.

A hipótese seguida é a de que a compactação na energia modificada quebra os grãos maiores do material fresado e, conforme esclarecem Ingles e Metcalf (1972), para se obter um material denso e resistente são necessários que os vazios entre os grãos maiores sejam preenchidos por grãos menores, de forma que o espaço disponível para o ar e a água seja mínimo.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O solo apresenta características de material silte-argiloso e foi coletado em uma jazida localizada no povoado Cajueiro, no município de São Cristóvão (SE), onde amostras deformadas foram coletadas com o auxílio de pá e picareta. Já o material fresado foi coletado na usina de asfalto, proveniente das intervenções realizadas em ruas e avenidas da cidade de Aracaju (SE). Julga-se coerente utilizar um solo fino para as misturas, dada à característica granular do material fresado. A Figura 1 apresenta os materiais utilizados.



Figura 1. Materiais utilizados na pesquisa: solo (esquerda) e material fresado (direita)

A preparação do solo teve início com a secagem ao ar, destorroamento e quarteamento seguindo a norma DNER-ME 041/94. O material fresado também seguiu a mesma norma, porém todo o material foi passado no triturador de mandíbula com abertura da peneira de 19 mm para a quebra dos torrões formados dado o empilhamento do fresado no armazenamento na usina.

Para o conhecimento da granulometria do solo foram realizados ensaios segundo as normas DNER-ME 051/94 e DNER-ME 080/94. A densidade real dos grãos do solo foi tomada como referência a norma DNER-ME 093/94 e para o material fresado a norma DNER-ME 194/98, que estabelece o procedimento para determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman.

Para determinação dos limites de consistência do solo, foram verificadas as normas DNER-ME 122/94, que especifica o método para determinação do limite de liquidez, e DNER-ME 082/94, que especifica o método para determinação do limite de plasticidade e para o cálculo do índice de plasticidade.

O ensaio de compactação foi realizado conforme a norma DNER-ME 162/94, para amostras trabalhadas (com reuso), e DNER-ME 129/94, para amostras não trabalhadas (sem reuso), ambas utilizando a energia modificada (método C).

Misturas do material fresado foram feitas nos teores de 20%, 30% e 50% em relação à massa total da mistura solo/material fresado (S/MF), representadas por 80S/20MF, 70S/30MF e 50S/50MF, respectivamente. Tais misturas foram a base desta pesquisa as quais passaram pelos ensaios

granulométricos e de compactação. Entretanto, para o ensaio de compactação com amostras não trabalhadas (sem reuso), somente foi tomada como referência para a granulometria o ponto três (P3) do ensaio, ou seja, o ponto previsto estar mais próximo da massa específica seca máxima e umidade ótima.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Tabela 1 apresenta um resumo da granulometria do solo (S), das misturas solo/material fresado (80S/20MF; 70S/30MF; 50S/50MF) e material fresado (MF). Observa-se que a adição de material fresado aumenta a fração pedregulho em pouco mais de 30% e diminui a fração silte e argila cerca da metade da porcentagem em relação ao solo. Porém, a fração areia não apresenta variações como nas outras frações. Para essa faixa de tamanho, ocorre uma substituição de grãos de solo por material fresado, uma vez que ambos estão na faixa entre 20 e 30% de areia. O ensaio da massa específica dos grãos acusou valores de 2,66 g/cm<sup>3</sup> para o solo e 2,29 g/cm<sup>3</sup> para o material fresado.

Tabela 1. Resumo da granulometria (em %) do solo, solo/material fresado e material fresado

Tamanho do grão (mm)	S	80S/20MF	70S/30MF	50S/50MF	MF
Pedregulho (76,2 a 2)	2,27	14,53	20,44	35,59	74,63
Areia (2 a 0,075)	21,74	24,47	26,04	23,85	25,14
Silte (0,075 a 0,002)	33,93	27,17	22,13	18,28	0,23
Argila ( $\emptyset < 0,002$ )	42,06	33,73	31,39	22,28	0,00

A granulometria do material fresado ficou dentro do previsto ao comparar com os resultados de Bonfim (2007), ou seja, baixo teor de finos e consideráveis porcentagens de pequenos grumos. Para as massas específicas dos grãos, as misturas tendem a diminuir por ação do maior teor de fresado, de acordo com Alhaji e Alhassan (2018).

Ao comparar as curvas granulométricas das misturas solo/material fresado com amostras com reuso e amostras sem reuso, nota-se uma tendência de variar mais a fração pedregulho seguida da areia, sem praticamente haver alteração na fração fina, isto é, material passante na peneira #200. A sequência de figuras a seguir ilustra essa tendência. Vale destacar que as amostras foram compactadas na energia modificada com 55 golpes/camada.

Considerando a mistura 80% de solo e 20% de material fresado, Figura 2, observa-se que não há diferença entre as frações nos três ensaios, ou seja, para a mistura dos materiais 80S/20MF, para amostra com reuso e amostra sem reuso. As curvas ora são paralelas ora sofrem ligeiro distanciamento precisamente no diâmetro 1 mm correspondente a fração areia.

Para o teor de 70% de solo e 30% de material fresado, Figura 3, começa-se a destacar uma diferença na fração pedregulho entre a amostra sem reuso e a amostra com reuso. Para as frações areia, silte e argila, as amostras apresentaram praticamente a mesma porcentagem passante. Um pequeno patamar pode ser observado no diâmetro próximo a 2 mm. Isso pode estar relacionado a pouca falta de grãos nesse diâmetro.

Durante a compactação da amostra com reuso, pode-se diminuir essa falta a partir do momento em que os grãos maiores do material fresado são quebrados pelos golpes aplicados. Então parece haver uma compensação dada a pequena elevação da curva granulométrica para a amostra com reuso nas proximidades do diâmetro 2 mm.

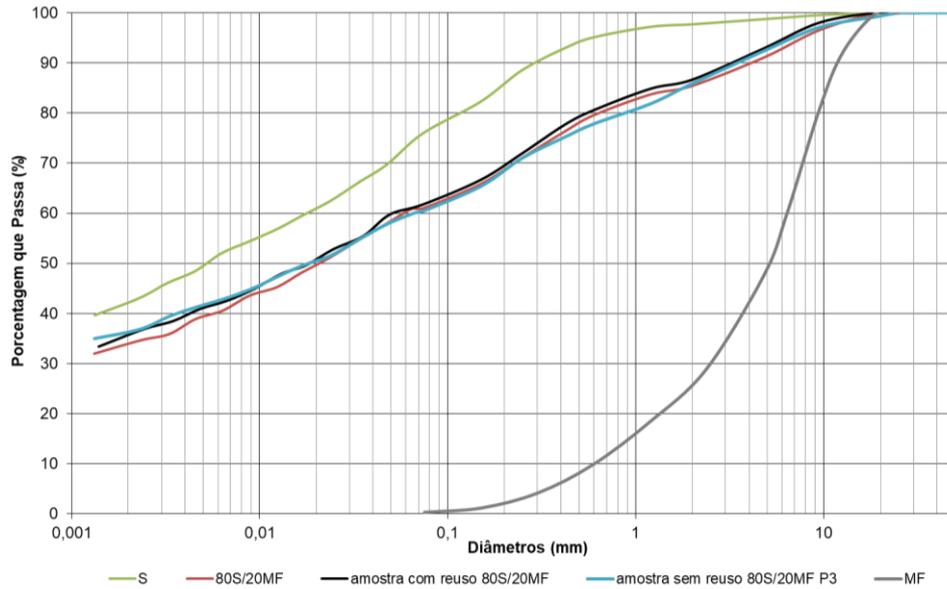


Figura 2. Curvas granulométricas para o teor de 80S/20MF

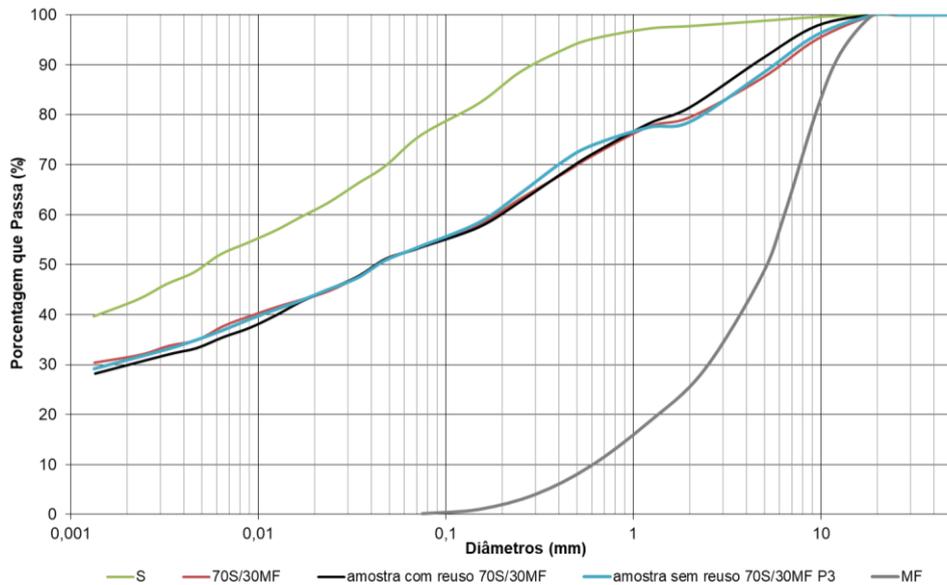


Figura 3. Curvas granulométricas para o teor de 70S/30MF

Ao analisar o teor de 50% de solo e 50% de material fresado, Figura 4, já é mais nítida a diferença entre as frações pedregulho e areia. Porém, para a fração fina apresenta uma leve variação na fração silte e na fração argila não há alteração. O que pode ser observado é uma maior porcentagem de material passante na amostra com reuso para as frações pedregulho e areia em relação a amostra sem reuso e a mistura 50S/50MF.

Já em relação a amostra sem reuso e a mistura 50S/50MF, observa-se uma maior porcentagem passante para a amostra sem reuso na fração pedregulho e areia mais grossa. Para frações mais finas, as curvas convergem, indicando praticamente a mesma porcentagem de material passante.

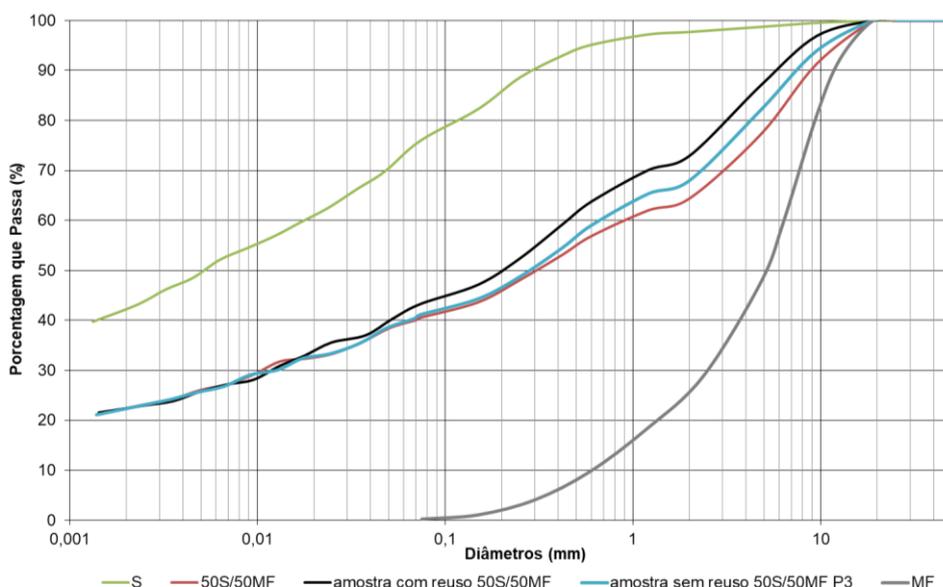


Figura 4. Curvas granulométricas para o teor de 50S/50MF

A Tabela 2 apresenta as informações necessárias para a classificação HRB/AASHTO. Mesmo com adição de 50% de material fresado a classificação não foi alterada, permanecendo as misturas como solos argilosos.

A plasticidade para as amostras sem reuso não houve diferença entre os teores e mostrou resultados maiores do que as simples misturas para os mesmos teores, porém ainda menores que o solo. Já para as amostras com reuso, houve um aumento em relação as misturas para os mesmos teores e em relação ao solo. A variação da plasticidade pode envolver, entre outros motivos, a presença do material passante na peneira # 40 (abertura 0,42 mm) necessária para a realização dos ensaios de limites de Atterberg. As amostras obtidas para esse ensaio têm maior contribuição da porção do solo do que o material fresado, visto que este não apresenta material passante na peneira # 40, como observado nas figuras acima. Assim, pode-se notar uma baixa variação de plasticidade entre os teores e o solo.

Tabela 2. Classificação do solo, das amostras e do material fresado.

Amostra	Composição granulométrica			LL (%)	IP (%)	IG	Classificação
	% que passa nas peneiras						
	# 10	# 40	# 200				
Solo	97,73	92,97	75,99	52	29	22	A-7-6
80S/20MF	85,47	76,36	61	48	25	14	A-7-6
trabalhada 80S/20MF	86,64	77,66	61,73	51	30	16	A-7-6
não trabalhada 80S/20MF P3	85,9	75,21	60,42	47	27	14	A-7-6
70S/30MF	79,56	68,19	53,52	48	27	9	A-7-6
trabalhada 70S/30MF	81,5	68,39	53,51	51	32	13	A-7-6
não trabalhada 70S/30MF P3	78,6	70,62	53,74	47	27	11	A-7-6
50S/50MF	64,41	53,11	40,56	46	26	5	A-7-6
trabalhada 50S/50MF	72,93	59,16	43,27	47	29	7	A-7-6
não trabalhada 50S/50MF P3	67,92	54,44	41,12	44	27	6	A-7-6
Material fresado	25,2	6,49	0,23	-	NP	0	A-1-a

As curvas de compactação mostraram, em geral, uma tendência de aumentar a massa específica seca máxima e reduzir a umidade ótima com a adição de teores de material fresado. As curvas para

o teor de 80S/20MF são apresentadas na Figura 5. Observa-se um aumento de  $0,023 \text{ g/cm}^3$  na massa específica seca máxima e uma redução de 0,9% na umidade ótima entre o solo e a amostra sem reuso. Já a amostra com reuso apresentou uma massa e uma umidade intermediária. A proximidade entre os valores dos parâmetros da compactação pode estar relacionada à granulometria que não sofre alteração quando se adiciona 20% de material fresado, conforme pôde ser observado nas curvas granulométricas (Figura 2). Dada a quantidade de solo fino na amostra, este prevalece em relação ao material fresado. Assim, esse teor de material fresado pouco contribui com aumento na massa específica e redução da umidade.

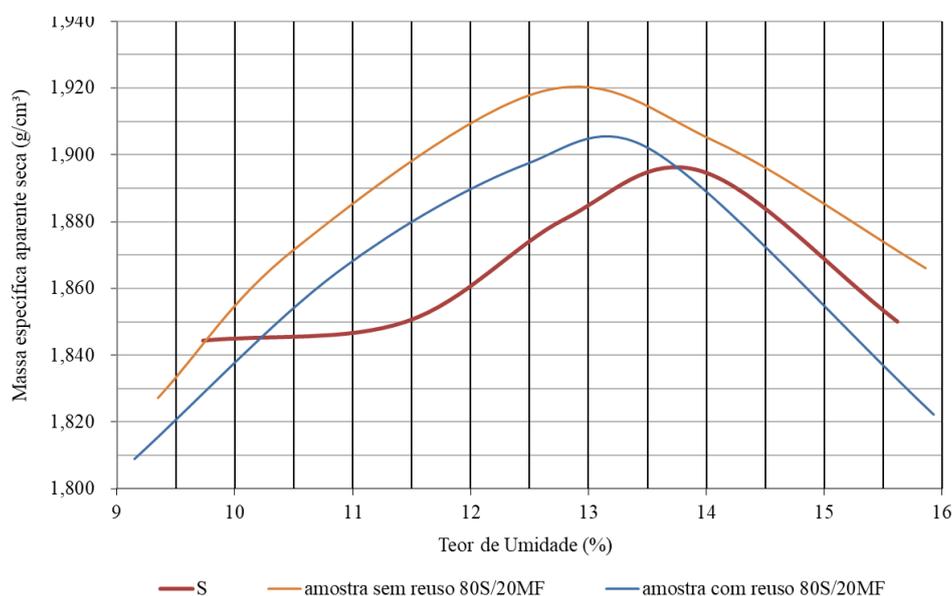


Figura 5. Curvas de compactação para o teor de 80S/20MF

A Figura 6 mostra as curvas com teor de 70S/30MF. Comparando-se o solo e a amostra sem reuso, observa-se um aumento na massa específica de  $0,023 \text{ g/cm}^3$  e redução de 1,5% na umidade ótima. Já em relação a amostra com reuso, o aumento da massa específica seca máxima é ainda maior,  $0,093 \text{ g/cm}^3$ , com redução de 4,3% na umidade ótima. Levando em consideração as amostras com reuso e amostras sem reuso, o aumento na massa foi de  $0,07 \text{ g/cm}^3$  e redução na umidade de 2,8%. Nota-se uma maior alteração dos parâmetros da compactação em relação ao teor 80S/20MF o que pode estar relacionado às mudanças na granulometria, principalmente na fração pedregulho.

As curvas de compactação para o teor de 50S/50MF são apresentadas na Figura 7. Comparando-se o solo e a amostra sem reuso, observa-se um aumento na massa específica de  $0,043 \text{ g/cm}^3$  e redução de 2,6% na umidade ótima. Já em relação a amostra com reuso, o aumento da massa específica seca máxima é ainda maior,  $0,126 \text{ g/cm}^3$ , com redução de 5,2% na umidade ótima. Levando em consideração as amostras com reuso e amostras sem reuso, o aumento na massa foi de  $0,083 \text{ g/cm}^3$  e redução na umidade de 2,6%.

Nota-se uma maior alteração dos parâmetros da compactação em relação aos teores acima o que pode estar relacionado às mudanças na granulometria, principalmente nas frações pedregulho e areia, que são mais pronunciadas para maior teor de material fresado e pela quebra dos grãos durante a compactação.

Dessa forma ao compactar, os vazios são reduzidos e, conseqüentemente, segundo Karol (2003), verifica-se aumento na resistência ao cisalhamento do solo, o que aumenta sua capacidade de

suporte, além de diminuição na permeabilidade. Ingles e Metcalf (1972) elucidam que esses efeitos são explicados pela ocorrência de rearranjo das partículas do solo.

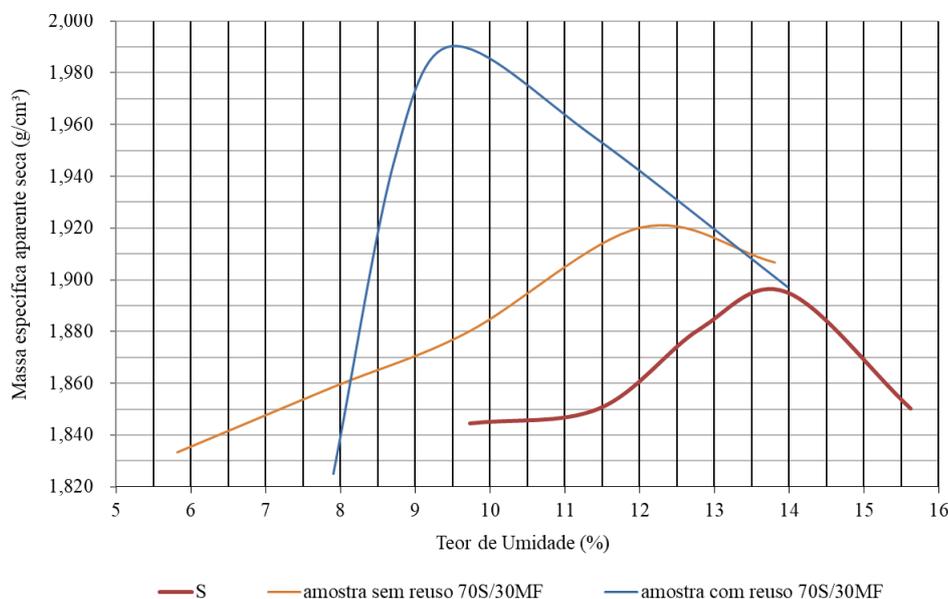


Figura 6. Curvas de compactação para o teor de 70S/30MF

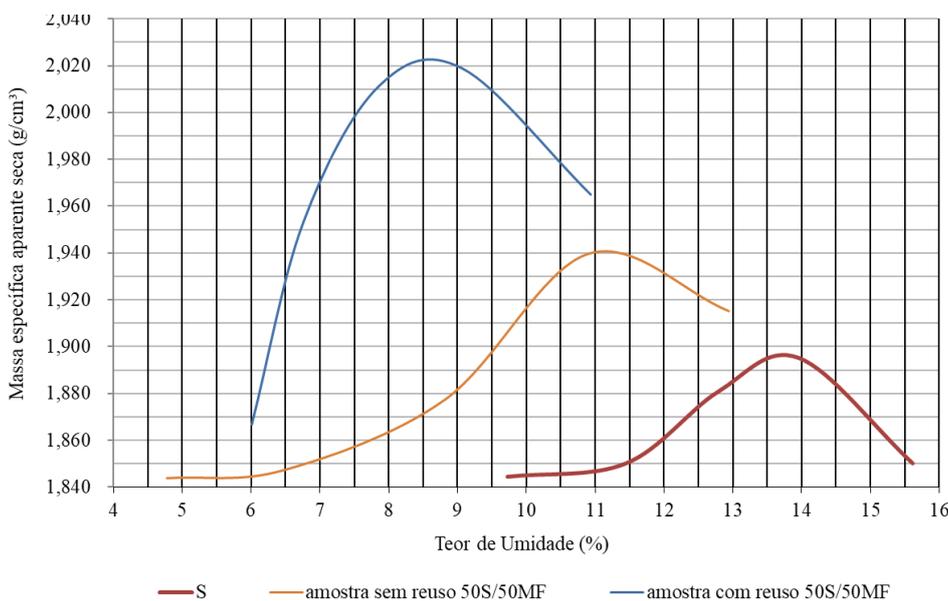


Figura 7. Curvas de compactação para o teor de 50S/50MF

## CONCLUSÃO

Os resultados obtidos permitiram concluir que a compactação, na energia modificada, tende a quebra dos grãos para maiores quantidades de material fresado na mistura. A diferença entre as frações, notadamente pedregulho e areia, ocorre para as amostras com reuso, ou seja, amostras de solo que sofreram impactos do soquete de 4,5 kg caindo de uma altura de 45,7 cm e 55 vezes por camada para 5 pontos de compactação.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



O processo de compactação tende a quebra dos grãos maiores (pedregulho), ora permanecendo na faixa de tamanho até 2 mm, ora diminuindo o tamanho para a fração areia. Neste último caso, ocorre quando o grão tem um diâmetro próximo a 2 mm. Porém, para baixos teores de material fresado, este acha-se mergulhado no solo fino não sofrendo alterações na sua granulometria.

Para os parâmetros da compactação, a adição de maiores quantidades de material fresado faz elevar a massa específica seca máxima e reduzir a umidade ótima, uma vez crescente a quantidade de pedregulho e areia nas misturas com redução na fração fina. Com a quebra dos grãos, ocorre um preenchimento dos vazios deixados pelos grãos maiores. Por consequência, os grãos menores preenchem os vazios deixados pelos grãos intermediários.

## AGRADECIMENTOS

Os autores estimam sinceros agradecimentos ao Laboratório de Geotecnia e Pavimentação, ao Laboratório de Materiais de Construção e Estruturas e à Coordenação de Pesquisa da Universidade Federal de Sergipe pelo apoio no desenvolvimento desta pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALHAJI, Mustapha Mohammed; ALHASSAN, Musa. Effect of reclaimed asphalt pavement stabilization on the microstructure and strength of Black Cotton Soil, *International Journal of Technology*, Depok, Indonésia, v. 9, n. 4, p. 727-736, 2018.
- BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. *Pavimentação asfáltica – formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2008.
- BONFIM, Valmir. *Fresagem de pavimentos asfálticos*. 3.ed. São Paulo: Exceção Editorial, 2007.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. DNER-ME 041: solo: preparação de amostras para ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: DNER, 1994.
- \_\_\_\_\_. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. DNER-ME 051/94: solos: análise granulométrica. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 080/94: solos: análise granulométrica por peneiramento. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 082/94: solos: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 093/94: solos: determinação da densidade real. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 122/94: solos: determinação do limite de liquidez: método de referência e método expedito. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 129/94: solos: compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 162/94: solos: ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 194/98: agregados: determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1998.
- INGLES, O. G.; METCALF, J. B. *Soil stabilization – principles and practice*. Sydney: Butterworths, 1972.
- KAMEL, M. A.; AL-BUSTAMI, N. M.; ALSULAMI, B. T. Evaluation of the suitability of recycled asphalt pavement (RAP) for subbases, *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, Madhya Pradesh, Índia, v. 6, n. 5, p. 212-215, 2016.
- KAROL, Reuben H. *Chemical grouting and soil stabilization*. 3.ed. New Jersey: Marcel Dekker, Inc., 2003.
- YODER, Eldon Joseph; WITCZAK, Matthew W. *Principles of pavement design*. 2.ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1975.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### APLICAÇÃO DE UM MÉTODO DE ANÁLISE DE ATIVAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO DE UM RAP CONVENCIONAL

*Pedro Guilherme Fochesatto Klein<sup>1</sup>; Roberta Centofante<sup>2</sup>; Lucas Festugato<sup>3</sup>*

#### RESUMO

Em vista da crescente demanda na manutenção e recuperação das rodovias brasileiras e o elevado custo para execução e manutenção, busca-se por soluções técnicas que sejam economicamente viáveis e ambientalmente corretas de manutenção e reciclagem dos pavimentos asfálticos envelhecidos e deteriorados. No Brasil, uma das técnicas de manutenção de rodovias mais empregadas é a da fresagem, a qual realiza a retirada de parte do revestimento deteriorado, o fresado, também conhecido como RAP (do inglês, *Reclaimed Asphalt Pavement*), onde, posteriormente, executam-se as manutenções necessárias. O material gerado pela fresagem ainda não é muito utilizado em misturas com materiais virgens, misturas estas que poderiam baixar os custos com uso de ligantes asfálticos e, também, diminuir o uso de materiais não renováveis extraídos da natureza. Em vista disso, essa pesquisa objetivou realizar um estudo sobre a aplicação da metodologia proposta por Pires (2018), com adaptações de Gaspar (2019), para um RAP de ligante convencional, buscando determinar a temperatura de reativação deste ligante, com foco em determinar, por meio do parâmetro DoA (*Degree of Binder Activity*), qual a porcentagem do ligante asfáltico presente no material estudado pode ser considerado como ativo, para um posterior possível uso em novas misturas. Por meio da metodologia, encontrou-se uma temperatura de ativação do ligante em torno de 155°C e um DoA de 87,85%. Assim, pela determinação do potencial de um RAP, baseado também em outros estudos da literatura, seria possível a sua reutilização em revestimentos asfálticos novos, preservando os recursos naturais virgens e diminuindo custos de manutenção.

**PALAVRAS-CHAVE:** RAP, DoA, reciclagem, ativação do ligante.

#### ABSTRACT

Due to the growing demand in the maintenance and recovery of Brazilian highways and the high cost of execution and maintenance, technical solutions are sought that are economically viable and environmentally correct for the maintenance and recycling of aged and deteriorated asphalt pavements. In Brazil, one of the most used road maintenance techniques is milling, which removes part of the deteriorated coating, the milled, also known as RAP (Reclaimed Asphalt Pavement), where, later, if necessary maintenance. The material generated by milling is still not widely used in mixtures with virgin materials, mixtures that could lower costs with the use of asphalt binders and also reduce the use of non-renewable materials extracted from nature. In view of this, this research aimed to carry out a study on the application of the methodology proposed by Pires (2018), with adaptations by Gaspar (2019), for a conventional ligand RAP, seeking to determine the reactivation temperature of this ligand, focusing on determining, through the parameter DoA (Degree of Binder Activity), what percentage of the asphalt binder present in the material studied can be considered as active, for a later possible use in new mixtures. Through the methodology, it was found an activation temperature of the ligand around 155°C and a DoA of 87.85%. Thus, by determining the potential of a RAP, also based on other studies in the literature, it would be possible to reuse it in new asphalt coatings, preserving virgin natural resources and reducing maintenance costs.

**KEY WORDS:** RAP, DoA, recycling, binder activation.

<sup>1</sup>Estudante de Engenharia Civil: Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Rua Assis Brasil, 709 – Bairro Itapagé – Frederico Westphalen, RS, Brasil. E-mail: pedrofochesatto@outlook.com.br

<sup>2</sup>Professora de Engenharia Civil: Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Rua Assis Brasil, 709 – Bairro Itapagé – Frederico Westphalen, RS, Brasil. E-mail: robertacentofante@yahoo.com.br

<sup>3</sup>Professor de Engenharia Civil: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Av. Osvaldo Aranha, 99 – Centro – Porto Alegre, RS, Brasil. E-mail: lucas@ufrgs.br

## INTRODUÇÃO

Em razão do elevado custo para a manutenção dos pavimentos asfálticos, atualmente, tem-se estudado diversas alternativas técnicas e tecnologias ambientalmente corretas na indústria da pavimentação asfáltica, para que, assim, seja possível fazer reuso dos resíduos gerados pela reciclagem dos pavimentos, estes conhecidos como pavimentos asfálticos reciclados ou *Reclaimed Asphalt Pavement* (RAP). No Brasil, uma técnica muito utilizada na recuperação das rodovias deterioradas é a da fresagem dos revestimentos asfálticos, a qual consiste na retirada de parte da camada de revestimento do pavimento antigo onde, após, é realizada a manutenção da via por outra camada nova de revestimento. A fresagem dos revestimentos asfálticos gera uma grande quantidade de resíduos, os quais ainda não possuem uma destinação correta. Com isso, é difícil encontrar locais de bota-fora legalizados para armazenamento do material, permanecendo esse à beira das rodovias.

Na pavimentação asfáltica das rodovias, há um aumento na demanda de matéria prima para as novas obras e na manutenção das vias já existentes, com isso, os recursos naturais estão cada vez mais escassos e, assim, alternativas técnicas para o uso de novos materiais, como é o caso dos resíduos da fresagem dos pavimentos, têm por objetivo diminuir a exploração de novos recursos naturais (BATISTA, 2016). Desta forma, há diversos autores testando e aplicando tecnologias e técnicas em diferentes fontes de RAP, como é o caso da metodologia de Pires (2018), que propõe um método de análise do grau de ativação do ligante, o *Degree of Binder Activity* (DoA).

O método proposto por Pires (2018), que posteriormente teve adaptações de Gaspar (2019), tem como objetivo elaborar uma técnica na qual seja possível classificar diferentes RAP's conforme a facilidade ou dificuldade de ativar e mobilizar o ligante asfáltico presente nestes. Segundo Pires (2018), o valor do DoA% obtido de um RAP representa a porcentagem sobre o teor de ligante que esse RAP possui, o qual pode ser considerado como ativo em uma nova mistura.

Levando em consideração a busca para aumentar índices de reutilização do RAP agregando valor a esse resíduo, aliado aos benefícios ambientais, este trabalho teve por objetivo estudar e aplicar a metodologia proposta por Pires (2018) na determinação do DoA%, e da temperatura que alcança a ativação de 100% do ligante asfáltico do material, em um RAP com ligante convencional CAP 50/70 proveniente da restauração da rodovia RS 400, fresado no município de Candelária – RS em trecho próximo ao km 8, onde, segundo o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER/RS), o material tinha cerca de 10 anos de uso, tendo sido submetido ao envelhecimento e ao tráfego frequente de veículos.

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Atualmente, as más condições de conservação das rodovias brasileiras constituem uma realidade normal. De acordo com a pesquisa da CNT (2021), que avaliou 109,103 mil quilômetros das rodovias brasileiras pavimentadas, constata-se que 52,2% dos pavimentos apresentam deficiências, onde foram classificados, 30,6% sendo pavimento regular; 15,8%, sendo ruim, e 5,8% avaliado como péssimo. Esses dados demonstram a grande problemática enfrentada no país no que diz a respeito a problemas de infraestrutura nas rodovias pavimentadas.

De acordo com Bernucci et al. (2008), a durabilidade e qualidade de trafegabilidade de um pavimento depende dos projetos e da execução adequada dos mesmos. Os principais defeitos observados nos pavimentos asfálticos são as deformações elásticas e plásticas, em que a primeira é classificada como uma deformação recuperável e a outra permanente. Diante disso, evidencia-se que grande parte dos defeitos nos revestimentos asfálticos está relacionado às deformações permanentes, fadiga do material e ação climática.

Diante do elevado número de rodovias pavimentadas, da alta demanda de recuperação dessas, e pelos altos custos demandados para sua conservação e restauração, há uma preocupação devido ao elevado uso de recursos naturais não renováveis que são empregados, como por exemplo, o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) e os agregados. Com isso, diversos estudos vêm sendo feitos para buscar uma solução para reutilização de pavimentos asfálticos deteriorados (SILVA, 2013; CENTOFANTE, 2016; CANCHANYA, 2017; BOHN, 2017; MAIA, 2019), de modo a compreender por meio de ensaios, o comportamento do material, de tal maneira que seu uso proporcione as condições mínimas de desempenho, para que seja possível a sua reutilização em misturas. Neste contexto, Pires (2018) e Gaspar (2019) estudaram as potencialidades do agregado reciclado e desenvolveram metodologias e estudos para a determinação da ativação dos ligantes presentes nos materiais fresados, conhecido como o índice DoA (do inglês, *Degree of binder Activity*).

O índice DoA indica a quantidade mínima de ligante RAP ativo que pode ser considerado por um projetista, o valor desse índice dependerá do tipo de RAP e das condições associadas ao seu uso, tais como temperatura, tempos de condicionamento e mistura (LO PRESTI et al., 2019). Além disso, o ligante ativo, determina, à quantidade de aglutinante envelhecido que não precisa ser substituído por um novo agente. De acordo com Pires (2018), se um RAP contendo 6% de teor de ligante, por exemplo, for considerado tendo um DoA de 75%, 4,5% do ligante presente nesse, pode ser considerado ativo em uma nova mistura.

Desta forma, determinar o DoA do material, se torna crucial para obter misturas que atendam a padrões específicos de projeto e desempenho. Segundo Pires (2018), as metodologias de projeto de misturas visam estimar o teor ideal de ligante de uma mistura asfáltica, a qual pode ser diretamente afetada pelo DoA assumido. Com isso, conforme Gaspar (2019), o DoA propõe, classificar o material de acordo com a facilidade ou dificuldade para reativar e mobilizar o ligante oxidado presente no RAP, eliminando a necessidade de extração e recuperação do ligante para caracterizar o RAP. Portanto, para que isso seja possível, analisa-se o efeito da temperatura como a principal variável para a ativação do ligante envelhecido, e a partir disso, identificar a temperatura que resulta na maior ativação para o processamento do material, ou seja, obtém-se o melhor que o material ainda tem a oferecer em relação a disponibilidade de ligante, o que possivelmente possibilitaria uma melhor interação com outros materiais que pode ser incorporado na mistura.

## METODOLOGIA

Para a determinação da temperatura ótima de trabalho do RAP utilizado, o presente trabalho utilizou o método de análise de ativação do ligante (DoA), proposto por Pires (2018), em um RAP proveniente de uma restauração da rodovia RS 400, no município de Candelária – RS, que corresponde a um processo de fresagem de um RAP com ligante convencional – CAP 50/70.

É importante ressaltar que a metodologia utilizada por Pires (2018), adaptada posteriormente por Gaspar (2019), consiste em uma variação da metodologia proposta por Tebaldi et al. (2018), a qual utiliza um método a partir dos estudos de Campher (2012), cujo objetivo era criar um método simples para classificar diferentes RAP's, conforme a facilidade ou dificuldade observada para ativar e mobilizar o ligante asfáltico oxidado presente nestes, utilizando equipamentos de laboratório convencionais.

### Determinação do *Degree of Binder Activity*

Para fazer a determinação do DoA, primeiramente, analisou-se, os efeitos que a temperatura gera no material, como sendo a principal variável para ativação do ligante asfáltico envelhecido presente no RAP e, a partir disso, verificar qual foi a melhor temperatura que resultou na maior

ativação do material, ou seja, determinado a melhor temperatura, obtém-se as melhores características que o material possa fornecer devido à disponibilidade de ligante que está presente nele e, com isso possivelmente o mesmo poderia ter uma melhor interação com outros materiais que possivelmente possam ser incorporados em uma mistura. O índice DoA foi determinado por meio do protocolo proposto por Pires, Lo Presti e Airey (2019) com algumas adaptações propostas por Gaspar (2019), conforme Figura 1. O procedimento realizado foi o de submeter amostras de 100% de RAP de diferentes temperaturas de condicionamento, ao ensaio de resistência a tração por compressão diametral.

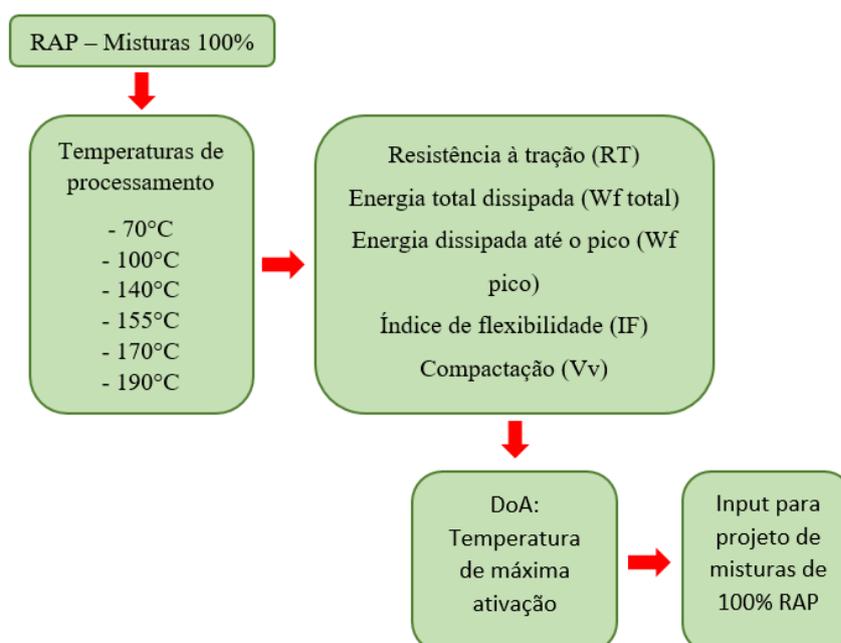


Figura 1. Protocolo para determinação do DoA do RAP (KLEIN, CENTOFANTE E FESTUGATO, 2022).

Para os ensaios, a granulometria das amostras ensaiadas não foi controlada de forma individual, o material utilizado foi, em sua totalidade, passante na peneira 3/4", sendo descartado o seu conteúdo retido, portanto, as amostras podem não ter apresentado uma distribuição granulométrica idêntica. O não controle da granulometria das amostras foi devido ao fato que, para uma aplicação de uso do método atual, o controle da granulometria do RAP para a sua reutilização na prática seria algo que acrescentaria um custo considerado alto e, por isso, não praticado.

Para realização dos ensaios, foram adotadas seis temperaturas de mistura e compactação das amostras (70°C, 100°C, 140°C, 155°C, 170°C e 190°C). Primeiramente, o RAP utilizado nas moldagens foi colocado em estufa a 40°C por 48 horas para a devida secagem do material. A temperatura de 40°C foi escolhida baseada no estudo de Gaspar (2019), tendo em vista que temperaturas maiores poderiam influenciar na ativação do ligante de forma prematura. Para o preparo e moldagens das amostras, o material foi condicionado em estufa nas temperaturas predeterminadas por, aproximadamente, 4 horas e, posteriormente, foram revolvidas manualmente. Após, foram moldadas 5 amostras por temperatura com, aproximadamente, 100 mm de diâmetro e 63,3 mm de altura em um compactador Marshall manual, com 50 golpes por face. Todas as moldagens foram realizadas em triplicata.

A densidade específica aparente das amostras compactadas ( $G_{mb}$ ) foi determinada por pesagem hidrostática, segundo AASHTO T 166 (2021), e o volume de vazios calculado pela densidade máxima medida ( $G_{mm}$ ). A determinação da temperatura de máxima ativação baseou-se

em análise conjunta de força (resistência a tração) e a compactibilidade das amostras (volume de vazios – Vv). A análise de força foi realizada por meio do ensaio de resistência à tração por compressão diametral, seguindo preceitos da norma ASSTHO D6931 (2017). O teste consiste em aplicar forças de compressão diametralmente opostas nas amostras cilíndricas, com carregamento a 50 mm/min, na temperatura de 25°C, previamente condicionadas por 24 horas. O ensaio de RT para obtenção dos resultados preliminares foi conduzido na prensa manual da marca Contenco para ensaios de compressão simples com anel dinamométrico e capacidade de 300 kgf, com dois extensômetros com resolução de 0,01 mm, disponibilizada pelo Laboratório de Solos da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões Campus de Frederico Westhalen/RS (Figura 2).

A resistência à tração (RT, em MPa) dos resultados foi calculada de acordo com a Equação 1, na qual P é a força aplicada por unidade de espessura do cilindro e D é o diâmetro do cilindro.

$$RT = \frac{2P}{\pi D} \quad (1)$$



Figura 2. Prensa manual (KLEIN, CENTOFANTE E FESTUGATO, 2022).

Para avaliação do grau de ativação o do ligante asfáltico, Pires (2018) utilizou o parâmetro DoA%, calculado seguindo a Equação 2, a qual relaciona o valor de RT obtido em cada temperatura de ensaio (RTX°C) com o valor obtido para a temperatura de 170°C (RT170°C). Vale ressaltar, no entanto, que o autor considerou que a temperatura de 170°C é correspondente à ativação de 100% do ligante asfáltico presente no RAP, sendo que nessa temperatura se alcançaria o valor máximo de RT. Entretanto, conforme Gaspar (2019), Pinheiro (2017) e Teixeira (2017), nem sempre a máxima resistência é atingida na temperatura de 170°C e, quando isto ocorre, o cálculo do parâmetro DoA% é realizado de acordo com a Equação 3, na qual RT<sub>máx</sub> é o valor máximo de RT obtido para toda a faixa de temperaturas analisada.

$$DoA\% = 100 \times \frac{RT_{X^{\circ}C}}{RT_{máx^{\circ}C}} \quad (2)$$

$$DoA\% = 100 \times \frac{RT_{x^{\circ}c}}{RT_{máx}} \quad (3)$$

A partir disso, a determinação do grau de atividade dos materiais também é analisada pela compactabilidade das amostras. Isso é possível em função de que a facilidade na compactação da amostra está relacionada à disponibilidade de ligante entorno dos agregados, que funciona como um lubrificante no contato agregado-agregado, facilitando a desinificação das amostras (GASPAR, 2019). Com isso, as temperaturas que apresentarem os maiores valores de RT e o menor volume de vazios foram assumidos como a máxima ativação, ou seja, 100% de DoA.

## RESULTADOS

Nesta seção estão representados os resultados obtidos pela metodologia de determinação do DoA, onde essa constituiu em encontrar uma temperatura de ativação do RAP utilizado na pesquisa, ao qual foi realizado por meio da aplicação de parte do método de análise de ativação do ligante (DoA), proposto por Pires (2018), em um RAP com ligante convencional – CAP 50/70. Vale ressaltar que todos os ensaios realizados foram feitos em triplicata e, os resultados apresentados correspondem à média dos valores ensaiados.

### Efeitos da temperatura no RAP

Para a realização da classificação, os procedimentos do método buscaram analisar os efeitos da temperatura, que é considerada como fator primário para ativação do ligante oxidado. O procedimento constituiu em submeter amostras de 100% RAP ao ensaio de resistência a tração por compressão diametral, moldadas com material condicionado a diferentes temperaturas. Na Figura 3 estão apresentados os resultados obtidos de RT para o RAP ensaiado nas temperaturas de condicionamento adotadas nesta pesquisa.

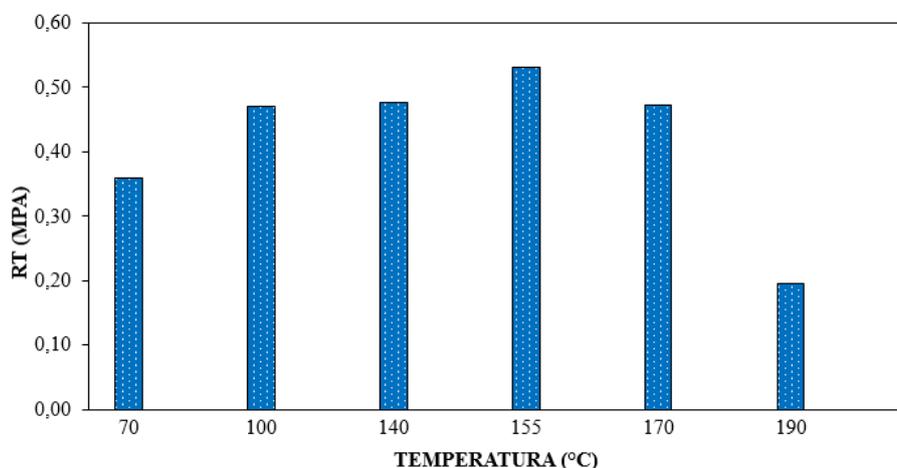


Figura 3. Resultados de RT obtidos para amostras de RAP 100% (KLEIN, CENTOFANTE E FESTUGATO, 2022).

Analisando os resultados obtidos, a tendência observada foi de aumento da RT com o aumento da temperatura de condicionamento até 155°C. Esse resultado difere com o estudo de Pires (2018), onde o autor considerou que a 170°C (RT<sub>170°C</sub>) é alcançada uma ativação de 100% do ligante asfáltico presente no RAP, já que a essa temperatura se alcançaria o máximo valor de RT. Com isso, o ganho

de resistência do material com o aumento da temperatura fornece um indicativo da quantidade de ligante asfáltico que foi ativado.

É possível observar, ainda, que a máxima ativação do ligante asfáltico presente no RAP estudado ocorre entre as temperaturas 140°C e 170°C, onde os valores médios de RT resultaram em 0,477 MPa e 0,472 MPa, respectivamente, já para a temperatura de 155°C observa-se que o material atingiu um pico mais elevado de resistência, que resultou em valores médios de RT de 0,531 MPa. Evidencia-se também que, após a temperatura de 170°C, a resistência caiu consideravelmente na temperatura de 190°C chegando a uma resistência à tração de 0,195 MPa.

Porém, ressalta-se que os resultados obtidos por Gaspar (2019) mostraram que nem sempre a máxima resistência será atingida na temperatura de 170°C, o que pode ficar evidenciado com os resultados obtidos nesta pesquisa, onde a máxima RT foi atingida na temperatura de 155°C. Outrossim, Pinheiro (2017) e Teixeira (2017) aplicaram procedimentos semelhantes para RAP's modificados por polímeros e encontraram o pico de resistência das amostras a uma temperatura de 140°C. É importante destacar, ainda, que temperaturas excessivamente elevadas podem gerar outros efeitos, além da ativação do ligante, como a sua oxidação. Para os autores que utilizaram polímeros, a presença desses pode influenciar os resultados obtidos nos ensaios. No caso da oxidação, segundo Gaspar (2019), o enrijecimento do ligante asfáltico faz com que o material resista a maiores tensões, ocorrendo uma redução da resposta viscosa do material, o que pode afetar de forma diferente a sua resistência, fato que pode ser relevante para a compreensão de até que ponto o ganho da resistência é em função da ativação do ligante asfáltico.

A análise do grau de ativação do ligante asfáltico foi realizada pelo parâmetro DoA%, calculado por meio da Equação 2 e analisado a partir da RT. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 4.

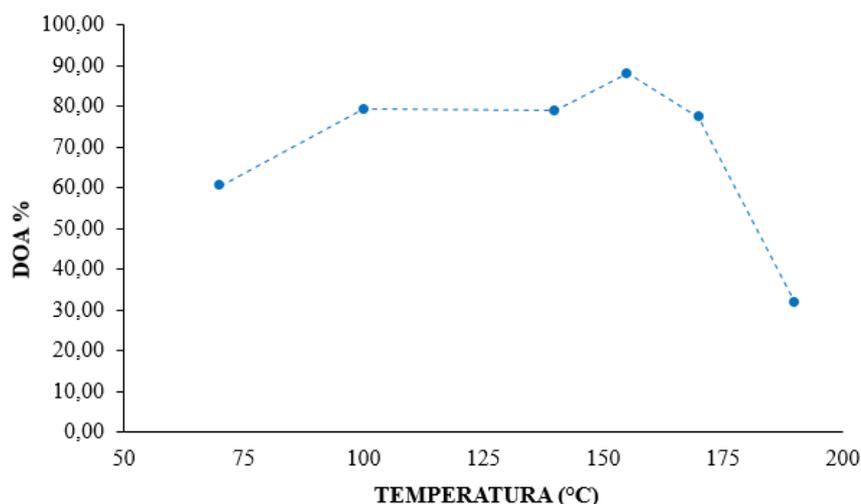


Figura 4. Resultados do parâmetro DoA% (KLEIN, CENTOFANTE E FESTUGATO, 2022).

O objetivo desse parâmetro, segundo Gaspar (2019), é representar a proporção de ligante ativado em cada temperatura de condicionamento ensaiada e, para isso, é fundamental a identificação do ponto em que o ligante asfáltico presente foi ativado (DoA% = 100%), servindo de referência para esse cálculo. Pela análise do gráfico é possível observar que o parâmetro DoA% atinge um valor máximo na temperatura de 155°C, com valor de DoA% de 87,85%, já nas temperaturas de 140°C e 170°C percebe-se que os valores de DoA% são bem semelhantes, sendo eles de 78,94% e 77,32%, respectivamente, apresentando uma queda brusca na temperatura de 190°C. Observando-se a grande variação nos resultados.

Referente à variação do volume de vazios ( $V_v$ ), de acordo com as temperaturas de condicionamento do ensaio e sendo este um importante indicativo a ser analisado, visto que está relacionado com a facilidade ou dificuldade com que o ligante asfáltico presente no RAP é ativado, podendo ser um indicador da forma com a qual esse mecanismo ocorre, a Figura 5 demonstra os valores médios obtidos de cinco amostras para cada condição. O método utilizado para a obtenção do  $V_v$  foi o da pesagem hidrostática, seguindo a norma AASHTO T 166 (2021).

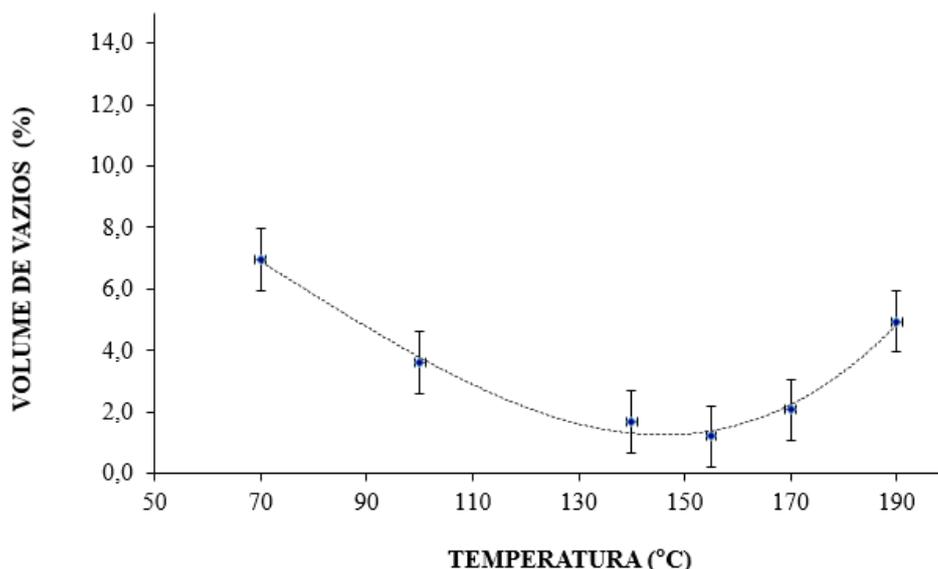


Figura 5. Volume de vazios das amostras de RAP (KLEIN, CENTOFANTE E FESTUGATO, 2022).

Vale ressaltar que o método da pesagem hidrostática é bastante preciso para amostras com menos de 7% de vazios, sendo utilizado o método baseado nas dimensões da amostra (segundo a norma ASTM D3203-17) para misturas com mais de 10% de vazios, como a maior porcentagem de vazios ocorreu na temperatura de 70°C e foi de 6,95%, pode-se constatar que segundo a norma utilizada os valores obtidos nas amostras são bastante precisos.

Analisando os resultados encontrados, nota-se uma tendência na redução do volume de vazios com o aumento da temperatura, chegando ao seu pico máximo na temperatura de 155°C, ocorrendo o aumento de vazios após essa temperatura. A diminuição do  $V_v$  pode significar que os materiais foram compactados com maior facilidade conforme a temperatura aumentou, favorecendo a ativação do ligante, consequentemente atingindo o pico máximo de ativação. Segundo Gaspar (2019), com o ligante asfáltico ativado e com a viscosidade reduzida, o mesmo lubrifica as partículas do agregado e preenche os vazios ao longo da compactação, ajudando na diminuição do número de vazios da amostra. Com isso, identifica-se que nas temperaturas acima de 155°C, ao contrário desta ajudar na ativação do ligante na compactação, teve efeito contrário, podendo ter ocorrido à oxidação excessiva do ligante presente no RAP.

Portanto, analisando a compactabilidade das amostras ensaiadas nesta pesquisa, o grau de atividade dos materiais, infere na facilidade ou não da compactação das amostras, que está ligada à disponibilidade de ligante entorno dos agregados, que funciona na lubrificação entre os agregados, facilitando, a densificação da amostra. Por conseguinte, avaliando os resultados de resistência à tração e volume de vazios da amostra, obtidos pelos valores de uma parte da metodologia proposta por Pires (2018) e adaptada posteriormente por Gaspar (2019), é possível detectar uma faixa de máxima ativação do ligante, que está entre as temperaturas de 140°C e 170°C, sendo que a temperatura de 155°C a que alcançou a máxima ativação do ligante.

## CONCLUSÃO

Na determinação da temperatura ótima de ativação de um RAP, foco dessa pesquisa, observou-se o quanto a temperatura foi importante na mobilização do ligante asfáltico presente no material, fazendo com que esse tivesse uma melhor interação entre agregado-agregado e, conseqüentemente, uma melhor moldagem. A mobilização do ligante, e a conseqüente melhora dos resultados obtidos nos ensaios, para cada temperatura de condicionamento, demonstra que o material, que na maioria das vezes é descartado, possui componentes nobres na sua composição ainda com potencialidade para reuso, como é o caso do ligante asfáltico. Por meio de uma metodologia e ensaios em laboratório, o ligante pode ser reativado, obtendo novamente algumas de suas propriedades, fazendo com que o asfalto fresado ganhe novamente uma melhor interação entre os agregados da sua composição e, conseqüentemente, uma melhora na capacidade de suporte mecânico.

Seguindo os procedimentos da metodologia proposta por Pires (2018) e adaptada por Gaspar (2019), foi possível verificar, por meio dos resultados obtidos nos ensaios de RT e Vv, que conforme houve o aumento da temperatura das amostras compactadas, o volume de vazios das mostras diminuiu e a resistência à tração aumentou, até em um pico máximo para os dois ensaios na temperatura de 155°C. Encontrou-se valores aproximados nos resultados dos ensaios nas temperaturas de 140°C e 170°C, e uma queda elevada nos resultados para a temperatura de 190°C, que pode ter ocorrido pela elevada temperatura, que possivelmente tenha gerado a oxidação do ligante presente no RAP. Evidencia-se que os resultados obtidos nos ensaios de RT e Vv para as amostras, possuem uma ligação, visto que, a diminuição do número de vazios devido a uma melhor ativação do ligante asfáltico presente no RAP, melhora a interação entre agregado-agregado, gerando conseqüentemente, melhores resultados de resistência à tração das amostras.

A temperatura de 155°C, que gerou os melhores resultados nos ensaios, demonstra que o material estudado apresenta possíveis potencialidades para reutilização em outras misturas. A temperatura encontrada difere dos resultados obtidos pelo próprio Pires (2018), que considerou a temperatura de 170°C sendo a que mobiliza o ligante do material e alcança uma ativação de 100%, porém, Gaspar (2019) também estudou as potencialidades da ativação do ligante presente no RAP e obteve resultados que mostraram que nem sempre a máxima temperatura de ativação do ligante será a de 170°C.

Assim, conclui-se, com esta pesquisa, que o ligante asfáltico presente no RAP ensaiado, tem suas propriedades ativadas se condicionada a uma determinada temperatura, onde a temperatura que obteve a máxima ativação do ligante para o RAP ensaiado foi a de 155°C, sendo obtida uma resistência de tração do material de 0,531 MPa e DoA de 87,85%, demonstrando, assim, que para a quantidade de ligante presente nesse RAP, 87,85% dele pode ser considerado como ativo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASTHO (2021) ASSTHO T 166 - **Standard Method of Test for Bulk Specific Gravity (Gmb) of Compacted Asphalt Mixtures Using Saturated Surface-Dry Specimens**. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASTHO (2017) – AASTHO D6931 - **Standard Test Method for Indirect Tensile (IDT) Strength of Asphalt Mixtures**. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

BATISTA, R. S. **Reciclagem do resíduo pela fresagem do concreto asfáltico**. Monografia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.

BERNUCCI, L.B. et al. **Pavimentação asfáltica – Formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ADEBA, 3ª Reimpressão, 2010.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



BOHN, K. A. **Avaliação de misturas asfálticas recicladas mornas com uso de ligantes convencionais e modificado por polímero.** Dissertação Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, RS, 2017.

CANCHANYA, J. P. **Avaliação do comportamento mecânico e reológico de mistura asfáltica com adição de 20% de material fresado: RAP.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2017.

CENTOFANTE, R. **Estudo laboratorial da utilização de material fresado em misturas asfálticas recicladas à quente.** Dissertação Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, RS, 2016.

CNT. **Pesquisa CNT de rodovias 2021.** Confederação Nacional do Transporte. Brasília, DF, 2021.

GASPAR, M. S. **Mecanismos de ativação e interação entre ligantes na reciclagem asfáltica a quente e morna.** Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.

LO PRESTI et al. **On the degree of binder activity of reclaimed asphalt and degree of blending with recycling agents.** Road Materials and Pavement Design, 2019.

MAIA, A. O. **Avaliação da influência do Grau de Ativação do Ligante Asfáltico nas Propriedades do Agregado Fresado.** Trabalho de Conclusão de curso (Graduação), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2019.

MELO, J. V. S. **Desenvolvimento e Estudo do Comportamento Reológico e Desempenho Mecânico de Concretos Asfálticos Modificados com Nanocompósitos.** Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina, SC, 2014.

PINHEIRO, H. L. **Estudo da reativação de ligantes em misturas asfálticas visando o uso de 100% de RAP.** Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2017.

PIRES, G. M. **A new methodology for the measurement of the reclaimed asphalt degree of binder activation.** PhD Thesis, University of Nottingham, Nottingham, Inglaterra, 2018.

PIRES, G. M.; LO PRESTI, D.; AIREY, G. D. **A practical approach to estimate the degree of binder activity of reclaimed asphalt materials.** Road Materials and Pavement Design, p. 1-24, 2019. DOI: 10.1080/14680629.2019.1663244.

SILVA, E. S. **Utilização de Resíduo de Fresagem de Pavimentos Asfálticos em Bases Estabilizadas Granulometricamente e em Revestimentos Asfálticos na Cidade de Manaus.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Amazonas, 2013.

TEBALDI, G. et al. **Recommendation of RILEM TC237-SIB on cohesion test os recycled asphalt.** Materials and Structures, v. 51, n. 5, p. 117, 2018.

TEIXEIRA, C. C. **Utilização do ITS test para a análise de misturas asfálticas com 100% de RAP.** Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2017.



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE DE CIMENTO E CAL EM MISTURAS ESTABILIZADAS COM MATERIAL FRESADO PARA UTILIZAÇÃO EM CAMADAS DE BASE E SUB-BASE

*ALANA DEVITTE FABRIS<sup>1</sup>; GABRIELA FANCK DOS SANTOS<sup>2</sup>; CHAVELI BRONDANI<sup>3</sup>  
ANDERSON CRISTIANO ROLIM<sup>4</sup>; MARCOS RODRIGUES DA SILVA<sup>5</sup> & TATIANA  
CUREAU CERVO<sup>6</sup>*

#### RESUMO

A infraestrutura rodoviária está relacionada ao crescimento econômico de diversos setores do país. De modo paralelo, com o aumento do descarte de materiais e a escassez de recursos naturais, a utilização da reciclagem se torna uma solução viável para construção de novos pavimentos. Entre os métodos desenvolvidos com *Reclaimed Asphalt Pavement* (RAP), destaca-se a aplicação em novas camadas de pavimentação, como em estruturas de base e sub-base. Entretanto esse material possui limitações em relação a qualidade quando comparado aos materiais naturais. Sendo assim, faz-se necessária a utilização de técnicas para melhorar as condições dos materiais, como, por exemplo, a adição de cal e cimento. Este trabalho é um estudo comparativo da influência dos percentuais de cimento e cal em misturas com material fresado e pó de pedra (FP). Isto posto, a análise das propriedades destacou que ao adicionar maiores percentuais de cimento (CP V – ARI) melhores são as resistências à tração por compressão diametral e à compressão simples. O resultado da mistura FP Cim. 4% foi de 0,31 MPa e o valor da mistura FP Cim. 4% Cal 6% foi de 0,15 MPa, para o nível de compactação intermediário e representa uma redução de 51,62% ao trocar o tipo de cimento e adicionar a cal nesta mistura. Por outro lado, para a energia modificada, a redução da mistura com cal foi 37,83% em relação à mistura apenas com cimento, pois os valores passaram de 0,37 MPa para 0,23 MPa. Conclui-se que todas as adições adotadas neste trabalho podem ser utilizadas, melhorando o comportamento das misturas e a qualidade do RAP. A metodologia foi considerada satisfatória para atender os casos demonstrados no presente artigo.

**PALAVRAS-CHAVE:** RAP, Cimento, Cal, Pavimento.

---

<sup>1</sup>Mestranda da Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000 Cidade Universitária Bairro - Camobi, Santa Maria - RS, 97105-900, [fabris.alana@acad.ufsm.br](mailto:fabris.alana@acad.ufsm.br)

<sup>2</sup> Mestranda da Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000 Cidade Universitária Bairro - Camobi, Santa Maria - RS, 97105-900, [gabriela.fanck@acad.ufsm.br](mailto:gabriela.fanck@acad.ufsm.br)

<sup>3</sup> Doutoranda pela Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000 Cidade Universitária Bairro - Camobi, Santa Maria - RS, 97105-900, [chavelibrondani@hotmail.com](mailto:chavelibrondani@hotmail.com)

<sup>4</sup>Mestre pela Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000 Cidade Universitária Bairro - Camobi, Santa Maria - RS, 97105-900, [anderson\\_017@hotmail.com](mailto:anderson_017@hotmail.com)

<sup>5</sup>Mestre pela Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000 Cidade Universitária Bairro - Camobi, Santa Maria - RS, 97105-900, [marcosrodrigues.engcivil@gmail.com](mailto:marcosrodrigues.engcivil@gmail.com)

<sup>6</sup>Orientadora e Docente da Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima nº 1000 Cidade Universitária Bairro - Camobi, Santa Maria - RS, 97105-900 [tatiana.cervo@gmail.com](mailto:tatiana.cervo@gmail.com)



## ABSTRACT

Road infrastructure is related to the economic growth of various sectors of the country. In parallel, with the increase in the disposal of materials and the scarcity of natural resources, the use of recycling becomes a viable solution for the construction of new pavements. Among the methods developed with Reclaimed Asphalt Pavement (RAP), the application in new paving layers, such as bases and sub-base structures, stands out. However, this material has limitations in terms of quality when compared to natural materials. Therefore, it is necessary to use techniques to improve the conditions of the materials, for example, the addition of lime and cement. This work is a comparative study of the influence of the percentages of cement and lime in mixtures with milled material and stone powder (FP). That said, the analysis of properties highlighted that when adding higher percentages of Portland cement (CP V – ARI), better are the tensile strengths by diametral compression and simple compression. The result of mixing FP Cim. 4% was 0.31 MPa and the value of the mixture FP Cim. 4% Lime 6% was 0.15 MPa, for the intermediate compaction level and represents a reduction of 51.62% when changing the type of cement and adding lime to this mixture. On the other hand, for the modified energy, the reduction of the mixture with lime was 37.83% in relation to the mixture with cement alone, since the values went from 0.37 MPa to 0.23 MPa. It is concluded that all the additions adopted in this work can be used, improving the behavior of the mixtures and the quality of the RAP. The methodology was considered satisfactory to meet the cases demonstrated in this article.

**KEY WORDS:** RAP, Cement, Lime, Pavement.

## INTRODUÇÃO

O rápido crescimento econômico está relacionado a uma infraestrutura rodoviária adequada, pois fornece conectividade, acessibilidade ao comércio, escolas e hospitais. Sendo assim, desempenham um papel importante no desenvolvimento do transporte intermodal promovendo a ligação com aeroportos, estações rodoviárias e portos (PRADYUMNA *et al.*, 2013). No Brasil o modal rodoviário abrange 61% da movimentação de mercadorias, ressaltando a importância da infraestrutura rodoviária para o desenvolvimento econômico do país (CNT, 2019). Entretanto, o volume de tráfego de veículos e conseqüentemente o número de aplicações de cargas aumentaram, sendo muito importante a caracterização adequada do comportamento das estruturas (KIM *et al.*, 2009).

Predominantemente, rodovias brasileiras são estruturadas por camadas de diferentes funções, as quais são projetadas para atingir certas características adequadas para suportar as forças impostas (ROCHA E DE RESENDE, 2017). Composto essas estruturas têm-se as bases estabilizadas com cimento, que são misturas compactadas com materiais granulares, cimento Portland e água, aplicadas desde 1975. Sendo assim, Angelin *et al.* (2017) destacam que a hidratação do cimento afeta significativamente o resultado físico e mecânico que estão intimamente associadas à porosidade e fração de volume das misturas.

Outros materiais que podem ser utilizados como agentes estabilizadores são as cales (dolomítica e calcítica), escória de alto forno granular, pozolana, ligante asfáltico e estabilizadores químicos. Ainda compõe as misturas os agregados graúdos, com baixo índice de plasticidade, sendo os mais adequados para tratamento com cimento (EBRAHIM ABU EL-MAATY BEHIRY, 2013).

De acordo com Arulrajah *et al.* (2013), a necessidade urgente de reciclagem é uma preocupação global, principalmente por considerações ambientais e pela escassez de recursos naturais. Devido a esses motivos, juntamente com fatores econômicos e funcionais, as bases com reutilização de pavimentos reciclados tornaram-se muito bem-vistas. Sendo assim, o uso da reciclagem de pavimentos é uma alternativa viável, proporcionando a conservação de recursos naturais,



preservando o meio ambiente, além da reabilitação e manutenção de rodovias (FAYSAL *et al.*, 2016; TAHA *et al.*, 2002).

O Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) é um material reciclado gerado pela superfície de um pavimento de asfalto removido para a reabilitação ou recapeamento. O uso do RAP foi impulsionado nos anos 90 e desde então o seu uso vem sendo estudado. A cada ano são produzidas milhões de toneladas de RAP, entretanto, são reaproveitados de maneira indevida, principalmente pelo desconhecimento sobre o material e manuseio inadequado (KOLIAS, 1996; ARSHAD, 2020). Com isso, as porcentagens do RAP possuem algumas limitações, podendo ser prejudiciais para a vida útil do pavimento, ou seja, o uso de 100% de RAP não produz um material de alta qualidade para base e sub-base (THAKUR *et al.*, 2017). O comportamento a longo prazo sob carregamento contínuo, módulo de resiliência e resistência dessas misturas não são claros e algumas pesquisas limitam o uso do RAP entre 20% e 30%, sendo o restante completado por agregado virgem (ARSHAD, 2018; TRAN *et al.*, 2017).

Foram estudadas por Brown (2007) combinações de RAP estabilizado com cimento, demonstrando que para 50% de RAP foi necessário 1% de cimento para atingir um comportamento adequado. Nas misturas com 70% de RAP são necessários teores de cimento entre 1% e 1,50%. O último teste foi com 100% de RAP, o que exigiu cerca de 2% de cimento e de forma geral, suas propriedades mecânicas apresentaram bons resultados para que possa ser aplicado em camadas de base e sub-base de pavimentos (BROWN, 2007).

Entretanto, no Brasil ainda não se tem uma base de dados sólida para a elaboração de uma metodologia para misturas de RAP e agentes cimentícios, considerando ainda a falta de pesquisas com a utilização de cal e não somente com cimento. Conseqüentemente, necessita-se ampliar as bases de dados relacionadas a utilização de RAP em camadas de base e sub-base com adição desses agentes e assim apresentar os resultados correlacionados com as propriedades mecânicas e características dessas misturas.

Neste contexto, o presente estudo apresenta uma correlação entre as propriedades mecânicas e as características das misturas com RAP, cal e cimento, visando prever as suas resistências. Para isso, foram desenvolvidos e analisados os ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT), resistência à compressão simples (RCS) e resistência à tração na flexão (RTF).

É indiscutível a importância de se desenvolver uma sequência de passos para a elaboração de misturas com RAP e agentes estabilizadores que influenciam as misturas. Para isso, serão comparadas duas estratégias de misturas com o objetivo de apresentar as divergências e convergências entre as propriedades das misturas de RAP adicionando 4% e 5% de cimento, utilizando os cimentos CP V e CP IV, e a adição de cal em 6% nas misturas com o CP IV. Ainda serão descritos os parâmetros que interferem as resistências, como por exemplo, o tipo de agregado, cimento ou a porosidade das misturas.

Como conclusão, serão explanados os resultados que demonstram quais porcentagens de cimento e qual das misturas apresentará o melhor comportamento, visando a implementação nas camadas de base e sub-base de pavimentos asfálticos no Brasil.

## **METODOLOGIA**

### **Materiais utilizados**

Os materiais reciclados utilizados nos estudos foram coletados na BR – 392, no trecho próximo ao km 334 e na ERS – 400, cerca de 8,4 km da cidade de Candelária – RS. O RAP foi retirado de dois locais diferentes, mas foi analisado pelos mesmos índices e com resultados similares. Os teores de betume foram obtidos pelo ensaio Rotarex elétrico por centrifugação, conforme a norma DNER-



ME 053/1994. Para o primeiro RAP, encontrou-se uma porcentagem média de 5,04% e no segundo um valor de 5,09%, tendo uma diferença de 0,05% entre os dois. Com isso observou-se certa semelhança nos teores de betume dos dois fresados.

Os agregados virgens utilizados foram adquiridos por meio de processos de britagem e em ambos os casos foram utilizadas as frações de agregados 3/4", 3/8" e pó de pedra, conforme granulometria realizada de acordo com a norma DNER-ME 083/1998. Buscou-se o enquadramento das granulometrias dos materiais dentro da faixa C do DNIT – ES 141/2010, sendo que para o enquadramento do RAP, foi necessária a incorporação do pó de pedra.

Portanto, em ambas as misturas recicladas, a matriz granular permaneceu a mesma, com 70% de material reciclado (RAP) e 30% de pó de pedra. Para as misturas de referência, os percentuais de agregados naturais adotados para mistura apenas com cimento CP V foram de 61,5% de pó de pedra, 22,50% de brita 3/8" e 16% de brita 3/4". Para as misturas de cimento CP IV e cal, as porcentagens de agregados foram 48,50% de pó de pedra, 41% de brita 3/8" e 10,50% de brita 3/4". O cimento, por sua vez, difere-se pela tipologia, sendo utilizado CP V – ARI e CP IV – Pozolânico. A diferença entre os cimentos é a composição química, que no caso do CP IV há uma redução da reserva alcalina, pois são consumidas pelas reações pozolânicas oriundas da adição mineral. Foram utilizadas as mesmas porcentagens incorporadas nas misturas, sendo 4% e 5% em relação à massa seca dos agregados. A cal hidratada utilizada foi do tipo dolomítica CH-II em uma mistura e adicionou-se o teor de 6% em relação à massa total seca dos agregados.

Esse componente é utilizado para substituir os teores de cimento por adições minerais, tendo como principal finalidade prover o hidróxido de cálcio nas reações pozolânicas e ainda reestabelecer a reserva alcalina do concreto como um todo. Sendo assim, ao utilizar a cal juntamente com o cimento CP IV é possível igualar a quantidade de reservas alcalinas, que seriam reduzidas pelas suas reações. É necessário ponderar a divergência nas propriedades mecânicas, visto que as misturas possuem diferentes tipos e percentuais de cimento e cal.

### **Parâmetros de interferência e ensaios mecânicos**

Para iniciar o processo de correlação entre os casos, foram levantados os fatores em comum, na busca pela maior aproximação de variáveis para avaliação mais coerente dos resultados. Sendo assim, a Tabela 1 demonstra as porcentagens das misturas, ensaios mecânicos e massas específicas aparentes secas ( $\gamma_d$ ) aplicados.

Misturas	Ensaio	Propriedades							
		CIMENTO (CP V)				CIMENTO (CP IV) + CAL			
		Cimento (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Nomenclatura	Cimento (%)	Cal (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Nomenclatura	
70% RAP 30% pó de pedra (FP)	RCS; RT e RTF	4	2,00	FP Cim.4%	4	6	1,90	FP Cim.4% Cal 6%	
			2,10				2,00		
		5	2,00	FP Cim.5%	5	6	1,90	FP Cim.5% Cal 6%	
			2,10				2,00		
Referência (REF)	RCS; RT e RTF	4	2,00	REF Cim.4%	4	6	1,90	REF Cim.4% Cal 6%	
			2,10				2,00		
		5	2,00	REF Cim.5%	5	6	1,90	REF Cim.5% Cal 6%	
			2,10				2,00		

Tabela 1. Propriedades e parâmetros das misturas (AUTORES, 2022)

Para a moldagem dos corpos de prova, foram obedecidas as orientações da NBR 5738/15. A determinação do grau de compactação ocorreu através de duas energias do protocolo Proctor, sendo adotado 2,00 g/cm<sup>3</sup> (energia intermediária) e 2,10g/cm<sup>3</sup> (energia modificada) para a mistura com cimento CPV. Já para as misturas com cimento CPIV e cal foram adotadas densidades de 1,90 g/cm<sup>3</sup> (energia intermediária) e 2,00 g/cm<sup>3</sup> (energia modificada).

A definição da quantidade de material a ser empregado por cada camada foi obtida segundo a massa específica aparente seca para cada energia utilizada e do volume do molde. Essa divergência de densidade ocorre devido ao comportamento isolado de cada mistura e seus componentes.

Conseqüentemente, as umidades ótimas encontradas diferem entre si e o resultado do primeiro caso (apenas cimento) foi de 8% e a média do segundo caso (cimento e cal) ficou com 5% de umidade. Assim foram confeccionados o número de amostras necessárias por ensaio e iniciou-se o processo de moldagem dos corpos de provas pelas energias adotadas. Considerou-se um tempo de cura de 7 dias em câmara úmida.

Os ensaios que preconizam o desenvolvimento do trabalho foram a resistência à compressão simples (RCS); resistência à tração por compressão diametral (RT) e resistência à tração por flexão (RTF). Para a elaboração da parte experimental, foi seguido o prescrito pela NBR 5738 (2015) para concreto e assim foram moldados corpos de prova para RTF de 10x10x40 cm. Para a RCS foram confeccionados CPs de 10x20 cm. Já para o RT, moldaram-se amostras de 10x6,30 cm±0,20 cm.

## ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

### Resistência à compressão simples

Para a análise e discussão dos resultados serão comparados em cada ensaio realizado os dois casos que possuam os mesmos percentuais de cimento e mesmos agregados, sejam eles o fresado com o

pó de pedra ou com agregados naturais. O ensaio de RCS foi realizado após 7 dias de câmara úmida. A Figura 1 apresenta os resultados deste ensaio com a respectiva legenda.

De forma a analisar as misturas individuais e suas energias de compactação, destaca-se que os resultados foram semelhantes entre si. A energia modificada fez com que as resistências à compressão simples aumentassem e isso foi ainda mais evidente nas misturas com o cimento CP V e sem a cal. Porém as misturas com cal e cimento CP IV foram mais homogêneas e obtiveram menor diferença significativa entre a energia intermediária e modificada.

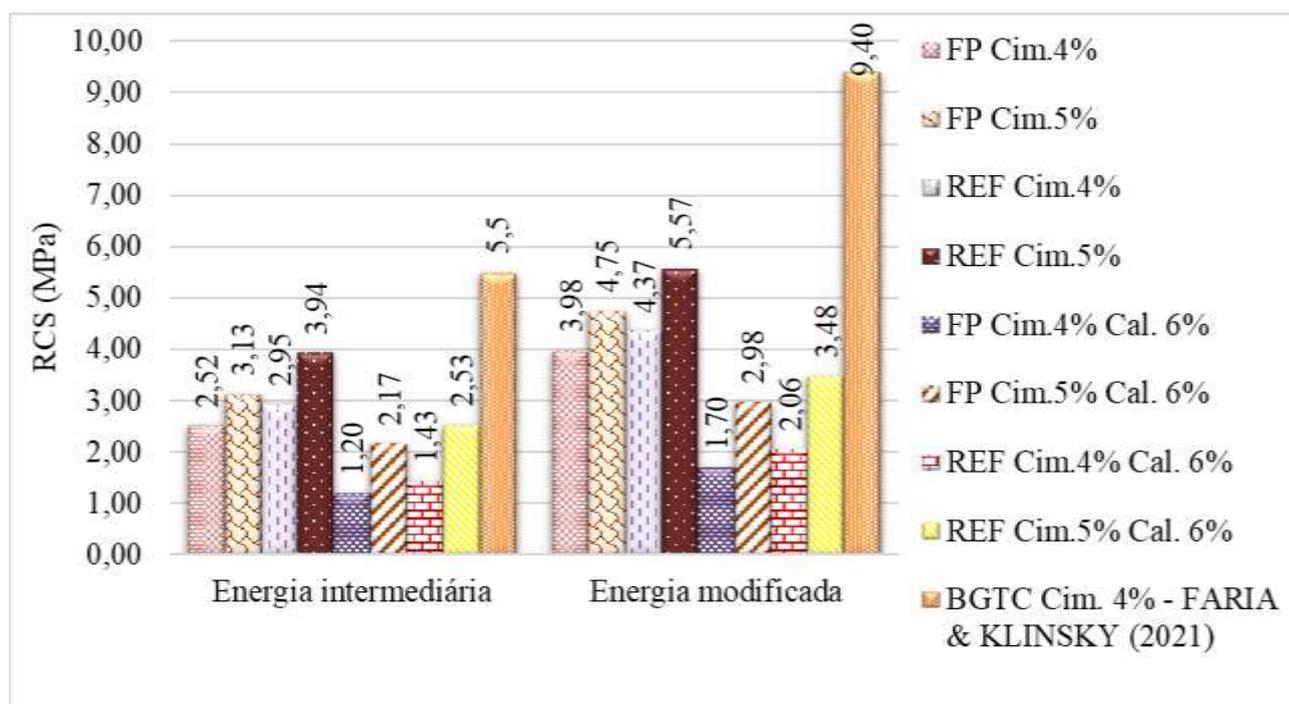


Figura 1. Resultados do ensaio de resistência à compressão simples (RCS) para as misturas (AUTORES, 2022)

Em análise individual, o resultado da mistura FP Cim. 4% foi de 2,52 MPa e o valor da mistura FP Cim. 4% Cal 6% foi de 1,20MPa, para o nível de compactação intermediário. Isso representa uma redução de 52,38% ao se trocar o tipo de cimento e adicionar a cal nessa mistura. Por outro lado, na energia modificada, a redução da RCS da mistura com cal foi 58,29% em relação à mistura apenas com cimento, pois os valores passaram de 3,98MPa para 1,70MPa.

Na mistura FP Cim. 5% na energia intermediária a RCS foi de 3,13MPa e a modificada foi 4,75MPa, na mistura FP Cim. 5% Cal 6% foi de 2,17MPa e 2,98MPa, o que representa reduções de 30,67% e 37,26% respectivamente. Portanto, as quedas nas resistências foram mais representativas nas misturas com 4% de cimento.

Nas misturas de referência, a REF Cim. 4% a RCS obteve o resultado de 2,95MPa e para a mistura REF Cim. 4% Cal 6% foi 1,43MPa, representando 51,53% de redução na energia intermediária. Para energia modificada de mesmas misturas, os resultados passaram de 4,37MPa para 2,06MPa e representam cerca de 52,86% de redução. Portanto observa-se certa tendência nos resultados, onde as misturas com cimento CP V apresentam resistências bem superiores em relação as demais, inclusive nos casos da porcentagem de cal inserida.

O Manual de Reciclagem a frio da Wirtgen (2012) estabelece resultados inferiores a 4MPa para materiais levemente cimentados e RCS de 4 a 10MPa para materiais cimentados, ambos em 7 dias



de cura. Com isso pode-se afirmar que todas as misturas se enquadraram como levemente cimentadas. Para o referido teor de cimento aplicado, o manual não faz referência de um percentual para utilização, mas descreve que este percentual deve ser coerente com o material a ser utilizado.

A norma do DNIT 167/2013 – ES descreve que a RCS, aos 7 dias de cura, deve estar entre 2,1 MPa a 2,5 MPa. Valores esses apresentados pela norma como um dos aspectos que visam o bom comportamento das misturas recicladas. Neste contexto, apenas as misturas com 4% cimento e 6% cal obtiveram valores abaixo dos prescritos por norma, as demais misturas apresentam valores acima do requisitado.

Comparou-se ainda, os resultados dos ensaios com os dados obtidos por Faria & Klinsky (2021) que utilizaram a porcentagem de 4 % de cimento. A mistura BGTC Cim. 4% apresentou valores de 5,50 MPa na energia intermediária e 9,5 MPa na energia modificada. De modo geral, as misturas estudadas apresentam resistências inferiores às comparadas, destacando as misturas com oCP V, que apresentam resultados semelhantes aos obtidos pelos autores. Quanto as energias de compactação, Faria & Klinsky (2021) utilizaram duas energias e descrevem resultados similares, pois houve redução de 42,10% na resistência da mistura sob energia intermediária. Essa redução é inferior as resistências de 4% de cimento, mas superior as resistências de 5% conforme o descrito anteriormente

### **Resistência à tração por compressão diametral e resistência à tração na flexão**

Os resultados do ensaio de resistência a tração por compressão diametral (RT) apresentam similaridade aos comportamentos já observados na RCS. Neste contexto, observou-se que a energia modificada aumentou a resistência, sendo mais expressivo nas misturas com CP V e sem a presença de cal. Entretanto, as misturas de CP IV e cal não demonstram diferenças entre a energia intermediária e a modificada, mas evidenciam sua homogeneidade.

As particularidades foram analisadas idênticas a RCS. O resultado da mistura FP Cim. 4% foi de 0,31 MPa e o valor da mistura FP Cim. 4% Cal 6% foi de 0,15 MPa, para o nível de compactação intermediário. Isso representa uma redução de 51,62% ao trocar o tipo de cimento e adicionar a cal nesta mistura. Por outro lado, para a energia modificada, a redução da mistura com cal foi 37,83% em relação à mistura apenas com cimento, pois os valores passaram de 0,37 MPa para 0,23 MPa. Esses resultados são ilustrados pela Figura 2.

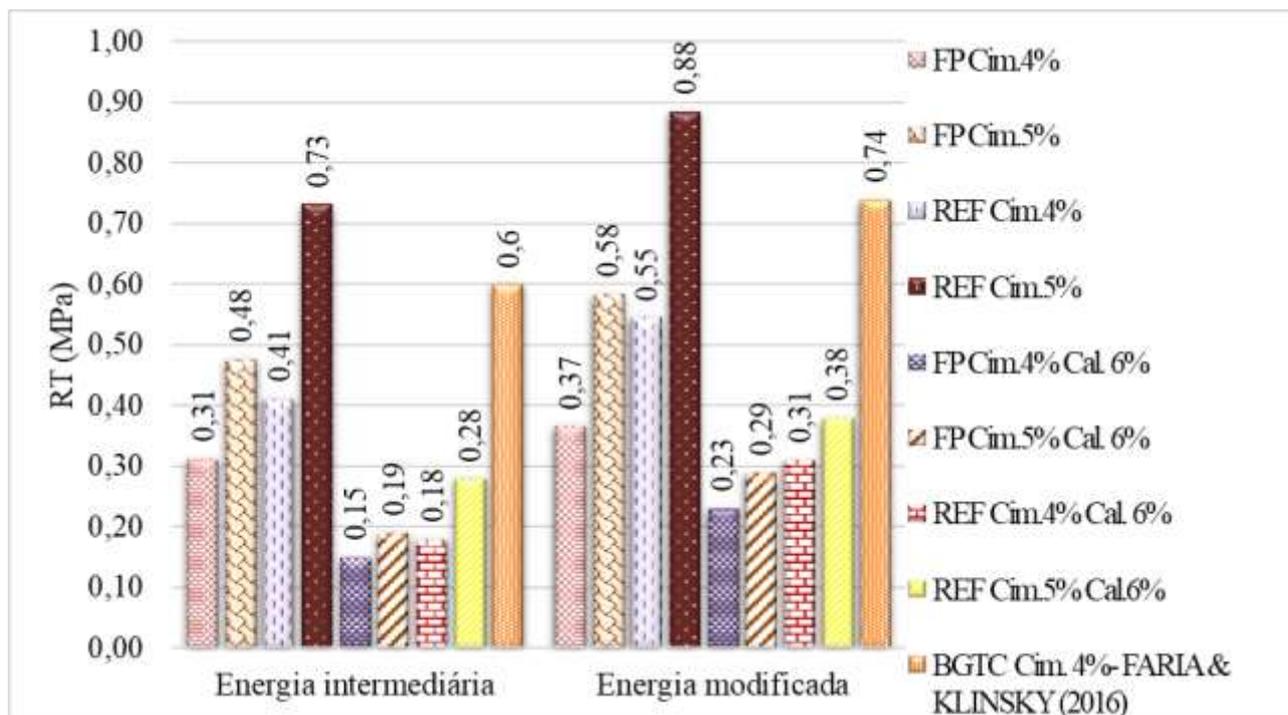


Figura 2. Resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) para as misturas (AUTORES, 2022)

Conforme o gráfico acima, a mistura FP Cim. 5% na energia intermediária a RT foi de 0,48MPa e a modificada foi 0,58MPa e na mistura FP Cim. 5% Cal 6% foi de 0,19MPa e 0,29MPa, o que representa reduções de 17,24% e 34,48% respectivamente. Portanto, as reduções de resistências foram maiores nas adições com cimento CP IV e cal.

Nas misturas de referência a REF Cim. 4% a RT foi de 0,41MPa e para a mistura REF Cim. 4% Cal 6% foi de 0,18MPa representando 56,10% de redução na energia intermediária. Para energia modificada de mesmas misturas, os resultados passaram de 0,55MPa para 0,31MPa e representam cerca de 43,63% de redução. Isso confirma a tendência já observada na RCS, que as misturas com cimento CP V apresentam resistências superiores em relação as demais, inclusive nos casos da porcentagem de cal inserida.

No que diz respeito a especificações, a norma DNIT 167/2013 – ES descreve que a RT, aos 7 dias de cura, deve estar entre 0,25 MPa a 0,35 MPa. Tal qual o apresentado na RCS, apenas os valores com o cimento CP IV e cal apresentam valores abaixo do estipulado pela norma.

Comparando com os resultados obtidos por Faria & Klinsky (2021), os autores utilizaram porcentagem de 4 % de cimento. A mistura BGTC Cim. 4% apresentou valores de 0,6 MPa na energia intermediária e 0,74 MPa na energia modificada. De modo geral, as misturas estudadas apresentam resistências inferiores em relação às misturas comparadas, apenas a mistura REF Cim. 5% obteve resultados superiores, destacando assim, as misturas de CP V como as que apresentam resultados mais semelhantes aos obtidos pelos autores.

As resistências à tração na flexão (RTF) apresentaram comportamentos semelhantes às resistências à tração por compressão diametral, as quais descrevem os melhores valores para as misturas de referência (agregado natural), com maior teor de cimento e energia modificada. Além disso, ao utilizar o CP IV e a cal a resistência diminuiu, apesar dos valores não serem tão expressivos como nos ensaios de RCS e RT. A Figura 3 demonstra os comportamentos das misturas no ensaio de RTF.

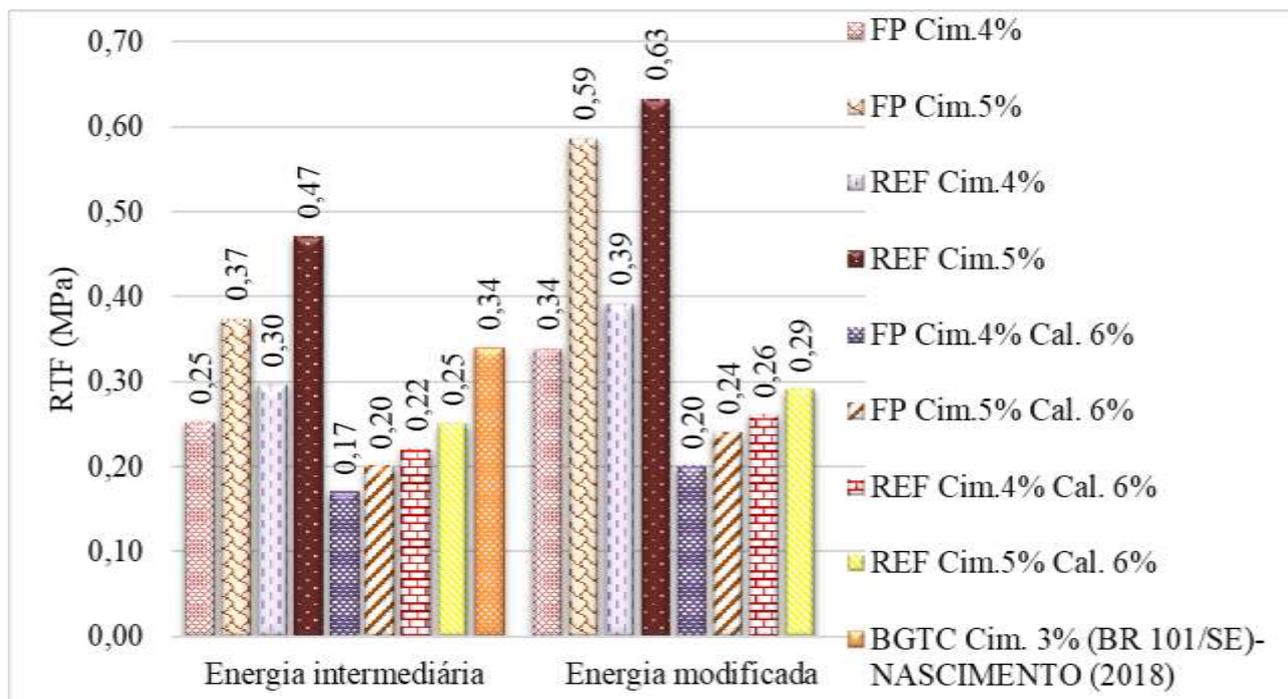


Figura 3. Resultados do ensaio de resistência à tração na flexão (RTF) para as misturas (AUTORES, 2022)

O resultado da mistura FP Cim. 4% foi de 0,25 MPa e o valor da mistura FP Cim. 4% Cal 6% foi de 0,17 MPa, para o nível de compactação intermediário, o que representa uma redução de 32,00% ao se trocar o tipo de cimento e adicionar a cal nesta mistura. Por outro lado, para a energia modificada, a redução da mistura com cal foi 41,17% em relação à mistura apenas com cimento, pois os valores passaram de 0,34 MPa para 0,20 MPa.

Na mistura FP Cim. 5%, na energia intermediária, a RTF foi de 0,37MPa e a modificada foi 0,59MPa e na mistura FP Cim. 5% Cal 6% foi de 0,20MPa e 0,24MPa, o que representa reduções de 37,28% e 16,67% respectivamente. Portanto, as reduções de resistências foram menores nas adições com cimento CP IV e cal.

Nas misturas de referência a REF Cim. 4% a RTF foi de 0,30MPa e para a mistura REF Cim. 4% Cal 6% foi de 0,22MPa representando 26,67% de redução na energia intermediária. Para energia modificada de mesmas misturas, os resultados passaram de 0,39MPa para 0,26MPa e representam cerca de 33,33% de redução. Isso reafirma a tendência observada na RCS e RT, que as misturas com cimento CP V apresentam resistências superiores em relação as demais, inclusive nos casos da porcentagem de cal inserida.

Para fins de comparação foram observados os resultados obtidos por Nascimento (2017), em que a resistência a tração na flexão de uma mistura implantada na BR 101/SE, utilizando BGTC com 3% de cimento. O valor encontrado foi de 0,34 MPa, o qual é inferior às misturas de 5% de cimento CP V e superior às misturas de 4% de cimento CP V e às demais misturas de cimento CP IV e cal.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em relação ao tipo de cimento aplicado, as melhores resistências (RCS, RT e RTF) foram obtidas pelas misturas de referência com CP V. Contudo, houve redução de resistência ao ser incorporado o RAP. Para o cimento CP IV, quando adicionada a cal, que promove o hidróxido de cálcio das reações pozolânicas e restabelece a reserva alcalina, os resultados se mostraram uniformes, porém



inferiores às misturas sem cal e com cimento CP V. Por isso foi observada certa tendência em todas as resistências, pois as misturas com cimento CP V apresentaram resistências bem superiores em relação às demais, inclusive nos casos de misturas com CP IV e cal. Dessa forma, o tipo de cimento influenciou diretamente as propriedades das misturas devido a sua composição química.

Tendo como principal finalidade a reutilização do RAP para descarte adequado e diminuição da extração de recursos naturais, afirma-se que os resultados das misturas empregando cimento CP V se mostraram mais resistentes para serem utilizadas em camadas de base e sub-base de pavimentação do que as misturas de CP IV e cal. Ainda, destacam-se as misturas com o maior percentual de cimento (5%) e, conclui-se que, é possível utilizar o cimento e até mesmo a cal como agentes estabilizadores em misturas com RAP e agregados naturais.

Entretanto, para a elaboração de uma metodologia consistente de emprego do RAP são necessários mais estudos e ampliação do banco de dados empregando diferentes tipos de cimento, adição de cal e a utilização do RAP para misturas de camadas de base e sub-base. Em pesquisas futuras, é importante avaliar o comportamento de deformabilidade elástica das misturas, visando avaliar o seu desempenho no contexto do pavimento como um todo, visto que se pretende utilizar tais misturas como material para base e sub-base de pavimentos. É interessante também a avaliação sob critério de deformabilidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2015). NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.9 p.
- Angelin, A. F., Lintz, R. C. C., Gachet-Barbosa, L. A., e Osório, W. R. (2017). The effects of porosity on mechanical behavior and water absorption of an environmentally friendly cement mortar with recycled rubber. *Construction and Building Materials*, Vol 151, 1 de outubro/2017, p. 534-545.
- Aranha, A. L. Avaliação laboratorial e de campo da tecnologia de reciclagem de base com cimento para a reabilitação de pavimentos. (2013). 127p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.
- Arulrajah, A., Piratheepan, J., Disfani, M. M., e Bo, M. W. (2013). Geotechnical and geoenvironmental properties of recycled construction and demolition materials in pavement subbase applications. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 25, Issue.8, agosto/2013, p. 1077–1088.
- Arshad, M. (2018). Experimental evaluation of constitutive models for the estimation of resilient modulus values and an assessment of pressure sensitivity of granular blends containing reclaimed asphalt pavement materials. *Construction and Building Materials*, Vol. 180, 20 agosto/2018, p. 491–502.
- Arshad, M. (2020). Laboratory investigations on the mechanical properties of cement-treated RAP-natural aggregate blends used in base/subbase layers of pavements. *Construction and Building Materials*, Vol. 254, Issue 4, 10 setembro/2020, 14 p.
- Brown, A. V. (2007). Cement stabilization of aggregate base materials blended with cement stabilization of aggregate base materials blended with Reclaimed Asphalt Pavement. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. Vol 2026 Issue 1, 1 de janeiro/2007 p. 47-53.
- Confederação Nacional de Transportes, CNT (2021), Pesquisa CNT de rodovias. SEST SENAT, Brasília/DF. 231 p.: il.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER. 053 (1994) – ME: Misturas betuminosas – percentagem de betume. Rio de Janeiro, 1994, 5 p.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER. 083 (1998) – ME: Agregados – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1998, 5 p.



Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes – DNIT. 141 (2010): Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, RJ, 2010, 9 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes – DNIT. 167 (2013): Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos “in situ” com adição de cimento Portland – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, RJ, 2013, 11 p.

Ebrahim Abu El-Maaty Behiry, A. (2013). Utilization of cement-treated recycled concrete aggregates as base or subbase layer in Egypt. *Ain Shams Engineering Journal*, Vol. 4, Issue 4, dezembro/2013, p. 661-673.

Faysal, M., Mahedi, M., Hossain, M., e Khan, M. S. (2016). Strength characterization of untreated and cement treated recycled flex-base materials. *GeoCongress*. Texas, Estados Unidos. Fevereiro/2016.

Faria, V. C.; Klinsky, L. M. G. Parâmetros mecânicos da brita graduada tratada com cimento. Centro de Pesquisas Rodoviárias, CCR Nova Dutra. 2016. Disponível em: <[http://177.15.133.179/backend/galeria/arquivos/ccr\\_novadutra.pdf](http://177.15.133.179/backend/galeria/arquivos/ccr_novadutra.pdf)>. Acesso em: 20 abr. 2022.

Kim, M., Asce, A. M., Tutumluer, E., Asce, M., e Kwon, J. (2009) Nonlinear pavement foundation modeling for three-dimensional finite-element analysis of flexible pavements. *International Journal of Geomechanics*, Vol 9 Issue 5, outubro/2009, p. 195-208.

Kolias, S. (1996) Mechanical properties of cement-treated mixtures of milled bituminous concrete and crushed aggregates. *Materials and Structures*, Vol. 29, p. 411-417, agosto/2016.

Nascimento, R. S (2017). Estudo de desempenho à fadiga de base cimentada tipo BGTC na BR-101/SE. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Sergipe. 143 f.: il.

Pradyumna, T. A., Mittal, A., e Jain, P. K. (2013). Characterization of Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) for use in bituminous road construction. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, Vol 104, 2 de dezembro/2013, p. 1149-1157.

Rocha, M. T., e de Rezende, L. R. (2017) Estudo laboratorial de um solo tropical granular estabilizado quimicamente para fins de pavimentação. *Revista Matéria*. Vol 22, N 4. 13 de abril/2017.

Taha, R., Asce, A. M., Al-Harthy, A., Al-Shamsi, K., e Al-Zubeidi, M. (2002). Cement stabilization of Reclaimed Asphalt Pavement Aggregate for road bases and subbases. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol 14, Issue 3, junho/2002, p. 239–245.

Thakur, J. K., Han, J., e Parsons, R. L. (2017). Factors influencing deformations of geocell-reinforced recycled asphalt pavement bases under cyclic loading. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 29 Issue 3, março/2017.

Tran, N., Xie, Z., Julian, G., Taylor, A., Willis, R., Robbins, M., e Buchanan, S. (2017). Effect of a recycling agent on the performance of High-RAP and High-RAS Mixtures: field and lab experiments. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 29 Issue 1, 8 p., janeiro/2017.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE DAS REAÇÕES CIMENTANTES DE UM SOLO TROPICAL ESTABILIZADO COM CAL CALCÍLICA E DOLOMÍTICA

*BRUNA CALABRIA DINIZ<sup>1</sup>; LARISSA GUERRA<sup>2</sup>; WILLIAM FEDRIGO<sup>3</sup>; THAÍS  
RADÚNZ KLEINERT<sup>4</sup> & WASHINGTON PERES NÚÑEZ<sup>5</sup>*

#### RESUMO

Esse trabalho apresenta uma análise da evolução das reações cimentantes de um argissolo vermelho com dois tipos de cal (calcítica e dolomítica), considerando os seguintes tempos de cura: 7, 28\*, 90, 120 e 180 dias. Os teores de cal foram definidos com base no método do pH. Foram realizados ensaios de resistência à compressão simples (RCS), analisando misturas com teores de 3 e 5% de cal. Análises de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e de difração de raios X (DRX) foram realizadas com misturas com 5% de cal calcítica e dolomítica. Em relação aos resultados de RCS, o solo mostrou-se reativo à cal calcítica, aumentando a resistência ao longo do tempo de cura, o que não ocorreu com a dolomítica. Em relação aos fatores controláveis analisados (tempo de cura, tipo e teor de cal), o tipo de cal foi o que apresentou maior nível de significância. Nas análises MEV, observou-se que para ambas as misturas ocorreu o fechamento da matriz porosa do solo natural aos 7 dias, constatando-se flocculações. Com o aumento do tempo de cura, observou-se maior intertravamento das matrizes em ambas misturas. A mistura com cal calcítica apresentou matriz mais fechada em relação à dolomítica, que apresentou sinais de uma cimentação fraca. As análises mineralógicas demonstraram maior consumo dos argilominerais do solo com a cal calcítica, considerando ainda maior redução nos picos de hidróxido de cálcio nessas misturas. Com base nos resultados obtidos, conclui-se que o solo tropical estudado pode ser estabilizado com cal calcítica de modo a melhorar seu comportamento mecânico, proporcionando assim melhor desempenho como camada de pavimento.

**PALAVRAS-CHAVE:** solo-cal, estabilização de solos, microestrutura, mineralogia, reações cimentantes.

#### ABSTRACT

This paper presents an analysis of the evolution of the cementing reactions of a red argisol stabilized with two types of lime (calcitic and dolomitic) for this curing times: 7, 28\*, 90, 120, and 180 days. The lime contents were defined based on the pH method. Unconfined compressive strength (UCS) tests were performed, analyzing mixtures with 3 and 5% lime contents. Scanning electron microscopy (SEM) and X-ray diffraction (XRD) analyzes were performed for mixtures with 5% of both limes. About the UCS results, the soil proved to be reactive to the calcitic lime, increasing its strength over the curing time, which did not occur with the dolomitic lime. Concerning the controllable factors analyzed (curing time, type, and lime content), the lime type was the one that presented the highest level of significance. In the SEM analyses, it was observed that for both mixtures, the closure of the porous matrix of the natural soil occurred at 7 days, noting flocculations. With increasing curing time, greater interlocking of the matrices was observed in both mixtures. The mixture with calcitic lime presented a more closed matrix in comparison to the dolomitic lime, which showed signs of weak cementation. The mineralogical analyses showed higher consumption of soil clay minerals with the calcitic lime, considering also a higher reduction in calcium hydroxide peaks in these mixtures. Based on the results obtained, it is concluded that the studied tropical soil, can be stabilized with calcitic lime to improve its mechanical behavior, thus providing better performance as a pavement layer.

**KEY WORDS:** soil-lime, soil stabilization, microstructure, mineralogy.

\* somente para análise DRX

<sup>1,2,3,4 e 5</sup> Universidade Federal do Rio Grande do SUL (UFRGS) – Av. Osvaldo Aranha, 99.

bbrunadiniz@hotmail.com, larissa.guerra@ufrgs.br, william.fedrigo@ufrgs.br, thais.kleinert@ufrgs.br e  
washington.nunez@ufrgs.br

## INTRODUÇÃO

A necessidade de que os pavimentos sejam ambientalmente sustentáveis e capazes de suprir as expectativas econômicas, gerando menores gastos com melhor desempenho torna-se uma demanda básica da pavimentação. Diante disso, o emprego da cal visando a modificação e a estabilização de solos surge como um potencial aliado nesses quesitos, dada a possibilidade da utilização do solo local como reforço de subleito, base e sub-base de pavimentos.

A adição da cal ao solo aumenta o pH até um valor favorável à dissolução da sílica e alumina presentes na argila, tornando o meio propício para a formação de produtos cimentantes (EADES; NICHOLS JR; GRIM, 1960). De forma geral, as reações pozolânicas melhoram a resistência e a estabilidade das misturas solo-cal. Isso ocorre devido à interação da cal (rica em cálcio) com a argila (rica em silicatos e aluminatos) (BHUIYAN *et al.*, 1995; LITTLE, 1999).

Em relação aos diferentes tipos de cales, de acordo com Guimarães (1997), a cal calcítica possui um teor de CaO (óxido de cálcio) entre 90 a 100%, já a cal dolomítica possui aproximadamente 60%. Segundo o autor, a cal dolomítica também é caracterizada por conter altos teores de MgO (óxido de magnésio), sendo esses teores de aproximadamente 40%. No Rio Grande do Sul, é produzida somente a cal dolomítica, portanto, a utilização dessa cal no estado, mesmo em teores mais elevados, pode ser economicamente mais viável que a calcítica, devido às distâncias de transporte (LOVATO, 2004).

A realização de análises texturais em nível microscópico ajuda a melhor compreender as mudanças ocorridas com o avanço no tempo de cura de misturas solo-cal. Diante disso, as análises de microscopia eletrônica de varredura (MEV) surgem como uma interessante ferramenta. Segundo Callister (2008), o MEV varre a superfície da amostra com um feixe de elétrons que é refletido na mesma taxa de varredura sobre um tubo de raios catódicos, semelhante a uma tela de TV. Então uma imagem é gerada, apresentando características da superfície da amostra.

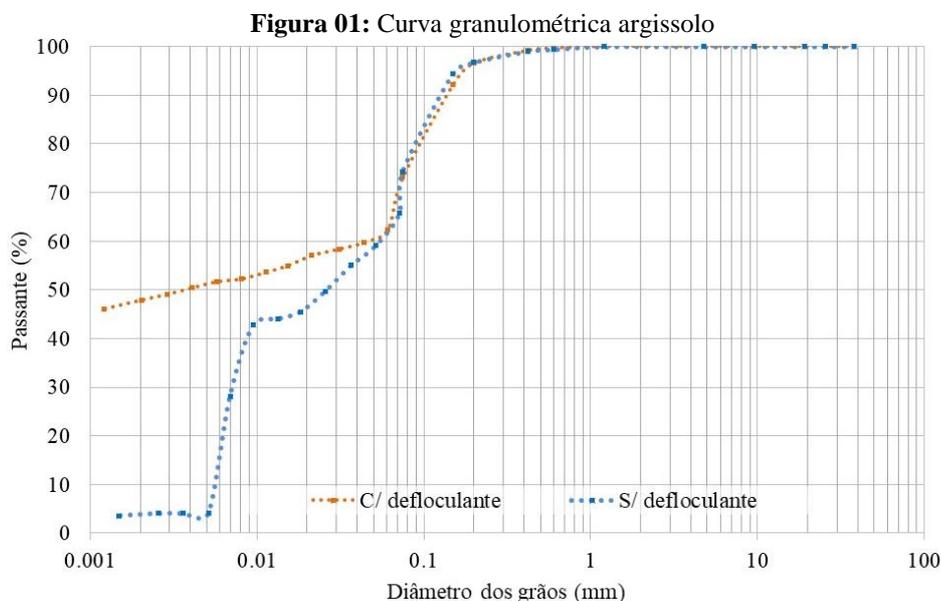
Em relação à caracterização mineralógica dos argilominerais e de outros componentes cristalinos presentes nas frações mais finas dos solos, como o silte e a argila, as análises de difração de raios X (DRX), apresentam-se como essenciais aliadas. Com base na variação angular da incidência de um feixe de raios X oriundo de uma fonte de radiação, as reflexões produzidas pelo arranjo de átomos nos planos cristalinos dos minerais são captadas e representadas graficamente. Esse gráfico gerado relaciona a intensidade da difração dos raios X emitidos com o ângulo de incidência da radiação. Dessa forma, se torna possível identificar constituintes cristalinos presentes em misturas de materiais por meio da comparação dos picos expressos no DRX (CALDERANO; DUARTE; GREGORIS, 2017).

Diante do exposto, propõe-se analisar a evolução das reações ao longo do tempo de cura entre o solo e dois diferentes tipos de cal por meio de ensaios de resistência mecânica, análises microscópicas e mineralógicas. Embora tenha-se bastante conhecimento acerca do comportamento mecânico de solos estabilizados pela cal, destaca-se o pouco conhecimento no meio científico acerca dos demais aspectos estudados.

## MATERIAIS E MÉTODOS

No presente estudo foi utilizado um solo e dois tipos de cales em dois teores, alto e baixo. O solo, classificado pedologicamente como Argissolo Vermelho Alumínico Típico, foi extraído de uma jazida comercial localizada na cidade de Gravataí, Rio Grande do Sul, nas proximidades da RS-118. A curva granulométrica (com e sem defloculante) do material é apresentada na Figura 01. Pela classificação da AASHTO o solo foi classificado como A-7-6, tendo como limite de

plasticidade e liquidez os valores de 26 e 51, respectivamente. Em relação a classificação MCT foi classificado como sendo um solo laterítico, LG<sup>7</sup>.



As cales empregadas nesse estudo, calcítica (composta por 75% de CaO) e dolomítica (composta por 45% de CaO e 31% de MgO), são oriundas de Minas Gerais e Rio Grande do Sul, respectivamente. As misturas foram dosadas pelo método do pH, normatizado pela normativa 419 do DNIT (2019). Para análise do comportamento mecânico foram realizados ensaios de resistência à compressão simples (RCS) com amostras 5x10 cm, normatizados pela norma D5102 da ASTM (2009). As amostras foram moldadas em triplicata na energia modificada e na umidade ótima, seladas em sacos plásticos e curadas em ambiente com umidade superior a 95% e temperatura  $23 \pm 2$  °C.

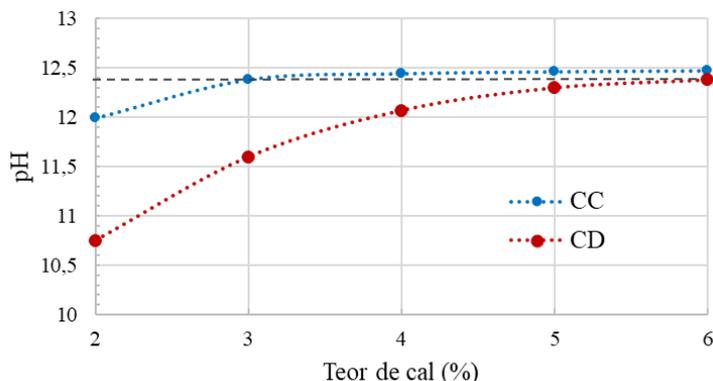
A análise da microestrutura foi realizada com amostras extraídas dos corpos de prova ensaiados à RCS, com aproximadamente 1 cm<sup>2</sup>, o mais planares possível. Após a extração dessas amostras, elas foram secas em estufa a 110 °C, até que fosse atingido um valor constante em massa. Posteriormente, foram depositadas em sacos plásticos com sachês de sílica gel, para evitar o ganho de umidade. Então se procedeu com o processo de metalização, realizado em um equipamento a vácuo (Quorum Q150R ES/Plus) no qual foi eletro depositada uma fina película de ouro para facilitar a condução dos elétrons pelo MEV. As análises MEV tiveram como objetivo a observação de mudanças texturais ocorridas em decorrência da adição da cal ao solo em nível microscópico. Foram analisadas amostras de solo puro, e amostras curadas durante 7, 90, 120 e 180 dias, com o teor mais alto. Também foram realizadas análises DRX com amostras de solo puro, amostras curadas durante 7, 28, 120 e 180 dias, seguindo os mesmos teores das análises MEV.

## RESULTADOS

### Dosagem

Para o método do pH, ensaiaram-se misturas de solo contendo 2 a 6% de cal calcítica e dolomítica. Conforme a Figura 02, pode-se observar que a cal calcítica apresentou melhor interação com os argilominerais do solo, mostrando-se mais reativa.

Figura 02: Ensaio do pH



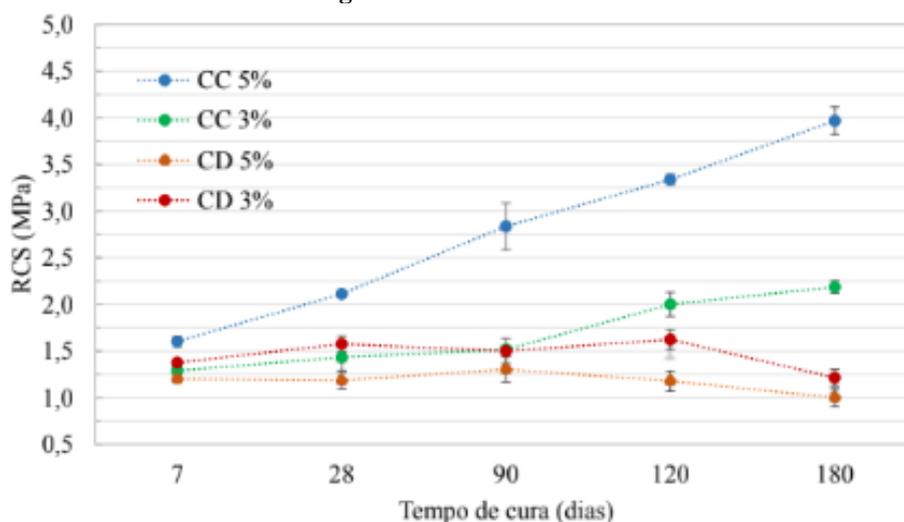
O teor alvo de pH estimado para fins de estabilização (12,3) foi alcançado com o teor de 3% de cal calcítica, mantendo-se estável até 6%. Já para a cal dolomítica, o valor de pH alvo só foi alcançado com adição de 5%.

Dessa forma, optou-se por adotar os teores de 3 (teor baixo) e 5% (teor alto) para ambas as cales, para os ensaios de RCS e 5% para análises de mineralogia e microscopia.

### Resistência à compressão simples (RCS)

Os resultados referentes à média das RCS para cada mistura estudada são apresentados na Figura 03. Os desvios padrão de cada triplicata estão representados por meio de barras de erros.

Figura 03: Resultados RCS

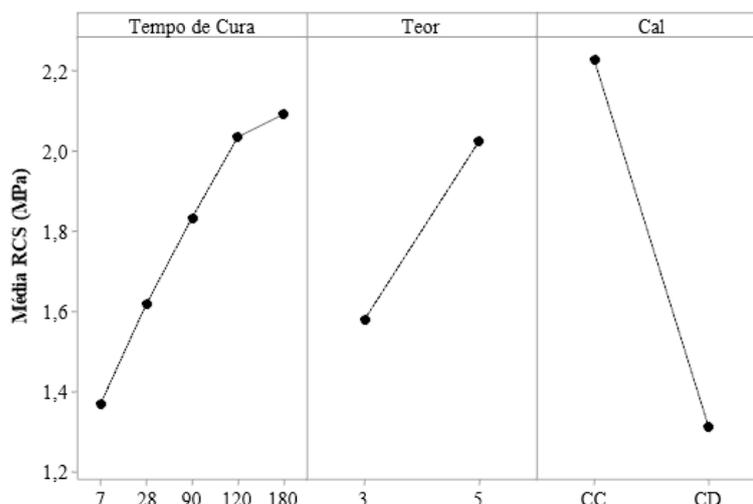


Por meio da Figura 03 pode-se verificar que há um progressivo aumento da RCS em relação ao tempo de cura para as misturas de solo com cal calcítica (CC), com os teores baixo e alto (3 e 5%). Entretanto, nas misturas de solo com cal dolomítica (CD), para ambos os teores, verifica-se que os valores de RCS não aumentaram com o tempo de cura.

Com o intuito de melhor compreender os efeitos entre o tipo de cal, teor utilizado e tempo de cura, foram realizadas análises com o auxílio do software Minitab 19. A Figura 04 apresenta os efeitos principais dos fatores controláveis (tempo de cura, teor e tipo de cal – em relação à variável resposta (RCS)).

De acordo com o gráfico de efeitos principais, observa-se que o aumento no fator controlável “tempo de cura” reflete na variável resposta RCS, de forma que, quanto maior o tempo de cura, maior será o valor de RCS.

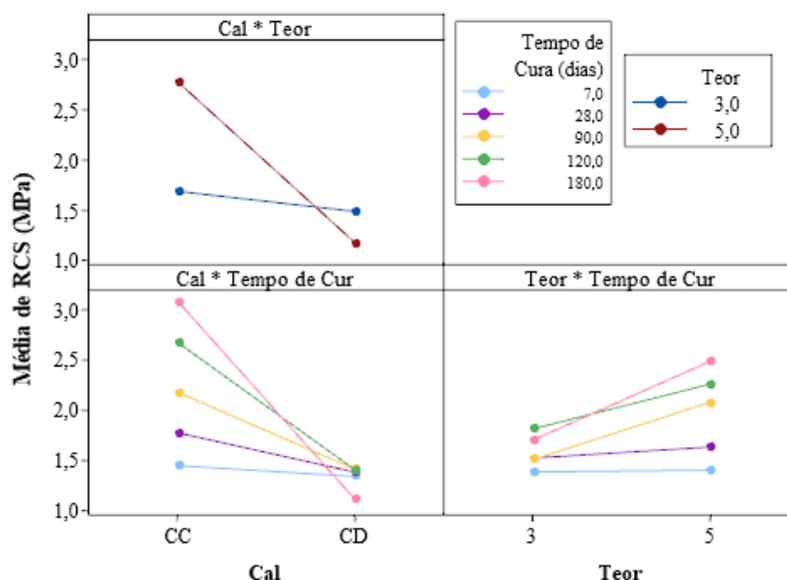
**Figura 04:** Gráfico dos efeitos principais para a RCS das misturas solo-cal



Nesse mesmo sentido, variável fator controlável “teor” apresenta valores de RCS mais elevados quando se aumenta o teor de 3 para 5%. Por fim, o fator controlável tipo de cal, apresenta maiores valores na variável resposta quando se emprega a cal calcítica ao invés da dolomítica.

Com o intuito de observar as interações de segunda ordem entre os efeitos principais na variável resposta (RCS) apresenta-se a Figura 05.

**Figura 05:** Gráficos de interações para RCS de misturas solo-cal



Para análise das interações, observa-se a existência de intersecção entre as retas e, em caso positivo, há interação. Ainda, quanto mais paralelas as retas estiverem entre si, menor é a interação entre elas. Dessa forma, nota-se a existência de interação nos três gráficos apresentados.

Conforme o gráfico de interações apresentado, pode-se verificar que a interação tipo de cal *versus* teor impacta de diferentes formas a variável resposta. Sendo que, no caso da CC, a diferença entre os teores 3 e 5% é mais pronunciado na variável resposta. Isso pode ser melhor visualizado

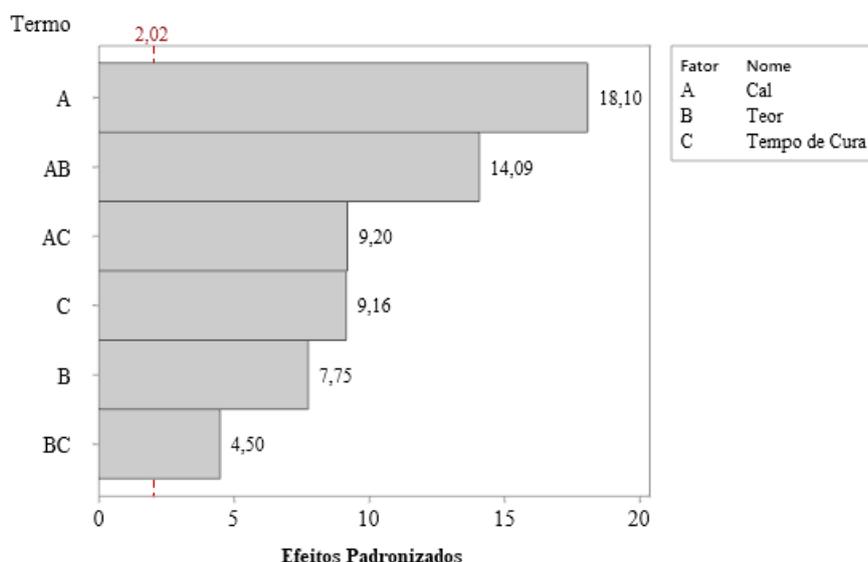
quando se analisa separadamente a linha referente ao teor de 5% que sofre uma brusca queda partindo da CC para a CD.

Em relação a interação tipo de cal *versus* tempo de cura, nota-se que a CC causa um aumento gradativo na RCS em decorrência do aumento do tempo de cura, o que não ocorre para a CD, que chega a apresentar redução nos valores da RCS no tempo de cura mais prolongado.

Por fim, a interação entre os fatores controláveis teor *versus* tempo de cura apresenta um gradativo aumento nos valores da variável resposta (RCS) quando aumentados os tempos de cura. Isso também é refletido no aumento do teor empregado, quando se altera de 3 para 5%.

Para identificar os efeitos e as interações significativas, realizou-se uma análise de regressão múltipla, obtendo-se um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de 94,6%. Em suma, a Figura 06 apresenta o Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados das misturas estudadas para fins de análise da magnitude e importância dos efeitos principais e suas interações. A linha em vermelho é a referência para significância ou não a nível 0,05 dos termos testados para o modelo.

**Figura 06:** Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para a RCS de misturas solo-cal

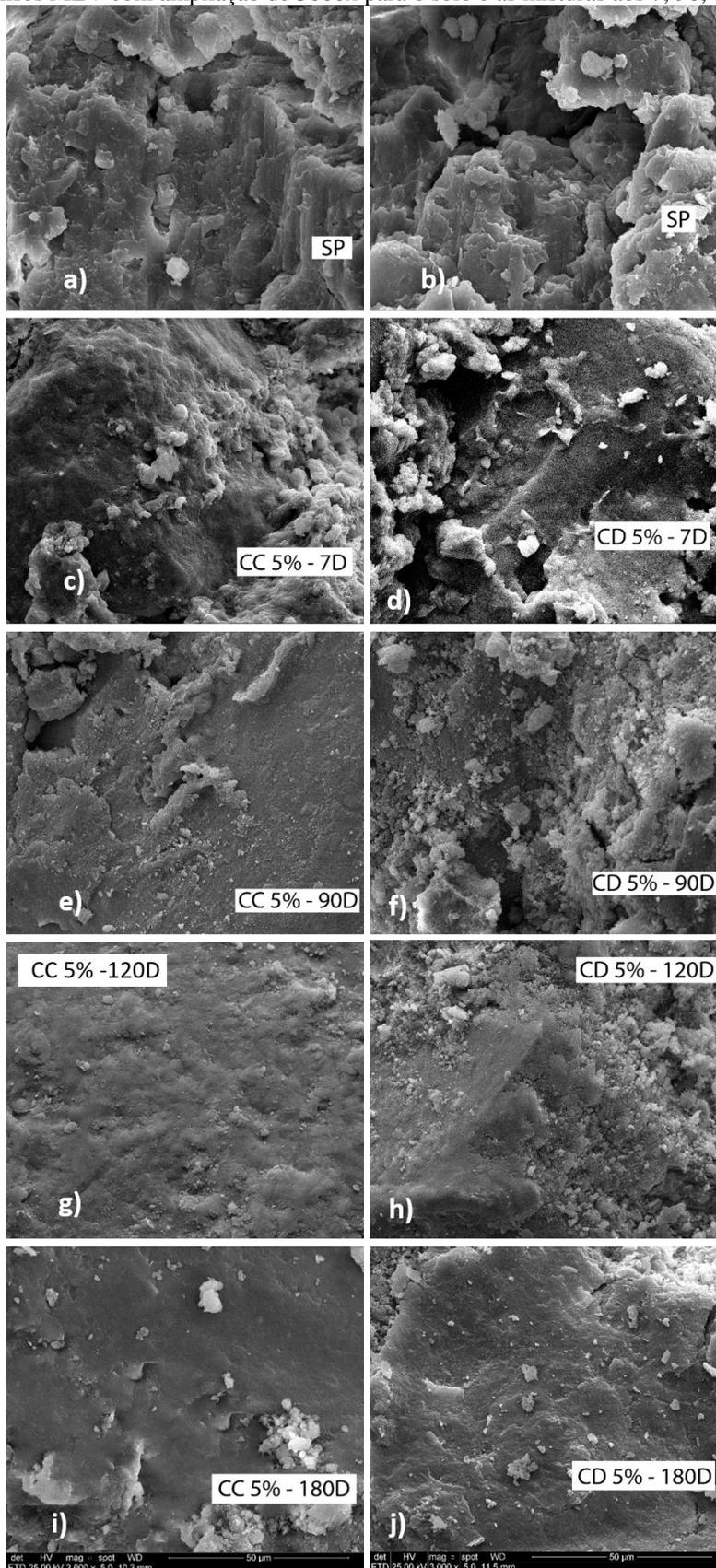


Com base no Gráfico de Pareto, observa-se que o fator controlável com maior nível de significância é o tipo de cal, seguido por: interação entre os fatores controláveis tipo de cal *versus* teor e interação entre os fatores controláveis tipo de cal *versus* tempo de cura. Nota-se a relevância do fator controlável tipo de cal nos três termos de maior significância no gráfico de Pareto.

### Análises microscópicas e mineralógicas

Na Figura 07 são apresentadas imagens MEV com ampliação de 3000x, contemplando o solo puro e as misturas de solo e cal nos tempos de cura de 7, 90, 120 e 180 dias. Essas imagens ajudam a avaliar a mudança textural das duas misturas à nível microscópico. Conforme as imagens “a” e “b”, na matriz interagregados, o solo apresentou maior porosidade e rugosidade. Isso é alterado com a adição de cal, conforme pode ser visualizado nas imagens “c” e “d” da Figura 07.

**Figura 07:** Análises MEV com ampliação de 3000x para o solo e as misturas aos 7, 90, 120 e 180 dias de cura



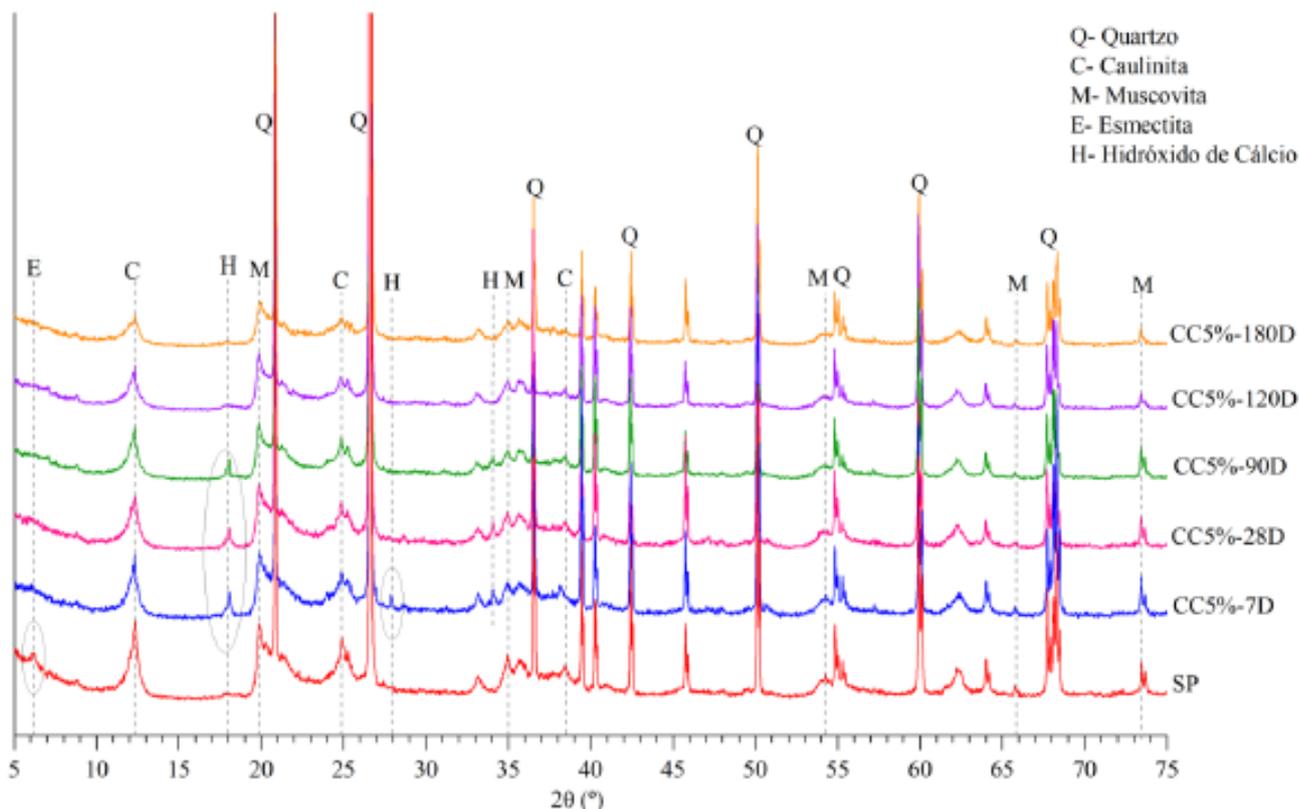
As misturas de solo com cal calcítica e dolomítica apresentaram já aos sete dias uma matriz mais fechada em relação ao solo puro. Com base nas imagens MEV, foi possível constatar várias floculações dispersas em uma matriz mais densa ao fundo, tanto na imagem “c” quanto na “e”. Di Sante *et al.* (2014) também observaram as mesmas floculações em análises MEV após 24 horas de mistura, sendo essas identificadas como produtos oriundos das reações primárias da mistura solo-cal na forma de flocos revestidos de gel. Silva (2016), Medeiros (2017) e Jha e Silvapullaiah (2020) também observaram essa alteração no tamanho das partículas em floculações aos 7 dias de cura, ambos autores atribuíram esse comportamento como sendo um sinal da fase inicial das reações pozolânicas.

No tempo de cura de 28 dias, as floculações desapareceram, mostrando um aspecto mais denso nas duas misturas, tanto com cal calcítica quanto com dolomítica. Todavia, na mistura com cal dolomítica essas floculações/agregações deram espaço a um aspecto de pó disperso sobre a matriz mais fechada, o que pode ser visualizado nas imagens “e” e “f”, da Figura 07. Com o aumento do tempo de cura, conforme comentado por Arabi e Wild (1986), as partículas de solo vão formando pontes de intertravamento de partículas em forma lamelar, formando uma rede contínua.

Para os tempos de cura seguintes, 120 e 180 dias, conforme pode ser visualizado nas imagens “g” a “j” da Figura 07, as estruturas referentes às misturas com cal calcítica parecem mais intertravadas de uma forma geral. Observando os “pontos de cimentação” das misturas com cal dolomítica, mesmo em tempos de cura mais avançados, as partículas não parecem totalmente interligadas umas às outras, tendo um aspecto de folhas sobrepostas (imagens “h” e “j”), indício de uma cimentação fraca. Essas zonas com produtos de reação detectáveis nas análises MEV também foram identificados por Di Sante *et al.* (2014), que concluíram que as reações solo-cal não se desenvolvem uniformemente em toda a amostra. Os autores indicaram que isso possivelmente ocorre devido às misturas não terem um nível de saturação de 100%, tendo poros parcialmente cheios de água, causando a não uniformidade na distribuição dos produtos cimentantes.

Para realização das análises do ensaio de DRX foi utilizado o software Match!3, também utilizado por outros autores como Akula e Little (2020). A Figura 08 apresenta a análise DRX do argissolo empregado nesse estudo, denominado como solo puro (SP). Foram encontrados picos característicos de quartzo, caulinita, muscovita, esmectita, anatase e hematita.

Figura 08: Análises DRX das misturas de solo e cal calcítica



O consumo da cal e argilominerais foi investigado pelas análises DRX realizadas nos mesmos tempos de cura dos ensaios de RCS. Na Figura 08 se observa a redução dos picos dos argilominerais do solo puro e da mistura com cal calcítica em relação às misturas curadas em diferentes idades.

A partir dos 7 dias (em azul), primeira análise DRX com adição de cal, o pico de hidróxido de cálcio tem sua maior intensidade. Já com 90 dias de cura pode-se observar maior consumo da cal, sendo que aos 180 dias, o pico desaparece quase que completamente, sinalizando pouca cal residual. Também podem ser observados picos de cal aos 34° de 2θ nos tempos de cura de 7, 28 e 90 dias, completamente consumidos após 120 dias. Um único pico relativo em 28° pode ser observado na análise aos 7 dias, sendo esse rapidamente consumido, não aparecendo nas análises dos demais tempos de cura.

A esmectita (aprox. 6°), argilomineral do tipo 2:1, foi rapidamente consumida nas reações iniciais entre a cal e o solo, não refletindo nas análises a partir dos 7 dias de cura. Akula e Little (2020) também observaram a redução de esmectita em dois diferentes solos a partir do tratamento com cal.

A caulinita, argilomineral tipo 1:1, foi sendo gradualmente consumida ao longo do tempo de cura, havendo redução da intensidade dos picos do argilomineral. O mesmo ocorreu com a muscovita, argilomineral tipo 1:1, todavia, as reduções não pareceram ser tão expressivas como as da caulinita.

Al-Mukhtar *et al.* (2010) identificaram picos não consumidos de cal hidratada aos 2θ de 18,0°, 28° e 34,1° em análises DRX. De acordo com o apresentado pelos autores, na Figura 08 podem ser observados picos oriundos da adição de cal (H) não consumida nas misturas, aos 18° de 2θ.

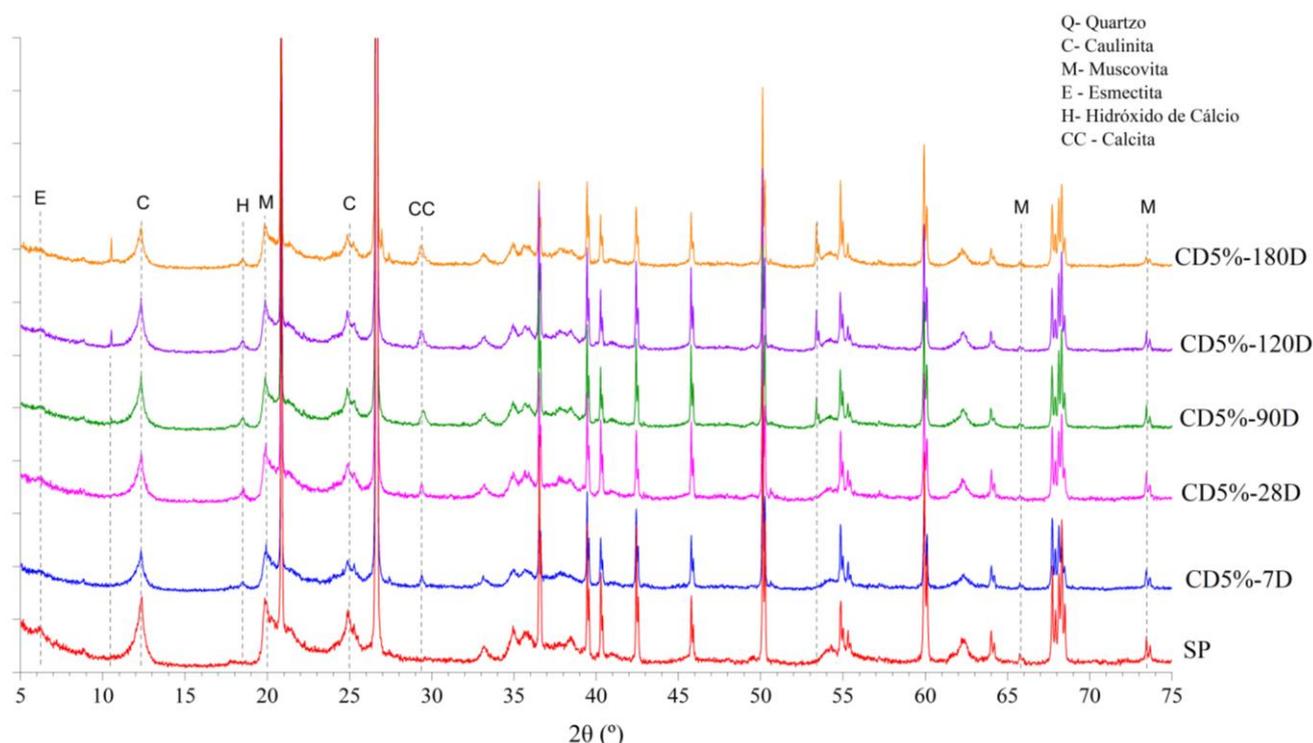
Segundo Vitale *et al.* (2017), a escala de tempo das reações químicas que ocorrem após a adição de cal depende da mineralogia dos argilominerais. Conforme os autores, a baixa reatividade da

caulinita à cal foi detectada como um atraso na precipitação de novas fases hidratadas, sendo que o desaparecimento dos picos de cal nas análises DRX ocorreu após 60 dias. Além disso, o aparecimento de picos bem definidos, oriundos da formação de produtos cimentantes foi detectável somente em idades mais avançadas (270 dias).

O consumo da cal adicionada demonstra o progresso das reações pozolânicas entre a cal e a argila, já que pode ser verificado junto com esse consumo, a redução da intensidade dos picos dos argilominerais com o avanço nos tempos de cura. Salienta-se que não foi constatada nas análises DRX picos característicos de produtos cimentantes tipo C-S-H e C-A-H, o que não quer dizer que esses não estejam presentes em menores intensidades ou estejam nas mesmas distâncias de outros elementos da mistura, já que foi constatado o aumento da resistência por meio dos ensaios mecânicos (RCS) e mudança textural por meio das análises MEV.

A Figura 09 apresenta um comparativo das análises DRX do solo puro e das misturas de solo com cal dolomítica.

**Figura 09:** Análises DRX das misturas de solo e cal dolomítica



De acordo com as análises realizadas, observa-se que a esmectita (E) é parcialmente consumida logo após os sete dias. A adição de cal propiciou o aparecimento de um pico de hidróxido de cálcio (H) próximo aos 19° e 28° aos 7 dias, sendo que o primeiro não teve redução perceptível nas análises até os 180 dias, já o segundo desapareceu na análise de 28 dias. Os picos de caulinita (C), bem como os de muscovita (M) tiveram redução nas suas intensidades com o aumento no tempo de cura. Essa menor intensidade no consumo dos argilominerais na mistura com cal dolomítica em relação à calcítica também foi observada na estabilização de um Argissolo Vermelho-Amarelo estudado por Kleinert (2021).

Foi observado um pico de calcita (CC), carbonato de cálcio, próximo aos 30° a partir dos 7 dias. Além disso, observou-se o surgimento de picos não identificados a partir de 90 dias, próximos a 11 e 54°. O aparecimento desses picos pode ajudar a explicar outros resultados apresentados, já que uma mudança textural considerável das amostras foi observada nas análises MEV e não houve



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



aumento na RCS do material com o aumento do tempo da mistura CD5%. Nota-se ainda, conforme análise DRX, o consumo de argilominerais até os 180 dias.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos conduziram à conclusão de que os fatores controláveis considerados afetam significativamente o comportamento mecânico, microestrutural e mineralógico do Argissolo Vermelho tratado com cal. O tipo de cal é o fator controlável que apresentou maior nível de significância, de modo que a cal calcítica proporcionou maiores resistências do que a cal dolomítica. A melhora no comportamento mecânico é evidenciada pelas análises mineralógicas, que demonstraram maior consumo dos argilominerais do solo e hidróxido de cálcio, e pelas análises microestruturais, em que as misturas com cal calcítica apresentaram matriz mais fechada do que as misturas com cal dolomítica. Para essas, foi observado que não há uniformidade na distribuição dos pontos cimentantes gerados, indicando a formação de uma cimentação fraca.

O maior teor de óxido de Cálcio (CaO) da cal calcítica em relação à cal dolomítica demonstra maior disponibilidade para o desenvolvimento das reações pozolânicas, o que explica os melhores resultados obtidos com a cal calcítica. Tal característica também afetou o desenvolvimento das reações com o aumento no tempo de cura, ou seja, observou-se o gradativo aumento da resistência quando da adição de cal calcítica. Outro ponto a destacar é que a influência do teor de cal, avaliada nos ensaios de RCS, também se mostrou significativa apenas para a cal calcítica, em que a adição de 5% proporcionou maior resistência que a de 3%. Considerando as informações apresentadas, conclui-se que a adição de cal calcítica ao solo tropical de estudo é uma alternativa interessante para melhorar o comportamento mecânico do mesmo para emprego como camada de pavimento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D5102: Standard Test Methods for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures**. ASTM, 2009.
- AL-MUKHTAR, M.; LASLEDJ, A.; ALCOVER, J. F. **Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20 °C**. Applied Clay Science, v. 50, n. 2, p. 191–198, 2010.
- AKULA, P.; LITTLE, D. N. **Analytical tests to evaluate pozzolanic reaction in lime stabilized soils**. MethodsX, v. 7, janeiro, 2020.
- ARABI, M.; WILD, S. **Microstructural development in cured soil-lime composites**. Journal of Materials Science, v. 21, n. 2, p. 497–503, 1986.
- BHUIYAN, J. U.; LITTLE, D. N.; GRAVES, R. E. **Evaluation of Calcareous Base Course Materials Stabilized with Low Percentage of Lime in South Texas**. Transportation Research Board, n. 1486, p. 77–87, 1995.
- CALDERANO, S. B.; DUARTE, Mariza Nascimento; GREGORIS, Gilson. Capítulo 3: **Análise Mineralógica das Frações Argila e Silte por Difractometria de Raios-x**. In: TEIXEIRA, P. C. *et al.* (Eds.). Manual de Métodos de Análise de Solo. 3. ed. Brasília, DF: EMBRAPA, 2017. p. 452–471.
- CALLISTER, W. D. Jr. **Ciência e Engenharia de Materiais, uma introdução**. 7 ed. 2008.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNIT 419 - ME: Pavimentação – Solo-Cal – Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo – Método de ensaio**. Brasília: DNIT, 2019.
- DI SANTE, M.; FRATALOCCHI, E.; MAZZIERI, F.; PASQUALINI, E. **Time of reactions in a lime treated clayey soil and influence of curing conditions on its microstructure and behaviour**. Applied Clay Science, v. 99, p. 100–109, 2014.
- EADES, J. L.; GRIM, R. E. **Reaction of hydrated lime with pure clay mineral in soil stabilization**. Highway Research Board, v. 262, n. 8, p. 51–63, 1960.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



GUIMARÃES, J. E. P. **A Cal - Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil**. 1 ed. ed. São Paulo: PINI, 1997.

KLEINERT, T. R. **Estabilização de solos tropicais com cal e impactos no dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos**. 2021. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Porto Alegre, 2021.

JHA, A. K.; SIVAPULLAIAH, P. V. **Lime Stabilization of Soil: A Physico-Chemical and Micro-Mechanistic Perspective**. Indian Geotechnical Journal, v. 50, n. 3, p. 339–347, 2020.

LOVATO, R. S. **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 144 f., 2004.

LITTLE, D. N. **Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates**. 1 ed. National Lime Association, v. 1, 1999. 97 p.

MEDEIROS, A. A. DE L. **Contribuição ao estudo da dosagem de cal para a estabilização de um solo de comportamento laterítico e um não laterítico**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, 2017.

SILVA, M. F. **Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e um solo não laterítico**. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (USP), 118 f., 2016.

VITALE, E.; DENELE, D.; PARIS, M.; RUSSO, G. **Multi-scale analysis and time evolution of pozzolanic activity of lime treated clays**. Applied Clay Science, v. 141, p. 36–45, 2017.

Zhou, Z., Gunter, W.D. **The Nature of the Surface Charge of Kaolinite**. Clays Clay Miner. 40,

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE ESTATÍSTICA DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS COM VARIAÇÕES DE LIGANTES E FAIXAS GRANULOMÉTRICAS

*DÉBORA CARDOSO DA SILVA<sup>1</sup>; NATÁLIA GUTERRES MENSCH<sup>2</sup>; FELIPE DO  
CANTO PIVETTA<sup>3</sup> & LÉLIO ANTÔNIO TEIXEIRA BRITO<sup>4</sup>*

#### RESUMO

A deformação permanente é um dos principais defeitos dos pavimentos asfálticos brasileiros. Neste contexto, este artigo visa analisar a variação da utilização de diferentes faixas granulométricas e ligantes asfálticos através do ensaio de *flow number*, considerado atualmente um dos principais ensaios para previsão de falha do pavimento quando à deformação permanente em misturas asfálticas brasileiras. A matriz experimental conta com 3 faixas granulométricas, sendo elas: a TMN 12,5mm (ou Faixa C DNIT), a TMN 19mm (ou Faixa B DNIT) e a *gap graded*; e 4 ligantes asfálticos: CAP 50/70, AMP 60/85 e AB8 de dois fornecedores distintos, os quais serão aqui denominados AB8.1 e AB8.2. Através de uma análise de variância (ANOVA), não há uma alteração significativa do resultado de FN para as faixas densas quando comparadas com as misturas tipo *gap graded*. Foi possível comprovar que os ligantes AMP 60/85 e AB8.2 se diferenciam dos demais, uma vez considerado um grau de significância de 95%. A partir do banco de dados dos ensaios da matriz experimental e de outros autores foi possível realizar uma análise de efeitos do tipo de ligante asfáltico e da faixa granulométrica utilizada, onde observou-se que apenas o ponto de amolecimento possui uma boa correlação com os dados de FN.

**PALAVRAS-CHAVE:** deformação permanente em misturas asfálticas; *flow number*; análise de variância.

#### ABSTRACT

Rutting is one of the most important distresses found in Brazilian asphalt pavement. In this context, this work proposes an analysis of various aggregate size distributions and asphalt binder through the flow number test, considered to be one of the most relevant permanent deformation tests in Brazilian practice. Tested scenarios include three different particle size distributions: TMN 12.5mm (DNIT's C range), TMN 19mm (DNIT's B range), and one gap grade; four asphalt binders: CAP 50/70, AMP 60/85, and AB8 from two different sources, which will be called AB8.1 and AB8.2. The analysis of variance (ANOVA) of the experimental matrix indicates that dense graded asphalt mixtures present similar FN values in contrast to gap graded mixtures. AMP 80/85 and AB8 binders resulted in a very distinct FN behavior compared to conventional asphalt binders with a significance level of 95%. Using experimental matrix results and available data in the literature, an effect size analysis was conducted in consideration of the particle size distribution and binder type, which demonstrated that only the softening point has a good correlation with the FN data.

**KEY WORDS:** rutting, hot asphalt mix, flow number, variance analysis

<sup>1</sup> Laboratório de pavimentação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sdeboracardoso@outlook.com

<sup>2</sup> Laboratório de pavimentação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, natalia.mensch@gmail.com

<sup>3</sup> Laboratório de pavimentação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, fcpivetta@hotmail.com

<sup>4</sup> Laboratório de pavimentação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, lelio.brito@ufrgs.br

## INTRODUÇÃO

A deformação permanente em pavimentos é um dos defeitos mais recorrentes encontrados nas rodovias brasileiras. Este defeito pode estar associado a camada composta de mistura asfáltica, bem como, as camadas inferiores do pavimento, ocasionado principalmente por densificação e ruptura ao cisalhamento. Esses problemas podem ser evitados por uma seleção dos materiais e compactação adequada e um bom projeto estrutural de forma a limitar as tensões atuantes aos níveis admissíveis e seguros (Bernucci, et al., 2010).

A deformação permanente no revestimento asfáltico está associada ao comportamento termossensível do ligante asfáltico, que apresenta menor rigidez em maiores temperaturas, assim como maior deformabilidade do material ocasionado pela aplicação de carga na passagem de veículos (AASHTO, 2015). Este defeito ocasiona uma degradação acelerada do pavimento, redução do conforto do usuário da rodovia e maiores riscos de acidentes, principalmente de aquaplanagem originada pelo acúmulo de água nas trilhas de rodas.

Ainda que a rigidez do ligante tenha grande efeito na resistência à deformação permanente (Gouveia et al., 2016 apud Bastos, 2016), a resistência ao desgaste e o intertravamento dos agregados e suas características de forma (forma, angularidade e textura) são frequentemente apontados como responsáveis por essa resistência (Bastos, 2016).

Medina e Motta (2015) observam que o estudo da deformação permanente é um problema à parte, pois consiste em dosar as misturas asfálticas de modo a resistir à ação do tráfego e do clima. Diversos são os fatores de que interferem na resistência à deformação permanente de uma mistura asfáltica, Moura (2010) destaca:

- a) Tendência ao aumento da espessura do filme asfáltico que envolve os agregados, reduzindo a resistência ao cisalhamento resultante do atrito entre os grãos;
- b) A presença de ligantes asfálticos modificados por polímero ou borracha, que tendem a reduzir de forma substancial a deformação permanente, apresentando menor susceptibilidade térmica;
- c) Variações na matriz pétreia da mistura como: distribuição granulométrica, faces britadas, porosidade e forma do agregado, relação filler/betume, utilização de descontinuidades na curva granulométrica, entre outros; e
- d) A adesividade do ligante asfáltico à superfície do agregado.

Atualmente a prática brasileira prevê a utilização do ensaio de *flow number* para o controle de deformação permanente de misturas asfálticas. O desenvolvimento do novo método de dimensionamento brasileiro vem sendo realizado pelos esforços da Rede Temática de Asfalto liderada pelos recursos da Petrobras, e já foi lançado pelo DNIT (Franco e Motta, 2020). A utilização do ensaio uniaxial de carga repetida para controle de dosagem da mistura asfáltica já está normatizada pela ABNT NBR 16505 (2016) e DNIT 184/2018 - ME.

O objetivo deste artigo é colaborar com os estudos relacionados aos ensaios de *flow number* com relação às variações das características de faixa granulométrica e ligantes asfálticos. Será verificada, por meio de análise estatística, a sensibilidade dos parâmetros do ligantes asfáltico e da granulometria da mistura em relação ao parâmetro de FN com os dados desse estudo e de outros autores.

## MATERIAIS

A matriz experimental deste estudo é composta por oito misturas asfálticas de composições distintas, com variação de faixa granulométrica e ligante asfáltico. A Figura 1 apresenta as composições das misturas asfálticas testadas em laboratório, ilustrando a combinação dos ligantes asfálticos e das faixas granulométricas utilizados.

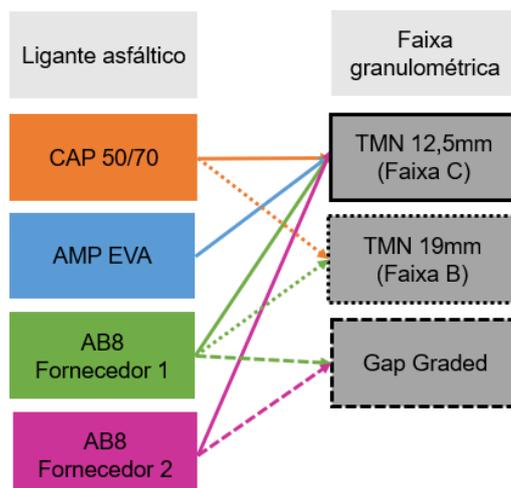


Figura 1. Matriz experimental (autoria própria)

Ademais, foram incluídos nas análises os resultados obtidos pelos autores Almeida Júnior (2016), Almeida Júnior et al. (2018), Barros (2017), Centofante (2016), Faccin (2018), Nascimento (2008) e Possebon (2018), com as composições indicadas na Tabela 1.

Tabela 1. Misturas avaliadas por meio de ensaios *flow number* na bibliografia (autoria própria)

Autor	Ano	Composição	
		Ligante	Faixa
Almeida Júnior	2016	AMP 60/85	DNIT B e DNIT C
Almeida Júnior	2016	CAP 50/70	DNIT B e DNIT C
Almeida Júnior et al.	2018	HIMA	DNIT B e DNIT C
Barros	2017	AB8	Gap Graded
Barros	2017	AMP 60/85	DNIT C
Barros	2017	CAP 30/45	DNIT C
Barros	2017	TLA 30/45	DNIT C
Centofante	2016	CAP 50/70	DNIT C
Faccin	2018	AB8	DNIT C
Faccin	2018	AMP 60/85	DNIT C, DAER B e DAER C
Faccin	2018	AMP 65/90	DNIT C
Faccin	2018	CAP 50/70	DNIT B, DNIT C, DAER A, DAER B e DAER C
Faccin	2018	TLAFLEX	DNIT C

### Agregados

O agregado utilizado é de natureza granítica e proveniente da pedraira Eldorado, localizada na região metropolitana de Porto Alegre (RS). Três composições granulométricas distintas foram ensaiadas: TMN 12,5, cujo tamanho nominal é 12,5 mm, equivalente à Faixa C do DNIT; TMN 19, cujo tamanho nominal é 12,5 mm, equivalente à Faixa B do DNIT e Gap Graded. Utilizou-se o método Bailey com finalidade de determinar as composições granulométricas. A Figura 2 apresenta as curvas granulométricas das misturas avaliadas neste estudo.

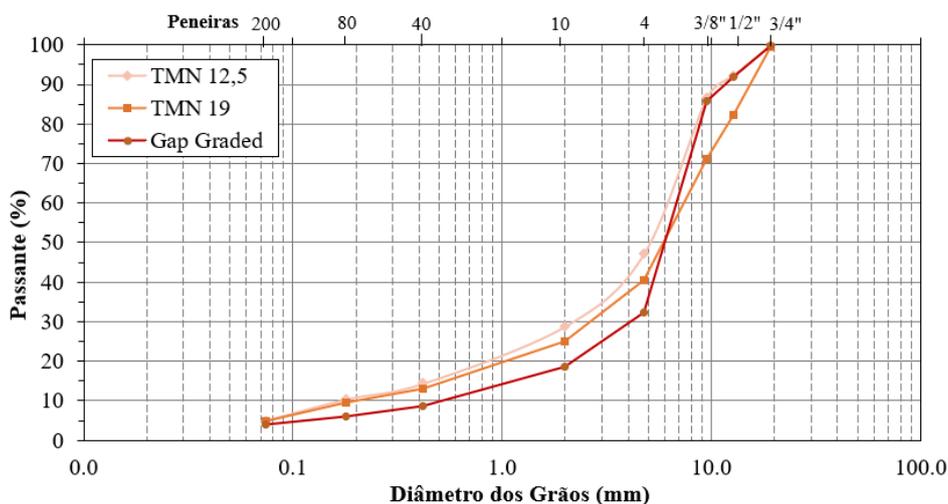


Figura 2. Curvas granulométricas das misturas avaliadas (autoria própria)

### Ligantes asfálticos

Quatro ligantes asfálticos foram selecionados: um ligante convencional CAP 50/70, um ligante modificado por polímero AMP 60/85, dois ligantes asfálticos modificados por borracha do tipo AB8 – aqui denominados AB8.1 e AB8.2. As propriedades dos ligantes são sintetizadas na Tabela 2.

Tabela 2. Propriedades dos ligantes asfálticos (autoria própria)

Propriedade	Método	Unid	CAP 50/70	AMP 60/85	AB8.1	AB8.2
Massa específica	NBR 6296	g/cm <sup>3</sup>	1,002	0,931	1,050	1,030
Penetração (100g, 25°C)	NBR 6576	g/cm <sup>3</sup>	57	56	55	51
Ponto de amolecimento	NBR 6560	°C	48	79,7	56,5	54,1
Recuperação elástica a 25°C	NBR 15086	%	-	93	78	73
Ductibilidade a 25°C	NBR 6293	cm	100	-	-	-
Viscosidade Brookfield (135°C)	NBR 15184	cP	306	553	-	-
Viscosidade Brookfield (150°C)	NBR 15184	cP	154	200	-	-
Viscosidade Brookfield (177°C)	NBR 15184	cP	57,5	93	1352	1717

### MÉTODOS

#### Ensaio flow number

O ensaio uniaxial de carga repetida foi executado em conformidade a norma DNIT 184/2018 - ME, à temperatura de 60°C, em amostras cilíndricas, 15 cm de altura e 10 cm de diâmetro, moldadas em compactador giratório e volume de vazios de 7±0,5%. Durante o ensaio, são aplicados pulsos durante 0,1s entre a carga de contato de 10,2 ± 0,5 kPa e a carga máxima de 204,0 ± 4,0 kPa e um período de repouso de 0,9s, e monitorados os deslocamentos laterais na amostra utilizando sensores.

O carregamento é mantido até o final do ensaio, sendo utilizado como critério de parada o alcance da zona terciária ou 7200 ciclos. A Figura 3 apresenta o resultado típico apresentado neste tipo de ensaio. O Flow Number (FN) é definido como o número de ciclos que a amostra alcança ao início da zona terciária.

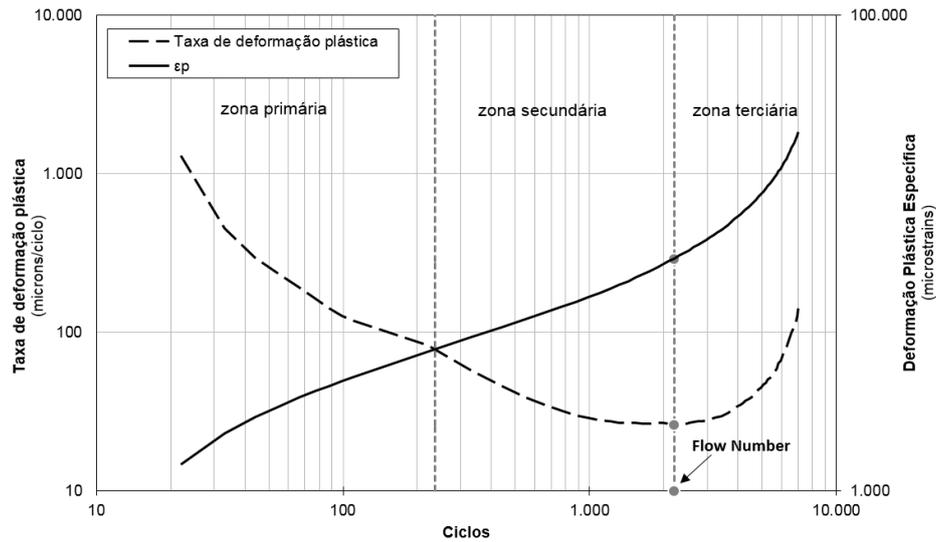


Figura 3. Curva típica do ensaio uniaxial de carga repetida: deformação plástica vertical uniaxial acumulada versus número de ciclos (DNIT 184/2018)

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Figura 4, são apresentados os resultados de *flow number* obtidos em laboratório. A avaliação estatística destes resultados é resumida nas Tabelas 3 e 4.

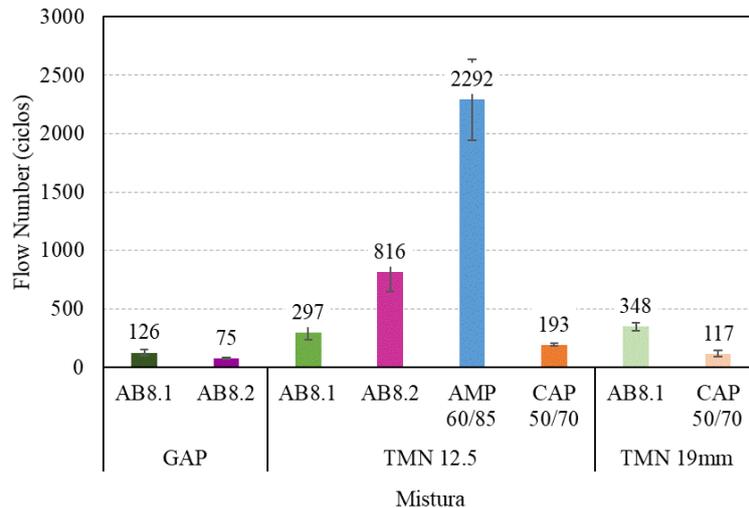


Figura 4. Resultados de *flow number* (autoria própria)

Tabela 3. Análise de variância do *flow number* conforme o ligante asfáltico (autoria própria)

Ligante	N	Média	DesvPad	IC de 95%
AB8.1	3	297	60,1	(36,3; 557,7)
AB8.2	3	816	167,2	(555,3; 1076,7)
AMP 60/85	3	2292	349	(2031; 2552)
CAP 50/70	3	192,67	9,45	(-68,00; 453,34)

DesvPad Combinado = 195,791

Tabela 4. Análise de variância do *flow number* conforme a faixa granulométrica (autoria própria)

Faixa	N	Média	DesvPad	IC de 95%
Gap Graded	3	125,7	28,1	(65,2; 186,1)
TMN 12,5mm	3	297	60,1	(236,6; 357,4)
TMN 19mm	3	348,3	33	(287,9; 408,8)

DesvPad Combinado = 42,7811

Conforme ANOVA para as misturas da TMN 12,5mm, as misturas com o ligante AB8.1 e CAP 50/70 não possuem uma diferença significativa com um nível de confiabilidade de 95%. Por outro lado, as misturas AB8.2 e AMP 60/85 se distinguem entre si e das demais. Com relação à faixa granulométrica, na análise de variância para o ligante AB8.1, verifica-se que as misturas densas se encontram no mesmo agrupamento, se diferenciando apenas da mistura *Gap Graded*.

A Figura 5 sintetiza os resultados de ensaios de *flow number* reunidos a partir de pesquisas em âmbito nacional, para diferentes misturas, e do presente estudo.

Buscou-se analisar igualmente a influência de parâmetros da mistura nos resultados de *flow number*. Para uma melhor avaliação foi realizado o gráfico de efeitos principais de *flow number* médios considerando todas as misturas, inclusive aquelas presentes na literatura (Tabela 1), nas suas características de faixa granulométrica e ligante asfáltico. Este gráfico é apresentado na Figura 6.

Dentre as misturas desse estudo, a TMN 12,5mm foi considerada como faixa C do DNIT e a TMN 19mm, faixa B do DNIT. De forma a otimizar a análise, foram utilizadas apenas as faixas B e C do DNIT e *Gap Graded*, focos deste estudo. É possível destacar o efeito do ligante como principal elemento de alteração do FN, principalmente quando se trata da modificação com asfalto polímero (HIMA, AMP 60/85, AMP 65/90 e TLA FLEX). As misturas com faixa densa apresentaram valores superiores à mistura *Gap Graded*, resultado que pode estar atrelado ao elevado teor de ligante asfáltico necessário, bem como, à falta de tensão confinante no ensaio.

Foi efetuada uma análise de correlação entre características individuais da mistura e os valores de FN obtidos experimentalmente. Os resultados são apresentados na Tabela 5, identificando-se uma elevada correlação (aproximadamente 0,91) entre o ponto de amolecimento do ligante asfáltico e o *flow number* da mistura.

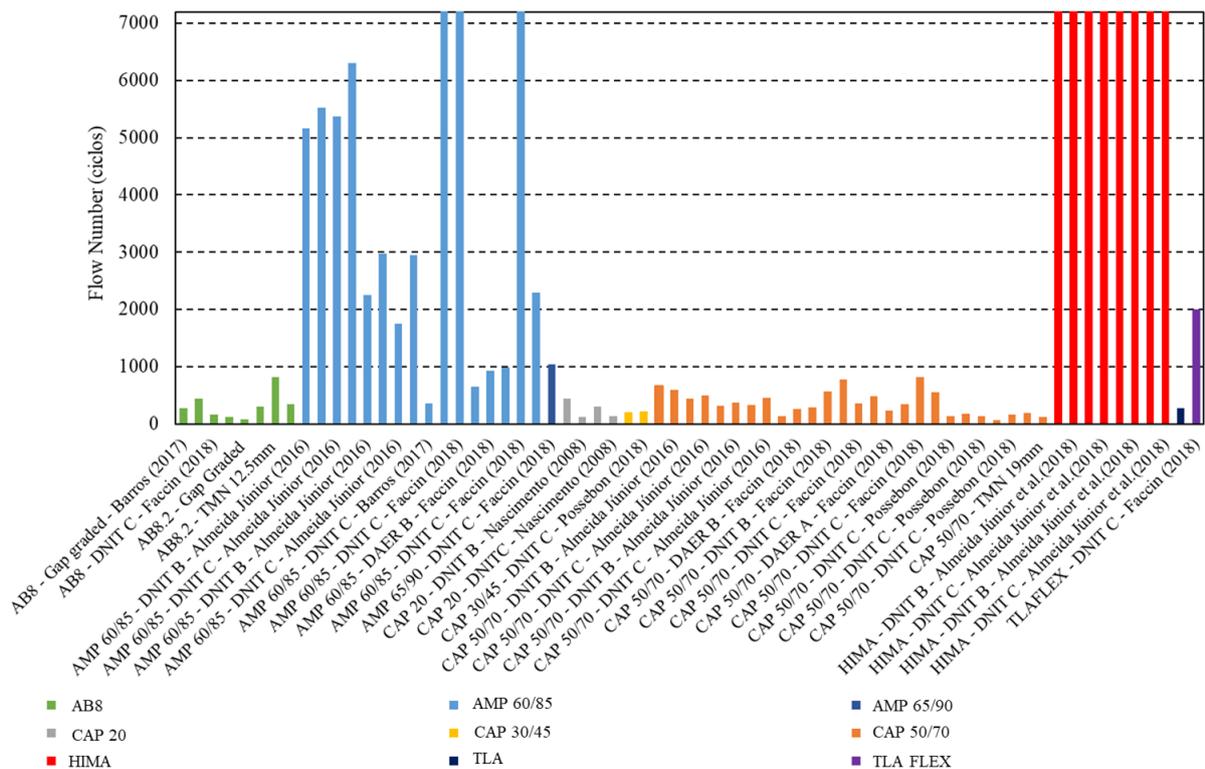


Figura 5. Banco de dados de resultados de *flow number* obtidos nesta pesquisa e de outros autores (autoria própria)

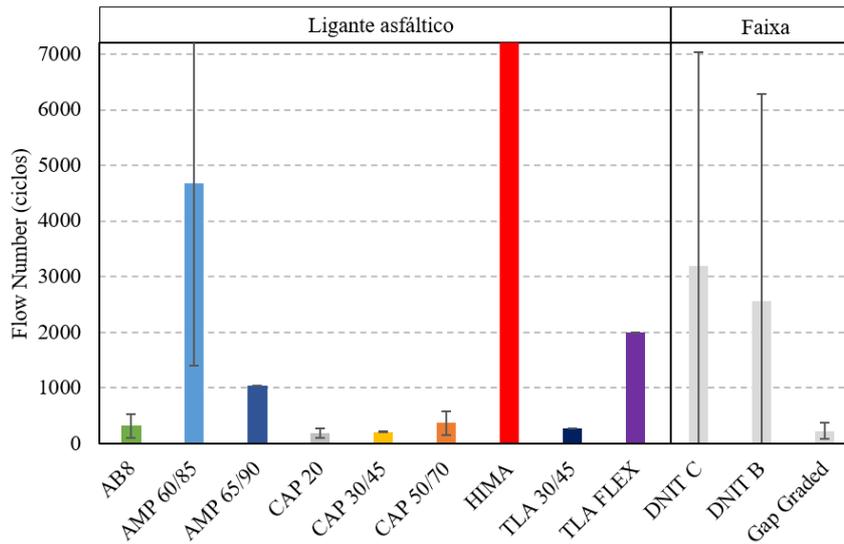


Figura 6. Gráfico de efeitos para as médias de *flow number* com os resultados experimentais e de outros autores (autoria própria)

Tabela 5. Correlação entre as características das misturas e o *flow number* obtido experimentalmente (autoria própria)

Parâmetro	Correlação com FN
Teor de ligante	-0,3979
Ponto de Amolecimento	0,9125
Penetração	0,0756
% Brita 3/4"	-0,2562
% Brita 3/8"	-0,1351
% Pó de pedra	0,5018
% Passante #200	0,3564

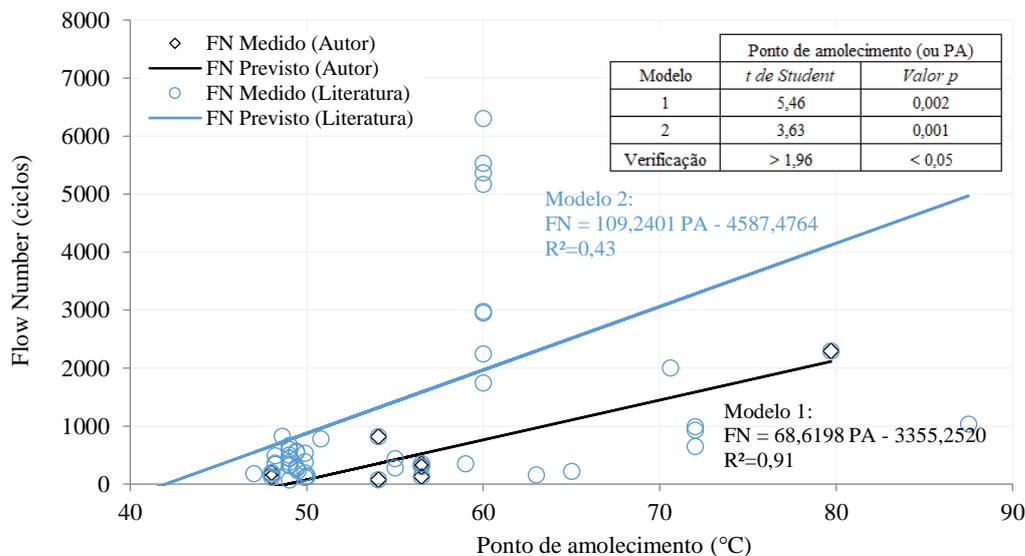


Figura 7. Modelos de regressão linear para *flow number* obtidos de resultados experimentais e de outros autores (autoria própria)

Observado o forte índice de correlação, foi gerado um modelo de regressão linear simples, tendo em vista descrever a relação entre o *flow number* e o ponto de amolecimento do ligante asfáltico. O modelo foi calibrado (i) apenas com os dados obtidos experimentalmente nesta pesquisa e (ii) com o

banco de dados de *flow number* apresentado na Figura 5. Quando considerados os resultados observados na literatura, o  $R^2$  do ajuste é reduzido para 0,43. Ademais, foi determinado, por intermédio dos parâmetros estatísticos *t de Student* e *valor p*, que a variável ponto de amolecimento é significativa para o *flow number* da mistura. Os modelos de regressão linear são apresentados na Figura 7.

## CONCLUSÕES

Este trabalho realizou um estudo sobre o efeito de variações em granulometria e tipo de ligante na previsão do comportamento à deformação permanente de misturas asfálticas através do *flow number*. Os seguintes parâmetros foram correlacionados com os valores obtidos por ensaio de FN: teor de ligante, ponto de amolecimento, penetração, % brita 3/4", % brita 3/8", % pó de pedra e % passante #200. Considerando a complexidade das interações entre granulometria e tipo de ligante, os seguintes pontos são destacados:

- Com relação aos dados experimentais, conclui-se que entre as variações de faixas densas não há um efeito significativo se comparada com as misturas tipo *gap graded* em um grau de significância de 5%.
- Dentro dos ligantes asfálticos analisados na matriz experimental apenas o AMP 60/85 e AB8.2 se distinguem dos demais em grau de confiabilidade de 95%.
- Um comportamento semelhante é verificado quando se analisam os dados em conjunto com outros autores, ou seja, não há uma diferença significativa em relação a média das misturas densas e as misturas com ligante modificado possuem maior resistência a deformação permanente, devendo se destacar os ligantes modificados por polímero.
- Dentre os fatores individuais avaliados, o ponto de amolecimento do ligante é o que melhor se correlaciona com os resultados de FN, principalmente em ligantes modificados com polímero;
- A avaliação de significância individual de parâmetros das misturas mostra que a regressão linear simples não é suficiente para previsão de *flow number* em escala nacional, sugerindo-se a exploração de modelos multivariáveis para este propósito;
- Embora os resultados obtidos com ponto de amolecimento indiquem governança deste fator, o efeito da granulometria não pode ser menosprezado, mantendo-se em mente a importância do esqueleto pétreo e da sofisticada interação entre tamanhos de partículas na resistência estrutural do concreto asfáltico, pontos estes, não abordados neste estudo.
- Deve ser igualmente ressaltada a baixa representatividade do *flow number* para misturas com asfalto borracha. Relata-se, por meio de monitoração em campo e estudos laboratoriais (Camargo e Bernucci, 2019; Faccin, 2018), que tais misturas podem apresentar desempenho em deformação permanente aceitável. Em oposição, foram obtidos valores de FN reduzidos, menos performantes que àqueles medidos para ligantes modificados por polímero. Pelo valor do *flow number*, as misturas com asfalto borracha aqui avaliadas seriam indicadas para tráfego leve a médio (Medina e Motta, 2020), com exceção da mistura com ligante AB 8.2 e Faixa C do DNIT, a qual seria indicada para rodovias de tráfego pesado.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos a toda a equipe do Laboratório de Pavimentação da UFRGS pelo suporte incondicional na realização da pesquisa, aos fornecedores de materiais para esta pesquisa e aos programas de fomento PETER (proveniente de recurso RDT da ANTT em parceria com as concessionárias VIA 040 e CCR Via Sul) e CAPES pelas bolsas de pesquisa.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA JÚNIOR, P. O. B.; BOEIRA, F. D.; SPECHT, L. P.; CERVO, T. C.; PEREIRA, D. S.; CENTOFANTE, R.; BARBOSA JR, V.; SILVA, C. C. Avaliação laboratorial do tipo e teor de ligante e da granulometria na deformação permanente de misturas asfálticas. *Transportes* v. 26, n. 2. 2018.
- ALMEIDA JÚNIOR, P. O. B. Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2016.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice. 2ª Edição. USA, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16505: Misturas asfálticas — Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida. Rio de Janeiro, 2016.
- BARROS, L. M. Deformação permanente de misturas asfálticas: avaliação do desempenho conforme critério de flow number de misturas quentes e morna. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2017.
- BASTOS, J. B. S. Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Ceará. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. Fortaleza, 2016a.
- BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H. Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo. *Revista Transportes* v. 25, n. 2, p. 29-40. 2017.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. Pavimentação asfáltica – formação básica para engenheiros. 1ª ed. (3ª reimpressão) Rio de Janeiro: PETROBRÁS, Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto, 2008.
- CAMARGO, F. F.; BERNUCCI, L. Case history study: field monitoring and performance prediction of a field-blended rubber asphalt mixture in Brazil. *International Journal of Pavement Engineering*, 20:2, 172-182, DOI: 10.1080/10298436.2017.1279484. 2019.
- CENTOFANTE, R. Estudo laboratorial da utilização de material fresado em misturas asfálticas recicladas a quente. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2016.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 184/2018 - ME: Pavimentação - Misturas asfálticas - Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.
- FACCIN, C. Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2018.
- MEDINA, J. de; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos pavimentos. 3ª ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2015.
- MOURA, E. de. Estudo da deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes. São Paulo, SP, 2010.
- NASCIMENTO, L. A. H. do. Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso compactador giratório e foco na deformação permanente. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
- POSSEBON, E. P. Estudo laboratorial das propriedades mecânicas de misturas com diferentes cimentos asfálticos de petróleo produzidos no Brasil. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2018.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### ESTUDO PRELIMINAR DA UTILIZAÇÃO DE FIBRA DE BURITI COMO REFORÇO EM CAMADA DE INFRAESTRUTURA DE PAVIMENTOS.

CLAUDENY SANTANA <sup>1</sup>; ALEXANDRE SIMAS <sup>2</sup>; FÁBIO MARTINO <sup>2</sup>; BENTO DE ATAÍDE <sup>2</sup> & MARCELINO AURÉLIO<sup>2</sup>.

#### RESUMO

Este trabalho tem como objetivo avaliar a influência da fibra da *Mauritia Flexuosa* (buriti) como material de reforço em camadas de infraestrutura de pavimentos. No procedimento experimental foram utilizados dois tipos de solos LA' e NG' pela classificação MCT e a fibra do buriti com dimensões de 20 mm. Para a confecção dos espécimes cilíndricos (10 cm x 20 cm) o teor de fibra adicionado ao solo foi de 0,75% em relação a sua massa seca distribuídas aleatoriamente. Além dos ensaios tradicionais de caracterização, foram realizados os ensaios de módulo de resiliência (MR), deformação permanente (DP) à baixa tensão ( $\sigma_3=0,04$  MPa e  $\sigma_d=0,08$  MPa) e verificação da ocorrência de *Shakedown* e ensaio para determinação do coeficiente de Poisson nos corpos de prova com e sem fibra. Os resultados demonstram que a fibra se mostrou sensível ao solo LA', ou seja, a interação fibra-matriz com o solo arenoso apresentou melhores resultados de MR (modelo composto) e de curvas de DP ajustadas com  $R^2 > 0,9$  no modelo de Guimarães (2009). No solo argiloso (NG'), a fibra pouco influenciou seu comportamento mecânico.

**PALAVRAS-CHAVE:** fibra do buriti, pavimentos, comportamento mecânico, deformação permanente.

#### ABSTRACT

This work aims to evaluate the influence of the fiber of *Mauritia flexuosa* (buriti) as a reinforcement material in sidewalk infrastructure layers. Two types of soils LA' and NG' by MCT classification and the buriti fiber with dimensions of 20 mm were used in the experimental procedure. To make the cylindrical specimens (10 cm x 20 cm) the fiber content added to the soil was 0.75% in relation to its dry mass randomly distributed. Besides the traditional tests of characterization, the tests of modulus of resilience (MR), permanent deformation (SD) at low stress ( $\sigma_3=0.04$  MPa and  $\sigma_d=0.08$  MPa) and verification of the occurrence of *Shakedown* and test for determination of Poisson's ratio in specimens with and without fiber were performed, that is, the fiber-matrix interaction with the sandy soil showed better results of MR (composite model) and SD curves fitted with  $R^2 > 0.9$  in the model of Guimarães (2009). In the clayey soil (NG'), the fiber had little influence on its mechanical behavior.

**KEY WORDS:** buriti fiber, pavements, mechanical behavior, permanent deformation.

<sup>1</sup> Programa de Pós-Graduação em Eng. de Transportes – COPPE/UFRJ claudeny.santana@pet.coppe.ufrj.br

<sup>2</sup> alexandre.simas@pet.coppe.ufrj.br; fabio.martino@pet.coppe.ufrj.br; marcelino.aurelio@pet.coppe.ufrj.br

## 1. INTRODUÇÃO

Segundo Casagrande (2005) a metodologia de reforço de solos com fibra começou a ser investigados pela década de 70, através de inclusão de fibras discretas e orientadas, com o passar do tempo passou-se a investigar a inclusão de fibras de maneira aleatória e distribuídas, tanto para solos estabilizados como não estabilizados, contribuindo principalmente no aumento de resistência, ductilidade e tenacidade.

Vendruscolo (2003) afirmou que o melhoramento das propriedades dos solos reforçados com fibras depende de algumas variáveis referentes às fibras, tais como: comprimento, teor, resistência, módulo de elasticidade, rugosidade e orientação do reforço. E também depende dos parâmetros do solo (grau de cimentação, forma e distribuição granulométrica), da tensão de confinamento e do modo de carregamento.

No que cerne ao comportamento mecânico de solos para utilização em camadas de pavimentos rodoviários, o maior ponto de atenção está na análise da tensão confinante aplicada nos ensaios, foi verificada uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, as fibras são arrancadas (Gray & Ohashi, 1983; Teodoro, 1999; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001; Heineck, 2002). A tensão confinante crítica é sensível a alguns parâmetros do compósito solo-fibra como fator de forma das fibras ( $l/d$ ), coeficiente de uniformidade e forma das partículas do solo (Gray & Maher, 1989).

Pesquisas mais atuais como as de Ikechukwu et. al (2021) tem analisado a interação de fibras no solo e sua relação com a permeabilidade do solo e poropressão, outros autores como Narani et. al (2020) investigaram o efeito de fibras têxteis nas deformações plásticas em solos a serem utilizadas em camadas de sub-base de pavimentos.

Desta maneira, a presente pesquisa apresenta de forma preliminar os resultados iniciais dos ensaios mecânicos de dois solos (arenoso e argiloso) adicionados teor de 0,75% de fibra com o objetivo de avaliar a influência da fibra da Mauritia Flexuosa (buriti) como material de reforço em camadas de infraestrutura de pavimentos.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### **Materiais**

O programa experimental deste estudo abrangeu a coleta de dois tipos de solos diferentes, moldagem de corpos de prova sem e com fibra e ensaios de caracterização física e mecânicos.

As atividades foram desenvolvidas no Laboratório do Programa de Pós-graduação de Engenharia de Transportes da COPPE/UFRJ.

Os solos (v. Figura 1) foram coletados na BR-040 trecho de Juiz de Fora – Rio de Janeiro, de maneira deformada, dispostos secos ao ar e em seguida destorroados e preparados para os ensaios subsequentes.



Figura 01. Solos utilizados no experimento. (a) Km16 (b) Km820. (AUTORES, 2022)

A fibra natural utilizada foi cedida por uma cooperativa no sul do estado do Piauí, disposta e comercializada localmente para fins de atividades artesanais sob forma em maços (v. Figura 2). Para a realização dos ensaios, estas foram cortadas com extensão final de 20 mm e secas ao ar.



Figura 02. Fibra do buriti utilizada no experimento. (a) Modo comercial (b) Fibra cortada. (AUTORES, 2022)

## Métodos

De forma complementar foram realizados os ensaios de compactação no Proctor Normal (DNER ME 162/94), Limites de Atteberg (DNER ME 122/94 e DNER ME 082/94), Classificação HRB e Metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1981) nos solos.

Os ensaios mecânicos foram conduzidos no solo puro e em uma mistura solo/fibra com teor de 0,75% de fibra por massa seca, moldados corpos de prova cilíndricos com dimensões de 10 x 20 cm compactados na umidade ótima. Realizou-se nestes espécimes os ensaios de módulo de resiliência (NORMA DNIT 134/2018 – ME) e deformação permanente (NORMA DNIT 179/2018 – IE). A Figura 03 ilustra os corpos de prova moldados com a fibra pós compactação.



Figura 03. Corpos de prova moldados com fibra. (a) Km16\_FB (b) Km820\_FB.  
(AUTORES, 2022)

O ensaio de deformação permanente foi realizado à uma frequência de 5 Hz e no segundo par de tensões ( $\sigma_3=0,04$  MPa e  $\sigma_d=0,08$  Mpa) com intuito de simulação no programa MeDiNa de um pavimento de baixo custo com composição para baixo tráfego.

Para melhor compreensão no próximo capítulo desta pesquisa, optou-se por utilizar uma nomenclatura de identificação dos espécimes utilizados nos ensaios Km16\_SF e Km16\_FB para o solo coletado no Km 16 da BR-040 sem fibra e com fibra respectivamente e Km820\_SF e Km820\_FB para o solo coletado no Km 820 da BR-040 sem fibra e com fibra respectivamente.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Ensaio de caracterização dos solos

A Tabela 01 apresenta sucintamente os resultados dos ensaios de caracterização realizados nos solos coletados.

Tabela 01. Caracterização física dos solos utilizados na pesquisa. (AUTORES, 2022)

Solo	LL	LP	IP	IG	HRB	MEAS	Hot	MCT
Km 16	58,69	45,79	12,9	3	A-7-5	1802,52 g/cm <sup>3</sup>	21,15%	NG'
Km 820	27,2	23,95	3,25	0	A-2-4	1383,68 g/cm <sup>3</sup>	11,68%	LA'

Para a investigação do tipo do material, foi utilizado o procedimento adotado pela American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e desenvolvido pelo Highway Research Board (HRB). O sistema de classificação utiliza como base os ensaios de granulometria e os índices físicos (limite de liquidez e limite de plasticidade), culminando no cálculo do índice de grupo (IG), que varia de 0 a 20. Teoricamente, solos com IG = 0 possuem a uma ótima capacidade de suporte, sendo os de IG = 20 solos com baixíssima capacidade de suporte. O método de projeto de pavimentos flexíveis do DNER (1981), traz uma correlação entre IG e ISC (ISC determinado em função do IG).

Nos solos estudados e conforme exposto, observa-se que o solo Km820 resultou em um material areno-siltoso e conforme o IG obtido um valor de correlação de ISC para subleito de 20%. Ainda para este solo considerando a classificação MCT o solo foi classificado como laterítico arenoso (LA') indicado conforme Nogami e Villibor (1995) para quaisquer uma das camadas de pavimento, incluindo a base, reforço e revestimento primário.

Por seu turno, o solo Km16, apresentou características argilosas, conforme a classificação HRB evidenciada principalmente pela sua umidade ótima (solos argilosos possuem tendência de alto valor de umidade) e pelo índice de plasticidade (IP=12,9). Além disto, a classificação MCT resultou em um solo NG', cujo segundo os mesmos autores, não possui indicação para utilização como material constituinte em camadas de pavimento.

### Ensaio mecânicos

Dando início aos resultados oriundos dos ensaios mecânicos de módulo de resiliência a Figura 04 apresenta os gráficos em função da tensão confinante ( $\sigma_3$ ) do solo Km16 sem e com fibra do buriti.

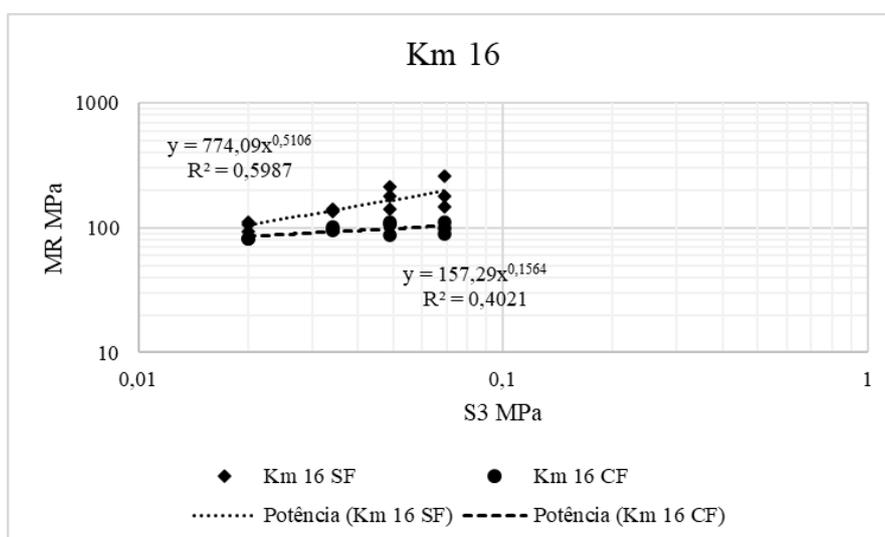


Figura 04. Gráfico de MR amostras de solo Km16 em função de  $\sigma_3$ . (AUTORES, 2022).

Apesar de que na literatura solos argilosos sejam melhor representados em função da tensão desvio ( $\sigma_d$ ), observou-se melhor representatividade em  $\sigma_3$ , mesmo que estes tenham resultados em  $R^2$  de no máximo 0,6. Outro ponto a destacar está no valor de  $k_1$  que para o solo Km16\_FB houve um decréscimo em torno de 80% do valor do MR quando comparado ao Km16\_SF.

Isto pode ser explicado pelo fato que o solo argiloso não possui boa interação com a fibra, permitindo que ela aja como um elemento de reforço.

Como exemplo, pesquisas como a de Al-Mahbashi et. al. (2021) utilizaram um percentual de 6% de cal para estabilização de solo argiloso a fim de assegurar uma ligação mais efetiva da fibra com as partículas de solo. Isto garantiu aos compósitos valores de MR entre 300 e 500 MPa com fibra de polipropileno.

A Figura 05 apresenta os gráficos em função da tensão confinante ( $\sigma_3$ ) do solo Km20 sem e com fibra do buriti.

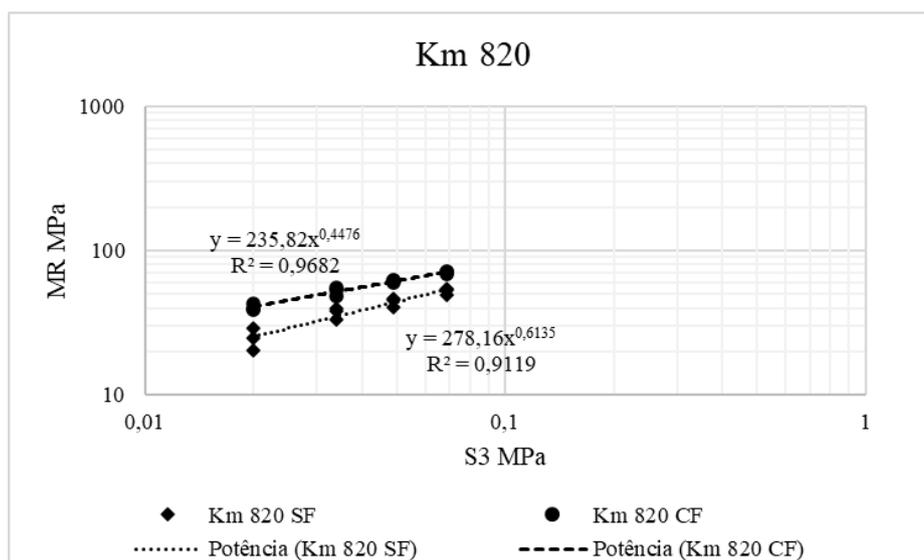


Figura 05. Gráfico de MR das amostras Km820 em função de  $\sigma_3$ . (AUTORES, 2022).

Diferente dos resultados com as amostras anteriores, o solo arenoso (Km820) apresentou valores de MR em função de  $\sigma_3$  com elevada correlação ( $R^2 > 0,9$ ) o que indica resultados mais adequados à proposta de reforçar o solo melhorando suas condições mecânicas.

Considerando os valores médios obtidos a partir de cada par de tensão aplicado no ensaio, tem-se os valores de 154 MPa e 95 MPa para as amostras Km16\_SF e Km16\_FB respectivamente e de 40 MPa e 56 MPa para as amostras Km820\_SF e Km820\_FB, reafirmando que a fibra não conseguiu desenvolver um comportamento de reforço na amostra argilosa, já na amostra arenosa houve um aumento de 28% no valor médio de MR, isto pode ser explicado pela interação mais efetiva da fibra do buriti com este tipo de solo, permitindo a ação de intertravamento entre os materiais.

Por fim, a Tabela 02 apresenta os valores dos coeficientes de regressão do modelo composto de MR proposto por Macêdo (1996).

Observa-se que em todas as amostras houve um melhor ajuste do coeficiente de determinação, com valores superiores à 0,9 para as amostras Km820\_SF e Km\_820FB, onde do ponto de vista estatística demonstra melhor representatividade dos resultados.

Tabela 02. Coeficientes de regressão modelo composto. (AUTORES, 2022)

Amostra	k1	k2	k3	R <sup>2</sup>
<b>Km16_SF</b>	950,24	0,8	-0,28	0,888
<b>Km16_FB</b>	171,32	0,28	-0,12	0,657
<b>Km820_SF</b>	219,22	0,44	0,12	0,969
<b>Km820_FB</b>	219,45	0,36	0,08	0,989

Considerando o coeficiente  $k_1$  para estes mesmos solos, entende-se que a fibra do buriti não altera o comportamento mecânico do solo, porém apresenta os demais coeficientes mais ajustados ao modelo. A presente pesquisa também completou o ensaio de deformação permanente à baixa tensão, visando verificar o comportamento das amostras quanto às deformações plásticas oriundas do carregamento cíclico. A Figura 06 apresenta resumidamente

Na Tabela 03 são apresentados os parâmetros de deformabilidade permanente modelo proposto por Guimarães (2009), a regressão não-linear múltipla foi realizada no programa Excel® Solver.

Tabela 03. Parâmetros de deformabilidade permanente, modelo de Guimarães (2009), (AUTORES, 2022).

PDP	Km16_SF	Km16_FB	Km820_SF	Km820_FB
$\Psi_1$	0,012319296	0,027448304	1,001869986	0,646319907
$\Psi_2$	-0,124494939	-0,181568442	0,948520175	1,546474792
$\Psi_3$	0,110830276	-0,554266103	0,994605275	1,121410554
$\Psi_4$	0,332712799	0,254162584	0,084373100	0,127782103
$\sigma_3/\text{atm}$	0,394866732	0,394866732	0,394866732	0,394866732
$\sigma_d/\text{atm}$	0,789733465	0,789733465	0,789733465	0,789733465
<b>R<sup>2</sup></b>	<b>0,923985265</b>	<b>0,908050969</b>	<b>0,856969929</b>	<b>0,946124795</b>

Os ensaios conduzidos resultaram em coeficientes de determinação acima de 0,85, indicando boa representatividade do modelo adotado, com destaque à amostra Km820\_FB. A Figura 06 apresenta as curvas ajustadas de deformação em função da quantidade de ciclos das amostras ensaiadas.

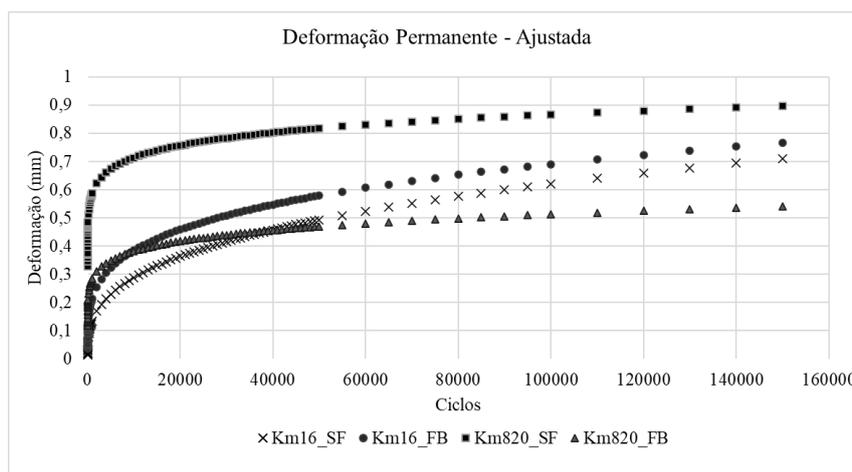


Figura 06. Gráfico de DP ajustada ao modelo de Guimarães (2009) (AUTORES, 2022).

No estudo desenvolvido por Narani et al. (2020) que utilizaram uma mistura de solo arenoso com fibras têxtil de pneu à diferentes teores (0 a 4% de teor de fibra por massa seca) as deformações plásticas aumentaram com o incremento da fibra, na presente pesquisa destacando-se as amostras Km820\_SF e Km820\_FB respectivamente, observa-se situação inversa, onde ocorreu diminuição da deformação plástica de 0,9 mm para 0,5 mm respectivamente a partir dos 100 mil ciclos, tendendo à um acomodamento.

Para as amostras Km16\_SF e Km16\_FB apesar de deformações entre 0,6 mm e 0,7 mm observou-se o comportamento de aumento da deformabilidade com o aumento dos ciclos.

Ainda sobre deformação permanente, de acordo com o modelo gráfico de DAWSON e WELLNER, citado por WERKMEISTER (2003), para a pesquisa de ocorrência do *shakedown* das amostras, é apresentado os gráficos gerados a partir dos resultados na Figura 07.

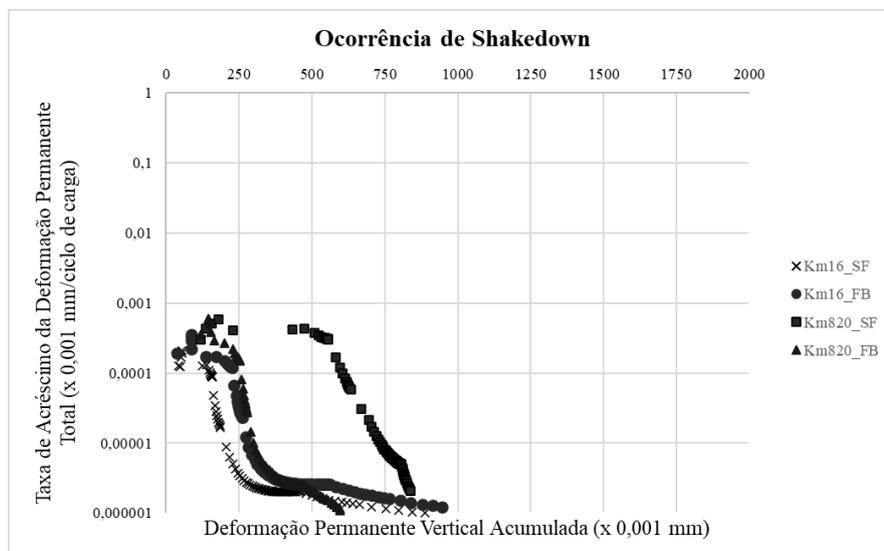


Figura 07. Gráfico de DP ajustada ao modelo de Guimarães (2009) (AUTORES, 2022).

Observa-se que excetuando-se a amostra Km820\_SF, que apresentou o comportamento do tipo AB indicado por Guimarães (2009), apresentando significativas deformações permanentes iniciais seguidas de acomodamento plástico, ou seja, após uma quantidade expressiva de deformações plásticas este entra em *shakedown* (Lima, 2020).

As demais amostras, independente da presença de fibra, apresentaram comportamento do tipo B onde o material não entra em *shakedown*, apesar de apresentar inicialmente um comportamento semelhante ao A, a DP é aceitável até determinada quantidade de ciclos podendo haver colapso pois as deformações tendem a ser cumulativas e aumentarem progressivamente como visto na Figura 06

Os estudos conduzidos por Narani et. al. (2020) também analisaram a ocorrência de *shakedown* encontrando nos solos com adição de fibra os comportamentos do tipo A (1% e 2% de fibra) e B (3% e 4%).

#### 4. CONCLUSÃO

A presente pesquisa teve como objetivo avaliar a influência da fibra da Mauritia Flexuosa (buriti) como material de reforço em camadas de infraestrutura de pavimentos. Dentre os resultados obtidos, destacam-se abaixo os principais pontos a serem citados:

- 1- Os solos argilosos não possuem boa interação com a fibra do buriti;
- 2- Os resultados dos ensaios de MR para as amostras Km16\_SF e Km16\_FB obtiveram valores decrescentes, devido a pouca interação da fibra ao material argiloso, fato contrário ocorreu com as amostras Km820\_SF e Km820\_FB, onde houve incremento de 28% no valor médio de MR respectivamente.
- 3- O modelo composto de MR proposto por Macedo (1995) apresentaram coeficientes  $R^2 > 0,9$ , do ponto de vista estatístico demonstra melhor representatividade dos resultados.
- 4- Nas amostras Km820\_SF e Km820\_FB, ocorreu diminuição da deformação plástica de 0,9 mm para 0,5mm respectivamente a partir dos 100 mil ciclos, tendendo ao acomodamento.
- 5- Excetuando-se a amostra Km820\_SF, que apresentou o comportamento do tipo AB, as demais amostras apresentaram comportamento B em uma análise de ocorrência de *shakedown*.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



A presente pesquisa se mostra promissora para utilização da fibra do buriti em solos constituintes de camadas de pavimentos, principalmente com características típicas das amostras de solo Km820 (solo arenoso). Seguindo a pesquisa, serão estudados pavimentos de baixo custo cujo uma das camadas de material serão o solo com a adição de fibra do buriti.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BENTO ROQUE, P.F. (2017). Uso de Materiais Alternativos para Melhoria de Solos em Pavimentação. Tese de Doutorado, Publicação n° G.DM 131/17, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141p.

CASAGRANDE, M. D. T.. Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2012.

GUIMARÃES, A. C. R. (2001) Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

GUIMARÃES, A. C. R. (2009) Um Método Mecânico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

IKECHUKWU, F. A., MOHAMED M.H. MOSTAFA, W. E. K.. Pre-compression and capillarity effect of treated expansive subgrade subjected to compressive and tensile loadings. Case Studies in Construction Materials, 2021

LIMA, C. D. A. Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Tese de doutorado. COPPE-UFRJ. 2020.

MEDINA, J. e MOTTA, L, M, G. (2015) Mecânica dos Pavimentos. 3ª ed. Editora Interciências, Rio de Janeiro, RJ.  
NARANI, S.S., ABBASPOUR, M., MOHAMMAD, S.M. M., NEJAD F. M.. Long-term dynamic behavior of a sandy subgrade reinforced by Waste Tire Textile Fibers (WTTFs). Transportation Geotechnics, 2020.

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D.F. (1995) Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. Editora Villibor, São Paulo, SP.

VENDRUSCOLO, M. A. Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para aplicação como reforço de base de fundações superficiais. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGE/UFGRS, Porto Alegre 2003. 224p.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F. (2001). Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept. Transportation Research Record n° 01-0152, Washington, DC.

WERKMEISTER, S., NUMRICH, R., DAWSON, A., WELLNER, F. (2003). Design of Granular Pavement Layers Considering Climatic Conditions. Transportation Research Board, 82° Annual Meeting. January 12-16, 2003, Washington D.C.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### Técnico Científico

Bento Gonçalves, Rio Grande do Sul - 09 a 13 de agosto de 2022

### Investigação da aderência de interface de revestimentos asfálticos reforçados com geossintéticos em seção experimental no Aeroporto Internacional de Salvador

*TIAGO RODRIGUES SOUZA<sup>1</sup>; NATÁLIA DE SOUZA CORREIA<sup>2</sup>*

#### RESUMO

Este estudo tem como objetivo avaliar a aderência de interface de seções de revestimento asfáltico reforçado com geossintéticos construídas no Aeroporto Internacional de Salvador, Bahia. Foram construídas 24 seções experimentais com diferentes geossintéticos e uma seção controle, as quais foram impregnadas com quatro taxas de aplicação de ligante asfáltico. Corpos-de-prova de 150 mm foram então extraídos e testados usando equipamento de cisalhamento Leutner shear test. Os resultados demonstraram que aderência de interface aumentou com maiores taxas de aplicação de ligante asfáltico. As características de resistência ao cisalhamento da interface foram influenciadas pelas propriedades dos geossintéticos e da superfície asfáltica, incluindo a estrutura de confecção dos materiais, a espessura e massa por unidade de área de suporte geotêxtil não tecido, a capacidade de retenção de asfalto dos geossintéticos, bem como a presença de superfície fresada e com alto resultado de macrot textura.

**PALAVRAS-CHAVE:** Reforço de Geossintéticos, pavimento de aeroportos, geossintético, taxa de ligante, aderência.

#### ABSTRACT

This study aims at evaluating the interface shear strength characteristics of full-scale geosynthetic-reinforced asphalt overlay sections constructed at Salvador International Airport, Bahia. Specifically, 24 experimental sections including five different geosynthetic reinforcements and a control section were constructed and impregnated with four different tack application rates. Asphalt cores of 150 mm diameter were extracted and tested in the laboratory using Leutner shear tester. Results demonstrated that the interface shear strength increased with increasing tack application rates. The shear strength characteristics of the interface were influenced by the properties of the geosynthetics and the asphalt surface, including the geosynthetics structure, the thickness and mass per area of non-woven geotextile backing, the asphalt retention capacity of the geosynthetics, as well as the presence of a milled surface and a high macro-texture.

**KEY WORDS:** Geosynthetic reinforcement, Airport pavement, geosynthetic, tack application rates; shear bond strength.

<sup>1</sup> Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP – Brasil.

<sup>1</sup> Vinci Airpots Brasil, Salvador/BA – Brasil. [civil.souza@gmail.com](mailto:civil.souza@gmail.com)

<sup>2</sup> Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP – Brasil. [ncorreia@ufscar.br](mailto:ncorreia@ufscar.br)

## INTRODUÇÃO

A demanda por infraestrutura de transportes no Brasil vem aumentando, seja pelos modais terrestres, aéreos ou fluviais. Em aeroportos, esta demanda é impulsionada pelo turismo, viagens de negócio e pelo transporte de cargas nacionais e internacionais, (CNT, 2018). No entanto, o baixo investimento realizado nos pavimentos aeroportuário nos últimos anos ocasionou uma demanda na recuperação das infraestruturas nos aeroportos, além das já necessárias construções de novas infraestruturas para suportar o aumento do tráfego de demandas futuras projetadas (CNT, 2017).

A recuperação de pavimentos aeroportuários têm características diferentes dos pavimentos rodoviários, justificados pela diferença da carga entre o tráfego frente à solicitação realizada por veículos leves ou caminhões de transportes como é o caso das rodovias. Uma alternativa técnica de revitalização e reconstrução de pavimentos que vem se mostrando vantajosa é a utilização de geossintéticos. As aplicações de geossintéticos em pavimentos incluem a separação de camadas, estabilização de bases de estradas, estabilização de subleitos, drenagem lateral e a migração de trincas refletivas em revestimentos asfálticos (Zornberg, 2017). Na recuperação/reabilitação de revestimentos asfálticos, a inserção de um geossintético adequadamente especificado entre o revestimento asfáltico antigo e novo tem a função de manter a integridade do revestimento asfáltico estrutural e, por sua vez, reduzir ou eliminar propagação de trincas (Ali Khodaii, 2009; Correia e Zornberg, 2016) e mecanismos de degradação causados (ou acelerados) pela entrada de água através das trincas (Shukla e Yin, 2004).

A presença de uma camada intermediária entre as camadas asfálticas, por outro lado, pode comprometer a aderência (efeito descolagem), reduzindo a eficiência global do pavimento (Canestrari *et al.* 2018). Contudo, para que haja eficiência na utilização de geossintéticos como reforço em pavimentos, é preciso utilizar as técnicas corretas de instalação deste material. Os fatores que afetam a aderência de interface reforçada com geossintéticos são muitos, dentre eles a falta de limpeza da superfície de aplicação, a escolha inadequada do geossintético, técnicas inadequadas de instalação e a incorreta taxa de pintura de ligação entre as camadas, levando-se em conta as variáveis dos materiais a serem trabalhados. Walubita *et al.* (2018) sugere que com o expressivo aumento do uso desses reforços geossintéticos, a aderência entre as camadas torna-se um aspecto ainda mais crítico, e estudos limitados têm sido direcionados especificamente sobre parâmetros de aderência com a presença de reforços geossintéticos.

Este estudo apresenta uma investigação da resistência ao cisalhamento de interface de revestimentos asfálticos reforçados com geossintéticos em seção experimental realizada no Aeroporto Internacional de Salvador, considerando diferentes taxas de ligante asfáltico. Foram extraídos corpos-de-prova cilíndricos e realizados ensaios com equipamento Leutner shear test.

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para a realização deste estudo, a primeira etapa foi a construção das seções teste no Aeroporto Internacional de Salvador, Bahia. Este processo iniciou-se pela escolha do local, passando pela remoção de parte da camada asfáltica de desgaste realizada por fresagem à frio, limpeza do local, aplicação das 4 diferentes taxas de emulsão asfáltica catiônica de ruptura rápida RR-2C. Na sequência, foi feita a instalação de 5 diferentes tipos de geossintéticos especificamente indicados para reforço de revestimento asfáltico, seguido da aplicação do concreto asfáltico usinado à quente (CAUQ), compactação, a delimitação por pintura de marcação das zonas de estudos (*Tiles*). Posteriormente, foi

feita a retirada de corpos-de-prova para ensaios de cisalhamento, em laboratório. A segunda etapa do estudo consistiu na realização de ensaios de laboratório utilizando o ensaio de cisalhamento Leutner shear test (1979), os quais foram realizados no laboratório de Geotecnia e Geossintéticos da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).

### Processo Construtivo da Seção Teste

Para a realização deste estudo, a primeira etapa foi a construção das seções teste no Aeroporto Internacional de Salvador, Bahia. A seção teste em escala está localizada ao lado do pátio 3 de aeronaves do Aeroporto de Salvador. Sua localização possibilita maior controle e rigor na confecção da seção de pavimento, por se tratar de uma área não operacional. A Figura 1 apresenta a localização e as dimensões da seção teste.

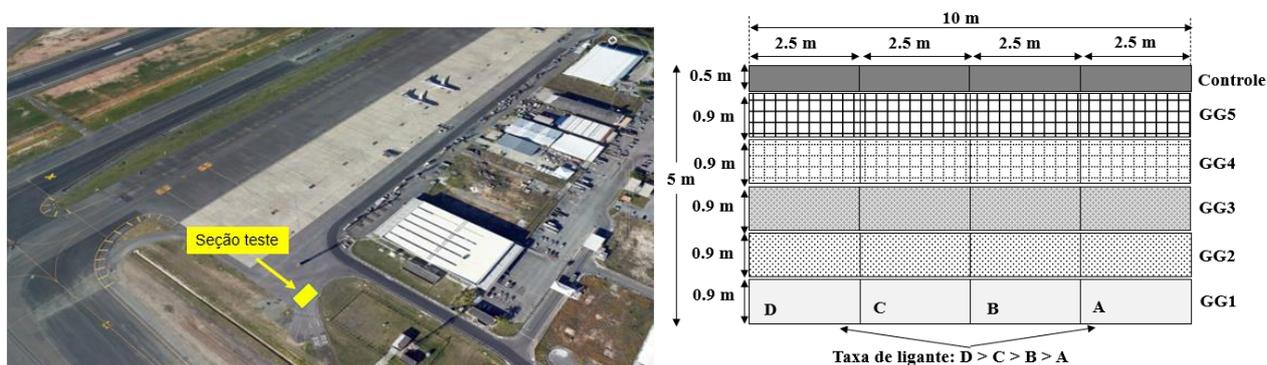


Figura 1. Localização e dimensões da seção teste no Aeroporto Internacional de Salvador (AUTORES, 2022).

A preparação da área para aplicação do CAUQ e dos geossintéticos, foi realizada pela remoção parcial da camada de desgaste pelo processo de fresagem a frio. Com o auxílio de uma fresadora modelo W200 da Wirtgem, uma espessura de 20 mm da camada de desgaste do asfalto local foi removida deixando uma camada residual de 40 mm e uma superfície com aspecto ranhurado, com sulcos de 8 mm de profundidade e uma macro textura média de 1,2 mm (ABNT NBR 16504, 2016). A Figura 2 apresenta a fresagem sendo realizada na área delimitada da faixa teste e o aspecto superficial após fresagem do pavimento.



Figura 2. Fresagem sendo realizada na área delimitada da faixa teste e aspecto superficial após fresagem do pavimento (AUTORES, 2022).

Após a limpeza do local, foi realizada a aplicação da emulsão asfáltica RR-2C na seção teste, a qual foi aplicada em 4 diferentes taxas (residuais), inicialmente definidas em 250g, 500g, 750g e 1000g de asfalto por m<sup>2</sup>. Dadas as características dimensionais da seção teste (10 m de comprimento por 5 m de largura), o método escolhido de aplicação da taxa de emulsão foi pelo processo de aspersão manual com barra, o que demandou um treinamento prévio do operador para assegurar ao máximo a taxa de aplicação prevista em projeto. O uso de emulsão asfáltica é recomendado por meio da especificação ET-DE-P00/043 (DER, 2006) que orienta sobre serviços de tratamento anti-reflexão de trincas com geossintético em obras rodoviárias. A emulsão RR-2C apresenta viscosidade de Sybolt Furol a 50°C (ABNT NBR 14491, 2007) de 182,5 s, peneiração (0,84mm) de 0,03% massa (ABNT NBR 14393, 2012) e teor de resíduo seco de 53% massa (ABNT NBR 14376, 2019).

Para coleta das taxas de aplicação de ligante aplicadas, foram utilizadas bandejas coletoras e, com auxílio de uma balança de precisão, aferiu-se o peso bruto da taxa aplicada em g/m<sup>2</sup>. Posteriormente, com o conhecimento prévio do residual de asfalto (53%) do material de aplicado (RR-2C), aferiu-se o residual do asfalto efetivamente aplicado na seção teste em cada faixa. Ao final dos trabalhos, o resultado das taxas residuais de asfalto aplicadas nas diferentes zonas da seção teste foram 259,2g/m<sup>2</sup> (A), 544,8 g/m<sup>2</sup> (B), 788,2 g/m<sup>2</sup> (C) e 1052,0 g/m<sup>2</sup> (D).



Figura 3. Testes de aplicação da taxa de emulsão e aplicação da emulsão durante a construção da seção experimental (AUTORES, 2022).

Para a construção da seção teste, foram instalados 5 diferentes tipos de geossintéticos, comumente empregados como reforço de revestimentos asfálticos, aqui determinados como GG1, GG2, GG3, GG4 e GG5. A escolha dos diferentes tipos de geossintéticos foi realizada de forma a abranger as mais diferentes características de geogrelhas e geocompostos. A Tabela 1 apresenta as principais características dos geossintéticos. A instalação dos geossintéticos foi feita de forma manual e ocorreu imediatamente após o rompimento da camada de imprimação. A Figura 4 apresenta a instalação dos geossintéticos realizada na seção teste após a pintura de ligação.

Tabela 1 – Características dos Geossintéticos

Tipo	GG1	GG2	GG3	GG4	GG5
	Geogrelha	Geocomposto	"Paving mat"	Geocomposto	Geocomposto
Composição	Fibra de vidro	Geogrelha de fibra de vidro e não tecido de Poliéster	Microfibra de vidro e geotêxtil não tecido de Poliéster	Geogrelha de fibra de vidro e não tecido de Polipropileno	Geogrelha de fibra de Poliéster e não tecido de Polipropileno
Abertura da malha (mm x mm)	20x25	31x30	-	29x32	33x39
Massa por unidade de áreas (g/m <sup>2</sup> )	412	382	145	600	210
Massa do geotêxtil por unidade de área (g/m <sup>2</sup> )	-	168	-	27.5	57.7
Resistência à tração Longitudinal (kN/m)	75	50	30	50	50
Resistência a tração transversal (KN/m)	95	50	30	50	50
Alongamento na ruptura	<3%	<3%	<7%	<3%	<6%
Cobertura	Polimérica	Betuminosa	Elastomérica	Betuminosa	Betuminosa



Figura 4. Geossintéticos aplicados na seção teste após a pintura de ligação, no Aeroporto de Salvador (AUTORES, 2022).

Posteriormente a instalação dos geossintéticos, foi realizada a aplicação do CAUQ. O material tem características que se enquadravam na Faixa 3 da norma DIRENG 04.05.610, apropriada para pavimentos flexíveis aeroportuários. A Tabela 2 apresenta a faixa da mistura asfáltica utilizada na construção da seção teste. A temperatura de aplicação do CAUQ foi aferida antes e durante o processo construtivo (onde a temperatura mínima de projeto seria 140°C) trazendo maior confiabilidade ao trabalho.

Tabela 2. Faixa da mistura asfáltica utilizada na construção da seção teste (AUTORES, 2022).

Peneiras	Faixa da mistura superior	Faixa da mistura inferior
25.4 (#1")	100.0	100.0
19.1 (#3/4")	100.0	100.0
15.9 (#5/8")	100.0	100.0
12.7 (#1/2")	98.2	93.2
9.52 (#3/8")	89.4	89.5
4.76 (#4)	67.5	72.6
2.00 (#10)	41.1	56.5
0.42 (#40)	20.2	39.2
0.177 (#80)	12.3	10.2
0.074 (#200)	5.6	5.3

A aplicação do CAUQ foi realizada de forma mecanizada, utilizando os seguintes equipamentos: Vibroacabadora Ammann modelo AFT 500, Rolo compactador Duplo tandem Ammann – Lastreado 11 ton e Rolo de pneus Ammann – Lastreado 12 ton. O processo de aplicação do material e compactação foram os mesmos utilizados nos trabalhos rotineiros do aeroporto determinados de forma empírica. Desta forma se utilizou da expertise da equipe para se determinar as características mecânicas da vibroacabadora, o peso dos rolos e o número de passadas de compactação para proferir a energia necessária de compactação para atingir o grau de compactação ideal. Outros índices também foram controlados durante a construção da seção testes como a frequência de vibração dos equipamentos, processos de entrada e saída dos rolos no início da compactação e aferição eletrônica e mecânica da espessura. O processo consistiu no espalhamento do material com auxílio da vibroacabadora, compactação inicial realizada com rolo duplo tandem em um total de 30 passadas e compactação com rolos de pneus realizando 20 passadas de compactação. O resultado final foi um material com grau de compactação próximo de 100%. A Figura 5 apresenta a compactação do CAUQ durante a execução da seção teste.



Figura 5 - Compactação do CAUQ durante a execução da seção teste no Aeroporto de Salvador (AUTORES, 2022).

Após a aplicação do CAUQ e seu resfriamento natural (48 horas), as zonas de teste (*Tiles*) foram delimitadas por pintura, realizada diretamente na seção teste. Este processo auxiliou na delimitação exata das áreas e posteriormente contribuiu para a coleta dos corpos-de-prova de forma precisa. A coleta dos corpos de prova se iniciou 48 horas após o término dos trabalhos de execução da seção teste. Para cada *Tile* se convencionou a retirada de 5 corpos-de-prova, de forma a se obter

um coeficiente de variação dos resultados inferior a 20%. Como a seção teste é composta por 24 *Tiles*, foram sacados 120 corpos-de-prova que posteriormente foram devidamente embalados em plástico bolha e transportados para o laboratório de Geotecnia e Geossintéticos da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). Posteriormente, prosseguiu-se com a realização dos ensaios em laboratório. A Figura 6 apresenta a faixa teste segmentada em zonas homogêneas (*Tiles*) e a extração dos corpos-de-prova.



Figura 6 - Faixa teste segmentada em zonas homogêneas (*Tiles*) e extração dos corpos-de-prova (AUTORES, 2022).

### Realização de Ensaios Laboratoriais

O teste de cisalhamento de Leutner (1979) é um teste de cisalhamento puro entre as camadas onde se aplica uma taxa constante de deslocamento de cisalhamento na interface entre duas camadas de revestimento asfáltico (Collop *et al.*, 2009). Usando um equipamento de força hidráulica acoplado a um sistema eletrônico, se aplica uma taxa de deslocamento de cisalhamento de 50,8 mm/min até a ruptura da interface ou deslocamento cisalhante de 15 mm. Este ensaio é realizado em temperatura controlada de 20°C. Vários estudos utilizaram a mesma taxa de deslocamento cisalhante, tais como Canestrari *et al.* (2018), Sudarsanan *et al.* (2018), Pasetto *et al.* (2019) e Correia e Mugayar (2021). Uma largura de folga (*gap*) de 2,5 mm entre os anéis de cisalhamento foi usada para reduzir os danos nas bordas causados por possíveis desalinhamentos da interface do corpo-de-prova em relação ao plano de cisalhamento. Este procedimento foi recomendado por Colop *et al.* (2009) e Canestrari *et al.* (2018). Nesta pesquisa, foram rejeitadas amostras que apresentaram ruptura nas camadas asfáltica superior ou inferior. A Figura 7 apresenta exemplo de corpos-de-prova válidos, após ensaio de cisalhamento, que romperam na interface.



Figura 7. Exemplo de corpos-de-prova válidos após ensaio de cisalhamento que romperam na interface.

## RESULTADOS E ANÁLISES

O principal resultado obtido pelo teste de cisalhamento Leutner é a tensão máxima de cisalhamento ( $\tau$ ) que é a relação de carga máxima de cisalhamento pela área de atuação do anel de cisalhamento do aparelho. A Figura 8 mostra a curva típica do ensaio de cisalhamento Leutner aqui demonstrado pelos resultados de tensão máxima de cisalhamento da GG4, nas 4 diferentes taxas de aplicação da emulsão asfáltica aplicadas em campo.

Na Figura 8, observa-se uma crescente resistência ao cisalhamento com o aumento da taxa de emulsão. Contudo, pode-se observar que, neste caso, a taxa C de 788g/m<sup>2</sup> levou a melhores resultados frente às taxas A e B, mas também a melhores resultados em comparação a taxa D de 1052g/m<sup>2</sup>. Isso corrobora com a hipótese de uma taxa ótima de ligante. Contudo, este resultado não pode ser considerado análogo para todos os reforços geossintéticos ensaiados neste estudo pois, como informado na literatura, as características físicas dos reforços geossintéticos interferem diretamente nos resultados de resistência ao cisalhamento (aderência de interface) e nas taxas ótimas para a obtenção de superiores resultados de resistência aderência de interface.

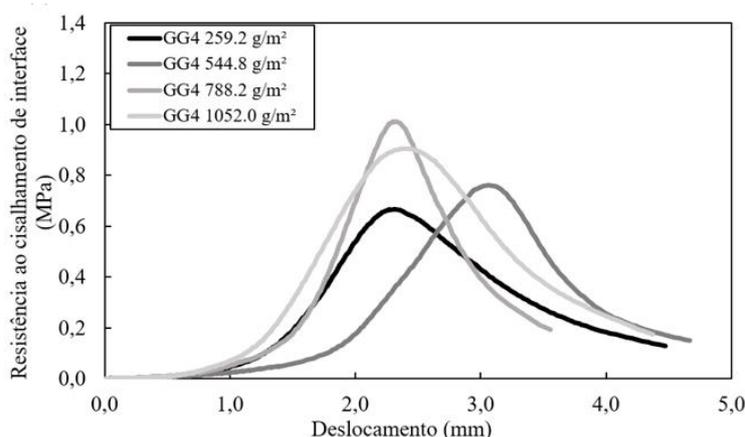


Figura 8. Resultados típicos do ensaio de cisalhamento *Leutner* da interface composta pela GG4 em diferenças de taxas de ligante (AUTORES, 2022).

Na Figura 9 são apresentados os resultados médios e desvio padrão de todos os 120 corpos-de-prova ensaiados, para as diferentes taxas de ligantes e geossintéticos ensaiados, bem como resultados da seção controle. Observa-se na Figura 9, todos os resultados combinados dos 24 diferentes *Tiles*, os quais indicam que o comportamento de resistência máxima ao cisalhamento de interface não foi o mesmo para todas as combinações de interface. Em geral, houve aumento da resistência de interface conforme aumento da taxa de ligante. Os resultados de resistência ao cisalhamento de interface da seção controle (sem reforço de geossintético), em geral, foram superiores às interfaces reforçadas com geossintéticos, corroborando com a hipótese de que os geossintéticos tendem a reduzir a resistência ao cisalhamento na interface. Entretanto pode-se notar que os reforços GG3 e GG4 atingiram resultados semelhantes aos da seção controle.

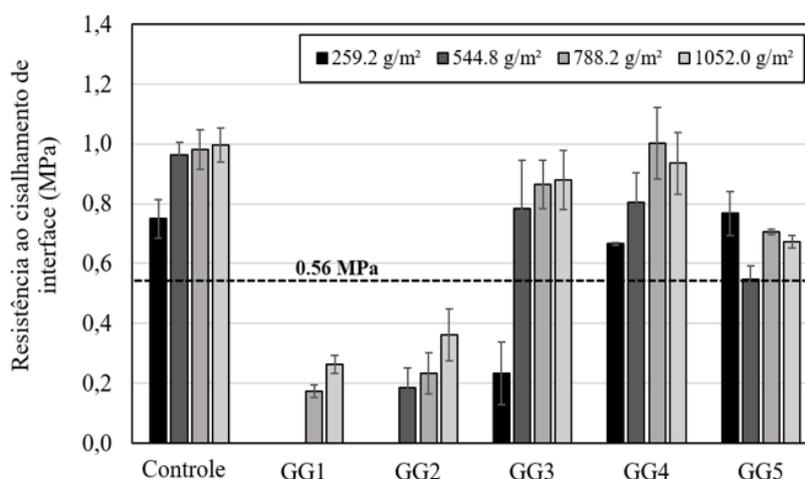


Figura 9. Resistência ao cisalhamento nas diferentes combinações entre geossintéticos e taxas de ligante asfáltico (AUTORES, 2022).

Ainda, na Figura 9, exceto GG1 e GG2, 94% das combinações reforçadas atingiram a força de cisalhamento de interface de 10 kN. De acordo com Leite-Gembus e Elsing (2020), a FGSV 770 (FGSV, 2013) atualmente recomendada 10 kN (0,56 Mpa para 150 mm de diâmetro) como mínima aderência entre camadas asfálticas reforçadas com geossintéticos. Um resultado a ser observado na GG3, GG4 e GG5 é que a taxa de ligante C apresentou, se não superiores desempenhos, desempenhos semelhantes aos encontrados na taxa de ligante D. Isso demonstra que há uma saturação quanto a taxa de ligante e que, provavelmente, o aumento de taxa acima dos 1052g/m<sup>2</sup> resultaria em uma diminuição na resistência ao cisalhamento. Estes resultados corroboram com a pesquisa de Correia e Mugayar (2021).

Os *tiles* de aplicação dos reforços GG1 e GG2 obtiveram os resultados inferiores quanto aos valores máximos de resistência ao cisalhamento de interface. As GG1 e GG2 obtiveram resultados nulos para a taxa A, com descolamento da interface durante o processo de extração das amostras em campo. A GG1 obteve ainda resultado nulo para a Taxa B, o que pode ser explicado pelas características físicas destes materiais. O inferior desempenho da GG1 (Figura 9) pode ser explicado por sua estrutura e composição material e também pelas condições de instalação. A geogrelha GG1 é relativamente espessa, não apresenta geotêxtil em sua estrutura, e por ser confeccionada com fibra de vidro, pode ter tido seu desempenho de aderência comprometido quando instalado na superfície fresada e com alto resultado de macrotextura. Este desempenho inferior, diante de uma superfície fresada e com alto resultado de macrotextura, pode ter sido influenciado por estas variáveis,

consequentemente, interferindo na aderência de interface. Estudos anteriores feitos por Walubita et al. (2018) e Sudarsanan et al. (2018) apresentaram resultados semelhantes.

A Figura 10 apresenta a resistência de interface comparada com a razão entre taxa de ligante aplicada e a capacidade de retenção asfáltica de cada geossintético (ASTM D6140). Neste caso, a retenção de asfalto foi analisada somente para os reforços GG2, GG3, GG4 e GG5, que contém geotêxtil não tecido em sua composição. É possível observar pelos resultados que, geossintéticos que têm maior retenção de asfalto e, consequentemente, uma razão menor entre taxa de ligante aplicada e a retenção de asfalto, obtiveram inferior desempenho quanto à resistência ao cisalhamento na interface. O geossintético GG2 contém esta característica por apresentar um espesso geotêxtil em sua estrutura e, consequentemente, alta retenção de asfalto, a qual foi obtida em 1553,7 g/m<sup>2</sup>. Ainda na Figura 10, observa-se que a GG4 e a GG5 apresentaram bom desempenho de aderência para taxas de aplicação menores do que a capacidade de retenção de asfalto. Isso pode ser explicado pelo fato destes produtos serem pré-impregados com betume.

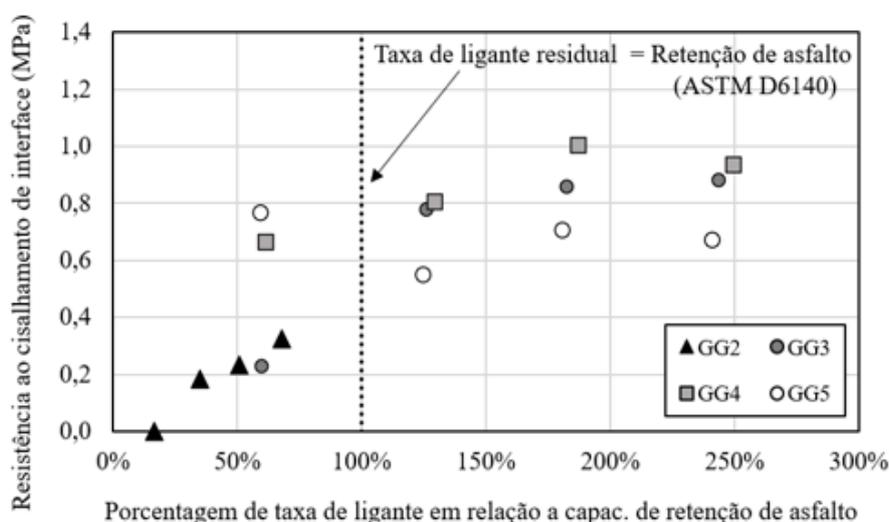


Figura 10. Análise de resistência ao cisalhamento de interface frente a Razão entre taxa de ligante e a capacidade de retenção asfáltica do geossintético (AUTORES, 2022).

Em geral, múltiplos são os fatores que influenciam o desempenho da resistência ao cisalhamento nas interfaces de pavimentos asfálticos reforçados com geossintéticos. Pode-se concluir portanto que, a aplicação de revestimento asfáltico reforçado com geossintético requer atenção na escolha não apenas da resistência à tração, rigidez do geossintético ou ligante asfáltico, mas na combinação de suas características físicas, composição material e condições de instalação locais. Todos estes fatores podem impactar no desempenho da solução como técnica anti-reflexão de trincas. Portanto, ensaios de resistência ao cisalhamento de interface são recomendados.

## Conclusões

Neste estudo, investigações sobre as características de resistência ao cisalhamento da interface de diferentes geossintéticos, combinadas com diferentes taxas de aplicação de ligantes asfálticos e usando corpos-de-prova extraídos de seções experimentais no Aeroporto Internacional de Salvador

foram conduzidas usando um equipamento de cisalhamento Leutner shear test. Dentre os principais resultados, destacam-se:

- A resistência ao cisalhamento de interface entre camadas asfálticas não reforçadas foi consistentemente maior do que as interfaces reforçadas com geossintéticos, embora os reforços GG3 e GG4 atingiram resultados semelhantes aos da seção controle;
- Em geral, o aumento na taxa de ligante asfáltico levou a maiores os valores de resistência ao cisalhamento na interface, exceto para corpos-de-prova com reforços GG4 e GG5, que apresentaram valores de resistência ao cisalhamento na interface crescentes até uma taxa C de 788,2 g/m<sup>2</sup> e inferiores com um aumento para a taxa D de 1052 g/m<sup>2</sup>. Resultados sugerem, portanto, uma taxa de aplicação ideal que resulta em uma melhor ligação de interface, enquanto taxas de aplicação mais altas podem resultar em deslizamento, portanto, resistência de aderência inferior na interface;
- Os corpos de prova reforçados com geossintéticos GG3, GG4 e GG5 apresentaram melhor desempenho de resistências ao cisalhamento na interface, o que pode ser devido ao fato de serem pré-dos com betume e de baixa espessura, corroborando para uma maior capacidade de aderência com camadas asfálticas adjacentes deste trecho experimental;
- As características de resistência ao cisalhamento da interface foram influenciadas pelas propriedades dos geossintéticos e da superfície asfáltica, incluindo a estrutura de confecção dos materiais, a espessura e massa por unidade de área de suporte geotêxtil não tecido, a capacidade de retenção de asfalto dos geossintéticos, bem como a presença de superfície fresada e com alto resultado de macrotextura.

## Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio recebido do Vinci Airports , Salvador Bahia Airposts e ao CNPq no Projeto Universal 421185/2018-0, à Huesker Brasil e TDM Brasil. Agradecimentos a Pavitec Asfaltos, Construtora Alves Ribeiro e ao Laboratório de Geotecnia e Geossintéticos da Universidade Federal de São Carlos pela realização dos ensaios.

## Referências Bibliográficas

- ABNT, 2007. NBR 14491 – Emulsões asfálticas — Determinação da viscosidade Saybolt Furol Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, 2012. NBR 14393 – Emulsões asfálticas – Determinação da peneiração. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, 2012. NBR 14393 – Emulsões asfálticas — Determinação da peneiração. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, 2012. NBR 14896 – Emulsões asfálticas: Determinação do Resíduo Seco por Evaporação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, 2013. NBR ISO 10319 – Geossintéticos – Ensaio de tração faixa larga. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, 2016. NBR 16504 – Misturas asfálticas – Determinação da profundidade média da macrotextura superficial de pavimentos asfálticos por volumetria – Método da mancha de areia. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, 2019. NBR 14376 – Ligantes asfálticos – determinação do teor do resíduo seco de emulsões asfálticas convencionais ou modificadas – métodos expeditos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ASTM, 2014. D6140 – Standard Test Method to Determine Asphalt Retention of Paving Fabrics Used in Asphalt Paving for Full-Width Applications. doi:10.1520/D6140-00R09.2
- Canestrari, F., A. D’Andrea; G. Ferrotti; A. Graziani; M. N. Partl; C. Petit; C. Raab e C. Sangiorgi, 2018. Advanced



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



- Interface Testing of Grids in Asphalt Pavements. In: Partl, M.N., L. Porot; H. Benedetto; F. Canestrari; P. Marsac e G. Tebaldi (eds.) *Testing and Characterization of Sustainable Innovative Bituminous Materials and Systems*. CNT, 2017. Aeroportos e portos: as novas concessões de infraestrutura no Brasil. Agência Cnt de Notícias, Brasília., Confederação Nacional do Transporte..
- CNT, 2018. O que o Brasil precisa em transporte e logística. Agência Cnt de Notícias, Brasília, v. 01, n. 01, p.01- 52. Confederação Nacional do Transporte. Acessado em 16/04/2018.
- Collop, A. C., Sutanto, M. H., Airey, G. D., & Elliott, R. C., 2009. Shear bond strength between asphalt layers for laboratory prepared samples and field cores. *Construction and Building Materials*, 23(6), 2251–2258.
- Correia, N. S., & Mugayar, A. N., 2021. Effect of binder rates and geogrid characteristics on the shear bond strength of reinforced asphalt interfaces. *Construction and Building Materials*, 269.
- Correia, N. S., & Zornberg, J. G., 2016. Mechanical response of flexible pavements enhanced with Geogrid-reinforced asphalt overlays. *Geosynthetics International*, 23(3), 183–193.
- DER, 2006. ET-DE-P00/043: Tratamento Anti-Reflexão De Trincas Com Geossintético
- FGSV 770, 2013. Arbeitspapier fuer die verwendung von vliesstoffen, gittern und verbundstoffen im asphaltstrassenbau.
- Khodaii, A., Fallah, S., Moghadas Nejad, F., 2009. Effects of geosynthetics on reduction of reflection cracking in asphalt overlays. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(1), 1–8.
- Leite-Gembus, F., Elsing, A., 2020. Shear Bonding Performance of Reinforced Asphalt Pavements by Using Polyester Grids, in: Raab, C. (Ed.), *Lecture Notes in Civil Engineering: Proceedings of the 9th International Conference on Maintenance and Rehabilitation of Pavements—Mairepav9*. pp. 651–661.
- Leutner R., 1979. Untersuchungen des Schichtenverbunds beim bituminösen Oberbau. *Bitumen*. Nr.3, 84-91
- Pasetto, M., Pasquini, E., Giacomello, G., & Baliello, A., 2019. Innovative composite materials as reinforcing interlayer systems for asphalt pavements: an experimental study. *Road Materials and Pavement Design*, 20, S617–S631.
- Shukla, S.K.; Yin, J.-H., 2004. Functions and installation of paving geosynthetics. In *Proceedings of the 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics*, Seoul, Korea, 21–23 June 2004.
- Sudarsanan, N., Karpurapu, R., & Amrithalingam, V., 2018. An investigation on the interface bond strength of geosynthetic-reinforced asphalt concrete using Leutner shear test. *Construction and Building Materials*, 186, 423–437.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE MATERIAIS ALTERNATIVOS NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DA BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO

*Nathani Eduarda de Andrades Feldens<sup>1</sup>; Camila Miotto da Silva Luvison<sup>2</sup>; Adriano Inéia<sup>3</sup>; Pedro Domingos Marques Prietto<sup>4</sup> & Francisco Dalla Rosa<sup>5</sup>*

#### RESUMO

A necessidade de melhoria da qualidade das rodovias brasileiras bem como a ampliação do sistema de infraestrutura de transportes, impulsionam a busca de novos materiais a serem estudados e posteriores empregados nos projetos de pavimentos rodoviários. Essa pesquisa surge no intuito de avaliar a influência de materiais alternativos na resistência à compressão simples (RCS) na matriz composta por brita graduada tratada com cimento (BGTC), para atuar como camada de base ou sub-base de pavimentos. Foram realizados ensaios de resistência à compressão simples (RCS) em triplicata, os corpos de prova das misturas com 3% de cimento nas 3 diferentes porcentagens de macrofibra, 0,5%, 0,3% e 0,1%. A energia utilizada foi a do Proctor modificado. Os resultados das misturas com adição de macrofibra apresentaram uma variação entre 1,58MPa e 3,45MPa, nenhuma delas atingindo os valores admissíveis de norma. Os melhores resultados foram obtidos para as misturas com maior porcentagem de cimento, como esperado, e o maior valor foi para a mistura BC5F0,1 com menor quantidade de macrofibra. Notou-se uma redução da RCS em função do aumento no teor de macrofibra, o que pode ter sido causado pela diminuição do grau de compactação obtido na moldagem dos corpos de prova e na formação de vazios na estrutura da BGTC decorrente da inserção das macrofibras.

**PALAVRAS-CHAVE:** Macrofibra de polipropileno, BGTC, pavimentos.

#### ABSTRACT

The need to improve the quality of Brazilian roads as well as the expansion of the transportation infrastructure system drives the search for new materials to be studied and subsequently used in road pavement. This research was conducted in order to evaluate the influence of alternative materials on the resistance to simple compression (RCS) in the matrix composed of graded gravel treated with cement (BGTC), to act as a base layer or sub-base of sidewalks. Tests of simple compressive strength (RCS) were performed in triplicate, specimens of mixtures with 3% cement in the 3 different percentages of macrofiber, 0.5%, 0.3% and 0.1%. The energy used was that of the modified Proctor. The results of the mixtures with added macrofiber showed a variation between 1.58MPa and 3.45MPa, none of them reaching the admissible values of the standard. The best results were obtained for the mixtures with a higher percentage of cement, as expected, and the highest value was for the BC5F0.1 mixture with the least amount of macrofiber. A reduction in the RCS was observed with increasing macrofiber content, which may have been caused by a decrease in the degree of compaction obtained when molding the specimens and the formation of voids in the BGTC structure due to the insertion of macrofibers.

**KEY WORDS:** polypropylene macrofibers, CTCS, pavement.

<sup>1</sup> Universidade de Passo Fundo - UPF. Mestranda no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, neafeldens@gmail.com.

<sup>2</sup> Universidade de Passo Fundo - UPF. Mestranda no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 86791@upf.br.

<sup>3</sup> Universidade de Passo Fundo - UPF. Mestrando no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 185568@upf.br

<sup>4</sup> Universidade de Passo Fundo - UPF. Professor no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, pdmp@upf.br

<sup>5</sup> Universidade de Passo Fundo - UPF. Professor no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, dallarosa@upf.br



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

No Brasil, mais da metade do transporte de cargas é realizado pelo modal rodoviário. Em dez anos (2009-2019) a frota de veículos leves e pesados cresceu 74%, enquanto a malha rodoviária cresceu apenas 0,5%. Em consequência, torna-se inevitável executar um maior número de reparações nas estruturas existentes, o que, contudo, não vem sendo realizado como deveria. No ano de 2019, 59% das rodovias brasileiras (federais e estaduais) foram avaliadas como regulares, ruins ou péssimas (CNT, 2020).

Quando as rodovias estão em boas condições, há uma redução dos custos de manutenção, com economia para os cofres públicos. O setor rodoviário, contudo, demanda novos investimentos em infraestrutura para que o crescimento seja impulsionado, mas a escassez de recursos dificulta até mesmo a conservação das rodovias já existentes, deixando a implantação de novas rodovias em segundo plano.

Neste cenário desfavorável, deve-se projetar novos pavimentos que tenham um melhor comportamento estrutural, tornando-se fundamental buscar melhores métodos de dimensionamento, bem como materiais alternativos, de forma a propiciar um nível adequado de serventia e redução dos custos de manutenções periódicas.

Um pavimento semirrígido é aquele que possui revestimento asfáltico e uma camada composta por material estabilizado com ligante hidráulico, estabilização esta que opera entre os limites das estruturas flexíveis e rígidas. A estabilização da camada de base, faz com que ela passe a resistir a maiores níveis de tensões de tração e de compressão, sem, no entanto, apresentar características de rigidez que se equiparem a do concreto Portland (BALBO, 2007).

A brita graduada tratada com cimento Portland (BGTC) é composta por uma mistura de material britado bem graduado, com uma quantidade de cimento entre 3% e 5% de seu peso e com determinada umidade (NBR 11803/2013). Após mistura, compactação e cura, o material adquire propriedades físicas específicas para atuar como camada de base ou sub-base de pavimentos. A BGTC por apresentar alta fragilidade e baixa tenacidade, fica sujeita a um elevado processo de microfissuração da sua estrutura interna. Por este motivo, há a necessidade da incorporação de materiais alternativos que venham a minimizar estes problemas e aumentar a sua vida útil. Para analisarmos estas diferentes misturas, se faz necessária a utilização de ensaios de resistência mecânica, a mais utilizada é a resistência a compressão simples (RCS).

O ensaio de resistência à compressão simples em corpos de prova cilíndricos é utilizado comumente como um indicador da qualidade de resistência da BGTC, sendo empregado no mundo inteiro como um parâmetro para determinar o teor de cimento em materiais rodoviários estabilizados com cimento Portland.

Alguns elementos possuem uma grande influência nos resultados de RCS, entre eles podemos citar: porcentagem de cimento, tipo de cimento, tipo de agregado, granulometria e grau de compactação.

Essa pesquisa, portanto, surge no intuito de avaliar a influência de materiais alternativos na resistência à compressão simples (RCS) na matriz composta por brita graduada tratada com cimento (BGTC).

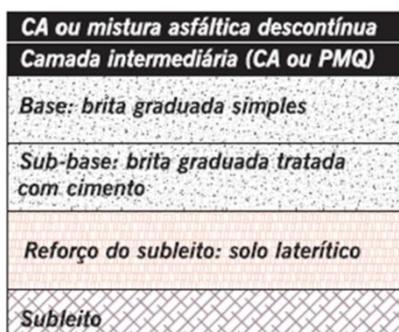
## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### Brita Graduada Tratada com Cimento

No Brasil, o uso da BGTC começou a ser difundido na década de 1970, sendo empregada principalmente como base de pavimentos com revestimentos betuminosos. A BGTC, então, começou a ser amplamente utilizada em rodovias estaduais de São Paulo, por exemplo nas rodovias Bandeirantes (1978), dos Imigrantes (1974) e dos Trabalhadores (1982). Para essas obras, os dimensionamentos foram feitos de acordo com o método semiempírico, pois não havia método de análise de fadiga próprio para este material. Tais métodos foram desenvolvidos em meados de 1980, por Pinto e Preussler, com experiência na pista de Imbituba/SC e em 1993, por Balbo, através de modelos empíricos-teóricos. (BERNUCCI et al, 2006; MOTTA e UBALDO, 2014; SUZUKI, 1992; BALBO, 1993).

Motta e Ubaldo (2014) citam, diversos trabalhos com BGTC no Rio de Janeiro, como as Rodovias Carvalho e Pinto, o Porto Maravilha e o Arco Metropolitano, na tentativa de solucionar problemas de reflexão de trincas. Nestes trabalhos, a BGTC foi empregada como camada de sub-base pela primeira vez, em uma solução conhecida estruturalmente como pavimento invertido (Figura 1), na qual a camada de base pode ser uma brita graduada simples (BGS) e tem a função de contribuir na antirreflexão das trincas da sub-base cimentada para o revestimento asfáltico.

Figura 1. Esquema de Pavimento Invertido (BERNUCCI *et al.*, 2006).



O aumento da utilização de bases cimentadas do tipo BGTC em rodovias de tráfego intenso e pesado traz um desafio aos projetistas. O atual método de dimensionamento de pavimentos adotado no Brasil, não trata especificamente deste tipo de material, nem dos reais mecanismos que governam os danos às estruturas dos pavimentos. Assim, empregar em projetos uma avaliação baseada nas propriedades mecânicas deste material é essencial para garantir sua vida útil.

Diversas pesquisas analisaram a BGTC em estudos teóricos e práticos se preocupando principalmente com as propriedades mecânicas em seu estado endurecido (Nascimento, 2017; Motta e Ubaldo, 2014; Xuan et al, 2012; Marodin, 2010; Lim e Zollinger, 2003). Estudos que tratam sobre a dosagem da BGTC são poucos (Prado, 2018; Klisnky e Farias, 2015; Yeo, 2011), havendo uma lacuna nesse aspecto.

No Brasil, o método utilizado para dosagem de misturas do tipo BGTC, é descrito nas normas NBR 12.261 e 11.803 (ABNT, 2013) e nas especificações DER/PR ESP-P 16/05 (DER/PR, 2005) e DER/SP ET-DE-P00/009 (DER/SP, 2005). Estas normas e especificações se baseiam em metodologias similares às utilizadas para solos, havendo a determinação de uma umidade ótima (Wot) para atingir determinada massa específica aparente seca máxima.

Balbo (1993) realizou estudos experimentais e concluiu que é prudente avaliar teor de umidade na dosagem da BGTC para garantir a quantidade de água necessária para a completa

hidratação do cimento. O autor constatou que o teor de umidade é um parâmetro fundamental no ganho de resistência da mistura e, concluiu que são necessários apenas 20% da massa do cimento em água para que haja completa hidratação do cimento na mistura da BGTC.

A norma brasileira ABNT NBR 12.261/2013 (ABNT, 2013) aconselha iniciar o procedimento de dosagem com a determinação da faixa granulométrica utilizando a norma ABNT NBR 11.803/2013. Posteriormente, com o teor de 4% de cimento em massa, procede-se o ensaio de compactação para determinação da massa específica aparente seca máxima ( $\gamma_d$ ) e a umidade ótima (Wot). Obtendo estes parâmetros, dá-se o prosseguimento com a moldagem de corpos de prova em moldes cilíndricos de 15cm de diâmetro por 30cm de altura, sendo 3 CP's com o teor de cimento utilizado na compactação, 3 CP's com teor de 3% de cimento e 3 CP's com teor de 5% de cimento.

Após 7 dias de cura, os CP's devem ser ensaiados à compressão simples e atingir um valor de resistência média à compressão simples (RCS), entre 3,5MPa e 8,0 MPa. Uma vez atingido esse valor, determina-se o teor de cimento e a umidade ótima necessária para estabilizar a brita graduada. A NBR 12.261 (ABNT, 2013), sugere que sejam ensaiados 3 corpos de prova (CP) na umidade ótima (Wot), 3 CP's na Wot+1% e 3 CP's na Wot -1%, para que, dentre estes, seja escolhido o teor de umidade que apresentar maior resistência à compressão simples (RCS).

Prado (2018) estabelece recomendações para a dosagem de BGTC, para que se possa obter uma proporção adequada de seus constituintes, fornecendo uma mistura mais homogênea, menos porosa e com melhor desempenho, atendendo às solicitações de campo. São elas:

- Definição de uma faixa granulométrica bem graduada, com análise da relação agregado graúdo/miúdo que reduza os vazios da mistura e aumentem sua massa específica aparente seca máxima. Sugere-se o uso de uma granulometria com 55% ( $\pm 5\%$ ) de agregado miúdo (passante na peneira nº4) e 6% ( $\pm 2\%$ ) de material fino (passante na peneira nº 200);
- Correção na umidade ótima de compactação, uma vez que o excesso de umidade gera maior porosidade no material e perda de desempenho mecânico;
- Utilização na mistura de BGTC de teor de ligante igual ou superior a 4%, pois abaixo desse valor a BGTC não irá dispor de cimentação suficiente para resistir às solicitações de tração que serão exigidas na camada do pavimento em operação.

Segundo Balbo (2006) a dosagem da BGTC necessita ser planejada de forma a reduzir sua porosidade e a perda de rigidez do material ao longo dos ciclos contínuos de carregamento, tendo como princípio mais relevante a tenacidade ou resistência à fratura.

De acordo com Klinsky e Faria (2015), as propriedades mecânicas da BGTC são resultado da interação de duas fases: a fase do esqueleto granular compactado e a fase da matriz cimentada. A primeira determina a estabilidade mecânica da BGTC sob carregamento e a segunda comanda a resistência de ligação entre as partículas.

A fase do esqueleto granular é influenciada principalmente pelo tipo de agregado, a granulometria e o grau de compactação. Já a segunda fase, depende do teor de cimento, conteúdo de finos, tempo e condições de cura (XUAN et al, 2012).

### **Propriedades Mecânicas: Resistência à Compressão Simples**

O ensaio de resistência à compressão simples em corpos de prova cilíndricos é utilizado comumente como um indicador da qualidade de resistência da BGTC, sendo empregado no mundo inteiro como um parâmetro para determinar o teor de cimento em materiais rodoviários estabilizados com cimento Portland.

Como exemplo, pode-se citar os Estados Unidos e a Austrália, onde o ensaio de RCS é utilizado como critério de projeto para bases cimentadas. No Brasil a NBR 12.261/2013, no processo de dosagem da BGTC, utiliza o ensaio para determinar o teor de cimento capaz de

estabilizá-la, estipulando valores mínimos de resistência a serem alcançados, sendo eles, situados entre 3,5 MPa e 8,0 MPa (ABNT, 2013; AUSTRROADS, 2006; NCHRP, 2014).

Alguns elementos possuem uma grande influência nos resultados de RCS, entre eles podemos citar: porcentagem de cimento, tipo de cimento, tipo de agregado, granulometria e grau de compactação. O cimento utilizado na BGTC tem um papel relevante no melhoramento da coesividade do material tratado, quanto maior for a sua adição, maior será a RCS obtida. Diversos tipos de cimento já foram utilizados com sucesso por inúmeros autores, porém o ganho de resistência ao longo do tempo pode variar dependendo do tipo de cimento. Com relação grau compactação da BGTC, quanto maior for a massa específica seca, maior será a resistência obtida, portanto, podemos dizer, que quanto maior o grau de compactação, maior a massa específica seca e consequentemente maior a RCS (XUAN, 2012; TESSARI, 2017).

### **Influência da adição de materiais alternativos na RCS**

Podemos citar alguns materiais para adição: fresado, fibras de polipropileno, pó de pedra, óxido de grafeno e borracha de pneu.

Kleinert (2016) percebeu que a composição com BGTC apresentou um elevado ganho de resistência inicial, porém essa taxa de elevação foi reduzindo com o passar do tempo de cura, concluindo que entre o período de cura de 7 a 14 dias já é possível verificar uma tendência à estabilidade da RCS.

Tessari (2017) utilizou material fresado e concluiu que, as principais vantagens observadas foram o ganho de absorção de energia, possível redução de deformações permanentes e redução na iniciação e propagação de fissuras, fato este constatado visualmente.

Molin *et al.* (2018), perceberam que os corpos de prova com maior teor de cimento apresentaram resistência superior. A mistura com 3% de cimento apresentou uma melhora de resistência de 29,17% com relação a mistura com 2%, já a mistura com 4% de cimento apresentou uma melhora na resistência de 68,75% com relação a mistura com 2%, mostrando a grande influência dessa adição quanto a melhora do desempenho.

Carvalho e Silva (2019), verificaram que a adição de óxido de grafeno em materiais tratados com aglomerantes hidráulicos do tipo BGTC promovem o ganho de RCS necessária para sua utilização em bases de pavimentos semirrígidos aos 3 dias de cura, comprovando a viabilidade técnica para o uso do óxido de grafeno nesse tipo de aplicação.

Santos (2019) percebeu que a redução do grau de compactação dos corpos de prova com inserção de fibra refletiu na consequente diminuição da resistência à compressão simples. Na mesma linha Zhang et al (2009), concluiu que aumentando a dosagem de fibra houve um crescimento nos resultados de resistência à flexão enquanto que uma tendência de diminuição do módulo de elasticidade flexural.

Por via de regra podemos dizer que a adição de materiais alternativos tem um efeito positivo nas características mecânicas da BGTC. A faixa percentual de cimento tem uma variação padrão, enquanto a de inclusão de outros materiais varia de acordo com as características particulares dos mesmos.

## METODOLOGIA DOS ENSAIOS

### Materiais Utilizados

A descrição e o tipo dos materiais estão sumarizados na Tabela 1.

Tabela 1. Materiais Utilizados (AUTOR, 2021).

Descrição	Tipo
<b>Brita 1</b>	Basalto
<b>Brita 0</b>	Basalto
<b>Areia</b>	Natural
<b>Cimento Portland</b>	CP V – Ari
<b>Macrofibra de Polipropileno</b>	CRF 50/4 (Cobaltex ®)

A Macrofibra utilizada neste trabalho foi a CRF 50/4, fabricada pela empresa Cobaltex, extensão da empresa Concrefiber. A fibra é composta por um blend de copolímeros pigmentado. Sua dosagem no concreto pode variar de 2 até 6 kg/m<sup>3</sup>, dependendo dos requisitos de cada projeto (COBALTEX, 2020).

Figura 2. Macro Fibra CRF 50/4 (FORNECEDOR, 2020).



### Moldagem dos Corpos de Prova

A partir da obtenção dos valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima, foi realizada a moldagem dos corpos de prova através da compactação dinâmica, ou seja, o número de golpes e o número de camadas foram ajustados para atingir os resultados obtidos nos ensaios de compactação.

A energia utilizada foi a do Proctor modificado, em cinco camadas, com controle de material, 42 golpes por camada e utilizando o soquete grande. Na Etapa 2 foram moldados corpos de prova cilíndricos em moldes tripartidos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, em triplicata.

### Resistência à Compressão Simples (RCS)

O ensaio foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR 5739 (ABNT, 2018), sendo moldados três corpos de prova para cada uma das misturas propostas, utilizando-se um cilindro metálico tripartido de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, na condição de teor de umidade ótimo e massa específica aparente seca máxima. A energia utilizada, como mencionado anteriormente, foi a do Proctor modificado.

Após a moldagem, os corpos de prova eram levados para a câmara úmida com temperatura controlada até completar os 7 dias de cura. O ensaio de Resistência a Compressão Simples foi realizado no Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC) na Universidade de Passo Fundo. O equipamento utilizado está mostrado na Figura 3.

Figura 3. Equipamento de RCS/RCD (AUTOR, 2021).



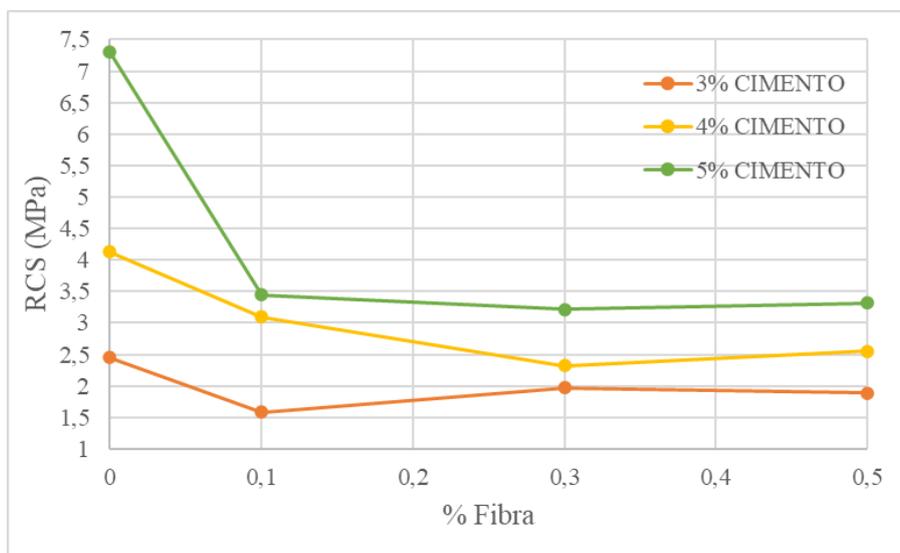
### RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 4 apresenta os corpos de prova das misturas com 3% de cimento nas 3 diferentes porcentagens de macrofibra, 0,5%, 0,3% e 0,1%. Pode-se perceber que o corpo de prova com maior percentual de fibra é mais heterogêneo do que os demais, percebendo-se zonas de acúmulo de fibras. No Figura 5 estão discriminados os valores de resistência a compressão simples obtidos após 7 dias de cura das misturas estudadas.

Figura 4. Corpos de Prova da Mistura BC3F0.5, BC3F0.3 e BC3F0.1 (AUTOR, 2021).



Figura 5: Resultados de RCS das Misturas com Macrofibra (AUTOR, 2021).



Observando os resultados apresentados na Figura 5, nota-se que a RCS média teve um valor considerado baixo, uma vez que não atingiu os valores das misturas referência e nem mesmo os valores requeridos da norma. Os melhores resultados, como esperado, foram obtidos para as misturas com a maior porcentagem de cimento. A ruptura ocorreu nos pontos onde há um maior acúmulo de macrofibra, como pode-se perceber na Figura 6.

Figura 6. Ruptura do CP com macrofibra (AUTOR, 2021).





9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



Outros pesquisadores como Santos (2019) e Yang *et al.* (2006 *apud* Zhang e Li 2009) também notaram a redução da RCS em função do aumento no teor de fibra. Estes autores atribuem estes resultados à diminuição do grau de compactação obtido na moldagem dos corpos de prova e também à formação de vazios na estrutura da BGTC decorrente da inserção das macrofibras.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados das misturas com adição de macrofibra apresentaram uma variação entre 1,58MPa e 3,45MPa, nenhuma delas atingindo os valores admissíveis de norma. Os melhores resultados foram obtidos para as misturas com maior porcentagem de cimento, como esperado, e o maior valor foi para a mistura BC5F0,1 com menor quantidade de macrofibra.

Notou-se uma redução da RCS em função do aumento no teor de macrofibra, o que pode ter sido causado pela diminuição do grau de compactação obtido na moldagem dos corpos de prova e na formação de vazios na estrutura da BGTC decorrente da inserção das macrofibras. O mesmo ocorreu nas pesquisas de Santos (2019) e Yang *et al.* (2006) *apud* Zhang e Li (2009) que utilização macrofibras nas composições estudadas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11803: Materiais para base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento — Requisitos. Rio de Janeiro, 2013. 3 p.

\_\_\_\_\_. NBR 12261: Dosagem de brita graduada tratada com cimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2013. 3 p.

\_\_\_\_\_. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018. 9 p.

ASSOCIATION OF AUSTRALASIAN ROAD TRANSPORT AND TRAFFIC AGENCIES. Part 4D: Stabilised Materials. Guide to Pavement Technology. Austroads. Sidney NSW, 2006.

BALBO, J. T. Britas graduadas tratadas com cimento: uma avaliação de sua durabilidade sob o enfoque de porosidade, tenacidade e fratura. Transportes, Rio de Janeiro, volume XIV, n. 1, p. 45-53, junho 2006.

\_\_\_\_\_. Estudos das propriedades mecânicas das misturas de brita e cimento e sua aplicação aos pavimentos semirrígidos. 1993. 181 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.

\_\_\_\_\_. Pavimentação Asfáltica – materiais, projeto e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G.; SOARES, J. B.; CERATTI, J. A. P., Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: 1ª Edição PETROBRAS. ABEDA, 2006.

CARVALHO, G. M.; SILVA, P.B. Material Granular Estabilizado Com Cimento E Óxido De Grafeno Para Uso Em Pavimentação. In: XV Jornada de Iniciação Científica e IX Mostra de Iniciação Tecnológica-2019. 2019.

COBALTEX. Macrofibra Sintética Estrutural Cobaltex. Disponível em: . Acesso em 20 de out. 2020.

Conselho Nacional de Trânsito - CNT. Anuário CNT do Transporte: Estatísticas Consolidadas 2019. 4ª Edição. Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2020.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO – DER/SP. ET-DE-P00/009: Especificação Técnica: sub-base ou base de brita graduada tratada com cimento. São Paulo, 2005.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ – DER/PR. ES-P 16/05 – Pavimentação: Brita Graduada Tratada com Cimento. Curitiba, 2005.

KLEINERT, T. R. Reciclagem de pavimentos semirrígidos com adição de cimento: contribuição ao desenvolvimento de um método de dosagem. 2016. 178p. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

KLINSKY, L. M. G.; FARIA, V.C. Estudo da Influência do Teor de Cimento Portland, da Energia de Compactação e da Umidade no Comportamento Mecânico da Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC) para duas gêneses de agregados. 2015, 153p, Relatório. Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) e Concessionária CCR Nova Dutra, Grupo CCR, Rio de Janeiro.

LIM S.; ZOLLINGER DG. Estimation of the compressive strength and modulus of elasticity of cement-treated aggregate base materials. *Transport Res Rec* 2003:1837:30-8.

MARODIN, E. E. Alternativa de dimensionamento para o pavimento da BR-448: análise mecanicista com aplicação de Brita Graduada Tratada com Cimento. 2010. 73p. Tese (Engenheiro) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

MOLIN, F. et al. Análise Da Utilização De Resíduo Da Fresagem De Asfalto (Rap) Em Bases De Pavimento: Comportamento À Flexão E Capilaridade Da Mistura. In: 32º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Gramado. 2018.

MOTA, Hélio da Silva. Análise Das Condições Das Rodovias Mineiras Sob O Ponto De Vista Da Avaliação Subjetiva De Pavimentos. *Humanidades E Tecnologia (FINOM)*, v. 1, n. 22, p. 27-38, 2020.

MOTTA, L. M. G.; UBALDO, M. O. Discussão Sobre Valores de Módulo de Resiliência de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC). In: Anais da 43ª Reunião Anual de Pavimentação, Maceió, Brasil. 2014.

NASCIMENTO, R. S. Estudo de desempenho à fadiga de base cimentada tipo BGTC na BR-101/SE. 143 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, 2017.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Characterization of Cementitiously Stabilized Layers for Use in Pavement Design and Analysis: NCHRP – Report 789. Washington, D.C. 2014.

PRADO, K. Estudo de critérios de dosagem para melhoria de desempenho mecânico de brita graduada tratada com cimento. 2018. 161 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Sergipe. São Cristóvão, 2018.

SANTOS, M. A. Z. Análise Do Efeito Da Adição De Fibra De Polipropileno No Comportamento Mecânico De Uma Brita Graduada Tratada Com Cimento. 2019. 118p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2019. SUZUKI, C.Y. Contribuição ao estudo de pavimentos rodoviários com estrutura invertida (sub-base cimentada). 436 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1992.

TESSARI, C. L. Análise do comportamento de brita graduada tratada com cimento com a adição de borracha de pneus para aplicação em camadas de base de pavimentos. Rio de Janeiro, 2017. 95 p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

XUAN D. X.; HOUBEN, L. J. M.; MOLENAAR, A. A. A.; SHUI, Z. H. Mechanical Properties of Cement-Treated Aggregate Material – A review. *Mater Des* 2012; 33: 496- 502. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2011.04.055>.

YEO, Y. S.; JITSANGIAM, P.; NIKRAZ, H. Mix Design of Cementitious Basecourse. In: International Conference on Advances in Geotechnical Engineering (ICAGE 2011), p. 379- 385. Perth, W.A.: Curtin University, Department of Civil Engineering. 2011.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



ZHANG, P.; LI, Q. Effect of polypropylene fiber on mechanical and shrinkage properties of cement stabilized macadam. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 10, n° 6, p. 435-445, 2009. <https://doi.org/10.1080/10298430802363985>

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### VARIAÇÃO DO COMPORTAMENTO FÍSICO-QUÍMICO DE UM SOLO COM ADIÇÃO DE CAL

*DAN IMBROISI BRANT TEIXEIRA<sup>1</sup>; GISANDRA FARIA DE PAULA<sup>2</sup>; DANIELLI  
MIRANDA MARINO<sup>3</sup>; JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO<sup>4</sup>*

#### RESUMO

A incorporação da cal ao solo busca promover a adequação do material disponível para utilização em obras geotécnicas. As reações físico-químicas entre as partículas do solo e a cal, sejam a curto (trocas catiônicas e floculação) ou a médio e longo prazo (reação pozolânica), provocam alterações nas propriedades e no comportamento dos solos. Neste estudo foram avaliados para um solo laterítico os índices físicos (LL, LP e IP), a curva de fluidez, a massa específica dos grãos, a textura do solo, o pH e PCZ, antes e após a adição da cal, bem como a variação do Índice de Suporte Califórnia (ISC). A curva de compactação foi avaliada em função do índice de vazios e da massa específica seca mostrando a importância da avaliação da porosidade quando a massa específica dos grãos se altera em consequência da adição da cal. No geral, com a adição da cal, ao longo do tempo, geralmente há ocorrência de melhoria nas características do solo. Entretanto, não há consenso que a mistura de cal ao solo sempre acarretará resultados vantajosos, tanto do ponto de vista químico quanto mecânico, podendo inclusive ocorrer piora, provocando a deterioração da estrutura do pavimento. A adição de 5% de cal levou ao aumento do pH do solo, a modificações nos limites de Atterberg (aumento do LP e redução do LL), na granulometria (agregações, mas também instabilizações dos agregados), em diminuições na massa específica dos grãos e da umidade ótima, não variando o índice de vazios, apesar das variações da densidade máxima seca quando comparado com o solo *in natura*. A cal gerou um aumento do ISC, porém, com grande sensibilidade a variações da umidade de compactação.

**PALAVRAS-CHAVE:** Estabilização com cal, Alteração da textura, Mudança nos limites de Atterberg.

#### ABSTRACT

The incorporation of lime into the soil seeks to promote the adequacy of the material available for use in geotechnical works. Physicochemical reactions between soil particles and lime, whether short term (cation exchange and flocculation) or medium and long term (pozzolanic reaction), cause changes in soil properties and behavior. In this study, the physical indices (LL, LP and IP), the flow curve, the specific gravity of the grains, the soil texture, the pH and PCZ, before and after the addition of lime, as well as the variation of the California Support Index (ISC). The compaction curve was evaluated as a function of the void ratio and dry density, showing the importance of porosity evaluation when the grain density changes as a result of the addition of lime. In general, with the addition of lime, over time, there is usually an improvement in soil characteristics. However, there is no consensus that the mixture of lime in the soil will always lead to advantageous results, both from a chemical and mechanical point of view, and it may even worsen, causing the deterioration of the pavement structure. The addition of 5% lime led to an increase in soil pH, changes in the Atterberg limits (increase in LP and reduction in LL), in granulometry (aggregation, but also in stabilization of aggregates), in decreases in grain density and optimal moisture, not varying the void index despite variations in maximum dry density when compared to *in natura* soil. Lime generated an increase in ISC, however, with great sensitivity to variations in compaction moisture.

**KEYWORDS:** Stabilization with lime, Changing the texture, Changing the Atterberg limits.

<sup>1</sup> Universidade de Brasília (UnB), [dibt@hotmail.com](mailto:dibt@hotmail.com)

<sup>2</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF), [gisandrafp@gmail.com](mailto:gisandrafp@gmail.com)

<sup>3</sup> Universidade de Brasília (UnB), [marino.geologia@gmail.com](mailto:marino.geologia@gmail.com)

<sup>4</sup> Universidade de Brasília (UnB), [camapumdecarvalho@gmail.com](mailto:camapumdecarvalho@gmail.com)

## INTRODUÇÃO

A utilização da mistura da cal no solo é uma técnica consagrada há anos, em que se procura melhorar geotecnicamente um solo natural, modificando suas propriedades originais para que se obtenha como resultado um compósito que consiga atender tecnicamente, financeiramente e ambientalmente os parâmetros característicos de uma determinada obra geotécnica, denominando esta mistura como solo-cal. Outra mistura comumente usada na engenharia geotécnica, embora não sendo objeto do presente artigo, mas compondo os estudos que vêm sendo realizados no âmbito da pesquisa como um todo, é a do solo com cimento Portland.

Bessaim *et al.* (2018) afirmam que, devido a sensibilidade do solo argiloso à presença de água, pode haver danos em estruturas quando este tipo de solo é utilizado. Quando da adição de cal a este tipo de solo produz-se reações físico-químicas (trocas catiônicas e reações pozolânicas), que geralmente resultam em melhoria do comportamento mecânico do solo.

Uma das primeiras consequências da adição da cal ao solo é a redução do seu índice de plasticidade (IP), com a consequente melhoria na trabalhabilidade e, dependendo da composição química do solo bem como da quantidade da cal utilizada, ganho na sua resistência, a qual é verificada tradicionalmente no meio rodoviário por meio do parâmetro Índice de Suporte Califórnia (ISC).

Este artigo apresenta a análise da influência da adição de 5% de cal hidratada nas propriedades e comportamento de um solo tropical do Distrito Federal.

## SOLO-CAL

Ferro (1976) descreve que ao se adicionar cal a um solo argiloso e na presença de água, os fenômenos que ocorrem neste sistema são a reação de troca catiônica, a reação de carbonatação e a reação pozolânica. Em seu estudo, este autor afirma que a reação de troca de cátions ocorre por meio da adsorção pela argila de cátions por apresentar um caráter de insaturação negativa em sua superfície, balanceando, assim, o excesso de cargas negativas presentes na superfície. Já a carbonatação é devida à presença de anidrido carbônico no ar, resultando na formação do carbonato de cálcio, que não é considerado um agente cimentante forte. É descrito também que a reação pozolânica é um processo lento e contínuo desde que as condições propícias de alcalinidade sejam mantidas entre o cálcio, a sílica e a alumina, estruturas presentes no argilomineral do solo.

Em concordância com o descrito por Ferro (1976), o *Transportation Research Board* (TRB) (1987) descreve que ao se adicionar a cal ao solo ocorrem, de imediato, o fenômeno de troca iônica. Esta troca iônica pode resultar na floculação/agregação ou defloculação/desagregação do solo podendo assim, por consequência, alterar a distribuição granulométrica e a plasticidade do solo e melhorar ou piorar o comportamento mecânico e a trabalhabilidade do solo. Uma segunda reação que poderá ocorrer é a denominada reação pozolânica, que depende do tempo, da temperatura e da composição mineralógica do solo.

Segundo Sales, Ribeiro e Nery (2017) a reação de carbonatação deverá ser evitada, pois se trata de uma reação entre a cal e o dióxido de carbono presente no ar. Estes autores citando Azevêdo (2010) afirmam que esta reação reduz a disponibilidade de cálcio na mistura, reduzindo assim a formação de compostos cimentantes mais resistentes, oriundos das reações pozolânicas.

Com o objetivo de observar a variação do comportamento físico-químico do solo devida à variação do potencial hidrogeniônico (pH), Teixeira *et al.* (2019), ao estudarem um solo argiloso do Distrito Federal, obtiveram medidas do pH do solo em água e em solução com KCl, obtendo nesta ordem leituras para o solo *in natura* de 5,85 e 5,97 e para mistura solo com 5% de cal os valores de 11,98 e 11,96, respectivamente em água e KCl. Verificaram também, após análise do potencial

hidrogeniônico (pH) do solo em água e do pH do solo em cloreto de potássio (KCl), que o solo *in natura* tem o predomínio de óxi-hidróxido de ferro e alumínio com baixa presença de alumínio trocável e que, após a adição de 5% de cal, observando o valor do  $\Delta$ pH após cura da mistura, já ocorre, como verificado por Kiehl (1979) citado por Lima (2003), uma inversão, mostrando o predomínio de argilas silicatadas e indicando uma elevada presença de alumínio trocáveis.

## ANÁLISE DOS RESULTADOS

Como o fenômeno de troca catiônica é descrito pelo TRB (1987) como um acontecimento rápido, as propriedades físicas, limites de Atterberg e granulometria foram determinados logo após as misturas.

### Limites de Atterberg

Ferro (1976) afirma que a cal influencia os limites de Atterberg, ocasionando uma redução no índice de plasticidade (IP) da mistura devido ao aumento no limite de plasticidade (LP). O limite de liquidez (LL) pode tanto aumentar quanto diminuir em virtude da natureza do solo. Os resultados apresentados por Eades e Grim (1960) e citados por Grim (1962) indicam, no entanto, que a influência dos aditivos químicos no comportamento do solo depende da sua mineralogia e dos próprios cátions trocáveis nele presentes.

A tabela 1 apresenta os limites de Atterberg do solo estudado, onde é observado pequeno aumento no limite de plasticidade e uma ligeira diminuição no limite de liquidez, resultando em pequena redução do índice de plasticidade, o qual foi obtido a partir da equação 1.

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

Tabela 1. Limites de Atterberg (TEIXEIRA *et al.*, 2019).

Teor de Cal (%)	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade
0	43	34	9
5	42	36	6

Bessaim *et al.* (2018) reiteram que os aumentos nos valores de consistência da mistura solo-cal são explicados pela tendência que as partículas de argila têm em se aglomerar após a adição de uma certa quantidade de cal ao solo, criando, desta forma, agregados maiores, fenômeno este descrito como floculação. No presente estudo observa-se que houve uma pequena redução no limite de liquidez e aumento no limite de plasticidade com a adição de cal. Apesar das diferenças serem pequenas e de modo aproximado dentro da faixa de repetibilidade dos ensaios, considerando-se que o limite de plasticidade guarda relação com a resistência à tração do solo e que esta aumenta com a ampliação do teor de finos, em especial de argila, no presente caso a cal estaria promovendo certa desagregação do solo. Já no caso do limite de liquidez, o mesmo tende a promover um elo com as tensões nos contatos e, ao fragmentar as agregações, ampliando, desta forma, o número de contatos a tendência seria diminuir estas tensões gerando a necessidade de um menor esforço para cisalhar o solo no ensaio de limite de liquidez, guardando, assim, coerência entre os dois resultados obtidos, os de limite de plasticidade e os de limite de liquidez.

Decidiu-se nesse artigo discutir algo que vem há certo tempo sendo observado na curva de fluidez obtida para muitos solos tropicais contendo agregações e microagregações. Observa-se, na Figura 1(a), que ocorre na curva convencional teor de umidade versus logaritmo do número de golpes uma inflexão, que no presente estudo situou-se próximo de 21,5 golpes, mas que

provavelmente pode variar um pouco em função do volume de agregado. Neste caso específico, por exemplo, é possível perceber que para a mistura solo-cal este número seria um pouco inferior a 21,5 golpes, certamente refletindo alguma desagregação ocorrida no solo com a adição da cal. Estes aspectos são aspectos que merecem, no entanto, serem melhores estudados considerando-se a microporosidade que integra os agregados. Chama-se aqui a atenção para a Figura 1 (b) em que os resultados dos números de golpes foram plotados em escala aritmética levando à linearização dos resultados. Tal constatação sugere que no caso dos solos tropicais agregados seja analisada a curva de fluidez com ambos os eixos em escala aritmética.

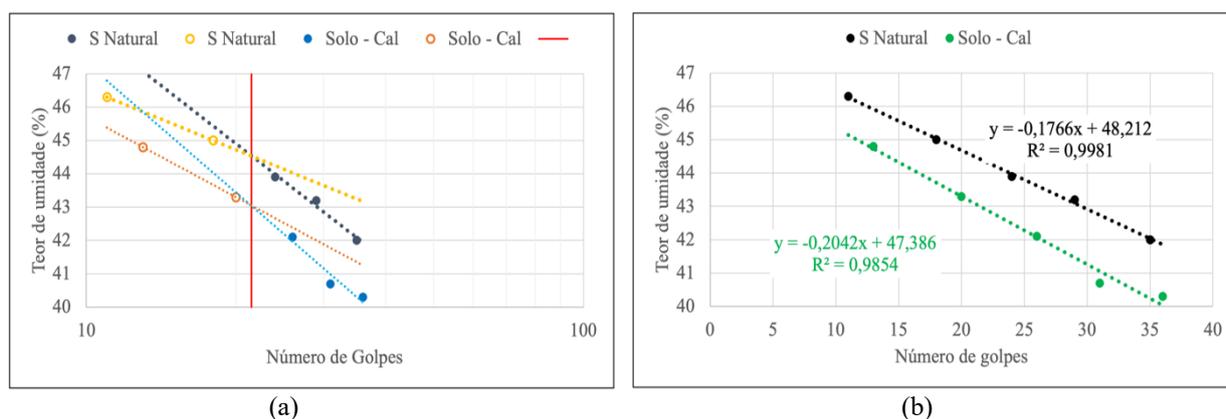


Figura 1 – Curvas de fluidez do solo natural e da mistura solo-cal: a) número de golpes em escala logarítmica; b) número de golpes em escala aritmética.

## Granulometria

Segundo Bessaim *et al.* (2018) reações pozolânicas poderão ocorrer caso o pH da mistura solo-cal mantenha-se acima de 12,4. Contudo, em ensaio realizado por Teixeira *et al.* (2019), o valor de pH da mistura solo-cal foi de 11,98. Os estudos realizados por estes autores mostraram que, em função da análise da diferença do pH em KCl com o pH em água, este solo teria predominância em óxi-hidróxidos de ferro e alumínio. A norma do Departamento de Infraestrutura de Transportes DNIT 419/2019 descreve que o valor de pH 12,4 pode não ser atingido, justamente, devida a presença de óxi-hidróxidos de ferro e alumínio, o que guarda coerência com os resultados obtidos por Teixeira *et al.* (2019). Cabe destacar que o valor de ponto de carga zero (PCZ) do solo, calculado a partir dos resultados de pH em água e KCl apresentados por Teixeira *et al.* (2019), é igual a 6,09 e, portanto, ligeiramente superior ao pH em água (5,85) apontando para a possibilidade de desagregação, mesmo que pequena, quando ao elevar o pH do solo com a adição da cal o pH passar por este ponto.

O fenômeno de floculação/agregação ou defloculação/desagregação pode ser observado na Figura 2 (Marino *et al.* 2022). A análise destes resultados requer cuidado e avaliação de certos detalhes contidos nas curvas granulométricas. Por exemplo, ao se comparar os resultados obtidos para o solo *in natura* com aqueles obtidos para a mistura solo-cal, após cura de 5 dias, à primeira vista, conclui-se que a cal gerou certa floculação/agregação no solo, pois além de reduzir a porcentagem que passa na peneira #200 reduziu o teor de finos entre 0,02 mm e 0,74 mm. No entanto, a ampliação do desnível ao passar do peneiramento para a sedimentação indica que alguma defloculação/desagregação também teria ocorrido. Cabe esclarecer que este desnível entre o resultado obtido para o teor de material que passa na peneira #200 e o primeiro ponto do ensaio de sedimentação, tem como causa, geralmente, a desagregação do solo durante o processo de lavagem nesta peneira.

A Figura 2 mostra ainda que com 5 meses de cura teria ocorrido visualmente uma ampliação da agregação. Porém, de modo similar, alguma desagregação teria ocorrido, o que se confirma do ponto de vista visual pela coincidência das curvas *in natura* e com cal para 8 meses de cura. Este retorno do solo após 8 meses de cura à curva correspondente ao solo natural está a indicar a relevância de se analisar os efeitos da estabilização com cal sobre o solo a médio e longo prazo. Ayala (2020) verificou para um solo laterítico estabilizado com cal que após um ano de cura *in situ* a mistura solo-cal estava a apresentar um teor de finos superior ao obtido para o solo natural. Esta autora constatou ainda que parte da composição química dos corpos de prova estabilizados havia migrado para solos vizinhos, alterando o seu pH, o que indica a necessidade de ampliar as análises para o entorno da camada de solo estabilizada, pois eventuais migrações químicas poderão ser prejudiciais à estabilidade textural e estrutural dos solos vizinhos.

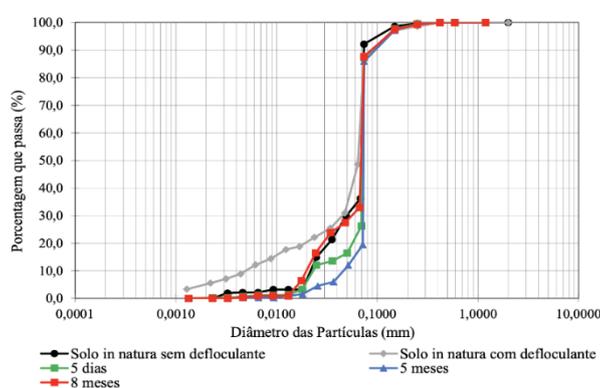


Figura 2. Curvas granulométricas (MARINO *et al.*, 2022).

A floculação é descrita por Sales, Ribeiro e Nery (2017), citando Mitchell (1963) e Dalla Rosa (2009), como um fenômeno relacionado à elevação do pH, conjuntamente com a elevação da concentração eletrolítica da água intersticial e com a diminuição da dupla camada difusa, após a adição da cal. No entanto, cabe destacar que a elevação do pH tende a ampliar as forças de repulsão interpartículas, sendo o somatório deste conjunto de fatores o responsável pelo resultado final, seja de agregação/floculação, seja de desagregação/defloculação.

É possível observar, pelo estudo de Marino *et al.* (2022), que o solo *in natura* apresenta-se com agregações naturais devidos aos processos de intemperismo ocorridos neste solo ao longo de sua formação. Tais agregações são evidenciadas comparando-se as curvas granulométricas realizadas por intermédio do ensaio de sedimentação do solo *in natura* sem o tratamento com defloculante e com o uso de defloculante (Figura 2).

## Resultados de Compactação

A Figura 3 apresenta a variação do peso específico aparente seco em função do teor de umidade do solo (a) e a variação do índice de vazios em função do teor de umidade do solo (b) para o solo natural e para o solo com adição de 5% de cal, quando compactados na energia Proctor Intermediário (PI).

Os resultados apresentados nesta Figura indicam que a cal gerou uma redução do peso específico aparente seco (a). No entanto, ao se analisar os resultados em termos de índice de vazios, constata-se a semelhança nos resultados (b), cabendo lembrar que o comportamento hidromecânico é função da porosidade e não do peso específico. Considerando-se os valores de índice de vazios obtidos e as respectivas umidades ótimas, chegou-se ao grau de saturação na condição ótima igual a 87,4 % para o solo natural e 82 % para a mistura solo – 5% de cal. Esta redução no grau de

saturação, assim como na umidade ótima da mistura solo – 5 % de cal em relação ao solo natural, está a indicar a oclusão da fase ar perante um menor teor de umidade. Embora este seja um aspecto que merece maiores estudos, ao ser gerada uma redução no teor de agregados com a adição da cal, diminuiria a disponibilidade de ar nos macroporos reduzindo a umidade de oclusão da fase ar, conforme verificado na curva de compactação. Esta constatação vai ao encontro das observações até aqui realizadas sobre as propriedades físicas.

Convém lembrar que a norma do DNIT 421/2019, a qual trata da adição de cal para estabilização de camada de sub-base, admite uma variação de  $\pm 1\%$  da umidade ótima para que o solo possa ser compactado. Já para o solo *in natura*, para o caso de uma sub-base, a norma do DNIT 139/2010, que orienta sobre sub-base estabilizada granulometricamente, admite uma variação de menos 2% e 1% acima em relação à umidade ótima.

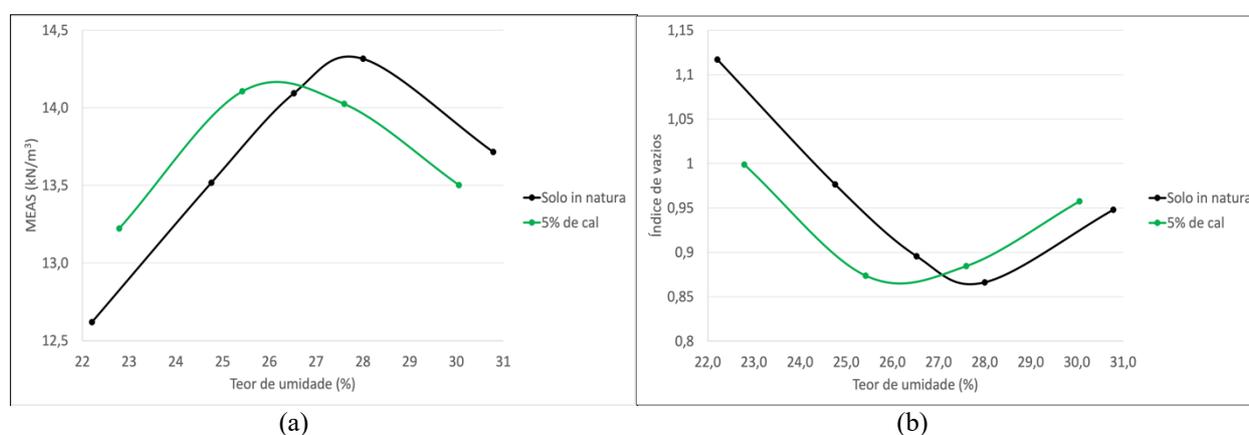


Figura 3. Curvas de compactação: a) peso específico aparente seco x teor de umidade; b) índice de vazios x teor de umidade.

## Comportamento Mecânico

A Figura 4 apresenta a variação do ÍISC com a variação da umidade. Observa-se que para o solo *in natura*, apesar de valores não muito elevados para o ISC, esta variação de  $\pm 1\%$  na umidade de compactação, gera apenas uma pequena variação no ISC. Já no solo estabilizado com 5% de cal, esta variação é significativamente maior, podendo ser prejudicial ao pavimento em que este compósito seja utilizado.

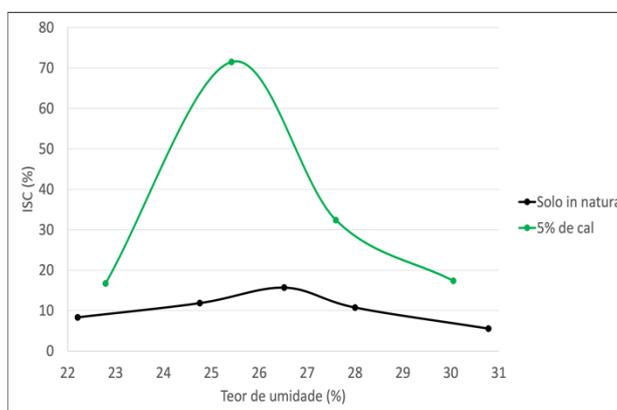


Figura 4. Variação do ISC com a umidade do solo em estudo.

A Tabela 2 apresenta para o solo *in natura* a variação do peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) e do ISC ao se considerar a umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ), a umidade ótima menos 2% e a umidade ótima mais 1%. A Tabela 3, considerando a mistura do solo com a adição de 5% de cal, apresenta estas mesmas variações, diminuindo o teor de umidade ótima em 1%, no ramo seco e aumentando em 1% no ramo úmido.

Pelos dados apresentados nas Tabelas 2 e 3, infere-se que não há uma variação significativa na densidade máxima do solo com a variação do teor de umidade. Contudo, é possível observar que em relação ao ISC, para o caso do solo em estudo, houve em relação à condição ótima um acréscimo no valor deste índice quando o solo foi compactado no ramo seco e um decréscimo no valor deste índice quando o solo foi compactado no ramo úmido, sendo este muito significativo no caso do solo estabilizado com cal.

Tabela 2. Variação da densidade máxima e do ISC para o solo *in natura*.

		$\omega_{ot} - 2\%$	$\omega_{ot}$	$\omega_{ot} + 1\%$
Solo <i>in natura</i>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,82	14,33	14,18
	Variação	-3,6%	0,0%	-1,0%
	ISC (%)	14,1	11,8	9,7
	Variação	19,5%	0,0%	-17,8%

Tabela 3. Variação da densidade máxima e do ISC para a mistura solo-cal.

		$\omega_{ot} - 1\%$	$\omega_{ot}$	$\omega_{ot} + 1\%$
Solo + 5% de Cal	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,05	14,17	14,06
	Variação	-0,8%	0,0%	-0,7%
	ISC (%)	70	64	38
	Variação	9,4%	0,0%	-40,6%

Sobre a ótica do índice de vazios, observa-se, na Figura 5, que os valores de ISC sofreram para o solo *in natura* pouca variação com o índice de vazios, apesar da maior variação de umidade adotada para o ramo seco em relação ao adotado para solo estabilizado com cal. Já para a mistura solo-cal, a variação foi significativa, em especial entre a umidade ótima e a umidade ótima mais 1%. Tendo em vista que os resultados de ISC foram obtidos após imersão e com apenas 72 horas de cura após a compactação, os resultados obtidos para a mistura solo – 5% de cal indicam que a cal está a gerar reações após a compactação e que estas estão ligadas à estrutura e às desagregações originadas no solo. A desagregação inicial pode neste caso estar a se constituir em fator relevante para a melhoria do comportamento mecânico, embora geralmente se apregoe o fenômeno da agregação como um fator de grande relevância na melhoria do comportamento mecânico quando da estabilização do solo com cal.

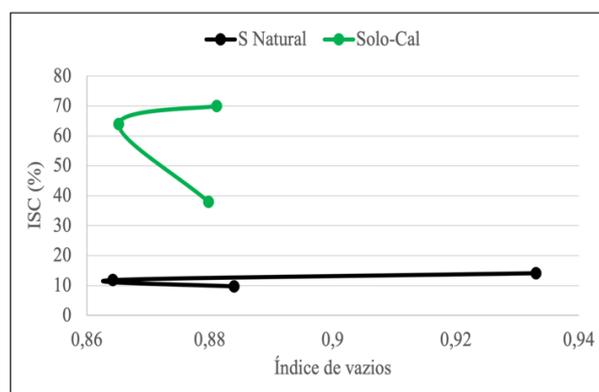


Figura 5. Variação do ISC com o índice de vazios.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante dos resultados apresentados, é possível concluir sobre a estabilização do solo estudado com a adição de 5% de cal que:

- Ocorreu aumento do limite de plasticidade, redução no limite de liquidez e, por consequência, acarretou uma redução no índice de plasticidade;
- O valor da diferença do pH em KCL com o pH em água indicou para o solo com o teor de cal estudado que este compósito não atingiria o pH de 12,4, não sendo então segundo Bessaim *et al.* (2018), propício para que ocorram reações pozolânicas, que são de longo prazo. No entanto, a norma DNIT 419/2019 indica que tal pH pode não ser atingido em casos de presença de óxi-hidróxidos de ferro e alumínio no solo, como é o caso do presente estudo;
- A curva de fluidez de um solo tropical apresenta uma inflexão, quando o eixo das abcissas, indicando o número de golpes, é plotado em escala logarítmica. Quando se plota este mesmo eixo em escala decimal, observa-se que ocorre uma melhor linearização entre os pontos do ensaio. Mas o mais relevante do ponto de vista aplicado é a constatação que a interação solo-água nos solos tropicais pode se alterar em umidades próximas ao limite de liquidez;
- O aumento no valor do limite de plasticidade após a adição de cal sugere uma provável desagregação do solo, concordando com a afirmação da passagem do pH pelo PCZ;
- A adição da cal melhorou consideravelmente o ISC para umidade ótima de compactação, devendo-se, no entanto, ter atenção às significativas mudanças?? quando esta umidade é alterada;
- Modificou a textura do solo, formando, num primeiro momento, partículas com diâmetros maiores devidas às agregações de partículas finas;
- A curva granulométrica também sugere uma agregação de partículas, observando o desnível verificado entre a peneira #200 e o primeiro ponto do ensaio de sedimentação;
- Destaca-se ser possível visualizar na curva granulométrica a longo prazo a existência de uma instabilidade nos agregados neoformados devida à adição da cal, podendo gerar uma subsidência deste solo e, por consequência, a formação de trilhas de roda em estruturas de pavimento. Esses resultados colocam em evidência a importância de se analisar a médio e longo prazo qual o impacto do aditivo químico usado na estabilidade das agregações existentes e neoformadas;
- Devida à agregação inicial e redução no peso específico dos grãos, ocorreu a redução da densidade específica seca da curva de compactação;
- Apesar da redução da massa específica seca, a adição da cal não modificou o índice de vazios após o processo de compactação devida à redução na massa específica dos grãos, o que aponta para a relevância de se avaliar as misturas e analisar o seu comportamento em termo de índice de vazios;
- Por causa da agregação inicial, ocorreu a diminuição da necessidade de água para a compactação, devido ao aumento da macroporosidade;
- A adição da cal diminuiu o grau de saturação do solo, propiciando a oclusão da fase ar com menor umidade e, por consequência, a redução da umidade ótima;
- Ficou evidenciado que a densidade específica seca não sofre variações significativas com a variação de umidade prevista em normas durante o processo de compactação;

- O comportamento mecânico apresentou uma grande sensibilidade à variação da umidade de compactação, reduzindo o valor do ISC na ordem de 40,6%, caso este solo seja compactado com umidade 1% acima da ótima;
- A mudança no índice de vazios, ao se variar a umidade em  $\pm 1\%$ , mostrou-se maior para o solo natural, onde praticamente não ocorreu a modificação do ISC, quando comparado com a mistura solo-cal em que ocorreu uma grande variação no ISC e pouca variação no índice de vazios;
- Ao logo do tempo, a situação de compactação inicial e ISC apresentados tende a piorar devida a desagregação verificada no compósito solo-cal.

Diante do apresentado e discutido neste artigo, fica evidente que a estabilização química dos solos tropicais requer estudos mais minuciosos e de médio e longo prazo e que avaliações químico-mineralógicas e de sensibilidade textural e estrutural são relevantes.

## AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio ao desenvolvimento da pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BESSAIM, M. M., BESSAIM, A., MISSOUM, H. & BENDANI, K. Effect of quick lime on physicochemical properties of clay soil. EDP Sciences, 2018, 149, 5 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. DNIT 139/2010 - Sub-base estabilizada granulometricamente - especificação de serviço. DNIT, Rio de Janeiro, RJ, 2010, 8 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. DNIT 419/2019 - Pavimentação – Solo-Cal – Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo – Método de ensaio. DNIT, Rio de Janeiro, RJ, 2010, 8 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. DNIT 421/2019 - Pavimentação - solo-cal - adição de cal para estabilização de camada de sub-base - especificação de serviço. DNIT, Brasília, DF, 2019, 9 p.

EADES, J. L., and GRIM, R. E. The reaction for hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization, U.S. Highway Research Board meeting, January 1960.

FERRO, J. G. O. A influência da cal nas propriedades de engenharia de solos lateríticos. Tese de Doutorado, UFPB, Campina Grande, PB, 1976, 118 p.

GRIM, R. E. Applied clay mineralogy. McGraw-Hill Book Company, New York, 422p.

LIMA, M. C. Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto às voçorocas. Tese de Doutorado, UnB, Brasília, DF, 2003, 336 p.

MARINO, D. M., TEIXEIRA, D. I. B, PAULA, G. F. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. Estudo do efeito agregador da cal em um solo tropical do Distrito Federal. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Campinas, SP, 7 p. *No prelo 2022.*

SALES, A. W., RIBEIRO, D. D. & NERY, K. D. Efeito da adição de cimento e de cal em um solo da região de Curitiba para fins de pavimentação. Trabalho de conclusão de curso. UTFPR, 91 p, Curitiba, 2017.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



TEIXEIRA, D. I. B, MARINO, D. M., PAULA, G. F. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. Estudo da estabilização química de um solo tropical do Distrito Federal com adição de cal. 21º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, ABDER / BMComm, Brasília, DF, 2019, 10 p.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD – TRB. Reactions, properties, design and construction. National Research Council, 1987, 64 p.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

Bento Gonçalves, Rio Grande do Sul - 09 a 13 de agosto de 2022

### LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO SOBRE A INFLUÊNCIA DO TEOR DE RAP NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS

*André Luís de Souza Mota<sup>1</sup>; Laiana Ferreira da Costa<sup>2</sup>; Ana Letícia Feitosa de Macêdo<sup>3</sup>;  
Lêda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena<sup>4</sup>; Luciana de Figueiredo Lopes Lucena<sup>5</sup>*

#### RESUMO

A busca por materiais e técnicas sustentáveis tem sido uma premissa na indústria da pavimentação. Apesar da inserção do fresado (Reclaimed Asphalt Pavement – RAP) como matéria prima em misturas asfálticas aparentar ser uma alternativa promissora, observa-se a carência de informações em torno do comportamento mecânico de misturas asfálticas recicladas com adição deste material. Este trabalho avaliou, por meio de uma revisão bibliográfica, dados de resultados do comportamento mecânico de misturas asfálticas recicladas com diferentes teores de RAP (0% a 100%) e analisou, por meio de um estudo de tendências, o comportamento mecânico dessas misturas. Os resultados mostraram que o teor total de ligante, o tipo de compactação e o teor do RAP influenciam diretamente no desempenho mecânicos das misturas asfálticas recicladas. O aumento do teor de RAP elevou os valores de estabilidade Marshall, módulo de resiliência, vida de fadiga e resistência à tração. Observou-se que estes valores foram fortemente influenciados pela composição granulométrica da mistura reciclada e pela presença de um agente rejuvenescedor. Nesse estudo não foi possível verificar uma tendência que refletisse a forma como o RAP influencia no comportamento reológico da mistura reciclada: os valores de módulo complexo/ dinâmico, fadiga e resistência mecânica a baixa temperatura encontrados foram semelhantes aos de misturas convencionais confeccionadas sem RAP

**PALAVRAS-CHAVE:** Misturas asfálticas recicladas; Reclaimed Asphalt Pavement; Desempenho mecânico.

#### ABSTRACT

In times of worldwide climatological changes, it is important to reflect and search for less aggressive, and perhaps more efficient, materials and techniques. Although the use of milled RAP (Reclaimed Asphalt Pavement) as a new raw material is promising, there is a lack of information and doubts regarding the mechanical behavior of recycled asphalt mixtures with this material. In this sense, the present work gathered, through a bibliographic review, data by laboratory tests of recycled asphalt mixtures with different contents of RAP (0% to 100%) and analyzed, through a trend research, the

<sup>1</sup> Universidade Federal de Campina Grande – Campus Sede;

<sup>2</sup> Professora do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal Rural de Pernambuco/USCSA; laiana.ferreira@ufrpe.br ederal de Campina Grande – Campus Sede; laianaferreira02@gmail.com

<sup>3</sup> Universidade Federal de Campina Grande – Campus Sede; leticiamacedo.engcivil@gmail.com

<sup>4</sup> Universidade Federal de Campina Grande – Campus Sede; ledach@uol.com.br

<sup>5</sup> Universidade Federal do Rio Grande do Norte; llucena@yahoo.com.br

mechanical behavior of these asphalt mixtures. The RAP increment increased the values of Marshall stability, modulus of resilience, fatigue life and tensile strength. It was observed that these values were strongly influenced by the particle size composition of the recycled mix and the presence of a rejuvenating agent. In this study it was not possible to verify a trend that would reflect how the RAP influences the rheological behavior of the recycled mix: the values of complex/dynamic modulus, fatigue and mechanical strength at low temperature found were similar to those of conventional mixtures made without RAP.

**KEY WORDS:** Recycled asphalt mixtures; Reclaimed Asphalt Pavement; Mechanical performance.

## INTRODUÇÃO

No Brasil, a matriz de transporte de cargas e pessoas é predominantemente rodoviária. Até o mês de julho de 2021, somente a malha rodoviária federal pavimentada abrangia uma extensão total de 65.099,1 km e a não pavimentada de 9.444,0 km (DNIT, 2021). O modal rodoviário é, de longe, o mais expressivo no país, sendo responsável, até o ano de 2018, por cerca de 65% da movimentação de cargas (BRASIL, 2018) e, apesar das medidas restritivas tomadas em função da pandemia da Covid-19, movimentou um volume superior 46 milhões de passageiros no ano de 2020 (BRASIL, 2020), tudo isso devido à sua capilaridade superior em relação aos demais.

Se por um lado, no modal rodoviário, existe potencial de crescimento e perspectivas de continuidade e/ou ampliações de investimentos públicos ou privados, por outro, existe a necessidade de se executar pavimentos mais duráveis e que consigam proporcionar conforto e segurança ao usuário ao mesmo tempo em que se reduzem os danos ao meio ambiente.

A reflexão e busca de materiais e técnicas menos agressivas e, talvez mais eficientes, tornaram-se importante em tempos de alterações climatológicas a nível mundial e de redução da oferta de recursos naturais em face da utilização desordenada destes. Genesseeux (2015) destaca que o setor de infraestrutura de transportes tem incentivado o uso e desenvolvimento de novos métodos e práticas mais sustentáveis para permitir a redução de energia empregada nesses processos e a demanda por recursos naturais.

Dentro do conjunto de práticas sustentáveis no âmbito da pavimentação rodoviária pode-se citar a reciclagem de pavimentos. Surgida na década de 1930, esta tecnologia só despertou interesse nos técnicos rodoviários internacionais e organismos de fomento a partir da crise do petróleo, em 1970, com a escassez de materiais asfálticos mais a crise econômica internacional (BONFIM, 2010).

O uso de pavimentos com revestimento asfáltico reciclado, o resíduo fresado, mais conhecido como RAP (do inglês, *Reclaimed Asphalt Pavement*), anteriormente tratado como um entulho problemático, acaba por se tornar uma nova matéria prima. No entanto, observa-se que a comunidade científica e o setor da pavimentação nacional ainda apresentam dúvidas e carências de informações sobre o comportamento mecânico de misturas asfálticas recicladas, confeccionadas em diferentes condições de dosagem, temperatura e tipo de compactação.

Sendo assim, o presente trabalho objetivou reunir e analisar dados empíricos, encontrados na literatura, de estabilidade e fluência Marshall, módulo de resiliência, módulo complexo/ dinâmico, resistência à tração, vida de fadiga, *Creep* Dinâmico, afundamento de trilha de roda, desgaste Cântabro e suscetibilidade à umidade induzida, referentes a misturas asfálticas confeccionadas com diferentes taxas de reciclagem. O intuito foi ajudar o compreender comportamento mecânico dessas misturas por meio da análise de tendências.

## METODOLOGIA

Este estudo integra uma revisão de caráter exploratório, por meio do levantamento de dados quantitativos e qualitativos sobre os efeitos da incorporação de RAP nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas recicladas, encontrados em artigos, teses e dissertações nacionais e internacionais.

As etapas metodológicas deste estudo estão apresentadas no fluxograma da Figura 1.

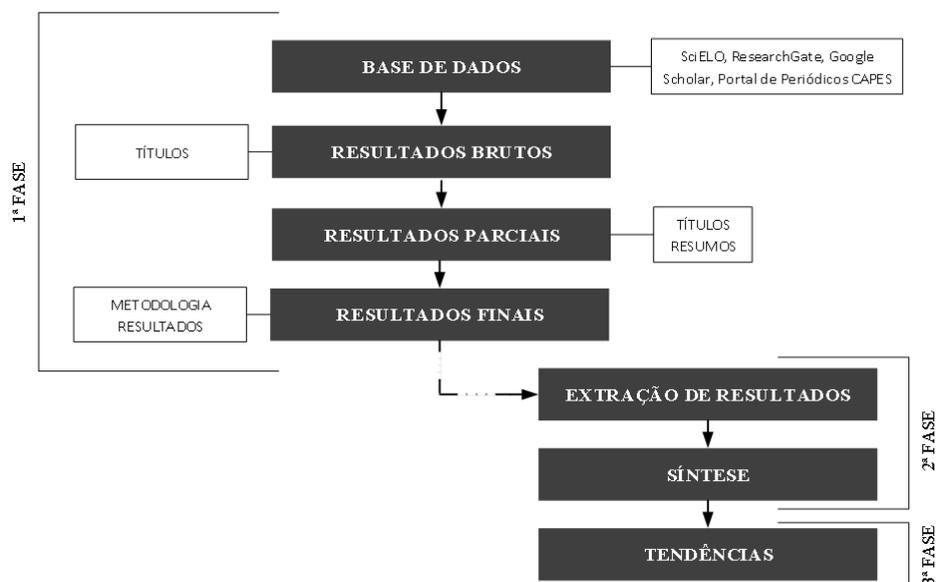


Figura 1. Fluxo metodológico (AUTOR, 2021)

- Primeira fase: Coleta de resultados de ensaios mecânicos na literatura

A primeira fase consistiu em uma busca por periódicos nacionais e internacionais que abordassem o estudo de propriedades mecânicas de misturas asfálticas recicladas. O levantamento das publicações seguiu o método de revisão sistemática de literatura, utilizado para avaliar e sintetizar resultados e conclusões de artigos, teses e dissertações nacionais ou internacionais. A pesquisa utilizou a base de periódicos *ResearchGate*, *Scientific Electronic Library Online* (SciELO), Portal de Periódicos da CAPES e Google Scholar.

Esta etapa resultou na seleção de 110 estudos com referências à área abrangida neste trabalho. Com o refinamento da seleção, foram removidas as duplicatas e separados os estudos com abordagem quantitativa dos de abordagem qualitativa, resultando em 48 estudos com referência direta ao estudo das características mecânicas de misturas asfálticas. Dentre esses, 9 foram classificados como de ordem qualitativa e 39 como de ordem quantitativa, dos quais 37 abordavam misturas recicladas mornas e quentes e 2 abordavam misturas recicladas a frio. Para este trabalho, optou-se por fazer a coleta de resultados somente dos estudos que abordaram a caracterização mecânica de misturas recicladas mornas e quentes com incorporação de RAP, após análise, selecionou-se 18 estudos para a abordagem quantitativa, de acordo com os resultados encontrados.

- Segunda fase: Organização dos dados

Nesta fase, foi realizada a obtenção das principais informações relacionadas aos procedimentos laboratoriais dos ensaios mecânicos adotados nos estudos escolhidos na primeira fase.

Os valores dos ensaios mecânicos avaliados em cada estudo, após a padronização de unidades, foram organizados em tabelas em função do teor de RAP da mistura ensaiada, desconsiderando as demais variáveis. Devido à quantidade de dados encontrados, julgou-se necessária a aplicação da estatística descritiva para sintetizar os dados e facilitar as avaliações da etapa seguinte.

- Terceira fase: Estudo de tendências

Na etapa final foram compilados os resultados e conclusões encontrados na literatura. Nesta etapa foi realizado um estudo de tendências, que contou com a plotagem de todos os resultados em gráficos de dispersão, gerando, para cada propriedade investigada, uma nuvem de dados de resultados em função do teor de RAP das misturas.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Análise Qualitativa do Comportamento Mecânico Das Misturas Asfálticas Recicladas

Para sintetizar e obter uma melhor visualização dos estudos de abordagem quantitativa que tiveram seus resultados numéricos extraídos e avaliados, elaborou-se a Tabela 1, posteriormente apresentada, que contém as principais informações a respeito dos ensaios de caracterização mecânica realizados e das misturas por eles estudados: referência aos autores dos estudos escolhidos, propriedades mecânicas investigadas, teor de RAP (em massa total) empregado nas misturas asfálticas recicladas, tipo de compactação adotada, presença de aditivos ou modificadores, tipo de aditivo e tipo de mistura em relação à temperatura de usinagem e compactação e os principais pontos observados a partir da análise do estudo de cada autor sobre o comportamento mecânico estudado.

### Análise Quantitativa do Comportamento Mecânico Das Misturas Asfálticas Recicladas

Revisada a literatura, procedeu-se com a coleta dos resultados quantitativos dos ensaios de caracterização realizados em cada um dos estudos da Tabela 1, de modo que os dados numéricos passaram pela padronização de unidades e foram mantidos nas unidades mais comuns encontradas em estudos brasileiros, a fim de comparação.

A discrepância nos valores encontrados tornou-se bem mais evidente para maiores teores de incorporação de RAP, conduzindo a uma grande heterogeneidade de resultados. Fez-se uso então da divisão das nuvens em setores de resultados agrupados e limitados por marcadores e cores, a fim de distinguir a forma de concentração dos resultados, possibilitando analisar as densidades de pontos nos gráficos e comportamentos semelhantes.

#### Estabilidade e Fluência Marshall

Na Figura 2 encontram-se os resultados do ensaio de Estabilidade Marshall plotados no gráfico de dispersão. Inicialmente, não foi possível verificar um comportamento geral específico, apesar do gráfico apontar para um crescimento dos valores de Estabilidade com o incremento de RAP. A partir do gráfico foi possível observar mudanças de comportamento a partir dos 40% de RAP.

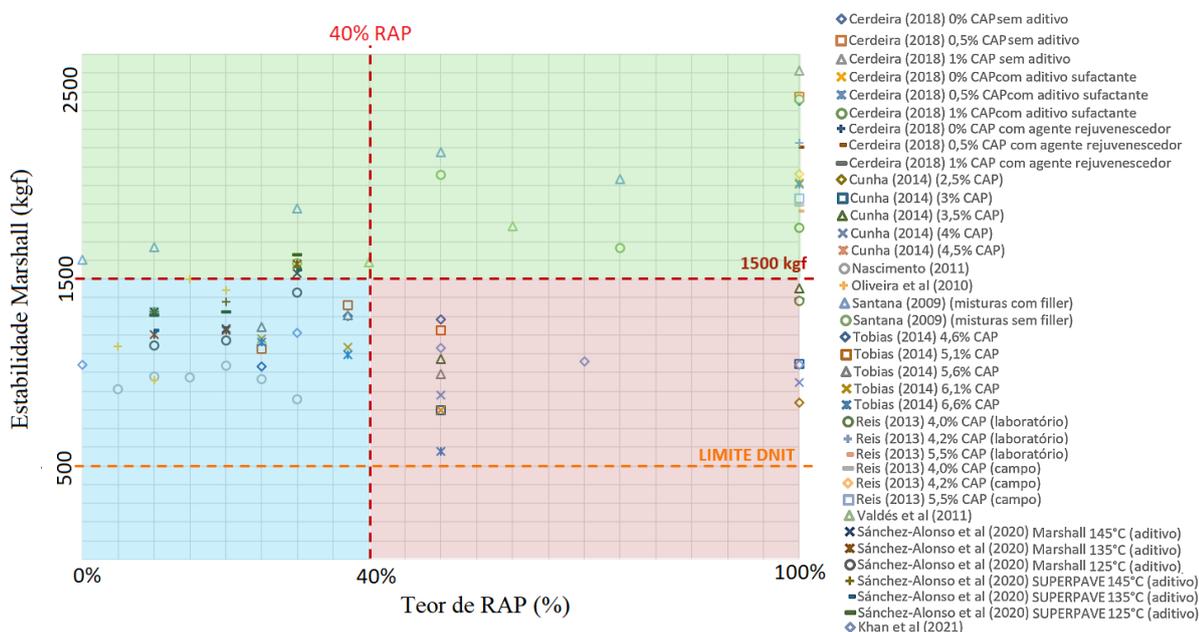


Figura 2. Estabilidade Marshall (Kgf) versus Teor de RAP (%).

Tabela 1. Estudos de abordagem quantitativa. (Autor, 2021)

PROPRIEDADES INVESTIGADAS REFERÊNCIA	ESTABILIDADE/ FLUÊNCIA	MÓDULO DE RESILIÊNCIA	MÓDULO COMPLEXO	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	VIDA DE FADIGA	CREEP DINÂMICO	DESGASTE CÂNTABRO	DUI/ LOTTMAN	TEOR RAP (%)	COMPACTAÇÃO	ADITIVOS OU MODIFICADORES	TIPO DE ADITIVO	TIPO (MORNA OU QUENTE)	PRINCIPAIS PONTOS OBSERVADOS
<b>Aguilar (2016)</b>		x		x			x		100	Marshall			A quente	Valores de MR e RT superiores com o aumento do teor de RAP incorporado. A adição de ligante virgem contribuiu significativamente na redução da perda de massa
<b>Bohn (2017)</b>		x	x	x		x	x	x	25 e 50	SUPERPAVE	x	Químico (Evotherm M1)	A quente/ Morna	Aumento nos valores de MR e RT, Módulo Dinâmico e RRT, além do ganho de resistência à deformação permanente. A inserção do fresado influenciou na perda de coesão das misturas. Verificou-se também que as misturas mornas trabalham de forma semelhante às misturas quentes
<b>Canchanya (2017)</b>			x		x			x	20	Marshall			A quente	À medida que se aumenta a temperatura, o módulo complexo da mistura torna-se mais suscetível à variação da frequência de carregamento. O melhor desempenho à fadiga foi demonstrado pela mistura asfáltica com adição de 20% de RAP.
<b>Centofante et al. (2018)</b>		x	x	x		x	x	x	0, 10, 20 e 30	SUPERPAVE			A quente	Misturas com menos RAP apresentaram maior rigidez que as com mais RAP. Houve aumento nos valores de MR, RT e FN. Observou-se que o incremento de fresado aumenta a tendência ao desgaste.
<b>Cerdeira (2018)</b>	x	x		x			x		100	Marshall	x	Químico (Evotherm P25/AR extrato NPA)	A quente	Aumento nos valores de Estabilidade Marshall e MR. Verificou-se que a presença do AR diminuiu o grau de rigidez da mistura reciclada. Assim como melhora nos parâmetros de desgaste.
<b>Cunha (2014)</b>	x			x					50 e 100	Marshall			A quente	Misturas com maior composição de finos apresentam valores de RT significativamente superiores às com maior composição de grossos.
<b>Dai (2016)</b>		x	x	x	x			x	25, 50 e 75	SUPERPAVE	x	Químico (Evotherm/ Sylvaroad)	Morna	Aumento na RRT de acordo com o incremento de RAP
<b>Gennesseaux (2015)</b>			x		x			x	50	Mesa compactadora francesa	x	Químico (CECABASE RT)	A quente/ Morna	Aumento do valor de Módulo Complexo. Verificou-se também misturas mornas tem sempre menor resistência à fadiga em comparação com misturas a quente, independentemente do nível de condicionamento ou do fato da mistura ser ou não reciclada.
<b>Huang et al. (2011)</b>		x		x	x				0, 10, 20 e 30	SUPERPAVE/ Marshall			A quente	Misturas submetidas ao envelhecimento de longo prazo apresentaram valores de MR mais elevados do que as misturas envelhecidas a curto prazo. Também apresenta aumento nos valores de RT.

<b>Khan et al (2021)</b>	x		x		x		x	x	0, 30, 50, 70 e 100	Marshall	x	Químico ou Mineral (óleo queimado de automóvel)	A quente	Melhora da trabalhabilidade da mistura, bem como dos valores de estabilidade e fluência. A vida de fadiga de misturas com alto teor de RAP incorporados é fortemente influenciada pela qualidade da mistura entre os ligantes virgem e envelhecidos. Também verificou-se aumento nos valores de RRT conforme incorporação de RAP.
<b>Lima (2003)</b>		x		x	x				0, 10, 30 e 50	Marshall	x	Químico (AR-75, AR-250, AR-500)	A quente	Aumento nos valores de MR e RT. Vida de Fadiga fortemente influenciada pela mistura entre ligante virgem e envelhecido, logo, é positiva a adição de um AR.
<b>Nascimento (2011)</b>	x	x		x				x	5, 10, 15, 20, 25 e 30	SUPERPAVE/ Marshall			A quente	Verificou-se que há uma tendência de crescimento dos valores de Estabilidade Marshall até determinado ponto, e em seguida, há uma tendência de decréscimo. O mesmo foi encontrado para valores de RT. Os valores de RT de misturas recicladas compactadas pela metodologia SUPERPAVE foram sempre superiores às compactadas no sistema Marshall.
<b>Oliveira (2013)</b>			x	x	x	x			15, 35 e 50	SUPERPAVE/ Marshall	x	Químico (Gemul XT-14)	A quente/ Morna	Os valores de MR de misturas recicladas a quente e mornas foram sempre superiores aos valores das misturas de referência. O autor comprova que apesar da diminuição da temperatura de mistura e compactação, as propriedades de resistência sofreram pouca influência. O autor não obteve valores expressivos de FN, de modo que também não constatou o aumento da resistência à deformação permanente com o aumento do teor de RAP.
<b>Reis (2013)</b>	x	x		x				x	100	Marshall			A quente	Aumento nos valores de MR, RT e RRT.
<b>Santana (2009)</b>	x	x		x				x	0, 10, 30, 50, 75 e 100	Marshall			A quente	O autor observou uma tendência de crescimento dos valores de Estabilidade Marshall até determinado ponto de incorporação de RAP e, em seguida, tendência de decréscimo. Porém, os resultados melhoram com a inserção de filler, que também trazem melhorias nos valores de RRT. Houve também aumento nos valores de RT. Considerando os resultados, o autor inferiu que as misturas mais adequadas para revestimentos asfálticos capa de rolamento e/ou binder, são as que contêm até 50% de RAP.
<b>Siqueira (2021)</b>		x		x	x			x	50	Marshall			A quente	O autor apontou que o percentual incorporado de fresado estava impactando negativamente na vida de fadiga das misturas por ele avaliadas
<b>Suzuki (2019)</b>		x	x	x	x	x		x	0, 10, 20, 25, 35, 50 e 65	Marshall	x	Orgânico (Anova 1815) (óleo vegetal)	A quente	A autora pontua que maiores valores de rigidez podem favorecer a resistência à deformações permanentes em altas temperaturas (ou baixas taxas de carregamento); de outro modo, valores menores de rigidez poderiam favorecer a resistência à fadiga em temperaturas intermediárias e a resistência ao trincamento térmico em temperaturas baixas.
<b>Torres (2020)</b>		x	x	x				x	0, 30 e 60	SUPERPAVE	x	Orgânico (óleo vegetal residual)	A quente	Verificou-se decréscimo nos valores de MR a partir do uso de AR. O autor também apontou redução nas temperaturas de usinagem e compactação a partir do uso de AR.

Os resultados, localizados na área verde do gráfico, foram de estudos que realizaram uma recomposição granulométrica nas misturas ensaiadas, e apresentam valores de Estabilidade mais altos que a média e crescentes conforme se aumentava a quantidade de fresado.

Na área azul do gráfico ficaram agrupados a maioria dos resultados. Verificou-se que os valores tendem a crescer com a incorporação do RAP, porém misturas com a adição de aditivos tenderam a obter resultados de estabilidade mais altos.

Os resultados encontrados na área vermelha eram, em sua maioria, de misturas às quais foram adicionados teores de ligante virgem acima de 3,5%. Observou-se a tendência de queda dos valores de estabilidade destas misturas a partir dos 40% de RAP adicionados.

Notou-se também diferenças de resultados para o teor de 100% de RAP. Supõe-se que essa dispersão está atrelada à heterogeneidade do fresado, indicando que quanto maior o teor de RAP da mistura, mais heterogênea a mistura, o que leva a maior variação de resultados.

### Módulo de Resiliência

De modo análogo ao realizado para Estabilidade Marshall, foram plotados os resultados coletados do ensaio de Módulo de Resiliência, dividido em três áreas de densidades de pontos diferentes e que apresentavam indícios de mudança de comportamento. Não foi possível verificar um comportamento geral no primeiro momento, mas notou-se uma densidade maior de resultados abaixo do valor de 10.000 MPa.

Como pode-se observar na Figura 3, para acréscimos de até 60% de RAP, a maioria dos resultados, agrupados na área vermelha do gráfico, encontram-se dentro desta faixa de resultados, que varia entre 2.000 MPa e 8.000 MPa.

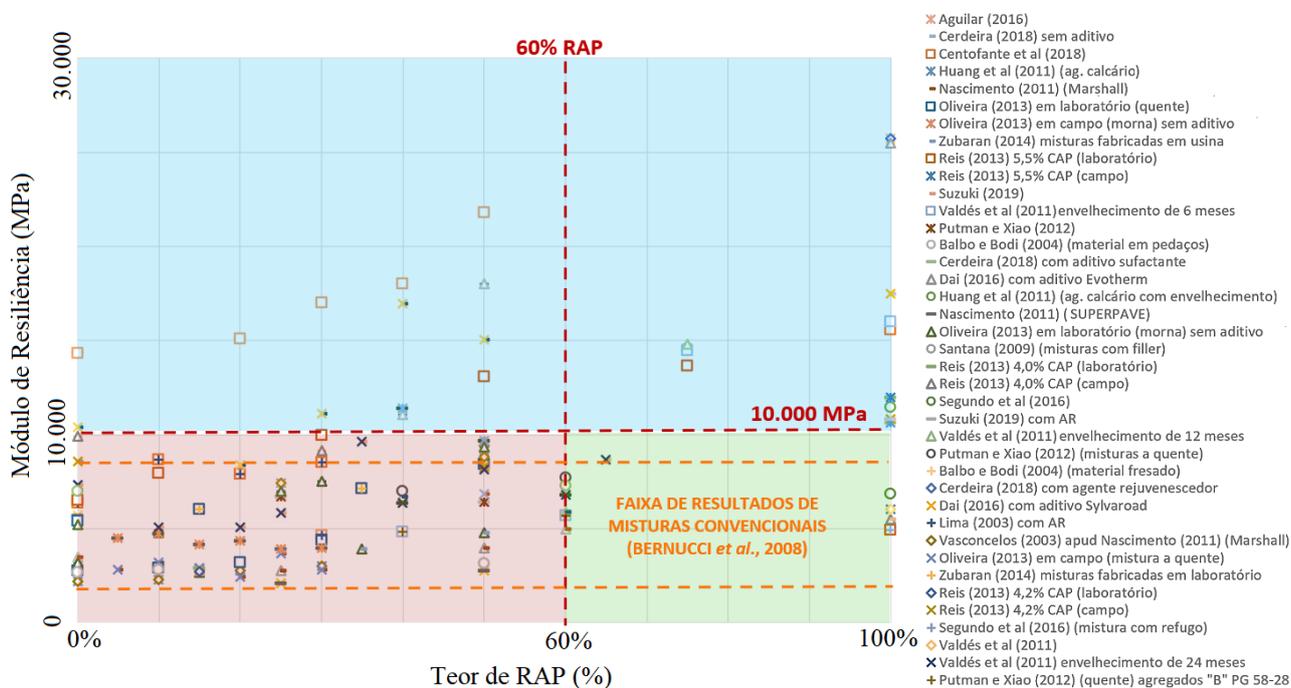


Figura 3. Módulo de Resiliência (MPa) versus Teor de RAP (%).

Observou-se também que alguns experimentos obtiveram parte considerável de seus resultados na área azul do gráfico, com valores bem mais altos que a maioria dos estudos apresentaram.

Os estudos que tiveram seus resultados na área verde do gráfico mostraram resultados dispersos, corroborando com a ideia da heterogeneidade de resultados a partir da incorporação de teores elevados de fresado.

Portanto, a fim de investigar os resultados que destoaram da maioria, separou-se os estudos que apresentaram resultados na área azul do gráfico. Foram os estudos de Putman e Xiao (2012), Segundo et al (2016) e Santana (2009). Notou-se que ambos estudos fizeram alterações granulométricas ou testes com novos agregados, o que apontou grande influência da granulometria dos agregados nos valores de Módulo de Resiliência de misturas recicladas.

De outro modo, quando analisa-se o comportamento dos conjuntos de dados de cada autor, com características semelhantes de ensaio e mistura, nota-se um aumento dos valores de MR com o aumento de RAP.

### Resistência à Tração

Na Figura 4 encontram-se os resultados de Resistência à Tração extraídos dos estudos selecionados, plotados num gráfico de dispersão. Para facilitar a observância dos resultados e tendências, foram inseridos dois marcadores que divide a nuvem de pontos em áreas de diferentes densidades. Foi traçada também a linha que representa o limite mínimo de 0,65 MPa prescrito pelo DNIT para misturas asfálticas convencionais.

Os setores em azul, no gráfico, foram os que apresentaram maior densidade de resultados em relação aos demais. Portanto, pode-se fazer duas observações: para adição de até 30% de RAP nota-se uma quantidade maior de resultados na literatura, bem como uma menor heterogeneidade de resultados; e a segunda é que para misturas com mais de 35% de RAP incorporado ocorre uma maior variação dos resultados de RT.

Aparentemente, na área azul inferior, os resultados tendem a crescer com o aumento do teor de RAP. Na área azul superior, os dados apresentam-se mais dispersos e tendem a estabilizar ou diminuir a tendência de crescimento.

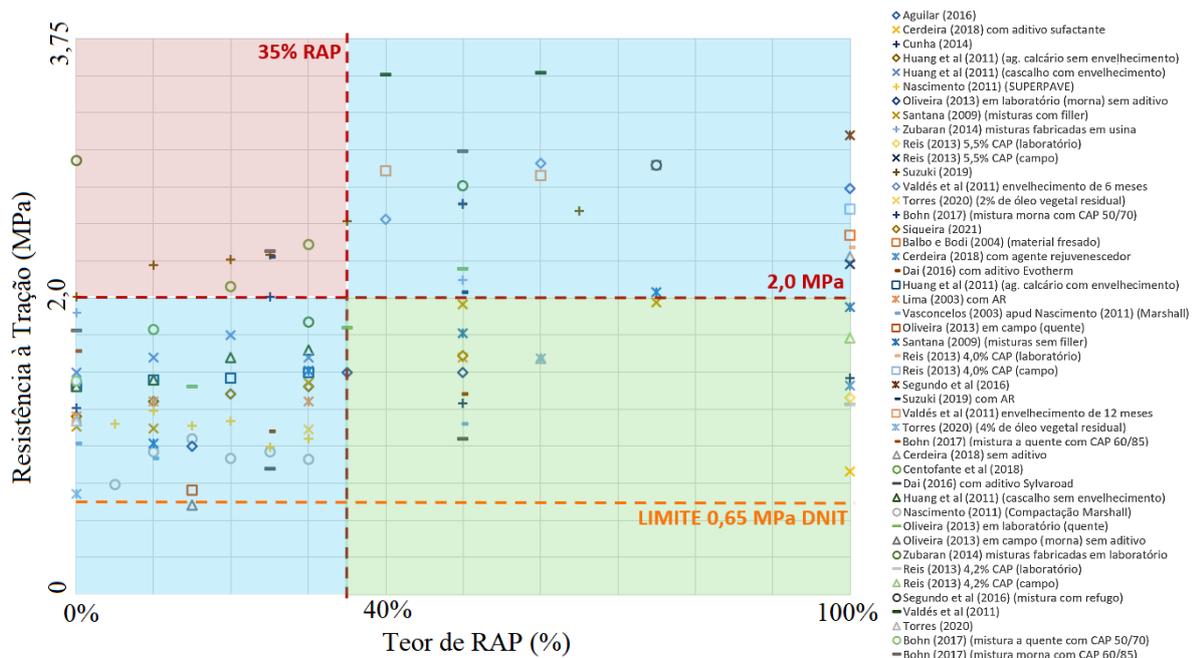


Figura 4. Resistência à Tração (MPa) versus Teor de RAP (%).

## Compressão ou Tração Axial de Carga Repetida (*Creep* Dinâmico)

Na Figura 5 estão os resultados do ensaio de *Creep* Dinâmico plotados no gráfico de dispersão. Verifica-se uma densidade maior de pontos entre os marcadores de FN = 2.000 ciclos e teor de RAP de 60%. Isso mostra que em misturas com até 60% de RAP os valores de FN tendem a manter-se na mesma faixa de ciclos.

As áreas em vermelho e verde apresentam uma densidade de pontos inferior à azul. Ao investigar estes resultados a fim de verificar alguma discrepância, identificou-se os estudos de Dai (2016) e Dai Lu e Saleh (2016). Estes autores fizeram uso de aditivos surfactantes, o que pode ter causado essa dispersão, significando que a presença destes aditivos aumentou consideravelmente a rigidez das misturas.

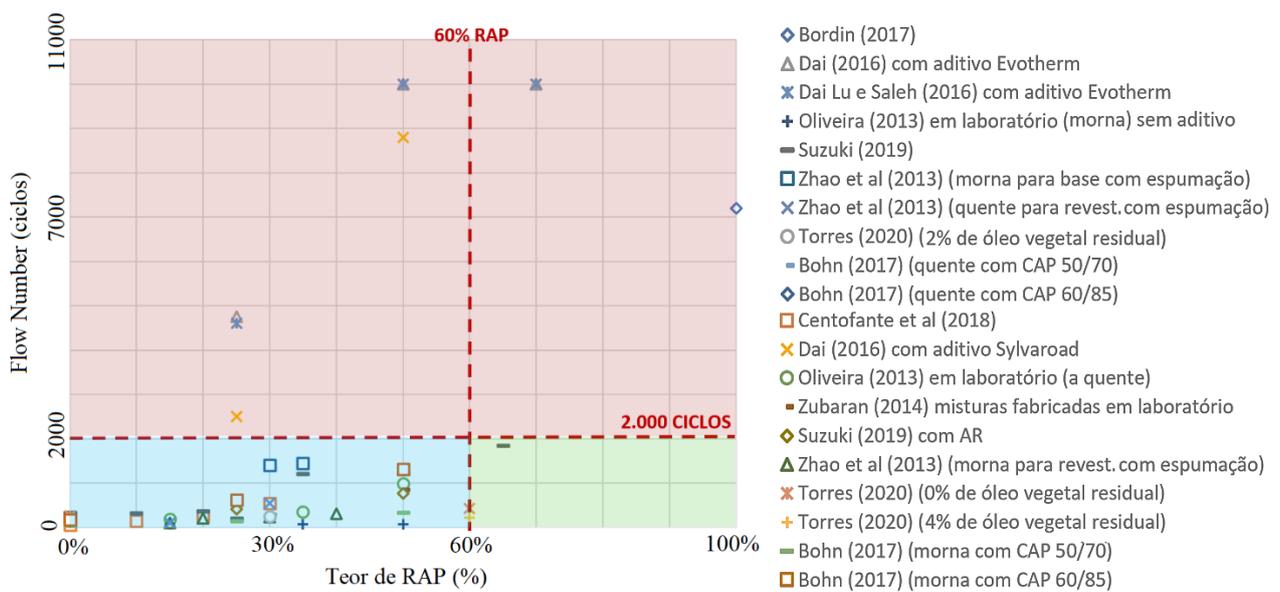


Figura 5. Flow Number (Ciclos) versus Teor de RAP (%).

O traçado de uma linha de tendência global mostra uma tendência geral de crescimento exponencial do valor de Flow Number com o aumento do teor de RAP na mistura. Quando há a adição de aditivo surfactante, o FN alcança maiores resultados de rigidez com uma menor quantidade de RAP. Por serem tendências, não pode-se afirmar que é o que acontece na prática.

## Desgaste Cântabro

Os resultados obtidos pelos autores para o Ensaio Cântabro foram, em média, próximos dos obtidos para misturas convencionais sem adição de RAP, que fica em torno de 5,91% (CERDEIRA, 2018). Todos apresentaram valores abaixo do limite máximo determinado pelo DNIT (20% de perda de massa). Devido a menor quantidade de resultados foi possível fazer a plotagem em um gráfico de colunas (Figura 6). Estes apontam uma tendência de crescimento conforme aumenta-se a quantidade de RAP inserida na mistura.

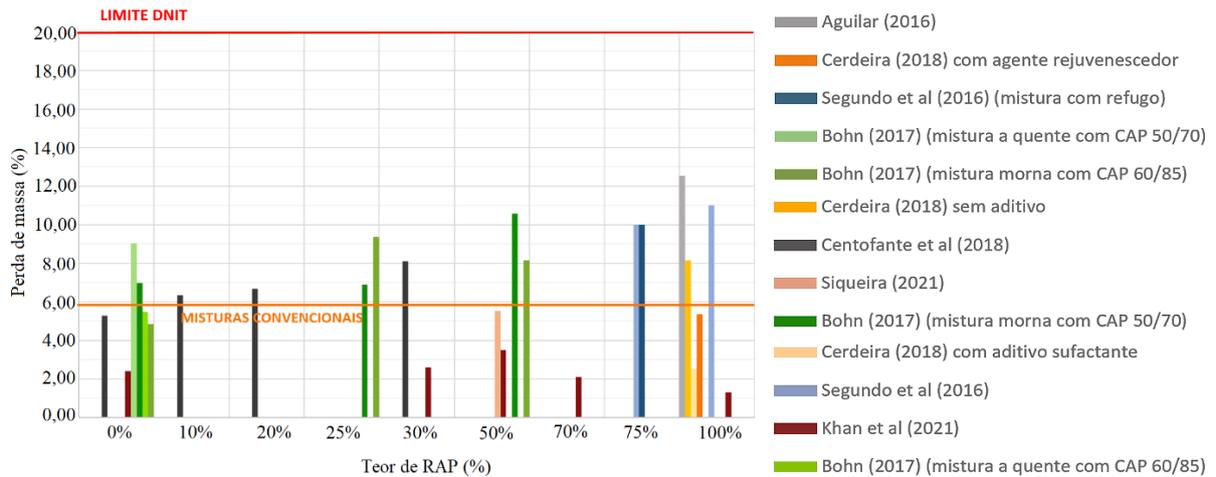


Figura 6. Desgaste Cântabro (%) versus Teor de RAP (%).

### Suscetibilidade à Umidade Induzida (Lottman)

Na Figura 7 encontram-se os resultados do ensaio de Suscetibilidade à umidade induzida plotados no gráfico de dispersão. Preliminarmente foi possível notar que a maioria das misturas ensaiadas atenderam ao critério mínimo de RRT estabelecido pelo DNIT. O mesmo comportamento acontece para o critério mínimo estabelecido na dosagem SUPERPAVE, porém com menos amostras.

A área verde do gráfico foi a que concentrou maior parte dos resultados. Delimitada pelo limite inferior do DNIT, fica claro que para misturas recicladas com até 50% de RAP apresentam valores razoáveis de RRT. Na área azul, nota-se que além de poucos estudos abordarem a reciclagem com altos teores de RAP, os resultados também apresentam-se mais dispersos, evidenciando mais uma vez o comportamento variável quando se utiliza grandes teores de fresado.

As áreas em vermelho demonstram comportamentos atípicos, mas justificáveis. Algumas misturas, localizadas na área vermelha superior tiveram resultados melhores de Resistência à Tração após o condicionamento. Na área vermelha inferior, a maioria das misturas foram confeccionadas com algum aditivo, apresentando resultados inferiores ao limite.

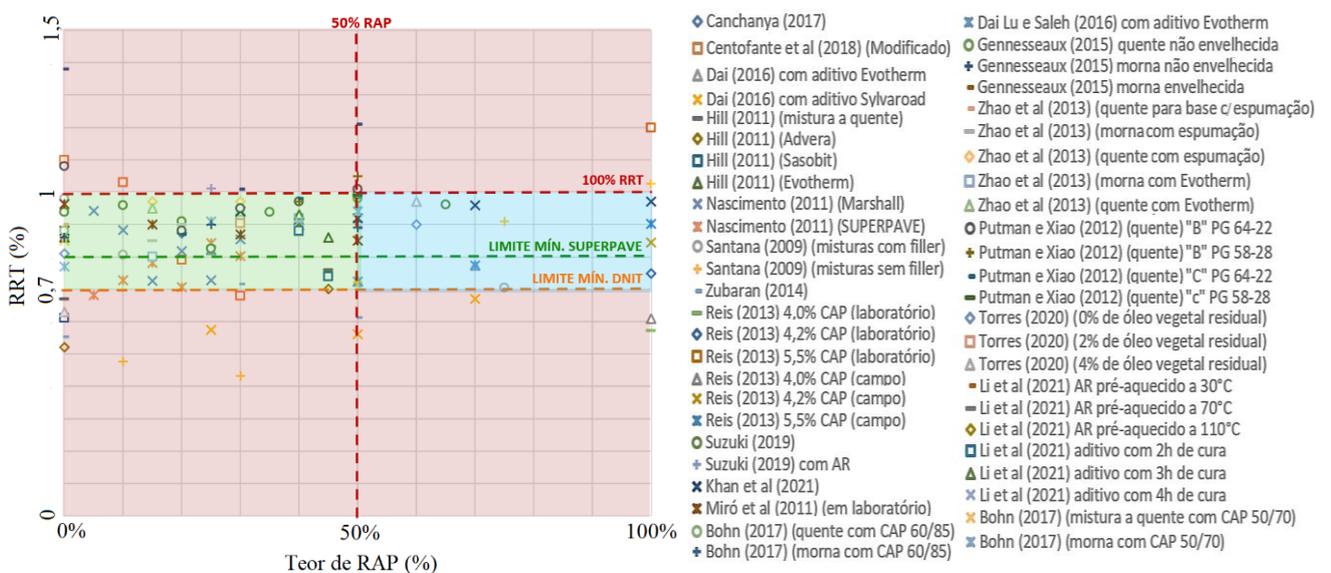


Figura 7. RRT (%) versus Teor de RAP (%).

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi avaliada a influência do teor de material asfáltico fresado nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas recicladas. Baseado no levantamento realizado e nos resultados obtidos nesta pesquisa, verificou-se que o comportamento mecânico das misturas recicladas foi fortemente influenciado pela composição granulométrica dessa mistura e pela presença de um agente rejuvenescedor. Os valores de MR, RT e perda de massa foram significativamente reduzidos após o uso de agentes rejuvenescedores. Quando comparados com os valores de misturas convencionais confeccionadas à quente sem RAP, os resultados de módulo complexo, fadiga e resistência mecânica a baixa temperatura para misturas recicladas com fresado se mostraram muito semelhantes. Quanto ao efeito do tipo de compactação, em geral, misturas recicladas obtidas pela compactação SUPERPAVE tinham valores de RT sempre superiores aos obtidos pela compactação Marshall.

A adição de quantidades cada vez maiores de RAP numa mistura reciclada comprometia a coesão e adesividade de misturas. Em contrapartida, o incremento do material elevou os valores de estabilidade Marshall, módulo de resiliência, e resistência à tração. De modo semelhante, causou um claro aumento na capacidade das misturas recicladas de resistir às cargas que podem levar à fratura completa do material, porém, comprometem a resistência ao trincamento das misturas em vários graus. Quanto à deformação permanente, a adição de RAP nas misturas asfálticas recicladas levou a um melhor desempenho, quando comparadas com misturas sem fresado.

O incremento de RAP tendeu a elevar a perda de massa nas amostras recicladas. A adoção de aditivos e modificadores na dosagem de misturas asfálticas recicladas conduziu a uma tendência global de redução dos valores de RT. As misturas recicladas mornas preparadas com os aditivos usados pela literatura analisada tenderam a apresentar desempenho melhor do que boa parte das misturas recicladas a quente em termos de características de fadiga e de afundamento, evidenciando a potencial redução energética e de emissões de fumos com a adoção dessa tecnologia.

Em geral, espera-se que a avaliação do comportamento mecânico estudadas ao longo deste trabalho viabilize a utilização de material fresado em misturas asfálticas recicladas, visto ser matéria totalmente possível e viável quanto às exigências mecânicas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUILAR, Gildeci Souza de. **Blocos intertravados em concreto asfáltico reciclado à quente**: contribuição para o estudo de viabilidade técnica. 2016. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Materiais, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.
- ALMEIDA Jr., Pedro Orlando Borges de. **Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem**. 2016. 2017p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.
- BRUXEL, Daiana Frank. **Estudo do comportamento viscoelástico de concretos asfálticos convencionais e modificados através de ensaios laboratoriais e de análise de desempenho**. 2015. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, RS, 2015.
- BOHN, Kátia Aline. **Avaliação de misturas asfálticas recicladas mornas com uso de ligantes convencional e modificado por polímero**. 2017. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2017.
- BRASIL. **Anuário Estatístico de Transportes**: 2010 – 2018. Ministério da Infraestrutura. Secretaria de Política e Integração. Brasília. 2018.
- CANCHANYA, Job Pérez. **Avaliação do comportamento mecânico e reológico de mistura asfáltica com adição de 20% de material fresado – RAP**. 2017. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.
- CENTOFANTE, R *et al.* Avaliação do comportamento de misturas asfálticas recicladas a quente com inserção de material fresado. **Revista Matéria**, v. 23, n. 03, 2018.

- CERDEIRA, Joselle Ferraz. **Estudo de misturas asfálticas recicladas a quente contendo 100% de material fresado para execução de tapa-buracos**. 2018. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Materiais, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.
- COSTA, C.; PINTO, S. O uso de reciclagem de pavimentos como alternativa para o desenvolvimento sustentável em obras rodoviárias no Brasil. **Brasil Engenharia**, n. 602, p. 96-102, 2011.
- DAI, Lu Xuan. **Evaluation of warm mix asphalt performance incorporating high reclaimed asphalt pavement content**. 2016. Dissertação (Mestrado) - University of Canterbury, 2016.
- DAI LU, X.; Saleh, M. Evaluation of warm mix asphalt performance incorporating high RAP content. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 43, n.4, 2016)
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE – DNIT. **DNIT 031/2006 – ES: Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Planilhas do Sistema Nacional de Viação**, n. 202108A. Ministério dos Transportes. Brasília. 2021.
- HUANG, B. *et al.* Laboratory Investigation of Cracking Resistance of Hot-Mix Asphalt Field Mixtures Containing Screened Reclaimed Asphalt Pavement. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [s.l.], vol. 23, n. 11, 2011.
- KHAN, M. Z. H. *et al.* Performance of High Content Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) in Asphaltic Mix with Crumb Rubber Modifier and Waste Engine Oil as Rejuvenator. **Applied Sciences**, v. 11, 11. ed., n.5226, 2021.
- LIMA, A. T. **Caracterização mecânica de misturas asfálticas recicladas a quente**. Fortaleza: Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, 2003.
- MARQUES, Geraldo Luciano de Oliveira. **Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica**; efeito da Compactação por Impacto e Giratória. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2004.
- NASCIMENTO, Maria das Vitórias do. **Estudo do comportamento mecânico de misturas asfálticas recicladas**. 2011. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2011.
- OLIVEIRA, Jardel Andrade de. **Avaliação do desempenho de misturas asfálticas recicladas Mornas em laboratório e em campo**. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, 2013.
- PUTMAN, B.J.; XIAO, F. **Investigation of warm mix asphalt (wma) technologies and increased percentages of reclaimed asphalt pavement (rap) in asphalt mixtures**. 2012.
- REIS, Ana Carolina da Cruz. **Propriedades mecânicas de misturas asfálticas recicladas em usina protótipo de escala reduzida**. Dissertação de mestrado. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2013.
- SANCHEZ-ALONSO, E. *et al.* Experimental Study to Design Warm Mix Asphalts and Recycled Warm Mix Asphalts Using Natural Zeolite as Additive for Sustainable Pavements. **Sustainability 2020**, v.12. 3. ed. n. 980, 2020.
- SANTANA, Emerson Pereira de. **Estudos das propriedades físicas e mecânicas de misturas asfálticas recicladas com materiais fresados: estudo de caso - BR-230**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Campina Grande, Centro Tecnologia e Recursos Naturais, Campina Grande, 2009.
- SEGUNDO, I. G. R. *et al.* Misturas asfálticas recicladas a quente com incorporação de elevado percentual de fresado como alternativa para camada de módulo elevado. **Transportes**, v. 24, n. 4, p. 85-94, 2016.
- SIQUEIRA, Mateus Valdevino. **Avaliação de propriedades mecânicas de misturas asfálticas incorporadas com elevado teor de material fresado**. 2021. TCC (Curso de Engenharia Civil) - Departamento Acadêmico de Infraestrutura e Construção Civil, Instituto Federal de Ciência e Tecnologia de Pernambuco, Recife, 2021
- SUZUKI, Karina Yuriko. **Avaliação de misturas asfálticas recicladas a quente com diferentes teores de material fresado**. 2019. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade São Paulo, São Paulo, 2019.
- TOBIAS, Breno Lacerda. **Dosagem de misturas asfálticas recicladas contendo pelo menos 25% de material fresado**. 2013. Trabalho de conclusão de curso. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.
- VALDÉS, G. *et al.* Experimental study of recycled asphalt mixtures with high percentages of reclaimed asphalt pavement (RAP). **Construction and Building Materials**, Vol. 25, p. 1289-1297. 2011.
- ZHAO, S. *et al.* Comparative evaluation of warm mix asphalt containing high percentages of reclaimed asphalt pavement. **Construction and Building Materials**, v. 44, p. 92-100, 2013.
- ZUBARAN, Marcelo. **Avaliação do comportamento de misturas asfálticas recicladas mornas em laboratório e usina de asfalto**. 2014. Dissertação (Mestrado) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### CURVA DE COMPORTAMENTO DE UMA BGTC

*Rodrigo Marques Lima 1; José Camapum de Carvalho 2*

#### RESUMO

Com o surgimento do Método de Dimensionamento Nacional, sentiu-se a necessidade de se aprofundar os estudos do comportamento mecânico dos materiais. Sendo o módulo de resiliência (MR) um parâmetro importante, o presente estudo voltou-se para a busca de maiores entendimentos da brita graduada tratada com cimento (BGTC), material frequentemente utilizado como base e sub-base. O seu uso em obra tem sido definido com auxílio das curvas granulométricas selecionadas previamente pelo projetista, seguida da adição cimento Portland na proporção adequada em massa. O presente estudo busca estabelecer uma curva única de comportamento da BGTC que indique a variação de seu MR em função dos fatores teor de cimento, índice de vazios, umidade e granulometria, fatores estes que em princípio governam o comportamento deste material. Os fatores foram isolados e foram traçados gráficos de sua influência sobre o MR. Após isto foram agrupados num gráfico único que traz todos eles numa só equação plotados contra o MR. O resultado dos estudos conduziu a uma curva única, que pode ser usada para todas as granulometrias e traz o valor do MR em função de variáveis de fácil obtenção como índice de vazios e umidade. Esta curva serve de referência para se obter a ordem de grandeza do módulo. É evidente que fatores como distribuição de poros, natureza química mineralógica e forma dos agregados e especificidades do cimento usado certamente promoverão mudanças nessa curva única universalizada no âmbito de uma relativa uniformidade desses fatores, o que não retira a grande relevância da abordagem desenvolvida neste estudo. É de fundamental importância ressaltar que o uso das curvas de comportamento não dispensa a realização dos ensaios de módulo, ao contrário, esses ensaios são o primeiro passo para se obter uma curva acurada. Só então ela pode ser usada para o controle tecnológico de trechos de rodovia.

#### PALAVRAS-CHAVE:

BGTC, módulo de resiliência, curva de comportamento, fatores de influência.

#### ABSTRACT

With the outbreak of a national mechanistic-empirical method (MEDINA), there was a need to further study the mechanical properties of materials commonly used, especially the resilient modulus (MR). The material studied here, graded gravel treated with cement (BGTC), is used as base and sub-base, being defined with the aid of granulometric curves previously selected by the designer, followed by the addition of Portland cement in the appropriate proportion in pasta. This study seeks to establish a unique behavior curve for BGTC that demonstrates the variation of its MR as a function of the influencing factors (cement content, void ratio, moisture and granulometry) that govern the behavior of this material. The factors were isolated and graphed of their isolated influence and then grouped into a single graph that brings them all in a single equation plotted against the MR. The result is a single curve, which can be used for all granulometries and brings the MR value as a function of easily obtainable variables such as void ratio and moisture content. This curve serves as a reference to obtain the magnitude of the modulus. Evidently, factors like pore size distribution and the nature of mineralogy will influence the curve. It is important to say that the curves will not dismiss the realization of triaxial tests.

**KEY WORDS:** BGTC, resilient modulus, influencing factors

<sup>1</sup> Analista de Infraestrutura de Transportes, Setor de Autarquia Norte Quadra 3 Bloco. A, Edifício Núcleo dos Transportes DNIT, Brasília/DF, [rodrigo.lima@dnit.gov.br](mailto:rodrigo.lima@dnit.gov.br)

<sup>2</sup> Professor da Universidade de Brasília – UNB, Campus Universitário Darcy Ribeiro, SG-12, Asa Norte Brasília/DF, [camapumdecarvalho@gmail.com](mailto:camapumdecarvalho@gmail.com)

## INTRODUÇÃO

Os métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento trouxeram a necessidade de aprofundar os estudos voltados para o entendimento das propriedades mecânicas dos materiais utilizados nas obras de pavimentação. A realização de estudos para a compreensão do funcionamento do material aqui analisado (BGTC) passa pela definição e análise dos fatores de influência teor de cimento, índice de vazios, umidade e granulometria, que ajudam a estabelecer os parâmetros chave de resistência e deformabilidade deste material. O módulo de resiliência (MR), a resistência a tração ( $R_t$ ) e a Resistência a Compressão ( $R_c$ ), são os parâmetros chave utilizados no dimensionamento dos pavimentos semirrígidos e precisam ser compreendidos, assim como requer entendimento, o como estes variam com os fatores de influência.

Neste artigo, foi utilizado o MR como parâmetro chave de resistência para estudar as situações que ocorrem em campo com o material. O módulo de resiliência pode ser definido como uma variável de estado do material usada para mensurar a relação entre um carregamento vertical cíclico e a deformação elástica gerada por este mesmo carregamento. Através da variação do MR foi possível entender melhor o desempenho da brita graduada tratada com cimento. A partir destas premissas, realizou-se campanhas de ensaios adotando-se duas curvas granulométricas retiradas da Norma da União Europeia sobre BGTC. O objetivo da campanha de ensaios foi por meio de ensaios triaxiais de carga repetida com os materiais usados em diversas proporções estabelecer um modelo de comportamento mecânico da BGTC no que se refere ao parâmetro aqui estudado, o módulo de resiliência (MR).

É necessário ressaltar que este estudo não contempla a parte de fadiga do material cimentado, ponto chave na investigação do colapso de materiais estabilizados. Este tópico deve ser estudado em uma futura oportunidade para complementar o modelo de comportamento da BGTC.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O material estudado foi a BGTC, utilizada em rodovias para compor a base de pavimentos. A BGTC foi composta por brita oriunda de rocha calcária do Distrito Federal e cimento Portland CP-II E-32. Inicialmente definiu-se as curvas granulométricas que delimitaram o estudo utilizando a Norma Europeia **BS EN 14227-1:2013**. Conforme a Figura 1, as duas curvas granulométricas adotadas representam os extremos de um espectro amplo. O formato foi considerado satisfatório para a pesquisa, pois permitiu realizar os ensaios a partir de duas curvas diferentes e observar os seus efeitos no parâmetro analisado. O ensaio de compactação Proctor foi realizado com as BGTCs usadas com a finalidade de determinar a umidade ótima da mistura e com isso obter o melhor resultado nos parâmetros pesquisados. Foi utilizada a energia de compactação modificada, pois verificou-se, de acordo com algumas referências, que tal procedimento gera um melhor resultado. Foram utilizados corpos de prova (CP) de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Os CP's foram moldados num cilindro tripartido de aço, com intuito de facilitar a desmoldagem e evitar serem danificados quando da retirada dos moldes. Observou-se quando do uso de moldes bipartidos que nas umidades mais baixas os corpos de prova tendiam a se desfazer entrando em colapso quando retirados do molde. Após a realização dos ensaios de compactação, chegou-se numa umidade ótima para cada curva granulométrica, umidade esta utilizada como referência na moldagem dos corpos de prova. De modo a ampliar a precisão nas análises do comportamento mecânico, foi determinada a umidade quando da moldagem de cada corpo de prova e os resultados obtidos para o módulo

resiliente (MR) foram analisados considerando-se as umidades de ensaio e as umidades de ensaio menos a absorção dos agregados. Como absorção dos agregados tomou-se como referência os resultados obtidos por Nunes (2017). Nunes (2017) obteve 0,65 % para absorção do agregado graúdo e 0,94 % para o agregado miúdo. Considerando que tais valores foram obtidos após imersão e que no presente estudo não ocorre imersão adotou-se como absorção nas análises 0,2 % para o material mais grosso C1 e 0,4 % para o material mais fino C2.

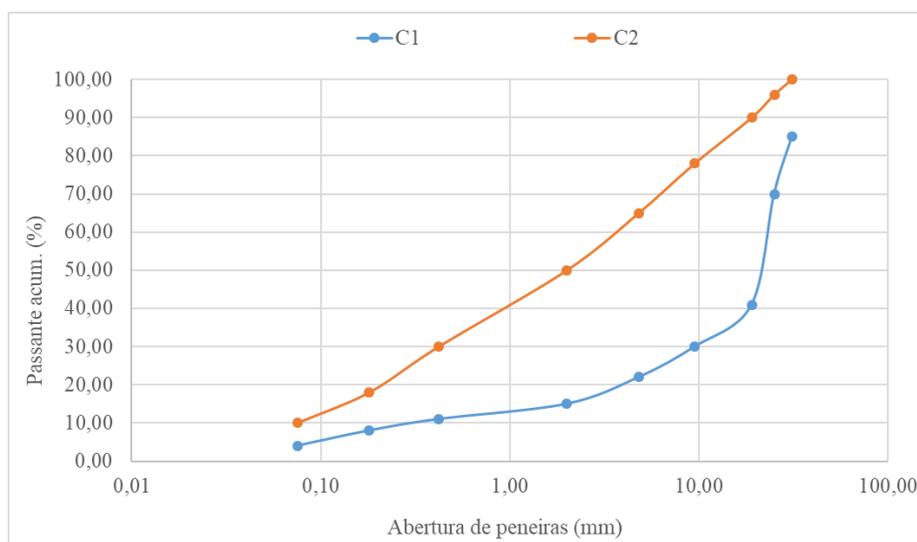


Figura 1 – Curvas Granulométricas Adaptadas a Partir da Norma Europeia

Para se determinar o módulo de resiliência da BGTC, foram realizados ensaios de compressão triaxial de carga repetida conforme a Norma DNIT 181/2018-ME nos laboratórios da COPPE-UFRJ. O ensaio consiste em aplicar uma carga axial de forma repetida com o controle de pulso, duração e frequência de aplicação dessa carga. Foram aplicadas 5 tensões verticais, conforme ilustrado na Tabela 1.

Tabela 1 – Tensão Vertical

Sequência	Tensão principal maior $\sigma_1$ (MPa)	Número de aplicações de cargas
1	0,1	50
2	0,2	50
3	0,3	50
4	0,4	50
5	0,5	50

De acordo com a norma supracitada, foram utilizados parâmetros tais como ciclo de 1HZ de frequência e pulso de carga de 0,1s para 0,9s de repouso, buscando sempre reproduzir as condições de carregamento a que o material será submetido no campo. Foram realizadas 50 repetições de

aplicação de carga para cada valor de tensão principal, sendo que no cálculo do MR foram consideradas as 5 últimas aplicações de carga para cada tensão principal. O MR e a Deformação Resiliente foram determinados pelas Equações 1 e 2:

$$\text{MR} = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_r} \quad (1)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\delta_r}{H_0} \quad (2)$$

Onde:

$MR$  = Módulo de resiliência, MPa;

$\sigma_1$  = Tensão vertical, MPa;

$\varepsilon_r$  = Deformação resiliente;

$\delta_r$  = Deslocamento resiliente, mm;

$H_0$  = Altura de referência do medidor de deslocamento.

O sistema de medição de deslocamento consistiu em dois LVDT's posicionados em lados diametralmente opostos no corpo de prova, conforme pode-se visualizar na Figura 2.



Figura 2 – Sistema de medição

Foram moldados 3 corpos de prova para cada situação estudada, variando-se a curva e o teor de cimento. Os ensaios foram realizados com 28 dias de cura, de forma a avaliar a evolução do MR ao longo do tempo. A cura dos corpos de prova foi realizada em câmara úmida.

## RESULTADOS

Após a realização dos ensaios de módulo de resiliência, foram obtidos os valores do módulo médio (média das tensões) aos 7 e 28 dias para os corpos de prova moldados nas 2 curvas granulométricas C1 e C2 e nos 3 teores de cimento ( $T_c$ ) adotados (2%, 4%, 6%). Além disso foram fornecidos os protocolos do laboratório com os valores de peso, umidade e volume no momento da moldagem do corpo de prova. Alguns CP's não obtiveram resultado pois o equipamento não conseguiu captar o deslocamento ou o CP não tinha rigidez suficiente e colapsava no momento da moldagem. O valor do peso específico real dos grãos foi obtido por meio de ensaios em picnômetro à gás realizados no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB). Esses dados foram utilizados na elaboração da Tabela 2 calculando-se outros parâmetros, como gama úmido (peso específico úmido), gama seco (peso específico seco) e índice de vazios. Ao calcular novos parâmetros como esses, o objetivo era montar gráficos de MR em função dos fatores de influência (teor de cimento, índice de vazios, umidade e granulometria) citados no início do artigo que viessem a mostrar como se dava a variação do parâmetro chave de resistência (MR).

Tabela 2 – Dados do ensaio triaxial (fazer as seguintes correções na tabela:

DADOS DO ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA									
CURVA GRANULOMÉTRICA	TEOR DE CIMENTO (%)	PESO DO CP (Kgf)	PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS ( $kN/m^3$ )	VOLUME ( $m^3$ )	W (%)	ÍNDICE DE VAZIOS e	PESO ESPECÍFICO NATURAL ( $\gamma_n$ ) ( $kN/m^3$ )	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO ( $\gamma_d$ ) ( $kN/m^3$ )	MÓDULO DE RESILIÊNCIA MR 28 DIAS (MPa) SEGUNDO ENSAIO TENSÃO MÉDIA
C1	2	3,676	26,89	0,00157	3,32	0,210	22,97	22,23	9.123
C1	2	3,651	26,89	0,00157	3,05	0,215	22,81	22,14	8.133
C1	2	3,665	26,89	0,00157	3,30	0,213	22,90	22,17	9.277
C1	4	3,713	26,73	0,00157	3,49	0,192	23,20	22,42	18.365
C1	4	3,643	26,73	0,00157	3,91	0,220	22,76	21,91	19.252
C1	4	3,681	26,73	0,00157	3,46	0,202	23,00	22,23	
C1	6	3,761	26,62	0,00157	3,50	0,172	23,50	22,71	25.751
C1	6	3,749	26,62	0,00157	3,73	0,179	23,43	22,58	
C1	6	3,806	26,62	0,00157	2,99	0,153	23,78	23,09	27.970
C2	2	3,788	27,00	0,00157	5,38	0,202	23,67	22,46	5.623
C2	2	3,692	27,00	0,00157	5,29	0,233	23,07	21,91	6.323
C2	2	3,765	27,00	0,00157	5,31	0,209	23,53	22,34	
C2	4	3,932	26,99	0,00157	5,37	0,157	24,57	23,32	23.354
C2	4	3,946	26,99	0,00157	5,55	0,155	24,66	23,36	20.897
C2	4	3,845	26,99	0,00157	5,43	0,184	24,03	22,79	19.663
C2	6	3,930	26,91	0,00157	5,27	0,154	24,56	23,33	
C2	6	3,911	26,91	0,00157	5,54	0,162	24,44	23,15	25.888
C2	6	3,928	26,91	0,00157	5,58	0,158	24,54	23,25	20.440

Após esses dados serem analisados foi feito um primeiro estudo, buscando entender como os parâmetros da Tabela 2 influenciavam o comportamento da BGTC. Estas primeiras análises traziam apenas gráficos da variação do MR com o índice de vazios (e) e com o teor de cimento ( $T_c$ ) separadamente, Figuras 3a e 3b respectivamente.

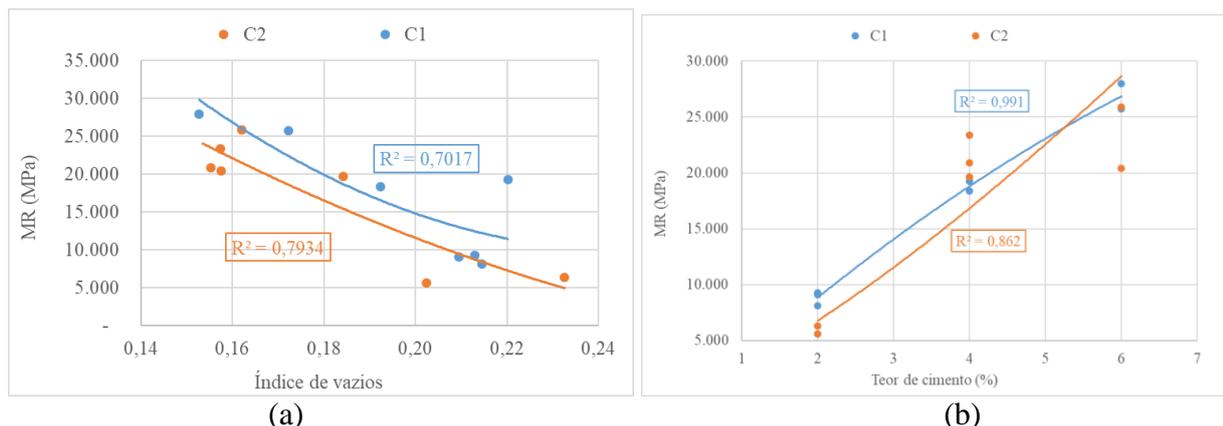


Figura 3 – Módulo de resiliência em função: a) do índice de vazios; b) do teor de cimento

Neste primeiro momento, percebe-se que o índice de vazios tem influência significativa no comportamento do MR (Figura 3a), pois as duas curvas mostram tendência de queda acentuada do valor do MR ao aumentar o valor de “e”. Porém nota-se também uma dispersão considerável nos dados, com curvas pouco precisas ( $R^2=0,70$  e  $0,79$ ) sugerindo que não somente o fator de influência “e”, mas também outros fatores citados anteriormente influenciam no comportamento do material. Já na Figura 3b chega-se à esperada conclusão que o valor do MR aumenta com o teor de cimento, fato amplamente conhecido na literatura sobre BGTC, e que guarda relação com o fato do gráfico “e x Tc” (Figura 4) mostrar tendência de queda do índice de vazios com o incremento do teor de cimento. Tal fenômeno geralmente ocorre devido a hidratação do cimento que forma cristais de silicatos de cálcio hidratados, representados genericamente por C-S-H, compostos que preenchem o espaço ocupado previamente pela água e pelas partículas de cimento, diminuindo assim o volume de vazios. Com a diminuição do volume de vazios, devido ao maior número de pontos de contato entre as partículas do material, tem-se o aumento acentuado do MR, conforme mostrado na Figura 3a.

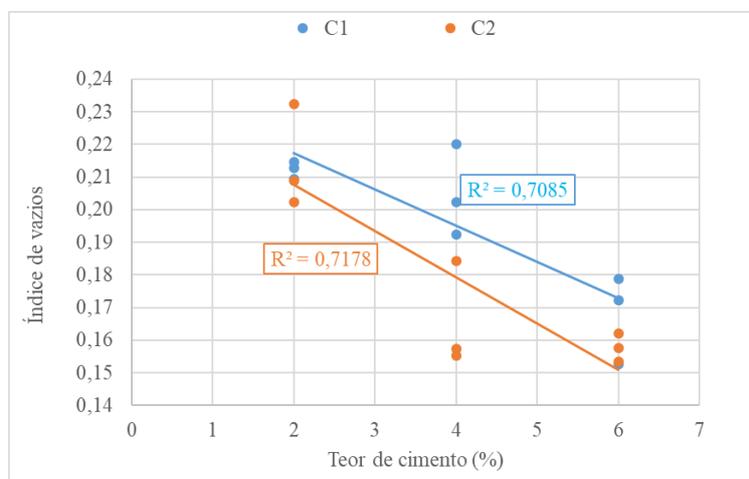


Figura 4 – Índice de vazios x teor de cimento

Logo, conclui-se que o módulo irá variar com o teor de cimento ( $T_c$ ) e com o índice de vazios (e), o que leva a conclusão de que seria adequado, considerando-se os resultados apresentados na Figura 3, introduzir um fator de normalização ( $T_c/e$ ) para buscar uma curva mais precisa e menos dispersa. A Figura 5 apresenta a análise gráfica realizada considerando-se este fator. Percebe-se com a junção dos pontos oriundos dos dois materiais nessa figura que o resultado de  $R^2$  obtido para o conjunto é

pouco distinto daqueles obtidos para as misturas com os materiais C1 e C2, colocando assim, em um segundo plano, a relevância da distribuição granulométrica, o que é do ponto de vista prático importante, pois limita em termos de análise de comportamento a influência da variabilidade da textura do material que inevitavelmente ocorre em campo.

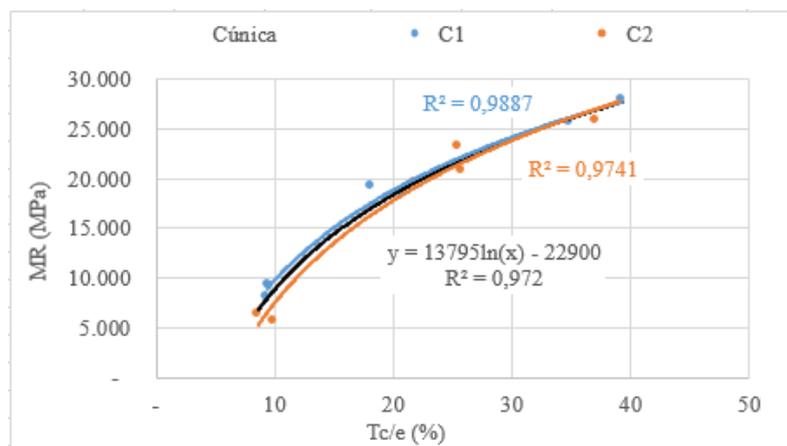


Figura 5 – Módulo de resiliência x (teor de cimento/índice de vazios)

Ao introduzir um fator de normalização ( $T_c/e$ ) o gráfico se mostra mais bem conformado, pois apresenta  $R^2$  iguais a 0,98 e 0,97, respectivamente, para as duas curvas granulométricas (C1 e C2, Figura 1), índice superior ao apresentado nos gráficos anteriores em que se considerou de modo separado os valores de  $T_c$  e “e”. Com isso, foi possível expressar de maneira mais precisa a variação do MR com os dois parâmetros ( $e$ ,  $T_c$ ), além de trazer uma explicação física coerente para tal fato, pois só uma das variáveis não controla sozinha o comportamento da BGTC. Enquanto o volume de vazios altera o MR por alterar o número de pontos de contato entre as partículas de brita, o teor de cimento altera o MR por aumentar a cimentação entre as partículas e aumentar a coesão entre elas. Graficamente, um valor alto de ( $T_c/e$ ), ou seja, um baixo índice de vazios e um alto teor de cimento, gera um alto valor de MR, o que se confirma pelos resultados nas Figuras 3a e 3b.

Avaliou-se em seguida a influência sobre o comportamento do MR do fator água - cimento calculado considerando-se os parâmetros constantes da Tabela 2 e as absorções 0,2 % para o material C1 e 0,4 % para o material C2 obtendo-se os resultados apresentados na Figura 6. A Figura 6a apresenta o MR em função do fator água / cimento considerando-se a umidade global dos corpos de prova e a Figura 6b apresenta o MR em função do fator água / cimento no qual se considerou a umidade efetiva dos corpos de prova como correspondendo à umidade global menos a absorção 0,2 % para o material C1 e 0,4 % para o material C2. As correlações obtidas foram bastante satisfatórias com uma boa sobreposição dos resultados obtidos para os dois materiais. O comportamento verificado converge para o esperado com fundamento no fato de que o comportamento mecânico dos solos e materiais granulares geralmente tende a piorar com o aumento do teor de umidade, assim como no caso do concreto o fator água - cimento interfere diretamente no comportamento.

Portanto, no caso do concreto, a definição do fator água / cimento ideal deve convergir para a quantidade de água necessária à hidratação do concreto e não para sua presença em excesso. A insuficiência limita a formação das cimentações e o excesso promove a presença de espaços preenchidos por ar e água ambos contribuindo para um pior comportamento mecânico. As especificidades físicas da BGTC são distintas daquelas dos concretos convencionais em especial devido ao menor teor de cimento utilizado e ao estado não saturado da mistura. O menor teor de cimento requer uma menor quantidade de água necessária à sua hidratação, no entanto, o processo

de compactação para que ela seja mais efetiva requer uma quantidade de água relativamente elevada, em especial em relação àquela necessária para a hidratação do cimento, fazendo com que o fator água / cimento se eleve. No presente estudo apenas o teor de cimento 6% forneceu fator água / cimento dentro de uma faixa geralmente considerada como satisfatória para o caso do concreto, e foi para ela que o MR apresentou os maiores valores. É evidente que o próprio teor de cimento mais elevado contribuiu para a melhoria do MR devido à formação de mais cimentações.

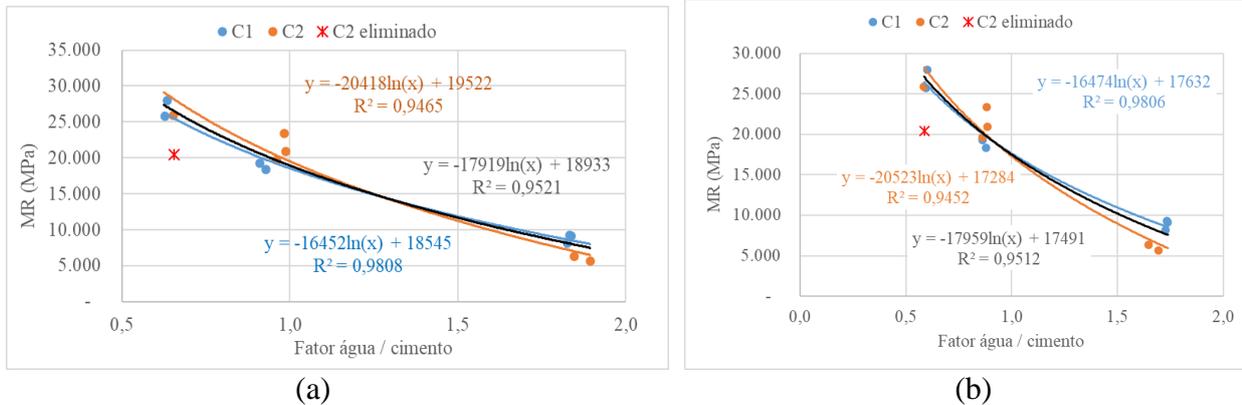


Figura 6 – MR em função de: a) do fator umidade global / teor de cimento; b) do fator umidade efetiva / teor de cimento

Considerando-se os resultados apresentados na Figura 5 em que o MR cresce com o aumento da relação teor de cimento / índice de vazios e na Figura 6 em que o MR diminui com o aumento do fator água / cimento, analisou-se o MR em função da relação  $(T_c/e)$  / fator água / cimento. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 7 sendo que na Figura 7a considerou-se nos cálculos do fator água / cimento a umidade global dos corpos de prova e na Figura 7b considerou-se a umidade efetiva estimada, ou seja, a umidade global menos as umidades de absorção adotadas. Nessa análise tem-se, portanto, MR como função de  $T_c^2/(w * e)$ , Equação 3.

$$MR \cong \frac{T_c^2}{(w * e)}$$

(3)

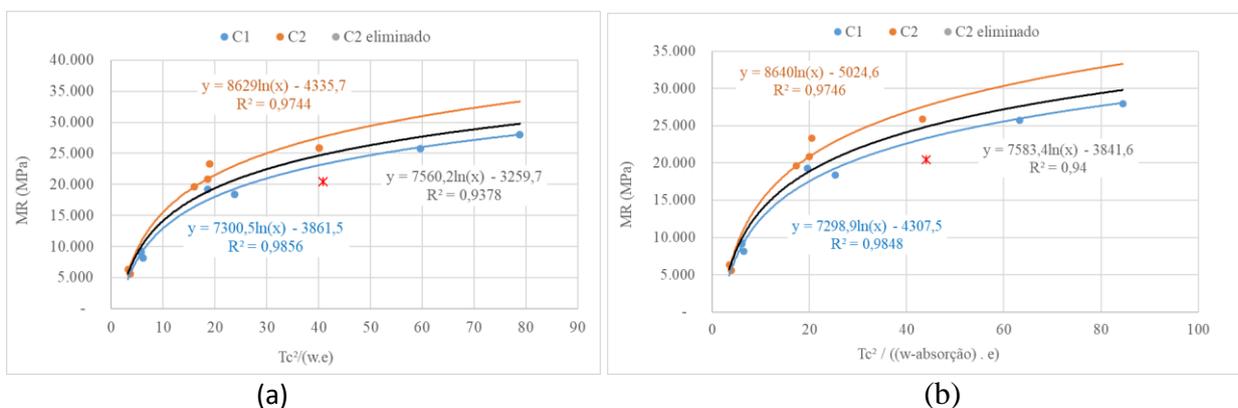


Figura 7 – MR em função de: a)  $T_c^2/(w * e)$ ; b)  $T_c^2 / ((w - W_{\text{absorção}}) \cdot e)$

Os resultados apresentados nas Figuras 7a e 7b mostram ser o MR da BGTC função direta do teor de cimento ao quadrado e inversa do índice de vazios e da umidade de compactação. Apesar dos resultados obtidos para as duas distribuições granulométricas analisadas serem próximos e quando

analisados conjuntamente apresentarem um coeficiente de correlação razoável, a não coincidência das tendências sinaliza para a necessidade de ampliação dos estudos. A redução do MR com o aumento do índice de vazios e do teor de umidade indica que o excesso de água no fator água / cimento gera um distanciamento dos grãos de cimento, levando a um baixo imbricamento entre os cristais de C-S-H formados e a um consequente aumento dos espaços vazios, resultando em uma queda no MR da BGTC. O aumento do índice de vazios leva a uma diminuição dos pontos de contato entre os grãos do material e a um aumento dos espaços vazios entre eles e, portanto, a uma consequente diminuição da resiliência do material, pois esses vazios não contribuem para a deformação elástica de um material granular.

## CONCLUSÕES

Levando-se em consideração que este estudo é apenas o início do estabelecimento de modelos de comportamento que expliquem o desempenho da BGTC como base de rodovia, pode-se colocar as seguintes conclusões:

1. O MR da BGTC é regido por uma série de variáveis, a saber: a granulometria, o índice de vazios, a umidade e o teor de cimento;
2. O MR pode variar de uma curva granulométrica para outra, porém é possível obter uma única equação que descreva com razoável nível de precisão o seu valor em qualquer curva granulométrica;
3. A água a ser adicionada na BGTC deve ser cuidadosamente dosada, pois o excesso de umidade gera um distanciamento dos grãos de cimento e queda do MR, enquanto a falta de umidade leva à não hidratação de todo o conteúdo de cimento e consequente perda de rigidez como um todo;
4. Não necessariamente o volume de água mais adequado para a compactação levará ao melhor resultado quanto ao MR;
5. As curvas não devem ser traçadas sem a realização da campanha de ensaios de MR, utilizar o módulo de outro material ou outra obra levará a uma curva deslocada em relação a curva real daquele material;
6. A parte de fadiga da BGTC deve ser estudada futuramente para complementar o modelo de comportamento aqui proposto.

## AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar sua gratidão ao Laboratório de Geotecnia Prof. Jacques Medina – LABGEO da COPPE/UFRJ que realizou os ensaios de módulo de resiliência para esta pesquisa tornando-a possível. Gostaríamos de agradecer também o apoio do DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE – DNIT, que realizou o transporte das amostras de brita entre Brasília e o Rio de Janeiro.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BALBO, J. T. (2007). Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração, Oficina de Textos, São Paulo.

BS EN 14227-1. (2013). Hydraulically bound mixtures - Specifications. Cement bound granular mixtures.

CONSOLI, N. C., CRUZ, R. C., FLOSS, M. F., FESTUGATO, L. (2010). "Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand." J. Geotech. Geoenviron. Eng., vol. 136 n° 5, 759-763.

CONSOLI, N. C., FOPPA, D., FESTUGATO, L., HEINECK, K. S. (2007). "Key parameters for strength control of artificially cemented soils." J. Geotech. Geoenviron. Eng., vol. 133 n° 2, 197-205.

DER/PR - DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. (2005). DER/PR-ESP-P16: Pavimento: brita graduada tratada com cimento. Paraná.

DER/SP- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. (2005). DER/SP-ET-DE-P00/009: Especificação Técnica: sub-base ou base de brita graduada tratada com cimento. São Paulo.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE - DNIT. (2018). Norma DNIT 136/2018 - ME Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE - DNIT. (2013). DNIT 164/2013-ME Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE - DNIT. (2018). DNIT 181/2018 - ME Pavimentação – Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE - DNIT. (2021). DNIT 413/2021 - ME Pavimentação – Massa específica, densidade relativa e absorção de agregado graúdo para misturas asfálticas – Método de ensaio.

FRANCO, F. A. C. P. (2007). Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

JITSANGIAM, P., CHUMMUNEERAT, S., PHENRAT, T., NIKRAZ, H. (2013). Characteristics and Performance of Cement Modified-Base Course Material in western Australia. Journal of Materials in Civil Engineering.

MEDINA, J., MOTTA, L. M. G., (2015), Mecânica dos pavimentos. Editora INTERCIÊNCIA, 3ª Edição, Rio de Janeiro.

METHA, P. K. (1994). Concreto: estrutura, propriedades e materiais, Pini, São Paulo.

NUNES, L.C. (2017). Fadiga de misturas asfálticas descontínuas com Asfalto-borracha de 4ª geração. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, G.DM-281/17, 142 p.

WERKMEISTER, S., RALF, N., DAWSON, A. R. et al. (2002). "Deformation Behavior of Granular Materials Under Repeated Dynamic Load". Environmental Geomechanics – Monte Verità.

XUAN D. X., HOUBEN, L. J. M., MOLENAAR, A. A. A., SHUI, Z. H. (2012). Mechanical Properties of Cement-Treated Aggregate Material – A review. Mater Des, 33: 496-502. Available at: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0261306911003244>.

YEO, Y.S. (2011). Characterization of cement-treated crushed rock base course for Western Australian Roads, 227p, Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Curtin University, School of Civil and Mechanical Engineering, Australia.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ESTUDOS SOBRE A UTILIZAÇÃO DE COPRODUTO DE MINERAÇÃO DE FERRO EM CAMADA DE SUB-BASE DE PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA

*Jádila Rodrigues dos Santos Saka<sup>1</sup>; Marcelo Ricardo Soares Meneguelli<sup>2</sup>; Elvio Antônio Sartório<sup>3</sup>*

#### RESUMO

O Brasil é o segundo maior exportador de minério de ferro do mundo, com uma produção de 341,08 milhões de toneladas em 2020, de acordo com a SECEX (2021) e em 2019, uma produção de minério de ferro estimada em 410 milhões de toneladas, onde 68% de toda a exportação mineral foi de ferro (IBRAM, 2020). Estima-se que o ferro, principal mineral produtor de rejeitos em seu beneficiamento, pode gerar entre os anos de 2010 e 2030, 4.721.301 toneladas de rejeitos (CAVALCANTE; SILVA; VIANA, 2012). O reaproveitamento desses resíduos na pavimentação pode agregar valor a esse subproduto, minimizar impactos ambientais causados pela exploração de matéria-prima natural e da extração do minério de ferro, além de possibilitar emprego de um material tecnicamente competitivo. A metodologia da presente pesquisa objetivou avaliar o comportamento das misturas de um solo e rejeito do minério de ferro, visando-se à aplicação em camadas sub-base da pavimentação. Realizou-se a caracterização física, geotécnica e mecânica do solo, rejeito, e das misturas, verificando o atendimento das especificações de sub-base estabilizada granulometricamente, segundo a norma 139/2010-ES do Departamento Nacional de Infraestrutura de transportes. Os resultados encontrados demonstraram que o rejeito e as misturas são viáveis de serem aplicados em camadas de sub-base em substituição do agregado natural.

**PALAVRAS-CHAVE:** rejeito de minério de ferro; pavimentação; sub-base; rodovias.

#### ABSTRACT

Brazil is the second exporter of iron ore in the world, with a production of 341.08 million tons in 2020, according to SECEX (2021) and the largest in 2019, an iron ore production estimated at 410.00 million million tons, where 68% of all mineral exports were iron (IBRAM, 2020). It is estimated that iron, the main mineral producer of tailings in its processing, can generate between the years 2010 and 2030, 4,721,301 tons of tailings (CAVALCANTE; SILVA; VIANA, 2012). The reuse of waste in paving adds to this by-product, minimizing environmental impacts through primarily natural exploration and iron ore extraction, enabling these uses of a simplified technical material. The research methodology to evaluate the behavior of the mixtures presents the objective of a soil and tailings to make the application of iron, attributing to the application in layers of sub-base of paving. The physical, geotechnical and mechanical characterization of the soil, tailings, and mixtures was carried out, verifying the compliance with the specifications of granulometrically stabilized sub-base, according to the norm 139/2010-ES of the National Transport Infrastructure. The results found were mixed or rejected as being viable to be applied in sub-base layers in substitution of aggregate aggregates.

**KEY WORDS:** iron ore tailings; paving; subgrade; highways.

<sup>1</sup> Eng. Civil, Especialista em Engenharia de Infraestrutura Urbana. Instituto Federal do Espírito Santo – IFES, Campus Vitória/ES. Av. Vitória, 1729 - Jucutuquara, Vitória - ES, 29040-780. E-mail: jadila.rodrigues@gmail.com

<sup>2</sup> Professor, Eng. Civil, Especialista. Coordenadoria do Curso Técnico em Estradas. Instituto Federal do Espírito Santo – IFES, Campus Vitória/ES. Av. Vitória, 1729 - Jucutuquara, Vitória - ES, 29040-780. E-mail: meneguelli@ifes.edu.br

<sup>3</sup> Professor, Eng. Civil, Msc. Coordenadoria do Curso Técnico em Estradas. Instituto Federal do Espírito Santo – IFES, Campus Vitória/ES. Av. Vitória, 1729 - Jucutuquara, Vitória - ES, 29040-780. E-mail: elvio@ifes.edu.br

## INTRODUÇÃO

O Brasil é o segundo maior exportador de minério de ferro do mundo, com uma produção de 341,08 milhões de toneladas, em 2020, segundo a SECEX (2021), e, em 2019, 410 milhões de toneladas. Números muito expressivos, conforme indicam os 68% de toda a exportação desse elemento de mineração (IBRAM, 2020). Conforme a Agência Nacional de Mineração (2021), no segundo semestre de 2020, o minério de ferro foi responsável por 81,6% das receitas da Compensação Financeira pela Exploração de Recursos Minerais (CFEM), como é chamado o “royalty” do setor mineral. Os maiores responsáveis pela produção mineral comercializada no Brasil, no ano de 2019, são os estados do Pará, com uma participação equivalente a 49,29% de toda a produção brasileira, e o estado de Minas Gerais, com 40,11% (AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO, 2020).

Estima-se que o ferro, principal mineral produtor de rejeitos em seu beneficiamento, pode gerar entre os anos de 2010 a 2030, 4,7.721.301 bilhões de toneladas de rejeitos (CAVALCANTE; SILVA; VIANA, 2012). O segmento rodoviário, após diversos estudos, tem se mostrado uma opção viável para o aproveitamento do minério de ferro (LARA et al., 2018).

Carneiro (2020) descreve que, devido à grande diminuição das jazidas de exploração próximas aos centros urbanos, diversos estudos geotécnicos vêm sendo realizados para utilização de materiais alternativos no lugar dos naturais, com a finalidade de redução da utilização de material in natura e da melhora do desempenho daquele que é utilizado. O aproveitamento de resíduos em misturas como solo, como material alternativo, objetiva a melhora das propriedades mecânicas dos materiais utilizados nas obras.

A utilização deste rejeito granular, com grande disponibilidade atual, devido ao aumento da produção mineral nos últimos anos, associada à carência de materiais granulares com alta resistência mecânica para a execução de pavimentos em muitas regiões urbanas (CAMPANHA, 2011), corroboram para se estudar a viabilidade técnica da utilização do mesmo em fins rodoviários.

Inclui-se, por conseguinte, a grande demanda nacional por obras de pavimentação de rodovias ainda não pavimentadas, conforme dados obtidos pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT (2018) e pelo Sistema Nacional de Viação – SNV (BRASIL, 2018), em 2018. Para a extensão aproximada de 65 mil quilômetros de malha rodoviária federal, cerca de 10 mil quilômetros ainda não estão pavimentados, destacando-se uma quantidade bastante considerável da extensão da malha rodoviária que ainda se encontra sem qualquer tipo de pavimentação em sua superfície, demonstrando a enorme necessidade por obras de pavimentação de modo a melhorar a infraestrutura rodoviária brasileira.

Há de se considerar também que a utilização de rejeito de minério de ferro na pavimentação rodoviária pode melhorar o desempenho do pavimento, reduzir custos com manutenção ao longo dos anos, assim como os custos com transportes dos materiais in natura, que poderão ser substituídos no aproveitamento deste material. A utilização dos resíduos provenientes do beneficiamento do minério de ferro em rodovias, em substituição dos agregados convencionais, reduzirá a utilização dos recursos naturais, que têm se tornado cada vez mais escassos, assim como, também diminuirá a quantidade de resíduos dispostos no meio ambiente, que não consegue absorver a quantia atual destes sem haver um desequilíbrio ambiental (DANTAS, 2015).

Assim, o objetivo desta pesquisa foi analisar a viabilidade técnica do aproveitamento do rejeito de minério de ferro em substituição parcial do agregado natural incorporado em misturas com diferentes proporções do solo seco, que poderão ser utilizadas em camadas confinadas de pavimentação rodoviária, especificamente, nas camadas de sub-base estabilizadas granulometricamente.

## METODOLOGIA

Para atingir os objetivos da pesquisa proposta, foi estabelecida metodologia e programa experimental, cujas etapas estão apresentadas sinteticamente no Quadro 1. Como materiais foram utilizados um solo argiloso amarelo (SL-01-ARGA-00), um coproduto arenoso de mineração de ferro, também chamado de rejeito arenoso de minério de ferro (COAMF-A1) e duas misturas com proporções de 60/40% e 70/30% de (SL01/COAMF) consideradas a partir de suas massas secas.

Quadro 1 – Resumo da metodologia do programa experimental realizado (Autores, 2022).

Descrição da etapa	Local	Etapas Caracterização	Norma	Material
			DNIT-DNER	
Preparo das amostras	Laboratório de Solos – Ifes	Preparação das amostras de solo para caracterização;	DNER-ME 041/1994	Solo, COAMF e misturas
Caracterização física e geotécnica	Laboratório de Solos – Ifes e RCR Solos	Análise granulométrica de solos por peneiramento;	DNER-ME 080/1994	Solo, COAMF e misturas
		Limite de liquidez;	DNER-ME 122/1994	Solo, COAMF e misturas
		Limite de plasticidade;	DNER-ME 082/1994	Solo, COAMF e misturas
Caracterização mecânica.	Laboratório RCR Solos	Ensaio de compactação (Energia intermediária);	DNIT 164/2013-ME	Solo, COAMF e misturas
		Índice de suporte Califórnia (CBR)	DNIT 172/2016-ME	Solo, COAMF e misturas

A amostra de solo foi retirada em taludes de cortes às margens da rodovia ES-124, localizada no ponto médio de coordenadas geográficas de Latitude 40°17'59.89"S e Longitude 19°53'32.32"O (Datum Sirgas 2000) no município de Aracruz/ES (Figura 1). Este solo argiloso estava sendo utilizado na obra de pavimentação da rodovia em misturas com brita graduada simples (BGS).

O coproduto arenoso de mineração de ferro (Figura 2) foi proveniente do beneficiamento do minério de ferro da usina da VALE S.A em Brucutu – MG. As amostras foram cedidas e entregues acondicionadas e identificadas pela empresa, no Instituto Federal Espírito Santo Campus Vitória. Estas amostras estão sendo utilizadas no desenvolvimento de novas misturas para pavimentação em cooperação entre Ifes e Vale através do Projeto Cátedra Under Rail.

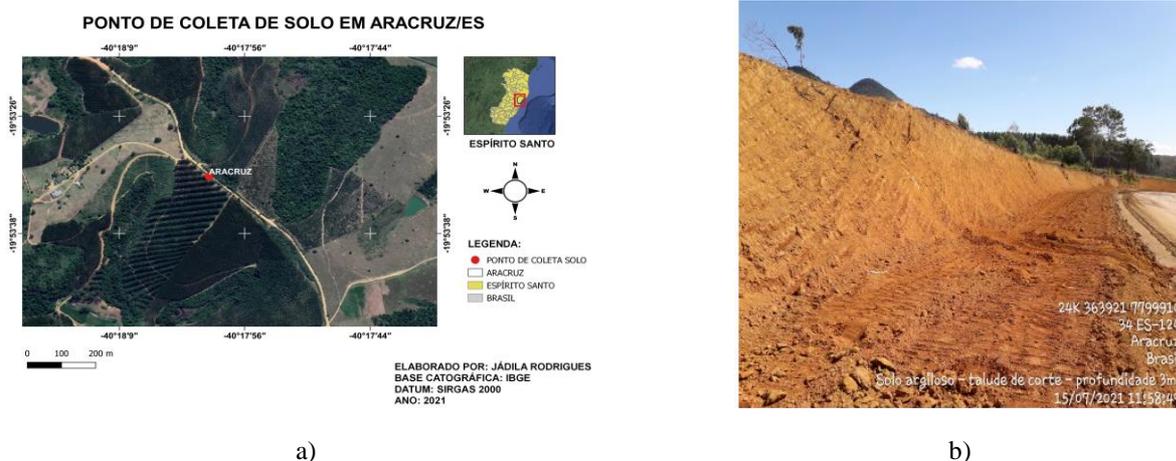


Figura 1 - Localização do talude selecionado para a coleta de amostras do solo (Autores, 2022).



Figura 2 – Coproduto arenoso de mineração de ferro: a) acondicionado em tambores; b) amostra seca ao ar para realização de ensaios (Autores, 2022)

O programa experimental consistiu na caracterização física e geotécnica da amostra do solo (SL-01-ARGA-00), do coproduto arenoso de mineração de ferro (COAMF-A1), separadamente, e de suas misturas, assim como a avaliação do comportamento mecânico, por meio de ensaios técnicos com base nas normas apresentadas no Quadro 01.

A Tabela 1 apresenta as misturas entre o solo argiloso amarelo e o coproduto arenoso de mineração de ferro e suas respectivas proporções em massa seca. Essas proporções foram definidas a partir dos estudos de revisão bibliográfica já realizados e publicados.

Tabela 1 - Dosagem misturas Solo (SL-01-ARGA-00) + Coproduto arenoso de mineração de ferro (COAMF-A1) (Autores, 2022).

IDENTIFICAÇÃO DA MISTURA	PROPORÇÃO (Em massa seca dos materiais)	
	PORÇÃO DESOLO	PORÇÃO DE REJEITO
-		
60/40/SL01/COAMF	60%	40%
70/30/SL01/COAMF	70%	30%

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 3 apresenta as curvas granulométricas do solo e do coproduto arenoso de mineração de ferro estudados. A amostra de solo foi identificada como SL-01-ARGA-00 e a do coproduto arenoso, como COAMF-A1. Por meio das curvas granulométricas desses materiais, pôde-se determinar a partir da escala granulométrica da AASHTO as porcentagens de argila, silte, areia e pedregulho (Tabela 2).

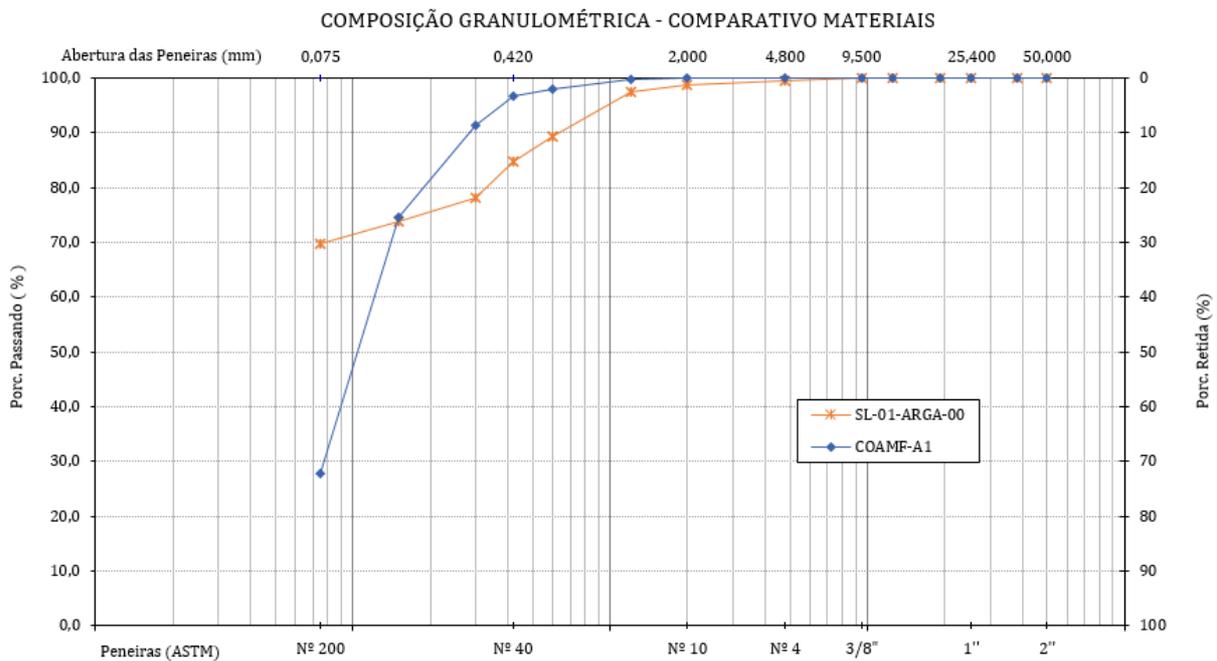


Figura 3 - Curvas granulométricas do solo (SL-01-ARGA-00) e do coproduto arenoso de minério de ferro (COAMF-A1) (Autores, 2022).

No que se refere à composição deste solo, observa-se presença de alto teor de finos, com aproximadamente 70% dos seus grãos passando na peneira de abertura nº 200 (0,075mm), demonstrando ser um material predominantemente argiloso.

Tabela 2 - Composição granulométrica do solo (SL-01-ARGA-00) e do coproduto arenoso de mineração de ferro (COAMF-A1) (Autores, 2021).

Identificação	Silte + Argila (%) (< # 0,075mm)	Areia Fina (%) (# 0,42 - 0,075mm)	Areia Grossa (%) (# 2,00 - 0,42mm)	Pedregulho (%) (> 2,00mm)
SL-01-ARGA-00	69,80	14,92	14,12	1,17
COAMF-A1	27,84	68,81	3,35	0,00

Quanto ao coproduto arenoso de mineração de ferro, pôde-se concluir que o rejeito do beneficiamento mostrou ser um agregado miúdo, tendendo às areias finas siltosas.

Os resultados encontrados estão de acordo com aqueles conseguidos por outros pesquisadores, como Barbosa (2016), Campanha (2011) e Pinto (2013), os quais descrevem que uma porcentagem de 60 a 70% dos rejeitos oriundos de processos de mineração de ferro na região do quadrilátero ferrífero de Minas Gerais apresentam uma granulometria tendendo às areias finas e médias siltosas.

Os outros 30%, por possuírem granulometria que indiquem siltes e argilas, são classificados geotecnicamente como solos finos. Pode-se notar que tanto o rejeito quanto o solo apresentam elevado teor de finos.

Na Figura 4, são apresentadas as curvas granulométricas para as misturas ensaiadas de 60% de solo e 40% de COAMF-A1 (60/40/SL01/COAMF) e 70% solo e 30% de COAMF-A1 (70/30/SL01/COAMF), sendo todas as proporções em massa seca. Por meio das curvas granulométricas de ambas as misturas, pôde-se extrair as porcentagens de argila, silte, areia e pedregulho, como mostrado na Tabela 3.

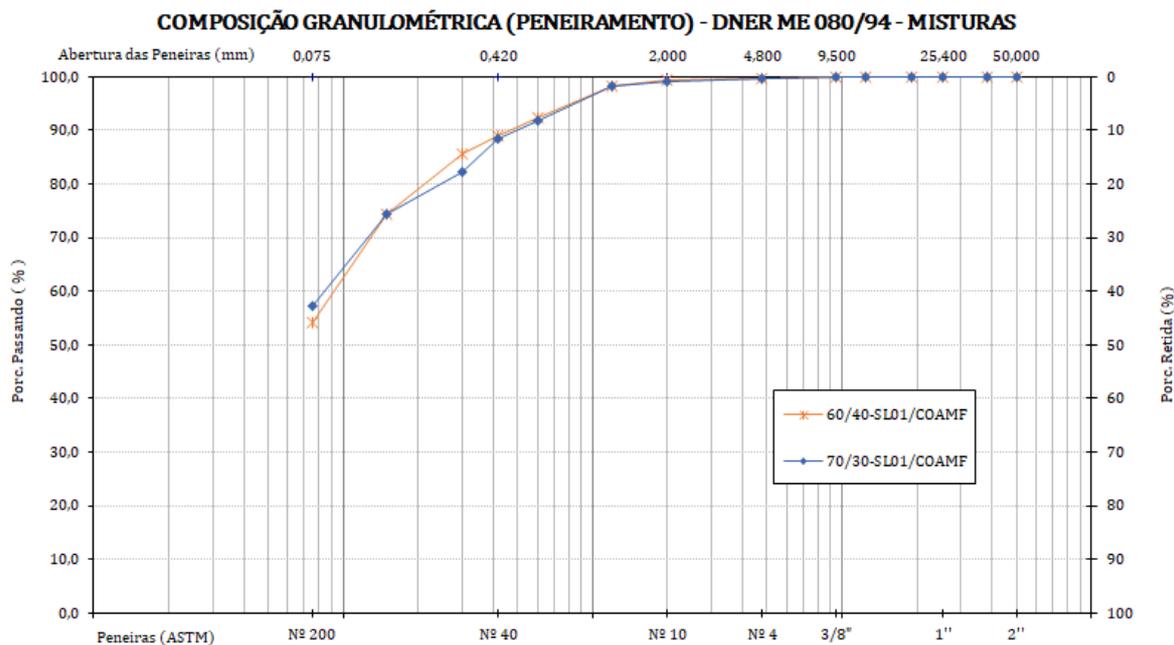


Figura 4 - Curvas granulométricas das misturas solo e rejeito de minério de ferro (Autores, 2022).

Tabela 3 - Composição granulométrica do solo e do rejeito (Autores, 2022).

Identificação	Silte + Argila (%) (< # 0,075mm)	Areia Fina (%) (# 0,42 - 0,075mm)	Areia Grossa (%) (# 2,00 - 0,42mm)	Pedregulho (%) (> 2,00mm)
60/40/SL01/COAMF	54,09	34,92	10,34	0,65
70/30/SL01/COAMF	57,28	31,06	10,87	0,79

Percebe-se que no caso de ambas as misturas de solo + coproduto arenoso de mineração de ferro, as curvas granulométricas e composições granulométricas indicadas na Figura 4 e Tabela 3 são muito semelhantes. As curvas das misturas se assemelham com a curva do COAMF-A1, indicando um agregado miúdo. Suas composições indicam misturas areno-argilo-siltosa. Quanto à composição de ambas as misturas, observa-se que elas também possuem alto teor de finos, mais de 50% do seu material passante na peneira de nº 200 (0,075mm).

Dessa forma, a partir da granulometria encontrada para as misturas, pode-se afirmar que a utilização destas em camadas de sub-base da pavimentação em substituição de percentuais de fíler, solo, areia ou pó de pedra é viável, podendo ocorrer nas porcentagens propostas do agregado natural pelo coproduto arenoso de mineração de ferro.

A Figura 5 apresenta os valores do Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e o Índice de Plasticidade (IP) para as amostras de solo, COAMF-A1 e as misturas ensaiadas. A Tabela 4 resume a classificação dos materiais estudados pelo sistema de classificação preconizado pela AASHTO (American Association of State Highway Officials, 2002), também chamado de Classificação dos solos TRB (Transportation Research Board).

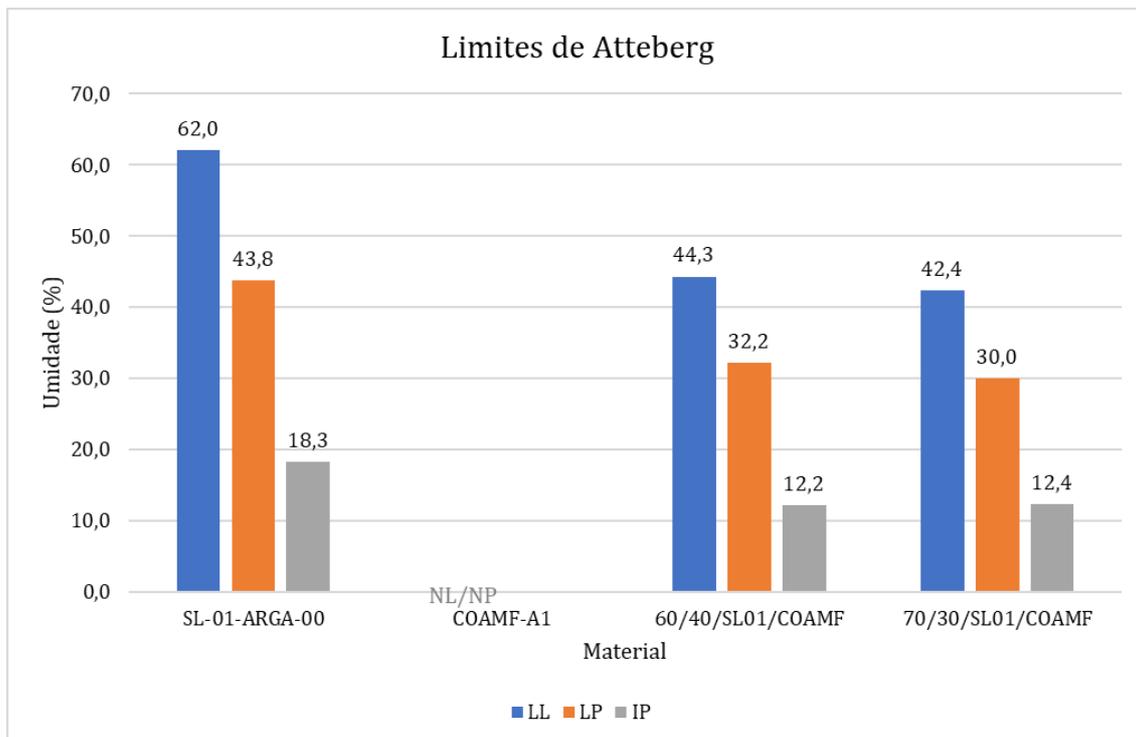


Figura 5 – Resultados para LL, LP e IP para o solo, coproduto arenoso de mineração de ferro e misturas 60/40 e 70/30 (Autores, 2022).

Os resultados dos Limites de Consistência demonstram que o solo teve um LL acima de 60%, demonstrando possuir um intervalo maior de umidade para o seu comportamento plástico, sendo classificado como um solo argiloso pelo método AASTHO de classificação dos solos, como apresentado na Tabela 4.

Tabela 04 – Classificação dos solos pelo método AASHTO (American Association of State Highway Officials) (Autores, 2022).

MATERIAL	GRUPO	ÍNDICE DE GRUPO (IG)	MATERIAIS QUE PREDOMINAM
SL-01-ARGA	A7-5	14	Solos argilosos
COAMF-A1	A2-4	0	Areia e areia siltosa ou argilosa
60/40/SL01/COAMF	A7-5	5	Solos argilosos e areno-siltosos
70/30/SL01/COAMF	A7-5	6	Solos argilosos e areno-siltosos

O COAMF-A1, por ser tratar de material granulometricamente semelhante a uma areia, foi considerado como não líquido (NL) e, também, sem apresentar plasticidade, não plástico (NP),

sendo classificado, conforme Tabela 4, como um material arenoso, podendo ser uma areia siltosa, devido ao seu alto teor de finos.

Por outro lado, as misturas obtiveram os valores de LL = acima de 40% e de LP = igual e acima de 30%, resultando em um IP = 12%, aproximadamente, o que as caracterizam como materiais de plasticidade média, conforme se poderia esperar de materiais provenientes de mistura feita com solo de matriz argilosa. Foram classificados, assim, também como um solo de matriz argilosa, conforme Tabela 4.

Na Figura 6, têm-se os resultados dos ensaios de compactação nas energias Proctor intermediário para o solo, rejeito de minério de ferro e as misturas e a Tabela 5, os resultados encontrados para os para o Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) e sua expansão máxima medidos segundo a norma DNIT 172/2016-ME.

Tabela 5 – Valores do ISC (Índice de Suporte Califórnia) e expansão do solo, COAMF-A1 e misturas nas proporções 60/40 e 70/30 (Autores, 2022).

MATERIAL	UMIDADE ÓTIMA (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA (KG/M <sup>3</sup> )	ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC) (%)	EXPANSÃO (%)
SL-01-ARGA	24,8	1527	18	0,1
COAMF-A1	8,0	1612	26	0,1
60/40/SL01/COAMF	20,1	1743	35	0,5
70/30/SL01/COAMF	19,6	1683	26	0,4

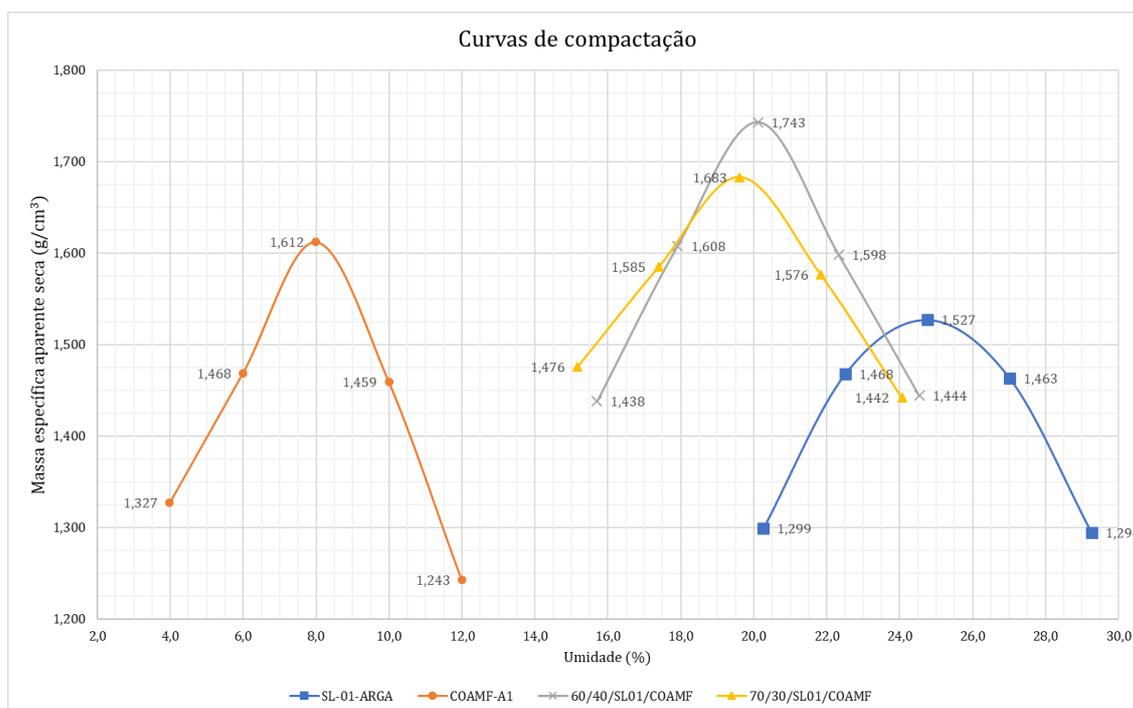


Figura 6 – Curvas de compactação dos materiais ensaiados (Autores, 2022)

A massa específica aparente seca alta do rejeito,  $1612 \text{ Kg/m}^3$  (Tabela 5), parece ser devido à parcela presente de minério de ferro presente no coproduto. Este fato também foi constatado por Bastos (2013), Netto e Guimarães (2018), Rodrigues (2018) entre outros estudos revisados.

Observa-se que, com o aumento do teor de rejeito, há uma tendência de aumento da massa específica seca das misturas (Figura 6). Isso pode ser explicado pelo fato do COAMF-A1 ser um material mais denso do que o solo estudado. Por outro lado, o aumento no percentual de rejeito nas misturas gerou a redução no teor de umidade de compactação ótima, quando comparado à umidade do solo estudado, o que já era esperado, visto que misturas com composição maior de materiais não-coesivos apresentam redução no teor da umidade.

Como colocado por Dantas (2015), os resultados encontrados se mostraram bastante satisfatórios, pois materiais com massas específicas aparentes secas elevadas tendem a apresentar bons comportamentos quando sujeitos a solicitações, com resistências elevadas e baixa compressibilidade, podendo ser caracterizados como apropriados para materiais de pavimentação.

Nos trabalhos de Rodrigues (2018) e Dantas (2015), os valores de expansão para os rejeitos de minério de ferro estudados foram de 0,0% e 0,076%, respectivamente, obtidos na energia de compactação intermediária. São resultados próximos ao encontrado na presente pesquisa, 0,1%.

Considerando trabalhos com misturas de solo e rejeito de minério de ferro, Lara *et al.* (2018) obtiveram para as proporções de 75/25% e 50/50%, expansões de 0,08% e 0,04%, respectivamente. Dantas (2015) para as mesmas proporções, encontrou 0,065% e 0,045%, respectivamente. Todas as expansões foram medidas na energia intermediária. Rodrigues (2018) ao estudar a expansão de misturas de um solo arenoso não laterítico de cor amarela e rejeito de minério de ferro, obteve, na energia intermediária, expansões de 0,13% e 0,09% para as proporções de 80% e 20%, e 70% e 30% de solo e rejeito, respectivamente.

Todos os trabalhos citados apresentaram valores relativamente inferiores aos encontrados nas misturas estudadas neste trabalho. Por isso, uma recomendação para trabalhos futuros, seria a investigação da expansão do COAMF-A1 e das misturas, sendo realizadas contraprovas do ISC na umidade ótima, para verificação dos valores obtidos e aprofundamento de investigação a partir de técnicas de caracterização química e mineralógica para identificação de possíveis interações e reações químicas entre os materiais estudados, que podem vir a contribuir com possíveis aumentos nos valores da expansão.

Como apresentado na Tabela 5, os valores das expansões de 0,53% e 0,41% das misturas com 40% e 30% de rejeito, respectivamente, indicam que estas poderiam ser utilizadas na sub-base de rodovias, pois para esta camada de pavimentos, os valores de expansão devem ser de até 1%, e os valores encontrados são inferiores ao exigido na norma 139/2010-ES do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

Verifica-se que o COAMF-A1 na condição pura já apresenta valores de ISC adequados tecnicamente para compor uma camada de sub-base, sendo superior a 20% e  $IG = 0$  (Ver Tabela 5). Tais resultados corroboram os resultados obtidos por Campanha (2011), nos quais os rejeitos de flotação, que possuem granulometria mais fina, apresentaram melhores resultados no ISC.

Os valores de ISC das misturas com 30% e 40% de rejeito, indicam, considerando este parâmetro, sua aplicação como material para construção de camada de sub-base de rodovias, em atendimento ao estabelecido pelo Manual de Pavimentação do DNIT (DNIT, 2006) e especificado pela Norma DNIT 139/2010-ES, já que apresentaram valores superiores ao mínimo exigido para essa camada,

que é ISC de 20%. Apenas o solo original natural não obteve ISC no valor mínimo exigido pela norma.

## CONCLUSÕES

De maneira geral, as misturas melhoraram as condições de estabilidade do COAMF-A1. Esse fato evidencia a deficiência da propriedade ligante da fração fina do coproduto, sendo corrigida pela adição do solo natural argiloso, por meio da estabilização granulométrica. Com relação à resistência, a característica arenosa das partículas que compõem o COAMF-A1 e as misturas favorecem a aplicabilidade desses materiais em obras rodoviárias, em que os solos mais arenosos tendem a apresentar uma melhor capacidade de suporte e resistência ao tráfego. Adicionalmente, o elevado valor da densidade dos grãos do rejeito resultou em um aumento considerável no valor do peso específico aparente seco máximo obtido na compactação.

Quanto aos resultados encontrados nos ensaios para determinação do ISC e expansão, as misturas de solo e COAMF-A1 atendem as especificações da Norma DNIT 139/2010-ES de sub-base estabilizada granulometricamente, demonstrando que ambas as misturas são viáveis tecnicamente para serem utilizadas na camada de sub-base de um pavimento, em substituição do agregado miúdo natural. Da mesma forma, o COAMF-A1 pode ser aproveitado, em substituição do material granular natural, pois este coproduto de mineração de ferro também atende às especificações exigidas na norma de especificação de sub-base.

Outrossim, a mistura 60/40/SL01/COAMF, com 40% de COAMF-A1, forneceu os melhores resultados para substituição ao agregado natural na execução da camada de sub-base de um pavimento. Por ser uma mistura com maior valor na proporção, salvo análise particular de outros fatores pertinentes, esta mistura permite melhor trabalhabilidade, homogeneização e execução em futuras obras nas quais venha a ser empregada.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Vale S/A pela disponibilização do coproduto de mineração, ao DER/ES por permitir o acesso e a coleta do solo, à RCR Solos pela colaboração em parte dos ensaios, ao Ifes Campus Vitória pelas instalações laboratoriais que permitiram realizar o programa experimental, ao Curso de Pós-graduação em Engenharia de Infraestrutura Urbana do Ifes pelo apoio acadêmico e à equipe de bolsistas do Projeto Cátedra Under Rail.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO. **Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures**. 17th edition. 2002. 740p.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO – ANM. Anuário Mineral Brasileiro: principais substâncias metálicas: Ano base 2019. ANM, Brasília - DF, set, 2020. 37 p. Disponível em:<[https://www.gov.br/anm/pt-br/centrais-de-conteudo/publicacoes/serie-estatisticas-e-economia-mineral/anuario-mineral/anuario-mineral-brasileiro/amb\\_2020\\_ano\\_base\\_2019\\_revisada2\\_28\\_09.pdf](https://www.gov.br/anm/pt-br/centrais-de-conteudo/publicacoes/serie-estatisticas-e-economia-mineral/anuario-mineral/anuario-mineral-brasileiro/amb_2020_ano_base_2019_revisada2_28_09.pdf)>. Acesso em:22/05/2021.

\_\_\_\_\_. **Informe Mineral julho – dezembro 2020**. ANM, Brasília - DF, abril, 2021. 27 p. Disponível em:<[https://www.gov.br/anm/pt-br/centrais-de-conteudo/publicacoes/serie-estatisticas-e-economia-mineral/informe-mineral/publicacoes-nacionais/informe\\_mineral\\_02sem2020.pdf](https://www.gov.br/anm/pt-br/centrais-de-conteudo/publicacoes/serie-estatisticas-e-economia-mineral/informe-mineral/publicacoes-nacionais/informe_mineral_02sem2020.pdf)>. Acesso em:22/05/2021.

BARBOSA, Victor Hugo Rodrigues *et al.* **Aproveitamento do resíduo da mineração para uso em pavimentação.** 2016. 13p. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Instituto Militar de Engenharia - IME. Rio de Janeiro - RJ, 2016.

BASTOS, Lucas Augusto de Castro. **Utilização de rejeito de barragem de minério de ferro como matéria prima para infraestrutura rodoviária.** 2013. 97p. Dissertação de mestrado em Geotecnia. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto - Universidade de Ouro Preto. Ouro Preto - MG, 2013.

BRASIL. Transportes 2018. **Ministério da Infraestrutura.** 2018. 82p. Disponível em:<[http://canaldoservidor.infraestrutura.gov.br/images/2019/Documentos/Transportes\\_2018\\_-\\_web.pdf](http://canaldoservidor.infraestrutura.gov.br/images/2019/Documentos/Transportes_2018_-_web.pdf)>. Acesso em:22/05/2021.

CAMPANHA, Ângela. **Caracterização de rejeitos de minério de ferro para uso em pavimentação.** 2011. 106p. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Viçosa - MG, 2011.

CARNEIRO, Andressa de Araujo. **Comportamento mecânico de um rejeito de minério de ferro estabilizado com polímero e do compósito rejeito-polímero reforçado com fibras de polipropileno.** 2020.164p. Tese de doutorado - Universidade de Brasília – Departamento de Engenharia. Brasília - DF, 2020.

CAVALCANTE, André Luís Brasil; SILVA, Ana Paula Moreira da; VIANA, João Paulo. **Diagnóstico dos Resíduos Sólidos da Atividade de Mineração de Substâncias Não Energéticas,** Relatório de Pesquisa. IPEA-Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada. Brasília - DF, 2012.

DANTAS, André Augusto Nóbrega. **Caracterização de resíduos oriundos do beneficiamento do minério de ferro para uso em pavimentação.** 2015.109p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Centro de Tecnologia. Natal - RN, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **DNER-ME 041/94:** Solos – preparação de amostras para ensaios de caracterização. Norma Rodoviária. Ministério dos Transportes, 1994a.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 080/94:** Solos – análise granulométrica por peneiramento. Norma Rodoviária. Ministério dos Transportes, 1994b.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 082/94:** Solos – determinação do limite de plasticidade. Norma Rodoviária. Ministério dos Transportes, 1994c.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 122/94:** Solos – determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito. Norma Rodoviária. Ministério dos Transportes, 1994d.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de pavimentação.** Ministério dos Transportes, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Publicação IPR – 719, 3. ed., Rio de Janeiro, 2006. 277p.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES. 139:** pavimentação: Sub- base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 2010. 8p.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES. 164-ME:** Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2013. 7p.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES. 172-ME:** Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2016. 17p.

\_\_\_\_\_. **Malha Rodoviária Federal Estratégica - MRFE.** DNIT, 2018. 18p. Disponível em:<[https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/campanhas-e-eventos/semana-do-planejamento/2a-semana-do-planejamento/7-malha-rodoviaria-federal-estrategica\\_marco-antonio.pdf/view](https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/campanhas-e-eventos/semana-do-planejamento/2a-semana-do-planejamento/7-malha-rodoviaria-federal-estrategica_marco-antonio.pdf/view)>. Acesso em:23/05/2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO - IBRAM. **Economia Mineral Brasileira Fevereiro/2020.** 2020. 19p. Disponível em:<<https://ibram.org.br/wp-content/uploads/2020/12/Econ-mineral-fev2020.pdf>>. Acesso em:18/04/2021.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



LARA Lorena Lemos Dias *et al.* Estudo do comportamento de um solo com adição de rejeito de flotação de minério de ferro para utilização em camadas de pavimentos. *In:* 32º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET Gramado. 2018. Gramado – RS. **Infraestrutura - Materiais granulares e Concreto I**. Gramado: anpet, 2018. p.1966-1977.

NETTO, Quincio Muniz Pinto; GUIMARÃES, Antônio Carlos Rodrigues. Caracterização laboratorial de resíduos de mineração como agregado alternativo para misturas asfálticas. **Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais**, v.9, n.5, p. 88-98, jun./jul. 2018.

PINTO, Samuel Santos de Souza. **Caracterização das propriedades físicas e mecânicas de misturas de diferentes tipos de rejeito para aplicação em pavimentos**. 2013. 100p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade Federal de Viçosa. Viçosa - MG, 2013.

RODRIGUES, Klaus Henrique de Paula. **Estudo de estabilização granulométrica de solos utilizando rejeito de mineração**. 2018. 108p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia – Núcleo de Geotecnia. Ouro Preto - MG, 2018.

SECRETARIA DE COMÉRCIO EXTERIOR - SECEX. **Base de dados do Comex Stat, 2020**. SECEX, 2021. Disponível em:<<http://comexstat.mdic.gov.br/pt/geral>>. Acesso em:18/04/2021.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### IMPLANTAÇÃO DE TRECHOS EXPERIMENTAIS COM DIFERENTES TIPOS DE CAP E UTILIZAÇÃO DE SIMULADOR DE TRÁFEGO DO TIPO HVS NA BR-116/RS

*MAURICIO SILVEIRA DOS SANTOS<sup>1</sup>; LUCIANO PIVOTO SPECHT<sup>2</sup>; DEIVIDI DA SILVA PEREIRA<sup>3</sup>; LUCAS DOTTO BUENO<sup>4</sup>; LIEDI LÉGI BARIANI BERNUCCI<sup>5</sup>; LUIZ GUILHERME RODRIGUES DE MELLO<sup>6</sup>; MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS<sup>7</sup>; LETÍCIA NUNES LOPES<sup>8</sup>; JULIANO TELMO CARVALHO<sup>9</sup>; VINÍCIUS DIAS JORGE<sup>10</sup>; PEDRO LUZARDO GOMES<sup>11</sup>; ARTHUR DE SOUZA OSTETTO<sup>12</sup>*

#### RESUMO

A implantação de trechos experimentais é de suma importância para a avaliação do desempenho das estruturas dos pavimentos, dos materiais empregados na construção e das técnicas executivas. Além disso, podem-se avaliar os pavimentos com todos os imprevistos que podem surgir durante a construção e pós-execução. Do mesmo modo, pode-se fazer uso de simulador de tráfego de grande porte, para que não seja necessário aguardar todo o período de projeto a fim de verificar a qualidade da estrutura e dos materiais, além de manter as características oriundas da rodovia, acelerando o surgimento de defeitos em um menor período de tempo e colaborando na calibração de funções de transferência. Com esta finalidade, neste estudo estão sendo implantados três trechos experimentais na BR-116, no estado do Rio Grande do Sul, com alterações no tipo de ligante asfáltico usado nos revestimentos. Para o Segmento A, utilizou-se o CAP 50/70; no Segmento B, fez-se uso do AMP 60/85. Ambos os revestimentos foram realizados com cinco centímetros de espessura, com o objetivo de acelerar o processo de degradação e obter informações em um menor período de tempo. No Segmento C, a espessura total do revestimento é de quatorze centímetros, constituída por duas camadas de binder, com cinco centímetros cada, utilizando o ligante AMP 55/75 (ambas as camadas já foram finalizadas) e uma camada superior, com quatro centímetros, com AMP 60/85, ainda não executada. Para acelerar a avaliação da qualidade dos pavimentos, está sendo utilizado o simulador de tráfego do tipo HVS, que atualmente está no Segmento A e já realizou um número de solicitações equivalentes ao eixo padrão de  $N_{usace} = 6,93 \times 10^6$ . Com isso, será possível avaliar a durabilidade da estrutura dos três trechos experimentais.

**PALAVRAS-CHAVE:** Simulador de Tráfego, Trecho Experimental, Função de transferência.

#### ABSTRACT

The implementation of experimental stretches is of great importance for the evaluation of construction materials, executive techniques and pavement structure performance. In addition, the pavements can be evaluated with all the unforeseen events that may arise during and after construction. Likewise, a large traffic simulator can be used so that it is not necessary to wait for the entire project period in order to verify the quality of the structure and materials, in addition to maintaining highway characteristics, accelerating distress arising and collaborating in transfer functions calibration. For this purpose, in this study, three experimental stretches are being implemented on the BR-116, in the state of Rio Grande do Sul, with variations in the type of asphalt binder used in the courses. For the Segment A and B, AC 50/70 and SBS modified binder 60/85 were utilized, respectively. Both surface courses were built five-centimeter thick, with the goal of accelerating the degradation process and shortening the information acquisition time. In Segment C, the total surface course thickness is fourteen centimeters: two SBS modified 55/75 binder layers, with five centimeters each (both layers already built), and a four centimeter thick top layer with not yet executed, with SBS modified binder 60/85. To speed up pavement evaluation, a HVS-type traffic simulator is being used, currently in

Segment A, and has carried out a number of solicitations equivalent to the standard axis  $N_{\text{usace}} = 6,93 \times 10^6$ . With this, it will be possible to evaluate the durability of the structure of the three experimental stretches.

**KEY WORDS:** Traffic Simulator, Experimental Stretches, Transfer Function.

<sup>1</sup> Doutorando da Universidade Federal de Santa Maria, Avenida Roraima, 1000, Bairro Camobi, Santa Maria, Rio Grande do Sul, e-mail: mauriciosilveira@unipampa.edu.br

<sup>2</sup> Professor da Universidade Federal de Santa Maria, Avenida Roraima, 1000, Bairro Camobi, Santa Maria, Rio Grande do Sul, e-mail: luspecht@gmail.com

<sup>3</sup> Professor da Universidade Federal de Santa Maria, Avenida Roraima, 1000, Bairro Camobi, Santa Maria, Rio Grande do Sul, e-mail: dsp@ufsm.br

<sup>4</sup> Professor da Universidade Federal de Santa Maria, Rodovia Taufik Germano, 3013 - Passo D'Areia. Cachoeira do Sul, Rio Grande do Sul, e-mail: lucas.bueno@ufsm.br

<sup>5</sup> Professora da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Avenida Professor Luciano, Butantã. São Paulo, São Paulo, e-mail: lied@usp.br

<sup>6</sup> Diretor de Planejamento e Pesquisa do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Setor de Autarquias Norte - Quadra 3 - Lote A, Asa Norte, Brasília, Distrito Federal, e-mail: luiz.mello@dnit.gov.br

<sup>7</sup> Professor da Universidade de Brasília, Campus Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília, Distrito Federal, e-mail: muniz@unb.br

<sup>8</sup> Doutoranda da Universidade de Brasília, Campus Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília, Distrito Federal, e-mail: leticiacnunes@gmail.com

<sup>9</sup> Engenheiro da empresa Magna Engenharia, Avenida Dom Pedro II, 331, Bairro São João, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, e-mail: juliano.carvalho@magnaeng.com.br

<sup>10</sup> Tenente do Exército Brasileiro, Rua Marechal Rondon, 200, Bairro Conta Dinheiro, Lajes, Santa Catarina, e-mail: vinicius.diasjorge@gmail.com

<sup>11</sup> Engenheiro do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes de Porto Alegre, Rua Siqueira Campos, 664, Centro Histórico, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, e-mail: pedro.gomes@dnit.gov.br

<sup>12</sup> Engenheiro da empresa Magna Engenharia, Avenida Dom Pedro II, 331, Bairro São João, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, e-mail: arthur.ostetto@magnaeng.com.br

## INTRODUÇÃO

O sistema de transporte rodoviário é predominante dentre os modos de transporte no Brasil, tanto no deslocamento de cargas como de pessoas. Mattos (2014) afirma que, mesmo sendo o principal meio de transporte brasileiro, há uma carência na construção de novas vias e na manutenção das vias existentes, acarretando em uma estagnação na evolução da malha rodoviária brasileira.

Além disso, Nascimento, Mendonça e Albuquerque (2015) citam que o tráfego de veículos comerciais teve um aumento significativo em magnitude das cargas e em volume de tráfego, levando ao surgimento de defeitos como panelas, trincas e deformações nas vias de forma precoce e afetando a vida útil do pavimento. Diante disso, os autores ponderam ser importantíssimo para o desenvolvimento do país o conhecimento do desempenho funcional e estrutural dos pavimentos, além da investigação dos motivos que levaram a redução da vida de serviço das vias. Corroborando com isso, Fritzen (2016) menciona que o grau de empirismo no método de dimensionamento de pavimentos flexíveis vigente (DNER, 1981) faz com que as incertezas na previsão da vida útil do pavimento sejam maiores. Desta forma, é necessário o desenvolvimento de métodos de dimensionamento mais adequados à realidade técnico-científica, baseada em critérios mecânicos para reduzir os erros de previsão.

Do mesmo modo, Santos e Rezende (2020) mencionam que o surgimento de defeitos nos pavimentos está parcialmente ligado ao método de projeto, que ainda envolve uma técnica de cálculo que não é mais compatível com as características atuais do tráfego, e parcialmente ligado à

falta de maior análise dos materiais utilizados, de controle durante a construção do pavimento e do controle de desempenho após a execução.

Para tal, a implantação de trechos monitorados é fundamental para a avaliação das características dos materiais usados na construção das camadas dos pavimentos, dos métodos construtivos e, por consequência, da durabilidade dos pavimentos. Tanto Fritzen (2016) quanto Franco e Motta (2020) referem que foi possível, mediante organização de banco de dados de diversos materiais testados nacionalmente em diferentes regiões do Brasil, em trechos monitorados, juntamente com a evolução dos métodos de dimensionamento, a definição de previsões de desempenho de pavimentos a partir da função de transferência utilizando modelagem computacional. Tais dados foram obtidos por meio da Rede de Tecnologia em Asfalto (RTA), organizado pela ANP/PETROBRAS, DNIT e diversas instituições de ensino e pesquisa brasileiras que coletaram os dados dos materiais e trechos monitorados.

Foi por meio de informações coletadas no campo em trechos monitorados, inseridos no programa RTA, que Santos (2015) obteve modelos de previsão de desempenho para módulos de resiliência retroanalizados, macrotextura, microtextura, *International Friction Index* (IFI), Afundamento em Trilha de Roda (ATR), *International Roughness Index* (IRI) e da porcentagem de área com algum defeito encontrado no pavimento. Já Bueno (2016) avaliou o comportamento entre carga e deflexão, além das consequências nos módulos de resiliência retroanalizados em cada uma das camadas dos pavimentos analisados, averiguando também a influência da precipitação, as condições de aderência entre as camadas, e a influência da correção total ou parcial da temperatura para a temperatura de referência de 25°C nos resultados de módulo de resiliência retroanalizados.

Além disso, Bordin (2020) pode dar continuidade na avaliação de campo de trechos monitorados pelo Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV) da UFSM, e ainda realizou avaliações em laboratório das misturas fazendo ensaios de Resistência à Tração, Módulo de Resiliência, *Flow Number*, Módulo Complexo, Fadiga à tração e compressão. Ao mesmo tempo, muitos outros trabalhos foram desenvolvidos com materiais e monitoramento de trechos experimentais como os de Luz (2017), Faccin (2018), Schuster (2018), Deucher (2019), Pavi (2019), Bueno (2019), etc.

Para contribuir com a avaliação de trechos experimentais, o uso de simulador de tráfego é benéfico na obtenção de dados em um menor período de tempo, neste sentido, para Fritzen (2005) o uso de ensaios acelerados em pavimentos ou em pistas experimentais, com simuladores, pode solucionar problemas relacionados à avaliação de desempenho de pavimentos que não se consegue verificar com ensaios de laboratório. Além disso, Vale (2008) cita que os ensaios acelerados em campo podem ser realizados tanto em pistas construídas especificamente para testes como em vias já existentes. Para esse fim, seriam utilizados então simuladores moveis, rebocáveis ou autopropelidos, posicionados no local onde se deseja realizar os ensaios, o que por sua vez é uma grande vantagem, visto que preserva as condições de contorno, possibilitando o real conhecimento do desempenho dos materiais e técnicas de construção/reabilitação dos pavimentos.

Diante do exposto, esta pesquisa tem por objetivo avaliar o desempenho da estrutura de pavimentos por meio de ensaios em campo e caracterização dos materiais utilizados na construção de três trechos experimentais na BR-116 no Rio Grande do Sul, fazendo uso de simulador de tráfego do tipo Heavy Vehicle Simulator (HVS) para acelerar o processo de obtenção dos resultados.

## TRECHOS EXPERIMENTAIS

O presente trabalho está sendo desenvolvido na implantação, para posterior monitoramento e análise de desempenho, com o uso de simulador de tráfego do tipo HVS, da superestrutura de três trechos experimentais na BR-116, no estado do Rio Grande do Sul. O Segmento A está localizado entre o quilômetro 350+640 metros e o quilômetro 350+840 metros, totalizando 200 metros de

extensão; já o Segmento B está posicionado entre o quilômetro 349+820 metros e o quilômetro 350+120 metros, concretizando 300 metros de extensão. Por fim, com 380 metros de comprimento está o Segmento C entre o quilômetro 348+000 metros e o quilômetro 348+380 metros.

### Características dos Segmentos A, B e C

Para avaliar o comportamento de misturas asfálticas com diferentes tipos de ligantes e diferentes configurações de camadas de revestimento, buscou-se manter algumas características idênticas entre os trechos experimentais. Sendo assim, as camadas de subleito, sub-base e base foram construídas com as mesmas espessuras e materiais empregados nas camadas. Assim, os perfis dos Segmentos A, B e C estão apresentados na Figura 1, onde pode ser verificado que as únicas alterações ocorreram no tipo de ligante utilizado em cada segmento e na espessura da(s) camada(s) asfáltica(s).

Km 350+840 Segmento A	Km 350+640 Segmento B	Km 350+120 Segmento B	Km 349+820 Segmento B	Km 348+380 Segmento C	Km 348+000 Segmento C
				REV. SBS (AMP 60/85)	4 cm
				REV. SBS (AMP 55/75)	5 cm
				REV. conv. (CAP 50/70)	5 cm
REV. conv. (CAP 50/70)	REV. SBS (AMP 60/85)	REV. SBS (AMP 60/85)	REV. SBS (AMP 60/85)	REV. SBS (AMP 55/75)	5 cm
BASE (BGS)	15 cm				
SUB-BASE (Macadame seco)	18 cm				
SUBLEITO	SUBLEITO	SUBLEITO	SUBLEITO	SUBLEITO	
200 m	300 m	300 m	300 m	380 m	

Figura 1 – Perfis transversais dos Segmentos A, B e C (Adaptado do projeto da Magna Engenharia, 2022)

Desta forma, para manter a mesma característica na construção dos Segmentos A, B e C, e pelo fato de alguns locais por onde passa a via terem a qualidade insatisfatória do solo no leito, optou-se por remover aproximadamente sessenta centímetros de profundidade do solo existente e substituí-lo por um solo de maior resistência, extraído da jazida localizada no quilômetro 351, assim seria garantido a mesma característica do subleito nos trechos estudados. Logo, o material depositado no trecho foi considerado como sendo então o subleito dos Segmentos A, B e C. Com o solo coletado nos três segmentos, fez-se o ensaio de determinação da massa específica seguindo o Anexo B da norma ABNT NBR 6458/2016, o ensaio Limite de Liquidez de acordo com a norma ABNT NBR 6459/2016 e o ensaio de Limite de Plasticidade adotando as diretrizes da norma ABNT NBR 7180/2016. Os resultados dos referidos ensaios estão mostrados na Tabela 1.

Tabela 1 – Resultados de caracterização dos solos dos Segmentos A, B e C. (Elaboração própria)

SEGMENTO	LIMITE DE LIQUIDEZ (%)	LIMITE DE PLASTICIDADE	ÍNDICE DE PLASTICIDADE	PESO ESPECÍFICO DO SÓLIDO (g/cm³)
A	44,26	26,99	17,27	9,72
B	43,44	26,98	16,46	10,52
C	44,80	27,18	17,62	9,56

Além disso, fez-se também o ensaio de granulometria por peneiramento para a porção mais grossa, e granulometria por sedimentação da parte fina do solo seguindo a norma ABNT NBR 7181/2016, gerando então o gráfico da Figura 2, ilustrando a curva granulométrica dos Segmentos A, B e C.

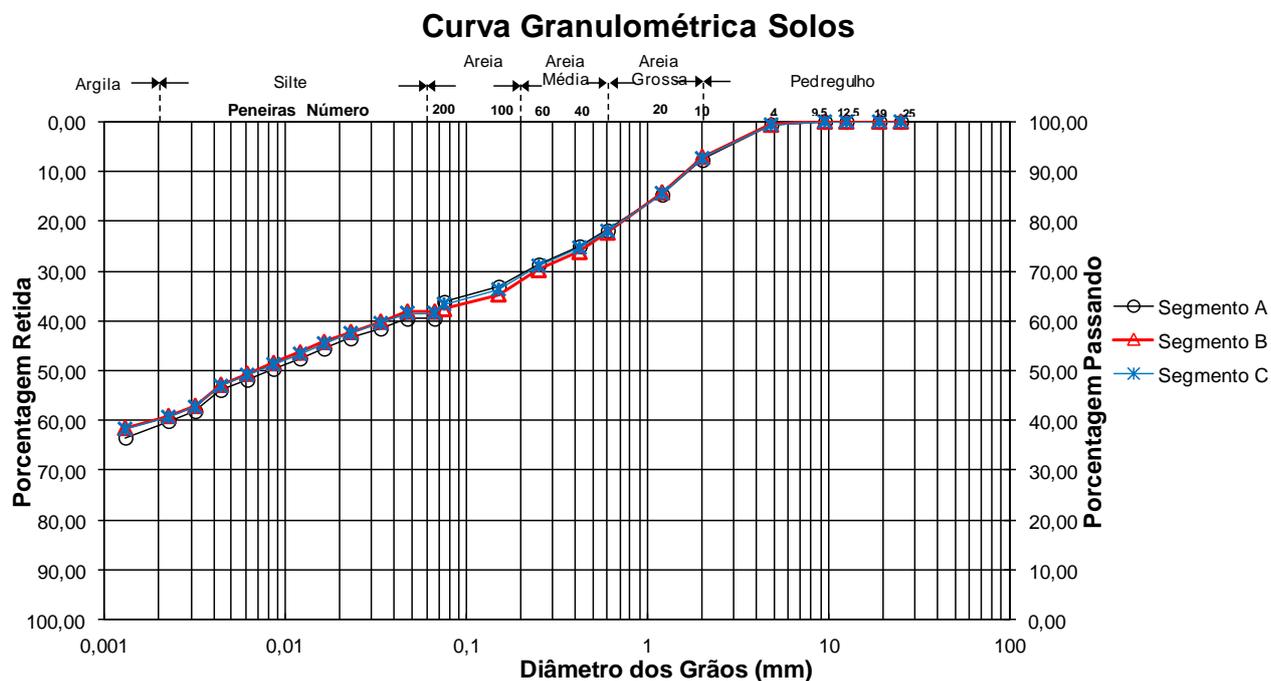


Figura 2 – Curva granulométrica do solo do subleito dos Segmentos A, B e C (Elaboração própria, 2022)

Pode-se verificar analisando os dados da Tabela 1 e da Figura 2 que pela classificação no sistema Highway Research Board (HBR), se trata de um solo argiloso do tipo A7-6. Além disso, é possível confirmar que os solos implantados nos três segmentos monitorados tiveram a mesma origem (jazida do km 351) e apresentam as mesmas características de granulometria, peso específico do sólido e Limites de Atterberg.

Acima do subleito, foram depositados dezoito centímetros de material granular (macadame seco), proveniente da jazida localizada no posto avançado do 1º Batalhão Ferroviário – Operação Guaíba no quilômetro 324, sendo considerada a camada de sub-base, como pode ser observado na Figura 3. Imediatamente acima, está a camada de base em brita graduada simples (BGS) com quinze centímetros de espessura (Figura 4), sendo este material extraído da pedra da empresa Eldorado Mineração Eireli, localizada na cidade de Eldorado do Sul/RS, na Estrada Monte Alegre, quilômetro 4,4. Para realização das misturas asfálticas, voltou-se a utilizar o material granular extraídos da jazida localizada no posto avançado do 1º Batalhão Ferroviário – Operação Guaíba.



Figura 3 – Camada de Sub-base (Macadame seco) (Elaboração própria, 2022)



Figura 4 – Camada de Base (BGS) (Elaboração própria, 2022)

Conforme já mencionado, os únicos materiais que sofreram alteração de um segmento para o outro foram os ligantes asfálticos empregados nas camadas de revestimento; logo, a execução da camada asfáltica do Segmento A foi feita com espessura de cinco centímetros, com a Faixa C do DNIT de granulometria dos agregados e com CAP 50-70, já no Segmento B foi utilizado o Asfalto Modificado por Polímero (AMP), do tipo estireno-butadieno-estireno (SBS), AMP 60-85, também com a granulometria dos agregados enquadrada na Faixa C do DNIT e espessura de cinco centímetros na camada asfáltica. Tanto o Segmento A quanto o Segmento B foram realizados com a espessura delgada de cinco centímetros, no intuito de acelerar o processo de degradação no pavimento e assim obter dados em um menor período de tempo, colaborando na calibração do novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) de pavimentos.

Para o Segmento C, foi mantida a característica construtiva do projeto da rodovia, que é de três camadas de mistura asfáltica, sendo que, tem-se duas camadas inferiores de binder de cinco centímetros cada uma, com o AMP 55-75 (polímero SBS) e granulometria dos agregados enquadradas na Faixa B do DNIT. A camada superior, também com cinco centímetros, completa as camadas de revestimento do Segmento C. Esta camada será executada com os agregados contidos na Faixa C de granulometria do DNIT, aglutinada com o ligante AMP 60-85 (polímero SBS).

O revestimento asfáltico do Segmento A foi executado no dia 22 de janeiro de 2021, sendo acompanhadas as etapas de lançamento da massa em pista e compactação, conforme exposto nas imagens (a), (b) e (c) da Figura 5. A visão geral do Segmento A após a conclusão do revestimento asfáltico pode ser verificada na imagem (d), também na Figura 5.



Figura 5 – Camada de Revestimento do Segmento A (Elaboração própria, 2022)

A camada asfáltica da pista interna do Segmento B foi realizada na parte da tarde do dia 22 de janeiro de 2022; já na manhã do dia seguinte, foi realizado o lançamento da mistura asfáltica na pista externa do segmento B. Assim como no Segmento A, também foram acompanhadas todas as etapas de execução do revestimento asfáltico, sendo visualizado na imagem (a) da Figura 6 o trecho finalizado. Já o Segmento C teve a pista interna da primeira camada de binder sendo executada no dia 18 de fevereiro de 2022, a pista externa no dia 19 de fevereiro de 2022 e, no dia 10 de abril de 2022, foi executada a segunda camada de binder do Segmento C. Até o momento, não foi executada a camada superior de revestimento asfáltico no Segmento C. Na imagem (b) da Figura 6, está ilustrado o Segmento C, com as duas camadas de binder já executadas.



Figura 6 – Camada de Revestimento dos Segmentos B e C (Elaboração própria, 2022)

Nas próximas etapas, está previsto a caracterização de todos os materiais utilizados em todas as camadas dos três trechos experimentais pela metodologia sugerida no Guia PRO-MeDiNa (2020).

Para a caracterizações dos solos, serão efetuados os procedimentos de Classificação MCT, ensaio Triaxial de Módulo de Resiliência e ensaio Triaxial de Deformação Permanente, entre outras avaliações de caracterização. Já para os materiais granulares utilizados na base, está prevista a realização dos ensaios de Granulometria, Abrasão Los Angeles, Índice de Forma, Curva de Compactação, além dos ensaios Triaxiais de Módulo de Resiliência e Deformação Permanente.

Para os materiais utilizados nas misturas asfálticas, serão realizados os ensaios de caracterização básica e avançada dos ligantes asfálticos, além dos ensaios de Resistência a Tração (RT), Módulo de Resiliência (MR), Fadiga à Compressão Diametral, Módulo Complexo e Fadiga à Tração Direta, entre outros procedimentos de caracterização complementar.

Ao mesmo tempo, será realizada periodicamente, antes e após a abertura da via ao tráfego, a avaliação funcional do pavimento, analisando o Índice de Irregularidade Internacional (IRI), a Macrotextura e a Microtextura, além da avaliação estrutural, obtendo os valores de deflexão. Concomitantemente, serão efetuados os ensaios de avaliação de superfície (determinação dos percentuais de área trincada e quantificação do afundamento em trilha de roda). Assim, será possível identificar as características inerentes de cada material, das misturas asfálticas utilizadas na construção dos três segmentos e o desempenho do conjunto estrutural.

### Simulador de tráfego do tipo HVS

Como mencionado anteriormente, os Segmentos A e B foram construídos com uma espessura delgada de cinco centímetros de revestimento asfáltico com o objetivo de acelerar o processo de surgimento de defeitos no pavimento. Nestes locais, está sendo utilizado também o simulador de tráfego do tipo *Heavy Vehicle Simulator* (HVS), que colabora ainda mais para que o processo de obtenção de dados sobre a durabilidade da estrutura seja acelerado.

Com o simulador que está sendo utilizado, segundo a empresa Dynatest Engenharia, é possível simular vinte anos de deterioração do pavimento em até três meses de avaliação. No momento, o simulador está posicionado na pista externa do Segmento A, na estaca 350+770, como pode ser visualizado na imagem (a) da Figura 7. O carregamento do simulador é aplicado hidraulicamente no pavimento através de um semi-eixo com rodas duplas, como pode ser verificado na imagem (b), também da Figura 7. Além disso, como pode ser observado respectivamente nas imagens (c) e (d) da Figura 7, o semi-eixo desloca-se por uma distância de dez metros de extensão, porém é desprezado 1,5 metros nos extremos, sendo coletados os dados de metro em metro, nos 7 metros restantes, além de o semi-eixo realiza um deslocamento lateral perfazendo uma cobertura de 79 centímetros de largura da pista.

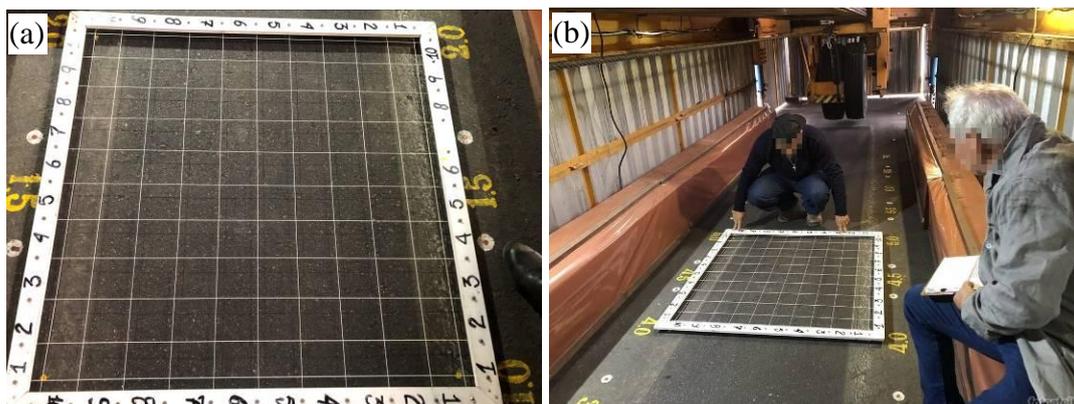




Figura 7 – Simulador de tráfego do tipo HVS (Elaboração própria, 2022)

Como o conjunto formado pelo semi-eixo com rodas duplas realiza o deslocamento tanto na ida como na volta em contato com o pavimento, é possível realizar aproximadamente 547 passadas por hora do conjunto de carga. O simulador permanece em operação por 22 horas diárias; as outras duas horas do dia são necessárias para manutenção do equipamento e realização dos ensaios de avaliação periódica. Além disso, optou-se por iniciar o uso do simulador com carga de 60 kN no semi-eixo para uma consolidação inicial das camadas do pavimento, assim, será possível avaliar o desempenho do revestimento asfáltico em relação ao surgimento de trincas por fadiga e não ao ATR. Este carregamento foi mantido até o  $N_{usace}$  igual a  $1,42 \times 10^6$ ; após, passou-se para carga para carga de 65 kN no semi-eixo, até alcançar o  $N_{usace}$  de  $1,84 \times 10^6$ , onde aumentou-se a carga novamente, desta vez para 70 kN. Esta carga permanece até o momento de envio desde trabalho, quantificando um  $N_{usace}$  de  $6,93 \times 10^6$ . Até o presente momento, não foram identificados o surgimento de trincamento ou afundamentos em trilha de roda relevantes no pavimento do Segmento A.

Um dos ensaios que são realizados no local de solicitação do simulador é o de verificação de área trincada, mostrada nas imagens (a) e (b) da Figura 8. Neste procedimento, é anotada a célula de tamanho 10x10 centímetros que apresenta algum trincamento. Outro procedimento é o ensaio deflectométrico com uso da viga Benkelman, ilustrada na imagem (c). A quantificação do ATR também é realizada diariamente com a treliça metálica, conforme apresentado na imagem (d) da Figura 8. Além desses procedimentos, é realizada ainda a avaliação da Macrotextura, pelo ensaio de mancha de areia, e avaliação da Microtextura com uso dos dados obtidos pelo Pêndulo Britânico, mostrados respectivamente nas imagens (e) e (f) da Figura 8.



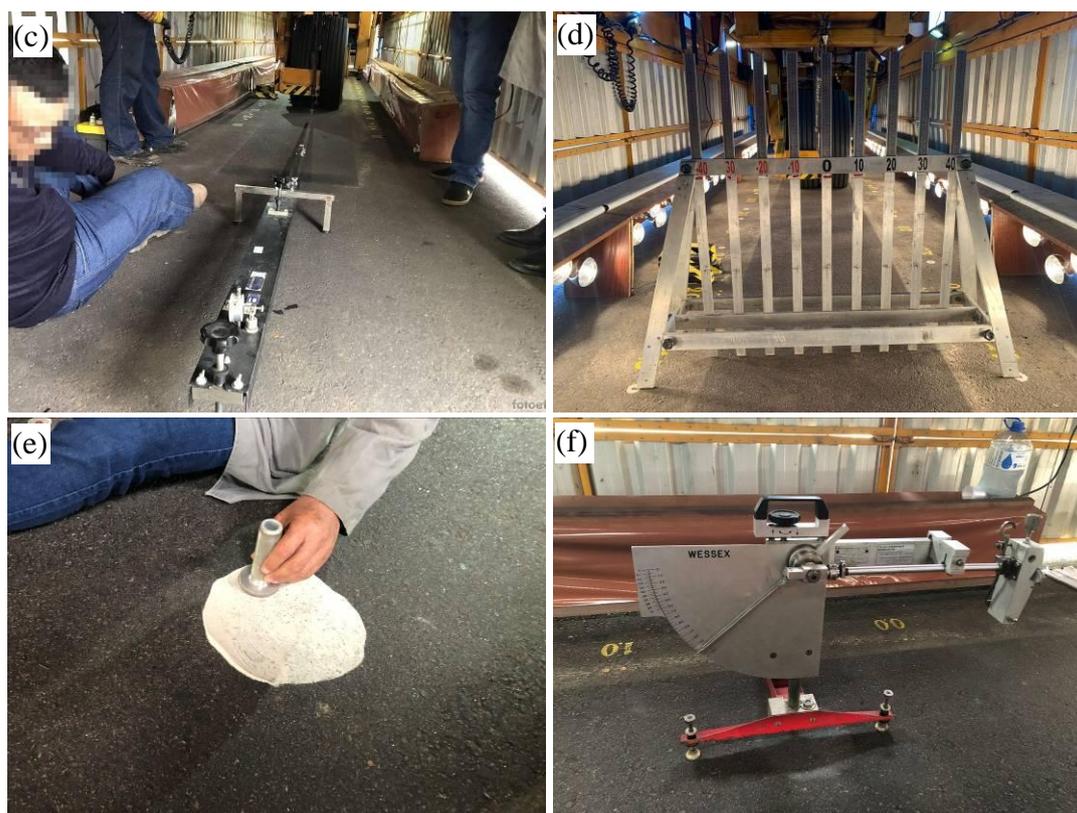


Figura 8 – Ensaio de avaliação do pavimento no local do simulador HVS (Elaboração própria, 2022)

A referida bateria de ensaios é efetuada pelo menos uma vez por dia, fazendo com que o simulador solicite aproximadamente doze mil passadas do semi-eixo no pavimento entre duas baterias de ensaios consecutivas. Com isso, é possível verificar com maior acurácia o desempenho do pavimento estudado frente à solicitação do carregamento.

## CONCLUSÃO

A implantação de trechos experimentais é essencial para avaliação de pavimentos levando em consideração todos os métodos construtivos e imprevistos que podem ocorrer durante a execução da estrutura. Mediante implantação das estruturas expostas neste trabalho, acredita-se que os segmentos A, B e C serão significativamente importantes para colaborar na evolução de avaliação dos pavimentos dentro do contexto do programa PRO-MeDiNa. Além disso, será possível avaliar o desempenho de misturas asfálticas com diferentes tipos de ligantes de forma acelerada, devido a espessura delgada do revestimento asfáltico executada nos Segmentos A e B. Ainda, será possível verificar o desempenho da estrutura do Segmento C, que está sendo construído com as espessuras de revestimento estipulado no projeto para a característica de tráfego da via.

Espera-se também, com este trabalho ainda em desenvolvimento, reforçar a possibilidade de uso de simulador de tráfego para acelerar ainda mais a obtenção de dados de durabilidade dos pavimentos, visto que é possível aplicar a carga em maior intensidade com ciclos de solicitação mais intensos em um curto período de tempo. Logo, o uso do simulador HVS nos segmentos estudados possibilitará acompanhar a evolução dos surgimentos de defeitos no pavimento antecipadamente ao término do período de projeto, permitindo assim prever o melhor desempenho a partir das avaliações obtidas com os Segmentos A, B e C.

## AGRADECIMENTOS

Ao IPR/DNIT, ao Exército Brasileiro e a Magna Engenharia pelo auxílio na execução dos trechos experimentais e posicionamento do simulador de tráfego móvel na BR-116/RS.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS – ABNT – **NBR 6458/2016** - Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS – ABNT – **NBR 6459/2016** – Solos – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS – ABNT – **NBR 7180/2016** – Solos – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS – ABNT – **NBR 7181/2016** – Solos – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

BORDIN, D. T. **Implantação, acompanhamento e análise de desempenho de trechos monitorados em Santa Maria - RS**. 157 p. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.

BUENO, L. D. **Avaliação deflectométrica e de rigidez: estudo de caso em três trechos monitorados em Santa Maria/RS**. 471p. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

BUENO, L. D. **Contribuição para a previsão empírico-mecanicista da irregularidade longitudinal e seus desdobramentos econômicos em pavimentos asfálticos**. 381 p. Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER) – **Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis**. 3<sup>º</sup> Edição. Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 1981.

DEUCHER, F. M. **Avaliação do desempenho de pavimento semirrígido: Segmento monitorado da SC-390, trecho Orleans – Pedras Grandes**. 381 p. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina/SC, 2019.

FACCIN, C. **Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente**. 222p. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2018.

FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. **MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional**. Manual de utilização. Versão 1.1.4. Rio de Janeiro, 2020.

FRITZEN, M. A. **Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio Teresópolis**. 291 p. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2005.

FRITZEN, M. A. **Desenvolvimento e avaliação de função de transferência para previsão de dano por fadiga em pavimentos asfálticos**. 286 p. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2016.

LUZ, L. C. **Desempenho de revestimentos asfálticos executados em camada singular e integradas em rodovias de tráfego pesado: segmentos monitorados de Araranguá**. 308 p. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina/SC, 2017.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



MATTOS, J. R. G. **Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS – A implantação do projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul.** 253 p. Tese de Doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2014.

NASCIMENTO, R. S; MENDONÇA, A. T; ALBUQUERQUE, F. S. **Desempenho de base de brita graduada tratada com cimento em trecho monitorado de Sergipe.** In: 44ª Reunião Anual de Pavimentação, 18º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária. Foz do Iguaçu, 2015.

PAVI, D. R. **Identificação de fatores construtivos que contribuem para o aumento da irregularidade longitudinal a partir do monitoramento de implantação e Restauração de trechos rodoviários.** 328p. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2019.

SANTOS, H. O; REZENDE, L. R. **Mechanistic evaluation of a monitored pavement constructed with asphalt surface treatment.** Revista Transportes, v. 28, n. 5, p. 199-219, 2020.

SANTOS, M. S. **Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho a partir da implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria - RS.** Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2015.

SCHUSTER, S. L. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas asfálticas aplicadas em campo por meio da teoria viscoelástica de dano contínuo.** 268 p. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2018.

VALE, A. F. **Método de uso de simuladores de tráfego linear móvel de pista para a determinação do comportamento e previsão de desempenho de pavimentos asfálticos.** 331 p. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2008.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### CONSTRUÇÃO DE BASES E SUB-BASES DE PAVIMENTO COM O USO DE CINZAS DE CARVÃO ADVINDAS DE TERMELÉTRICAS

*Sarah Denise Vasconcelos<sup>1</sup>; Suelly Helena de Araújo Barroso<sup>2</sup>; Francisco de Assis Franco Vieira<sup>3</sup> & Carla Beatriz Costa de Araújo<sup>4</sup>*

#### RESUMO

Um dos grandes desafios atuais, diante de um contexto mundial de estímulo à política de conscientização sustentável e sistemas industriais eco-eficientes, é o melhor gerenciamento de resíduos produzidos em parques industriais. Empresas, como mineradoras, centrais termelétricas e usinas siderúrgicas geram toneladas de resíduos que quando não reutilizados são descartados em ambientes a céu aberto e em bacias de sedimentação. Esses rejeitos podem ser estudados, à luz de análises técnico-financeiras e ambientais, como coprodutos que poderiam ser utilizados como materiais secundários em obras de engenharia. Diante deste contexto e tendo-se como desafio motivador contribuir para a prática do uso de cinzas de carvão em obras rodoviárias, este artigo tem o objetivo de analisar a concepção e execução de um trecho experimental de pavimento construído dentro de uma usina termelétrica no Estado do Ceará, com uso de cinzas de carvão em camadas de base e sub-base. O artigo contemplou a análise de todos os ensaios físicos, químicos, mecânicos e ambientais que resultaram na proposição do projeto estrutural de pavimento do trecho, bem como as etapas pertinentes à execução do pavimento proposto. Para tanto, foi adotada uma sequência metodológica composta das etapas de estudos preliminares e execução do trecho experimental de pavimento construído. O projeto estrutural resultou na proposição de um pavimento composto por uma camada de sub-base de 50% cinza+50% solo regional e uma camada de base de 95%+5% de cal, em massa. Foram observadas, no acompanhamento do trecho experimental, algumas particularidades do material trabalhado, que foram documentadas com o intuito de assistir às aplicações desse material na pavimentação e auxiliar profissionais da engenharia em execuções que façam uso desse resíduo. Ademais, a principal contribuição desta pesquisa foi propor uma solução de engenharia técnica, econômica e ambientalmente adequada para as cinzas de carvão que se mostraram viáveis na construção de pavimentos sustentáveis.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pavimentação, Projeto, Estabilização, Cinzas, Sustentabilidade.

#### ABSTRACT

One of the great current challenges, in the face of a global context of stimulus to the policy of sustainable awareness and eco-efficient industrial systems, is the better management of residues produced in industrial parks. Companies such as mining companies, thermoelectric plants and steel mills generate tons of waste that, when not reused, are discarded in open-air environments and in sedimentation basins. These tailings can be studied, in the light of technical-financial and environmental analyses, as co-products that could be used as secondary materials in engineering works. Given this context and having as a motivating challenge to contribute to the practice of using coal ash in road works, this article aims to analyze the design and execution of an experimental stretch of pavement built inside a thermoelectric plant in the State of Ceará, using coal ash in base and sub-base layers. The article included the analysis of all the physical, chemical, mechanical and environmental tests that resulted in the proposition of the structural design of the pavement of the stretch, as well as the steps relevant to the execution of the proposed pavement. For that, a methodological sequence was adopted composed of the stages of preliminary studies and execution of the experimental section of constructed pavement. The structural project resulted in the proposition of a pavement composed of a sub-base layer of 50% ash+50% regional soil and a base layer of 95%+5% lime, by mass. During the monitoring of the experimental section, some particularities of the material worked were observed, which were documented with the aim of assisting the applications of this material in paving and assisting engineering professionals in executions that make use of this residue. Furthermore, the main contribution of this research was to propose a technically, economically and environmentally adequate engineering solution for coal ash that proved to be viable in the construction of sustainable pavements.

**KEY WORDS:** Paving, Project, Stabilization, Ash, Sustainability.

<sup>1</sup> Universidade Federal do Ceará, Universidade de Fortaleza, Fortaleza, Brasil, sarah.denise@hotmail.com

<sup>2</sup> Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, [suely@det.ufc.br](mailto:suely@det.ufc.br)

<sup>3</sup> Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, [assis@det.ufc.br](mailto:assis@det.ufc.br)

<sup>4</sup> Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, [carlabeatriz@ufc.br](mailto:carlabeatriz@ufc.br)

## INTRODUÇÃO

A utilização de resíduos na pavimentação é uma tendência mundial. De um modo geral, observa-se uma deficiência, em quantidade e qualidade, de materiais convencionais utilizados em camadas que compõem os pavimentos, de forma que a busca de novas alternativas para compô-los é imperativa. O mercado rodoviário, com seus recursos naturais cada vez mais escassos e sua capacidade de assimilação de grandes volumes de materiais, está em uma posição importante para fornecer soluções seguras e econômicas para emprego de resíduos industriais (GHAFOORI e BUCHOLC, 1996; ROHDE *et al.*, 2006; LAV, LAV e GOKTEPE, 2006; SAHU *et al.*, 2017).

Com a crescente demanda energética, observa-se um avanço da participação de usinas termelétricas como fonte geradora de energia no território nacional, representando a segunda maior fonte de geração de energia no Brasil, com 24,73% de toda a produção nacional (Banco de Informações de Geração, 2019). Essa forma de geração de energia resulta em resíduos que se apresentam de distintas formas de acordo com o processo de queima do carvão e que se não destinados devidamente podem gerar impactos significativos no solo e nas águas subterrâneas, devido à lixiviação de elementos tóxicos presentes em sua composição química. (LOPES, 2011; VASCONCELOS, 2018). Um avanço na busca por um maior domínio em usos dos resíduos provenientes da combustão do carvão mineral, os chamados PCC's (produtos da combustão do carvão) nas termelétricas é amplamente benéfico para todas as partes envolvidas, direta ou indiretamente.

Chandler *et al.*, (1994) evidenciaram em suas pesquisas que na Dinamarca, Alemanha e nos Países Baixos, mais de 50% da cinza pesada gerada é empregada em camadas de base de pavimentos flexíveis. Silva (2006), Alcântara (2018) e Silva (2021) ressaltaram em suas pesquisas que, normalmente, a cinza pesada é beneficiada na produção de blocos de concreto pré-moldado para pavimentos intertravados, como um substituto de baixo custo para a areia natural utilizada. Além disso, em alguns países, a cinza pesada é aproveitada no concreto para construção de calçadas.

Além das finalidades em protótipos de concreto, no Brasil também foram apresentadas pesquisas explorando a empregabilidade das cinzas decorrentes da combustão do carvão mineral em estruturas semi-rígidas e flexíveis de pavimentos, sendo que alguns autores já evidenciaram o seu aproveitamento na pavimentação no que se refere ao desempenho mecânico da utilização de cinzas (LEANDRO, 2005; ROHDE *et al.*, 2006; SILVA, 2006).

Apesar da enorme potencialidade do uso de cinza volante com adição de estabilizantes químicos na pavimentação, esses resíduos são raramente empregados no Brasil em obras viárias. Os poucos registros de aplicação prática de misturas de cinzas estabilizadas em camadas de base e/ou sub-base limitam-se a região sul do território nacional (PINTO, 1971; NARDI, 1975; MARCON, 1977).

Diante deste contexto e tendo-se como desafio motivador contribuir para a prática do uso de cinzas de carvão em obras rodoviárias, este artigo tem o objetivo de analisar a concepção e execução de um trecho experimental de pavimento construído com uso de cinzas de carvão mineral advindas de termelétricas em camadas de base e sub-base. Para tanto, foram analisados ensaios físicos, químicos, mecânicos e ambientais que resultaram na proposição do projeto estrutural de um pavimento construído com tais resíduos.

## MATERIAIS E MÉTODOS

Neste estudo foram utilizados três materiais: cinzas de carvão mineral, solo regional e cal hidratada. As cinzas foram provenientes de uma usina termelétrica, localizada no município de São Gonçalo do Amarante, na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), Ceará, Brasil. As cinzas utilizadas foram as disponíveis no Módulo I de armazenagem da termelétrica, em função do montante de material armazenado e da condição de capacidade máxima de armazenamento. Em algumas partes do Módulo I as cinzas estavam dispostas em um estado mais solto, permitindo a coleta de amostras de forma manual, utilizando-se apenas enxadas e picaretas e pá. Em outras regiões do módulo, no entanto, o material se encontrava em um estado mais compactado, necessitando a utilização de miniescavadeira e escavadeira hidráulica.

Foram utilizados dois solos diferentes provenientes de jazidas já parcialmente exploradas, localizadas no município de Caucaia (RMF), próximos da termelétrica investigada. Os solos foram do tipo A-2-4 segundo classificação da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) de solos. O material é um solo granular, do tipo areia-siltosa, com 35% de material passante na peneira nº 200. A cal utilizada para estabilização química das misturas foi uma cal hidratada calcítica comercial e classificada como do tipo CH-1, obtida de uma empresa localizada no estado do Ceará.

As cinzas geradas pela Usina Termelétrica Energia Pecém são armazenadas em módulos de estocagem, estruturas criadas para receber os resíduos. Com três módulos criados, o módulo I, com toda a sua capacidade utilizada, o módulo II, ainda recebendo material, e o módulo III, já construído, porém ainda não utilizado. As cinzas aplicadas neste estudo são originadas do módulo I, em função do montante de material armazenado e da condição de capacidade máxima de armazenamento.

Para se atingir o objetivo estabelecido, foi adotada uma sequência metodológica composta de 3 etapas descritas a seguir.

### Estudos Preliminares para Concepção do Trecho Experimental

A primeira etapa metodológica contemplou os estudos preliminares que culminaram na concepção de um trecho experimental de pavimentos com uso de cinzas dentro de uma usina termelétrica localizada no estado do Ceará. Esses estudos estão documentados com detalhes em Vasconcelos (2016; 2018). O fluxograma disposto na Figura 1 ilustra os procedimentos realizados nesta etapa.

Inicialmente, para avaliar a heterogeneidade das cinzas dispostas no Módulo I da termelétrica, Vasconcelos (2016) propôs uma malha sobre a superfície deste módulo, onde foram definidos 21 Pontos Amostrais (PA) superficiais (PA-1 a PA-21). Para todas as amostras, a autora realizou ensaios de caracterização física, ensaios ambientais e ensaios mecânicos de Proctor, ISC e expansão. Diante da significativa heterogeneidade observada e dos resultados mecânicos e ambientais insatisfatórios para uso na pavimentação, Vasconcelos (2016) concluiu ser necessário a realização de misturas solo-cinza-cal.

Em continuidade ao trabalho desenvolvido por Vasconcelos (2016), Vasconcelos (2018) utilizou em seus estudos cinzas provenientes da mistura de amostras de 11 pontos da malha amostral, gerando uma cinza mais homogeneizada, com igual proporção em massa. Foram selecionados esses pontos amostrais por apresentarem características de baixa periculosidade, com base nos ensaios ambientais, e de melhores resultados mecânicos de ISC e expansão.

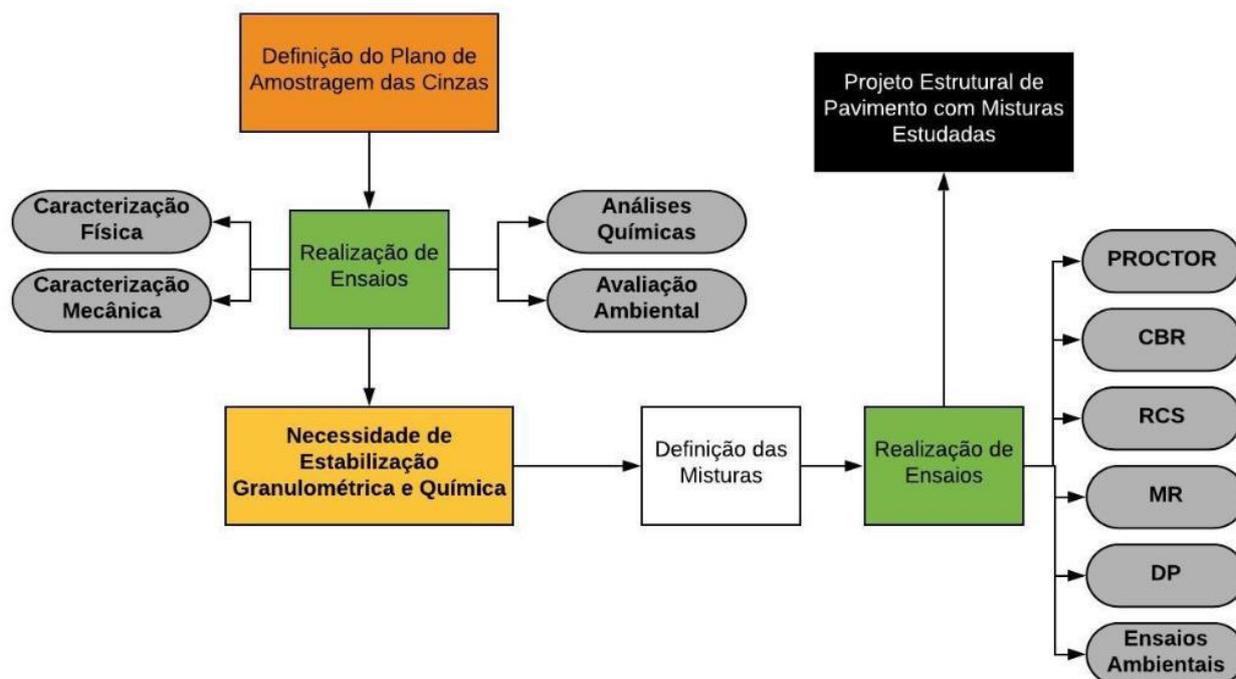


Figura 1. Procedimentos adotados na primeira etapa metodológica

Vasconcelos (2018) propôs 9 misturas submetidas aos ensaios Proctor (DNER-ME 162/1994), ISC e expansão (DNER-ME 172/2016), Módulo de Resiliência (MR), com base na norma DNER-ME 134/2018, Resistência à Compressão Simples (RCS), conforme DNER-ME 180/1994, e Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD), conforme DNER - ME 136/2010, na energia de compactação intermediária.

Foram realizados também ensaios de Deformação Permanente, conforme norma BS EN 13286-7: 2004 e ensaios ambientais, conforme as normas ABNT (2004) e ABNT (2004b). Idealizou-se realizar misturas das Cinzas (C) com Solo (S) regional e com adição de cal em três proporções (1%, 3% e 5%). Em misturas com presença de cal, os ensaios foram realizados para tempos de cura de 0, 7, 14 e 28 dias. Os corpos de prova (CPs) em cura ficaram em ambiente climatizado, envoltos por filme plástico. Nos ensaios de RCS e RTCD a ruptura foi realizada 24 h após imersão em água, conforme disposto em norma.

Para finalizar essa etapa, Vasconcelos (2018) realizou o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos teóricos, para diferentes volumes de tráfego, utilizando-se as melhores misturas investigadas em camadas de base e sub-base.

### Pré-execução do trecho experimental

Baseado nos trabalhos de Vasconcelos (2016; 2018) procedeu-se uma etapa de pré-execução do trecho experimental. Essa etapa culminou na realização dos estudos topográficos no local de execução do trecho e do reconhecimento do subleito local. Como as cinzas dispostas no Módulo 1 de armazenagem apresentaram heterogeneidade significativa (VASCONCELOS, 2016) e o solo escolhido para a execução do trecho experimental foi diferente do estudado por Vasconcelos (2018), teve-se que realizar um novo programa experimental de forma a propor um novo projeto estrutural de pavimento para o trecho experimental de pavimento. O fluxograma da Figura 2 ilustra o programa experimental durante a etapa de pré-execução do trecho experimental.

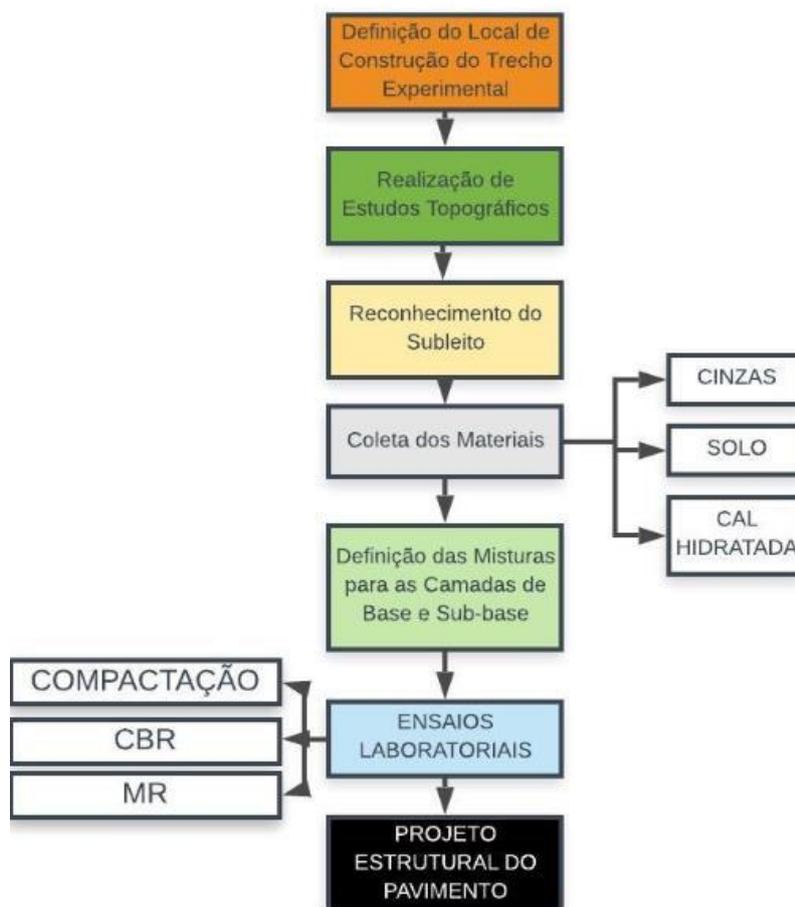


Figura 2. Procedimentos adotados na segunda etapa metodológica

O trecho experimental foi construído com aproximadamente 1,4 km de extensão, localizado dentro da Usina Termelétrica Energia Pecém, localizado no estado de Ceará, na RMF. O trecho interliga a CE-085 aos blocos administrativos da empresa. O local de execução do trecho foi definido pela própria empresa que financiou toda a construção. O reconhecimento do subleito local foi feito por meio da coleta de 10 amostras espaçadas ao longo do eixo da via construída. Nas amostras coletadas, procederam-se a realização dos ensaios de caracterização física (granulometria e limites de consistência) e ensaios mecânicos (Proctor e ISC). Os ensaios de Proctor e os de ISC foram realizados na energia normal. Com os resultados desses ensaios, realizou-se uma análise estatística, conforme DNIT (2006).

As cinzas de carvão mineral foram obtidas do Módulo I da Usina Termelétrica Energia Pecém, localizada na RMF, no município de São Gonçalo do Amarante. As cinzas foram retiradas aleatoriamente dentro do módulo e se encontravam em um estado mais compactado, necessitando a utilização de miniescavadeira e escavadeira hidráulica para coleta. O solo utilizado e a cal foram coletados e fornecidos pela empresa executora do trecho experimental. O solo era de aspecto arenoso, do tipo A-2-4, localizado a menos de 5 km da termelétrica em estudo. A cal utilizada foi a cal hidratada especial, do tipo CH-1, por oferecer um maior grau de pureza, como ressalta Forti (2017), da marca Cal Norte Nordeste.

A proposição das misturas foi por base no projeto estrutural relatado na primeira etapa metodológica deste estudo, baseado em Vasconcelos (2018). Foram realizados ensaios Proctor, ISC, Expansão e Módulo de Resiliência (MR), com base na norma DNER-ME 134/2018, para as misturas 50% Solo + 50% Cinza e cinza+5% de cal. Na mistura com presença de cal, os ensaios

foram realizados para tempos de cura de 7 dias. Não foi possível a realização de análises em maiores tempos de cura, haja vista o prazo para execução da obra.

### Execução do trecho experimental

Nessa etapa metodológica serão abordados os aspectos pertinentes à execução do trecho experimental, contemplando o acompanhamento de todas as suas etapas construtivas. O fluxograma da Figura 3 ilustra os procedimentos realizados nessa etapa.

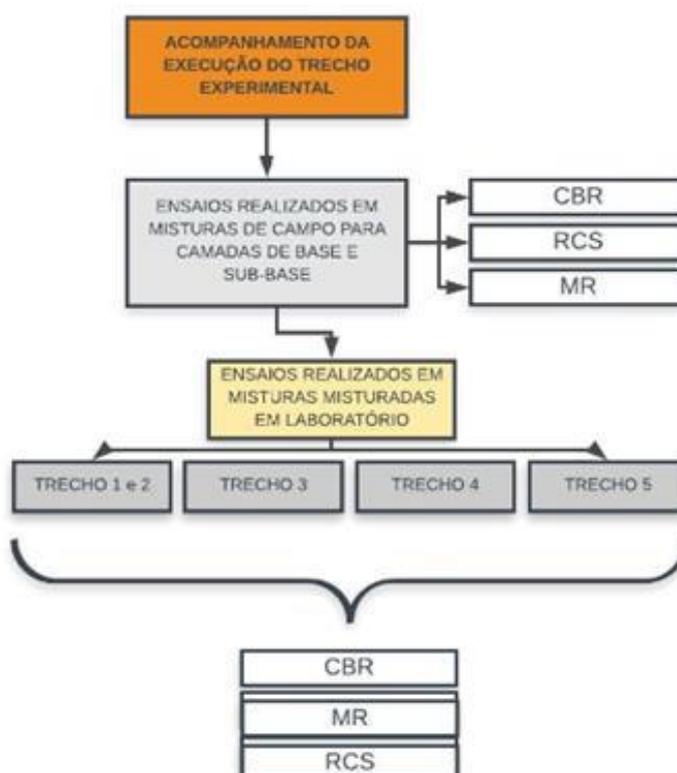


Figura 3. Procedimentos adotados na terceira etapa metodológica

O trecho experimental possui 1,4 km de comprimento, dimensionado para o tráfego de N igual a 107, haja vista o tráfego de veículos previsto para pavimento construído. O trecho foi executado em conformidade com o estabelecido no projeto estrutural proposto na segunda etapa do programa experimental, com exceção da camada de base, que foi construída com três diferentes teores de cal, com vistas a avaliar a influência do teor de cal nas misturas utilizadas em campo. Assim, o trecho foi construído com uma mistura de 50% de cinza com 50% de solo, em massa, na camada de sub-base e na camada de base, cinza estabilizada com 1,6%, 3% e 5% de teor de cal, em massa. Os teores de 3% e 5% são justificados por base no trabalho de Vasconcelos (2018) e nos ensaios realizados na etapa de pré-execução do trecho experimental que demonstraram resultados mecânicos satisfatórios desses teores para aplicação em camada de base. O teor de 1,6% surgiu a partir de um erro de cálculo da quantidade de cal por parte da empresa contratada para execução

Durante a execução do trecho foram coletadas misturas de cinza-solo e cinza-cal de diferentes trechos e levadas para o Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Ceará (UFC), para realização de ensaios com a finalidade de averiguar se a execução estava de acordo com os parâmetros previstos em laboratório. Durante a execução da camada de sub-base (nomeadas aqui de SB), foram coletadas em campo duas amostras de mistura de sub-base

(50% solo + 50% cinza). A SB1 foi coletada durante a execução na proximidade da rotatória. A SB2 na proximidade da CE-085. Para tais amostras foram realizados os ensaios de Proctor, ISC e MR (umidade ótima e umidade ótima  $\pm$  2%). Em função de se ter verificado no campo altas umidades durante a construção da sub-base, decidiu-se realizar ensaios de MR em diferentes teores de umidade de compactação (ótima -2%, ótima, ótima +2%).

Durante a execução da camada de base foi coletada uma mistura de campo (cinza+cal) para cada trecho. Para tais amostras foram realizados os ensaios de ISC, MR e RCS para 7 dias de cura. Devido às reações pozolânicas existentes entre a cinza e cal, tentou-se realizar as moldagens dos CPs com poucos minutos após a mistura em campo. Isso limitou o programa experimental para análises para o tempo de cura de 7 dias.

Foram também coletadas apenas as cinzas utilizadas em cada um dos trechos, procedendo-se a mistura em laboratório. A proporção de cal em cada cinza coletada foi com base nos teores observados em campo. Foram realizados ensaios Proctor, ISC, Expansão e MR (norma DNER-ME 134/2018) e RCS (DNER-ME 180/1994). Os ensaios foram realizados para tempos de cura de 0, 7, 28 e 84 dias.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Pré-Execução do Trecho Experimental

Como as cinzas dispostas no Módulo I de armazenagem apresentaram heterogeneidade significativa (VASCONCELOS, 2016) e o solo escolhido para a execução do trecho experimental foi diferente do estudado por Vasconcelos (2018), realizaram-se novos ensaios de caracterização mecânica a fim de verificar se as misturas 50% solo + 50% cinza e 95% cinza + 5% cal estavam aptas do ponto de vista técnico para uso em camadas de pavimento. Destaque-se aqui que o ensaio CBR não deve ser o parâmetro usado para analisar comportamento de misturas estabilizadas quimicamente, caso da mistura cinza+cal, sendo realizado neste trabalho em função da curiosidade dos técnicos locais acerca do resultado desse parâmetro.

A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos do ensaio de compactação, ISC e expansão nas misturas idealizadas. Na mistura com presença de cal, os ensaios foram realizados para tempos de cura de 7 dias. Para o ensaio de RCS foram obtidos resultados também para 14 e 28 dias de cura.

Tabela 1. Resultados dos ensaios mecânicos das misturas

Misturas	Massa Específica Seca Máxima	Umidade Ótima (%)	ISC (%)	Expansão (%)	RCS (MPa)	
	(g/cm <sup>3</sup> )					
Solo	1,970	12,7	31	0,00	0,0	
50%Solo + 50%Cinza	1,875	13,0	19	1,05	0,0	
95%Cinza + 5%CAL	1,540	16,0	95	0,00	7 dias	0,7
					14 dias	1,4
					28 dias	1,8

É possível verificar que, em geral, houve acréscimo da umidade ótima (hót) das misturas em função do aumento do teor de cinza. Isso se deve, principalmente, ao fato de as cinzas serem mais siltosas e argilosas, absorvendo maiores quantidades de água. Na mesma tabela, percebe-se diminuição da massa específica seca ( $\rho_{smáx}$ ) com o aumento do teor de cinza. De acordo com a

*Federal Highway Administration* (1998), as massas específicas seca máximas das cinzas geralmente estão entre 10 a 25% menores do que a dos materiais tipicamente granulares. Os resultados estão em consonância com os observados por outros autores (LEANDRO, 2005; LOPES, 2011; BARROS, 2015).

Para a mistura solo-cinza, o ISC obtido foi de 19%, abaixo do ISC do solo natural (31%) o que demonstra que as cinzas não promoveram uma estabilização dos solos. O principal tipo de reação que ocorre com a cinza é a pozolânica, necessitando da presença de óxido de cálcio para sua ocorrência. O valor de ISC, disposto na Tabela 1, para a mistura 50% Solo + 50% Cinza foi obtido a partir do valor médio de três corpos de prova. Entretanto, os dados individuais mostraram valores de resistência de 20%, assim aceitou-se o seu uso na camada de sub-base.

Com relação ao parâmetro de RCS, o valor de resistência com cura de 7 dias foi inferior ao obtido por Vasconcelos (2018). Para tempo de cura de 14 dias o valor obtido foi de 1,4 MPa e para 28 dias 1,8 MPa. Little (1999) indica que os valores de RCS mínimos exigidos pelo *Illinois Highway Department* para o uso de misturas de solo-cal em camadas de base é de 1,034 MPa. Com o avanço do tempo de cura, houve um incremento da resistência, tornando o material apto para emprego em base.

### Execução do trecho experimental

Durante a execução do trecho experimental, foi observado que na etapa de execução da sub-base a construção foi realizada em um intervalo com níveis pluviométricos observados acima da média histórica para aquele período. A sub-base foi construída com 50% solo + 50% cinza, em massa. Não foi realizado o umedecimento da camada de sub-base em todo trecho, pois devido aos altos níveis pluviométricos o material já foi coletado úmido. Como não se esperou a secagem do material, foi observado que a sub-base foi executada inicialmente com o teor de umidade acima da ótima estabelecida em projeto em quase 10%.

No que se refere à execução da camada de base, as cinzas foram coletadas e transportadas com caminhão basculante. Foram distribuídas na pista e espalhadas com o uso de motoniveladoras. Após foram colocados os sacos de cal hidratada de 20 kg, na primeira tentativa, com espalhamento e homogeneização por meio da ação combinada de grade de discos e motoniveladora. Após a ocorrência de problemas com a saúde dos funcionários foram aplicados sacos de 500kg de cal.

Conforme comentado anteriormente, optou-se por construir o trecho com três diferentes teores de cal, com vistas a avaliar a influência do teor de cal nas misturas utilizadas em campo. O problema do teor de cal inadequado foi posteriormente solucionado em alguns segmentos do trecho experimental, adotando-se 3% e 5% de cal. Nos segmentos com maiores percentuais de cal, observou-se que a camada apresentou bons comportamentos em campo, no que se refere aos valores de deflexão medidos com o *Falling Weight Deflectometer* (FWD).

Para as duas amostras coletadas na execução da camada de sub-base (nomeadas aqui de SB), os resultados de compactação, de ISC e de expansão das duas amostras estão dispostos na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados da compactação, ISC e expansão para as amostras de sub-base

MISTURAS	ENERGIA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA (g/cm <sup>3</sup> )	UMIDADE ÓTIMA (%)	ISC (%)	Expansão (%)
SB1	INTERMEDIÁRIA	1,80	12,2	14	0
SB2	INTERMEDIÁRIA	1,81	14,8	19	0

Os valores de ISC das misturas de campo deram menores do que o limite estabelecido pelo DNIT para uso em sub-base (no mínimo 20%). Isso pode ser justificado pela variação do teor de umidade do material em campo que se encontrava acima do teor ótimo estabelecido em laboratório. Além do que, não se observou em campo um controle rigoroso do percentual de solo e cinza na mistura, de forma que é provável que a mistura de campo não seja exatamente 50% solo + 50% cinza, em massa.

Os resultados obtidos dos ensaios de MR das misturas (M) de sub-base estão reportados na Tabela 3. Os resultados dispostos correspondem aos modelos do módulo de resiliência obtidos para as duas amostras de sub-base. Não foi possível a realização do ensaio triaxial na mistura SB2 para umidade ótima + 2%, uma vez que a mistura não apresentou rigidez suficiente para passar na fase de condicionamento do ensaio.

Tabela 3. Modelos de módulo de resiliência para as amostras de sub-base

M	Umidade	MR Médio (MPa)	MR = K <sub>1</sub> · σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup>			MR = K <sub>1</sub> · σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup>			MR = K <sub>1</sub> · σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> · σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>			
			K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>
SB1	Ót-2%	379	1046,2	0,3635	0,79	738,38	0,3066	0,86	902,006	0,183	0,161	0,94
	Ót	350	545,18	0,1569	0,74	443,87	0,1075	0,53	553,824	0,154	0,010	0,76
	Ót+2%	345	551,25	0,1685	0,41	378,06	0,0469	0,01	612,771	0,350	-0,185	0,65
SB2	Ót-2%	486	492,35	0,0186	0,01	345,27	-0,132	0,14	544,417	0,419	-0,468	0,46
	Ót	302	1745,9	0,6396	0,93	804,6	0,466	0,76	1676,806	0,565	0,076	0,98

Observou-se que o modelo composto foi o que melhor representou as misturas ensaiadas, comprovando o disposto em Barros (2015) e Vasconcelos (2018). Os valores médios de MR obtidos para a mistura SB1 foram, em geral, menores do que os obtidos para a mistura SB2. Isso pode ser justificado pela significativa heterogeneidade das cinzas ou pela falta de controle rigoroso do percentual de solo e cinza nas misturas.

Foram coletadas apenas as cinzas utilizadas na execução do trecho, nas quais foram adicionados 1,6% (Trechos 1 e 2), 5% de cal (Trecho 3), 3% (Trecho 4) e 5% (Trecho 5) em massa, em laboratório. Os teores utilizados foram os mesmos empregados durante a execução da camada de base dos respectivos trechos. Os resultados dos ensaios mecânicos de ISC e RCS de todas as misturas obtidas para os tempos de cura de 7 e 28 dias estão dispostos na Tabela 4.

Tabela 4. Resultados mecânicos de misturas moldadas em laboratório para camada de base

Misturas	Tempos de cura							
	Imediato		7 dias		28 dias		84 dias	
	ISC (%)	RCS (MPa)	ISC (%)	RCS (MPa)	ISC (%)	RCS (MPa)	ISC (%)	RCS (MPa)
Trechos 1 e 2	40	0,00	70	0,62	74	0,85	123%	0,93
Trecho 3	230	0,00	225	1,68	260	1,88	193%	1,75
Trecho 4	103	0,00	147	1,31	185	1,53	193%	1,08
Trecho 5	210	0,00	195	2,12	210	2,45	212%	1,86

Observa-se que houve um incremento significativo da resistência ISC com o aumento do teor de cal. No entanto, observou-se certa estabilização da resistência com o avanço do tempo de cura, com pequenos acréscimos com o avanço dos tempos analisados. Ressalta-se que os CPs durante o ensaio de ISC ficam imersos por 4 dias antes de serem rompidos. Durante esse período de

imersão as reações ocorreram rapidamente, de forma que altas resistências puderam ser observadas com tempo de cura imediato.

Observou-se que a RCS para os CPs imediatos deram iguais a zero. Tais corpos de prova não resistiram à imersão, pelo fato de não apresentarem coesão. Com adição de cal, a partir de 7 dias de cura foram observados acréscimos nos valores da resistência. Sabe-se que os agentes cimentantes de natureza pozolânica, têm no tempo de cura uma das variáveis mais significativas para a variação do comportamento mecânico, uma vez que o tempo de cura afeta diretamente o grau de cimentação da mistura, justificando a melhoria das propriedades mecânicas das misturas com o avanço no período de cura. Outros estudos comprovam os acréscimos de resistência com o aumento do teor de cal e do tempo de cura (NARDI, 1975; LEANDRO, 2005; LOPES, 2011; BARROS, 2015).

Os resultados obtidos dos ensaios de MR das misturas de base estão reportados na Tabela 5. Os resultados dispostos correspondem ao modelo do módulo de resiliência obtido para cada mistura ensaiada.

Tabela 5. Resultados de MR de misturas moldadas em laboratório para camada de base

Trechos	Tempo de cura	Parâmetros de MR				MR médio (MPa)
		K1	K2	K3	R <sup>2</sup>	
Trechos 1 e 2	Imediato	369,550	0,545	-0,349	0,78	204
	7 dias	567,980	0,768	-0,139	0,89	213
	28 dias	789,960	0,657	0,133	0,96	310
	84 dias	4,120	0,460	-1,830	0,91	170
Trecho 3	Imediato	507,070	0,464	0,121	0,85	714
	7 dias	1306,060	0,568	-0,147	0,9	363
	28 dias	5502,611	0,559	0,112	0,98	980
	84 dias	2036,000	0,200	0,150	0,63	810
Trecho 4	Imediato	410,320	0,789	-0,224	0,91	456
	7 dias	754,910	0,332	-0,213	0,85	546
	28 dias	1212,876	0,432	-0,124	0,9	678
	84 dias	1271,100	0,040	-0,720	0,45	402
Trecho 5	Imediato	410,330	0,789	-0,224	0,91	456
	7 dias	1005,112	0,365	-0,133	0,91	450
	28 dias	3603,512	0,467	-0,121	0,88	789
	84 dias	988,650	0,334	-0,232	0,77	675

Através da análise dos resultados dos ensaios de MR, pode-se perceber que todas as misturas foram bem representadas pelo modelo composto. Como já era esperado, as misturas apresentaram melhores comportamentos resilientes para maiores teores de cal. Conforme mencionado anteriormente, as reações pozolânicas ocorrem entre a cal e os minerais presentes no solo e nas cinzas, justificando a melhoria das propriedades mecânicas das misturas com o avanço no período de cura.

## CONCLUSÕES

A principal contribuição desta pesquisa foi propor uma solução de engenharia técnica e ambientalmente adequada para as cinzas de carvão geradas em uma termelétrica no estado do Ceará, mostrando a viabilidade desses resíduos na construção de pavimentos. Na etapa dos estudos preliminares e na etapa de execução, a partir do estudo das técnicas de estabilização granulométrica e química e análises ambientais, se conseguiu propor uma solução de reaproveitamento dessas cinzas em camadas de bases e sub-bases de pavimentos. Resultou-se na proposição do projeto estrutural de pavimento com cinzas, observando-se que a utilização das misturas M3 (50% solo + 50% cinza) e M4 (95% cinza + 5% CAL) em camadas de pavimentos é viável.

Durante a execução do trecho, concluiu-se que alguns cuidados precisam ser tomados e o rigor de controle precisa ser mais elevado, quando comparados com obras em que os materiais utilizados são tradicionais. As características intrínsecas das cinzas mais relevantes observadas foram: susceptibilidade à variação da umidade, a grande heterogeneidade e o nível de poeira gerado pelas cinzas. Problemas em campo foram observadas inicialmente para camadas de base e sub-base, motivadas por questão de ordem executiva, como a execução do pavimento em período de chuva, homogeneização não eficiente em campo e utilização de cal em teores abaixo do recomendado. Ressalta-se que após a correção do teor de cal, a camada de base passou a apresentar excelentes comportamentos em campo com base em análises deflectométricas realizadas.

Levando-se em consideração a normatização e as especificações brasileiras, esses foram, gargalos para aplicação prática do resíduo em camadas de pavimentos, pois existem poucos registros de aplicação prática de misturas de cinzas na pavimentação aliados a ausência de manuais que incorporem os aspectos construtivos de utilização desses resíduos na área rodoviária.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, CNPq, Funcap e DNIT pelo apoio financeiro ao desenvolvimento deste trabalho, por meio de concessão de bolsas de estudo. Agradecem também Aneel (órgão regulador) e a Energia Pecém e Eneva pelo financiamento da pesquisa.

## REFERÊNCIAS

### ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

\_\_\_\_\_. NBR 10004: Resíduos sólidos—Classificação. Rio de Janeiro, 2004.a

\_\_\_\_\_. NBR 10005: Lixiviação de Resíduos —Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.b

ALCÂNTARA, M.R.G. Estudo da Utilização de Cinzas Pesadas de Termoelétricas para Produção de Blocos de Concreto para Pavimentos Intertravados. Dissertação. Universidade Federal do Ceará, 2018.

BARROS, K.S. Estudo de Cinzas Volantes de uma Termelétrica da Região Metropolitana de Fortaleza-CE para Aplicação em Camadas Granulares de Pavimentos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) —Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

CHANDLER, *et al.* An International Perspective on Characterization and Management of Residues from Municipal Solid Waste Incineration. Summary Report, International Energy Agency, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNER-ME-162: Solos —ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas. 1994

\_\_\_\_\_. DNER-ME 180: Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada —determinação da resistência à compressão simples. 1994b.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 172: Solos —Determinação do Índice de Suporte Califórnia para não amostras trabalhadas. 2016.

\_\_\_\_\_. Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. 2010.

\_\_\_\_\_. Manual de Pavimentação, 2006.

\_\_\_\_\_. DNIT 134-ME: Pavimentação —Solos —Determinação do módulo de resiliência. 2010.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



- FORTI, E. Z. Influência da cal hidratada nas características da argamassa de revestimento realizada em obra, Trabalho de Conclusão de Curso, Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Centro Universitário UNIVATES de Lajeado, Rio Grande do Sul, 2017.
- GHAFOORI, N., BUCHOLC J. Investigation of Lignite-Based Bottom Ash for Structural Concrete. *Journals of Materials in Civil Engineering*, Vol 8, Issue 3, pp 128-137, 1996.
- LAV, A.H.; LAV, M. A.; GOKTEPE, A. B. Analysis and design of a stabilized fly ash as pavement base material. *Fuel*, 85, pp. 2359-2370, 2006.
- LEANDRO, R.P. Estudo laboratorial acerca da possibilidade de aproveitamento da cinza pesada de termelétrica em bases e sub-bases de pavimentos flexíveis. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, SP, 2005.
- LITTLE, D.N. Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates. Volume 1: Summary of Findings. Prepared for the National Lime Association, 1999.
- LOPES, L.S.E. Análise do comportamento mecânico e ambiental de misturas solo-cinzas de carvão mineral para camadas de bases de pavimentos. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. RJ, 2011.
- MARCON, A. F. Durabilidade e módulo de elasticidade de misturas areia-cinza volante. Tese (Mestre em ciência). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. UFRJ, 119p, 1977.
- NARDI, J.V. Estabilização de areia com cinza volante e cal –Efeito do cimento como aditivo e de brita na mistura. Tese: Mestre. COPPE -Universidade Federal do Rio de Janeiro –UFRJ. Rio de Janeiro, 1975.
- PINTO, S. Estabilização de areia com aditivo de cal e cinza volante. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1971.
- ROHDE, G.M.; ZWONOK, O.; CHIES, F.; SILVA, N.I.W. Cinzas de carvão fóssil no Brasil–Aspectos técnicos e ambientais. Vol.1 Porto Alegre: CIENTEC, 2006.
- SAHU, G.; BAG, A.; CHATTERJEE, N.; MUKHERJEE, A. (2017) Potential use of flyash in agriculture: A way to improve soil health. In *Journal of Pharmacognosy and Phytochemistry*, n.6, p. 873-877
- SILVA, A. J. Estudo da viabilidade de utilização da cinza pesada em adição ao concreto compactado com rolo (CCR) destinado a camada de base de pavimentos híbridos. 2006. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.
- SILVA, W.B.C. Análise da Viabilidade da Produção de Blocos Intertravados de Concreto com o uso de Resíduos de Termelétrica e da Construção Civil. Dissertação. Universidade Federal do Ceará, 2021.
- VASCONCELOS, S. D. Avaliação da Heterogeneidade de Cinzas de Carvão Mineral Advindas da Termelétrica Energia Pecém e sua Aplicação em Camadas Granulares de Pavimentos. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2016.
- VASCONCELOS, S. D. Avaliação das Cinzas de Carvão Mineral Produzidas em Usinas Termelétricas para Construção de Camadas de Pavimentos. Dissertação de Mestrado, UFC, CE, 2018.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ESTUDO PRELIMINAR DE ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA DE MISTURA MASSAPÊ E AREIA PARA SUBLEITO

*Ítalo Miller Machado Pereira<sup>1</sup>; Mario Sergio de Souza Almeida<sup>2</sup>; Caroline Dias Amancio de Lima<sup>3</sup>; Weiner Gustavo Silva Costa<sup>1</sup> & Isabela de Jesus Santos<sup>1</sup>*

#### RESUMO

A adoção de métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos, pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), com base em conceitos mecanístico-empíricos representa um avanço para o Brasil. Para isso, são realizadas avaliações do comportamento mecânico dos materiais por meio de ensaios de Módulo de Resiliência (MR) e Deformação Permanente (DP), os quais culminam em um número significativo de testes. Nos casos em que é necessária estabilização de solos isso se intensifica. Logo, uma rotina de ensaios preliminares em amostras de solo se mostra uma estratégia eficiente. Diante do exposto, o presente estudo buscou a estabilização de um vertissolo característico da região do recôncavo baiano, mais conhecido como Massapê, com areia comercial lavada. Inicialmente, foram definidas porcentagens de areia com 20%, 40%, 60% e 80% para compor misturas com o Massapê. Foram realizados os ensaios de expansão sem e com sobrecarga, compactação, *California Bering Ratio* (CBR), granulometria e limites de Atterberg. Os resultados mostraram que essa estratégia proporcionou a estabilização do Massapê, onde as misturas contendo 60% e 80% de teores de areia foram selecionadas para realização dos ensaios dinâmicos. Vale salientar que este trabalho é parte de um estudo mais amplo, ainda em desenvolvimento, que investiga a estabilização do Massapê envolvendo ensaios de MR e DP, tendo otimizado a quantidade dos corpos de prova.

**PALAVRAS-CHAVE:** solos expansivos, estabilização granulométrica, taxa de expansão, montmorilonita, Massapê.

#### ABSTRACT

The adoption of asphalt pavement design methods based on mechanistic-empirical concepts by the National Department of Transport Infrastructure (DNIT) represents an advance for Brazil. For this, evaluations of the materials mechanical behaviors are carried out through tests of Resilient Modulus (RM) and Permanent Deformation (PD), which culminate in a significant number of tests. It is intensified in cases where soil stabilization is required. Therefore, a routine of preliminary tests in soil samples proves to be an efficient strategy. In view of the above, the present study aimed to stabilize a characteristic vertisol from the Bahian Recôncavo region, commonly known as Massapê, with washed commercial sand. Initially, percentages of sand with 20%, 40%, 60%, and 80% were defined to compose mixtures with Massapê. Expansion tests with and without overload, compaction, California Bering Ratio (CBR), granulometry and Atterberg limits were carried out. The results showed that this strategy provided the stabilization of Massapê, from which the mixtures containing 60% and 80% of sand contents were selected to carry out the dynamic tests. It is worth mentioning that this work is part of a broader study, still under development, which investigates the stabilization of Massapê involving RM and PD tests, having optimized the number of samples.

**KEY WORDS:** expansive soils, granulometric stabilization, expansion rate, montmorillonite, Massapê.

<sup>1</sup> Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB): Rua Rui Barbosa, Centro, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. italomillermachado@hotmail.com, weiner@ufrb.edu.br, belasantos111@gmail.com

<sup>2</sup> Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB): Rua Rui Barbosa, Centro, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. mario.almeida@dnit.gov.br, mario.almeida@ufrb.edu.br

<sup>3</sup> Universidade Federal da Bahia (UFBA): Rua Prof. Aristides Novis, 2, Federação, Salvador/BA, CEP: 40210-630. carolinedal@ufba.br

## INTRODUÇÃO

A engenharia rodoviária brasileira vem passando por mudanças significativas, principalmente em relação ao modo de dimensionar camadas de pavimentos asfálticos. A adoção do programa MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional) se iniciou em 2020, no qual conceitos notáveis da Mecânica dos Pavimentos são utilizados (FRANCO; MOTTA, 2020). No entanto, países como Austrália, Estados Unidos, França, e Portugal, desde os anos 80, já desenvolvem meios de análise empregando conceitos mecanístico-empíricos (FRANCO, 2007; MATTOS, 2014).

O MeDiNa possibilita uma melhor análise comportamental dos materiais disponíveis para aplicação nas camadas do pavimento e isso inclui a utilização de solos de comportamento expansivo em camadas de subleito, desde que sejam devidamente estabilizados e atendam aos requisitos mínimos de deformação permanente (DP) e módulo de resiliência (MR). (DNIT, 2020a; DNIT, 2020b).

No Brasil, entre as medidas utilizadas para mitigar os efeitos causados por solos expansivos, tem-se a substituição destes solos por outro que atenda às necessidades da obra ou ainda a estabilização, que altera as propriedades geotécnicas do solo original (BEZERRA, 2020). Dos meios de estabilização de solos existentes, destacam-se a estabilização mecânica, química e granulométrica (IKIZLER; AYTEKIN; VEKLI, 2009).

Ainda há poucos estudos referentes ao solo Massapê para pavimentação, sendo ele um solo expansivo e geralmente descartado para camadas do pavimento e subleito. A ideia é que se possa estabilizá-lo para promover uma melhor resistência, deformabilidade e expansibilidade. Frente a isso, ensaios mecânicos como de MR e DP tornam-se essenciais para cálculos de tensões e deformações e previsão do desempenho das misturas nas camadas abaixo do revestimento. No entanto, ainda não há na literatura avaliações destes nos ensaios mecânicos mencionados, que fazem parte dos dados de entrada para rodar o programa MeDiNa.

Vieira *et al.* (2020) avaliaram a influência da energia de compactação na estabilização do Massapê, solo expansivo típico do Recôncavo baiano. Os resultados de caracterização mostraram 100% do material passante na peneira #10, 99% passante na #40 e 96% passante na #200, com Limite de Liquidez (LL) de 93% e Índice de Plasticidade (IP) de 46. A compactação ocorreu em corpos de prova (CP) do ensaio CBR (*California Bearing Ratio*), em que foram aplicadas energias de compactação normal, intermediária e modificada. Notou-se que a estabilização, por meio da compactação convencional, não foi eficiente para reduzir o potencial expansivo do solo.

Oliveira *et al.* (2018) estudaram a redução no potencial expansivo do Massapê com tratamento químico, combinando cal e um produto comercial para estabilização de solo. Os resultados mostraram uma redução de 90% nos valores de tensão de expansão, comparando-se amostras tratadas e em seu estado natural, uma variação de 100kPa para 10kPa, com uso de 1% de cal e 0,1% de estabilizante.

Cunha (2018) investigando o efeito da adição de resíduo de construção e demolição (RCD) com teores de 40%, 50% e 60% na estabilização de amostras de Massapê. Os resultados obtidos mostraram que apesar da redução na expansão livre e tensão de expansão, o solo não apresentou valores que tornassem possível o seu uso em camada de pavimento asfáltico.

Diante do exposto, o presente trabalho visou caracterizar o solo Massapê e avaliar de forma preliminar, ainda sem os ensaios mecânicos, possíveis misturas de estabilização granulométrica, a partir de análises de quatro teores de areia na mistura, para uso como material de subleito. Para tal, foram realizados estudos de parâmetros como análises granulométricas, limites de consistência, CBR, expansão e classificações pelos métodos *Transportation Research Board* (TRB) e Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

O fato é que a determinação dos valores de MR e DP de maneira direta seria improdutivo e trabalhosa se levado em conta a quantidade de ensaios necessários para um programa experimental com muita variabilidade de teores areia-Massapê. Logo, com esse trabalho, buscou-se otimizar a quantidade de ensaios dinâmicos indicando duas possíveis misturas candidatas para análises posteriores.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Solos e Misturas

O solo utilizado nesse estudo foi um vertissolo, mais conhecido como Massapê. As amostras foram coletadas na BR-324/BA, km 565, ligação entre os municípios de Feira de Santana e Salvador, Bahia. Para o estudo da estabilização granulométrica utilizou-se uma areia lavada, para compor as misturas, proveniente do Capão, distrito do município de Laje, Bahia. Foram definidos quatro teores de areia para compor as misturas, 20%, 40%, 60%, e 80%, calculados em relação à massa seca total da amostra.

### Caracterização dos Materiais

As amostras foram preparadas de acordo com a metodologia proposta na DNER 41 (DNER, 1994a) e em seguida foram realizados os ensaios de caracterização. O ensaio de densidade real foi realizado de acordo com DNER 93 (DNER, 1994b). A análise granulométrica seguiu a norma DNER 51 (DNER 1994c). Para determinação dos limites de consistência (limite de liquidez e plasticidade), foram utilizadas as normas DNER 122 (DNER 1994d) e DNER 82 (DNER 1994e). A Figura 1 mostra estes ensaios de caracterização realizados.

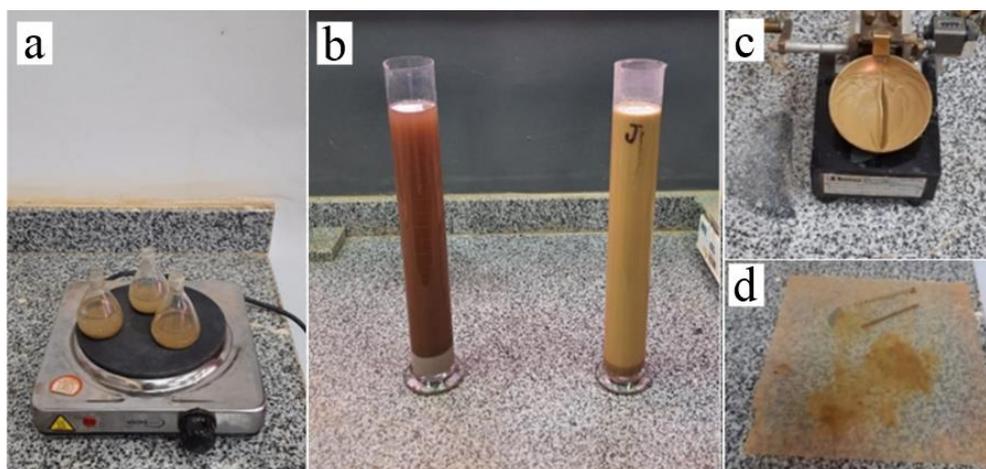


Figura 1. Ensaios de caracterização: (a) densidade real; (b) granulometria por sedimentação; (c) limite de liquidez; (d) limite de plasticidade.

### Ensaios de Compactação, CBR e Expansão

Seguindo método de compactação DNIT 164 (DNIT, 2013), foram realizados ensaios com os quatro teores de areia definidos previamente, bem como para o Massapê puro. Com o objetivo de obter os parâmetros ótimos de compactação, umidade ótima ( $w_{ot}$ ) e massa específica seca máxima

( $\rho_{dm\acute{a}x}$ ), para cada um desses teores de areia e o Massapê puro, foram compactados cinco CP com aproximadamente 6 kg de mistura, utilizando a energia Proctor Normal.

o ensaio para determinação da expansão livre das amostras foi adaptado do método de ensaio DNIT 172 (DNIT, 2016), em que, após a compactação, cada CP recebeu uma haste, porém sem sobrecarga, e permaneceu imerso em água por 96h (4 dias). As leituras de expansão foram feitas com auxílio de um relógio extensômetro analógico com 0,01mm de precisão, em tempos de 0, 1, 2, 5, 10, 30 min e 1, 2, 5, 24, 48, 72 e 96h.

Em seguida, foram compactados 3 CP para cada um dos teores de areia nos parâmetros ótimos de compactação obtidos anteriormente. Após a compactação, os CP foram imersos em água por 96h para medir a expansão com sobrecarga e posteriormente foi possível determinar o CBR, conforme o método de ensaio DNIT 172 (DNIT, 2016).

Na Figura 2 há fotografias das etapas de preparação, compactação e ensaio de expansão realizados.



Figura 2. Compactação das misturas: (a) umedecimento e homogeneização da amostra; (b) compactação; (c) medição da expansão.

## RESULTADOS E ANÁLISES

### Caracterização dos Solos

A Tabela 1 mostra os resultados de caracterização do Massapê e da Areia deste estudo: análise granulométrica, limites de liquidez (LL), plasticidade (LP) e índice de plasticidade (IP), densidade real ( $\rho_s$ ), parâmetros ótimos de compactação ( $w_{ot}$  e  $\rho_{dm\acute{a}x}$ ), porosidade ( $n$ ) e classificação de acordo com os sistemas TRB e SUCS. Para melhor visualização, a Figura 3 apresenta as curvas granulométricas do Massapê e da Areia.

Nota-se que o Massapê apresenta predominância de partículas finas na sua composição. A norma NBR 6502 (ABNT, 1995) classifica que 92,20% desse material é constituído de silte e argila, enquanto 7,8% representa a fração de areia grossa, média e fina. Já a areia apresenta 96,40% da sua composição de areia (7,3% de areia grossa, 64,5% de areia média e 24,6% de areia fina). A areia não exibiu plasticidade. Por outro lado, o Massapê apresentou LL de 110%, LP de 41% e IP de 69, sendo classificado como uma argila inorgânica altamente plástica (CH), com índice de atividade (IA) igual a 1,20, típico de argilas esmectitas (MITCHEL; SOGA, 2005).

De acordo com a classificação SUCS, a areia foi categorizada como SP, uma areia má graduada. Com relação ao sistema TRB, a areia foi classificada como A3, areia fina de comportamento tido

como bom a excelente como material de subleito. Já o Massapê foi categorizado em A-7-5, um solo argiloso de comportamento sofrível a mal para utilização como subleito.

Tabela 1. Resultado das caracterizações do Massapê e Areia deste estudo.

Parâmetro	Massapê	Areia
% argila ( $\phi < 0,002\text{mm}$ )	57,90	0,40
% silte ( $0,002\text{mm} < \phi < 0,06\text{mm}$ )	34,30	3,30
% areia ( $0,06\text{mm} < \phi < 2\text{mm}$ )	7,90	96,40
% pedregulho ( $2\text{mm} < \phi < 60\text{mm}$ )	0	0
LL (%)	110	NP
LP (%)	41	NP
IP	69	-
$\rho_s$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2,72	2,63
$\rho_{\text{dmáx}}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1,34	1,66
$w_{\text{ot}}$ (%)	25,48	10,66
n (%)	50,74%	36,88%
TRB	A-7-5	A-3
SUCS	CH	SP

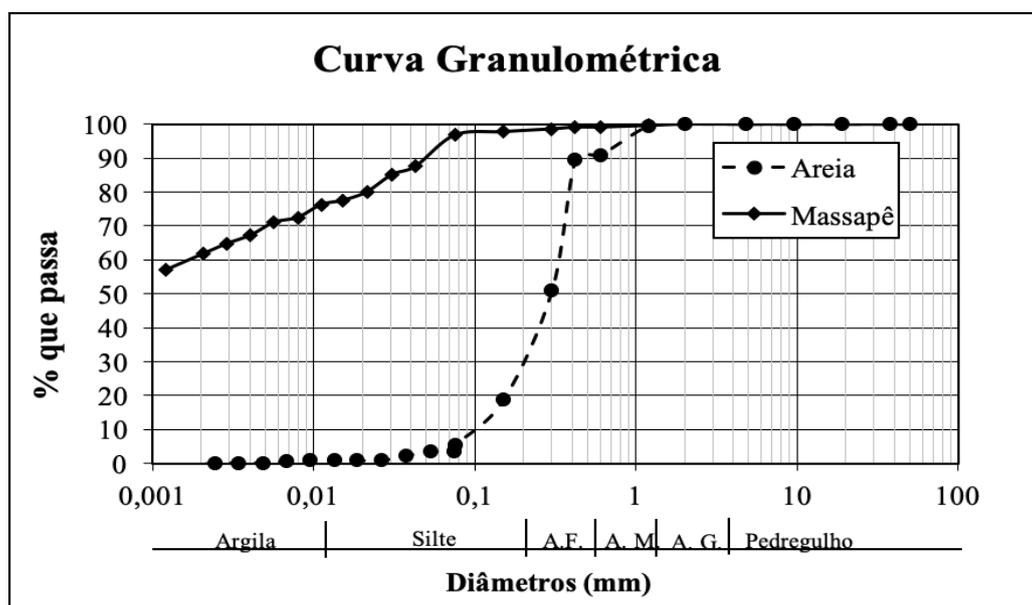


Figura 3. Curvas granulométricas dos solos Massapê e Areia deste estudo.

## Caracterização das Misturas

A Tabela 2 exibe os resultados da caracterização das misturas estudadas, incluindo as frações de argila, silte e areia, massa específica dos sólidos, limites de consistência (LL, LP e IP), parâmetros ótimos de compactação ( $\rho_{dm\acute{a}x}$ ,  $w_{ot}$ ), porosidade ( $n$ ), e classificações nos sistemas SUCS e TRB. A variação dos limites de consistência é exibida na Figura 4.

Tabela 2. Variação dos índices físicos das misturas areia-Massapê de acordo com os teores de areia neste estudo.

Parâmetros	% de areia na mistura			
	20	40	60	80
% argila ( $\phi < 0,002\text{mm}$ )	46,40	34,90	23,40	11,90
% silte ( $0,002\text{mm} < \phi < 0,06\text{mm}$ )	28,10	21,90	15,70	9,50
% areia ( $0,06\text{mm} < \phi < 2\text{mm}$ )	25,60	43,30	61,00	78,70
% pedregulho ( $2\text{mm} < \phi < 60\text{mm}$ )	0	0	0	0
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,70	2,68	2,67	2,65
LL (%)	74	59	32	0
LP (%)	34	24	15	0
IP	41	35	17	NP
$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,47	1,59	1,72	1,84
$w_{ot}$ (%)	25,04	22,13	17,34	13,48
$n$ (%)	45,76	40,64	35,53	30,39
TRB	A-7-5	A-7-6	A-6	A-2-4
SUCS	CH	CH	SC	SM

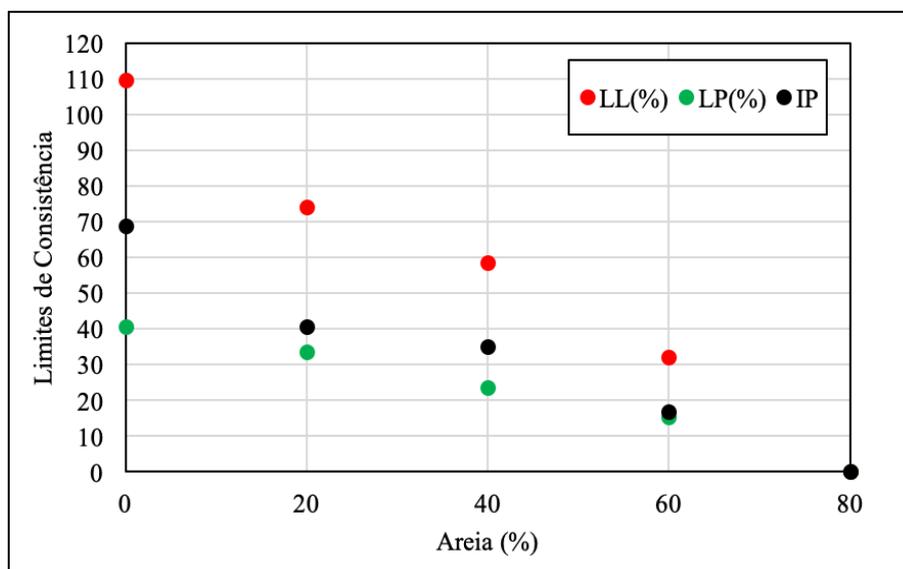


Figura 4. Limites de consistência e índices de plasticidade das misturas deste estudo.

Os parâmetros relacionados à plasticidade dos materiais, partindo do Massapê puro, com valores de  $LL = 110\%$ ,  $LP = 41\%$  e  $IP = 69$ , exibem um decréscimo não linear com o aumento no percentual de areia na mistura. Valores semelhantes foram registrados por Borges (2017) em amostras de Massapê extraídas da BR 324, Km 570, com  $LL = 93\%$ ,  $LP = 44\%$  e  $IP = 49$ .

Mesmo com 60% de areia, o material ainda apresenta  $LL = 32\%$  e  $IP = 17$ , valores suficientes para classificar o solo como uma argila inorgânica medianamente plástica (MITCHEL e SOGA, 2005). Com isso, nota-se o quanto o Massapê é ativo e influente nas misturas. Já para o teor da mistura de 80% de areia, o material é classificado como não plástico (NP).

### Parâmetros Ótimos de Compactação, Expansão e CBR das Misturas

A Figura 5 exibe os parâmetros ótimos de compactação,  $w_{ot}$  e  $\rho_{dm\acute{a}x}$ , das misturas em função do teor de areia adicionado.

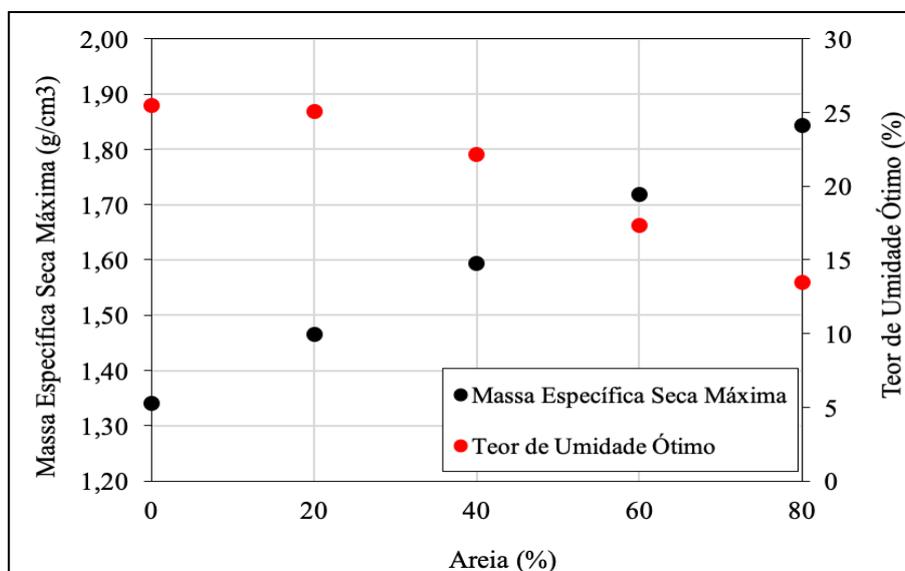


Figura 5. Parâmetros ótimos de compactação em função do teor de areia da mistura areia-Massapê deste estudo.

Observa-se a diminuição na umidade ótima das composições à medida em que se aumenta o teor de areia e redução gradual do Massapê nas misturas, solo responsável pela retenção da água adicionada (SOUZA *et al.*, 2020). A massa específica seca máxima, em contrapartida, se eleva continuamente até o teor de 80% de areia, de 1,34 g/cm<sup>3</sup> até o valor máximo de 1,84 g/cm<sup>3</sup>. Pressupõe-se que o arranjo entre as partículas das misturas com teores de 60% e 80% é melhorado, e isso é corroborado pelos dados apresentados na Tabela 2, onde é notável que para esses dois teores são registrados os menores valores de porosidade. Os valores de expansão livre e com sobrecarga estão dispostos na Figura 6.

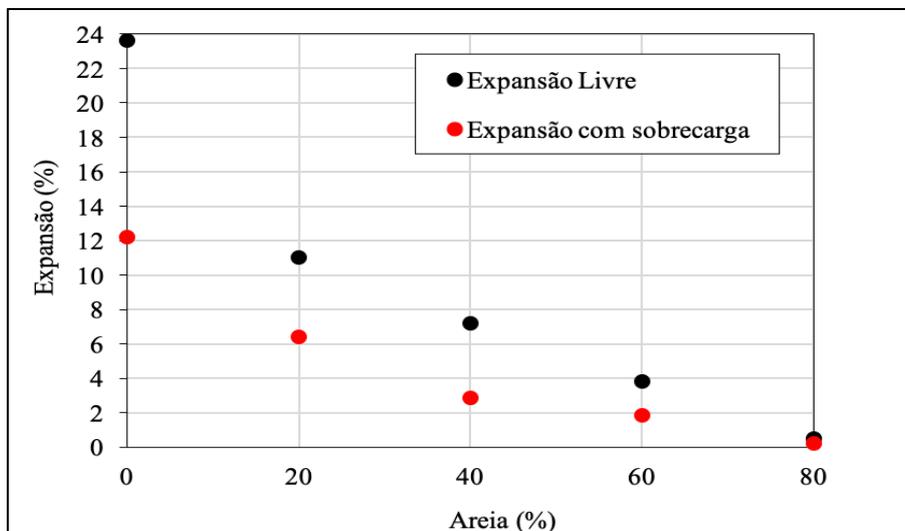


Figura 6. Expansão livre e com sobrecarga em função dos teores de areia analisados neste estudo.

Observa-se que a adição de areia causou uma redução consistente nos valores de expansão das misturas, tanto expansão livre quanto expansão com sobrecarga, bem como na diferença entre expansão livre e expansão com sobrecarga. Com base no critério de expansão com sobrecarga, apenas as misturas de 60% e 80% poderiam ser utilizadas como subleito de pavimento asfáltico, visto que apresentaram valores abaixo de 2% (DNIT, 2010). Na Figura 7 é possível observar os valores de CBR das misturas areia-Massapê e do Massapê, avaliado individualmente.

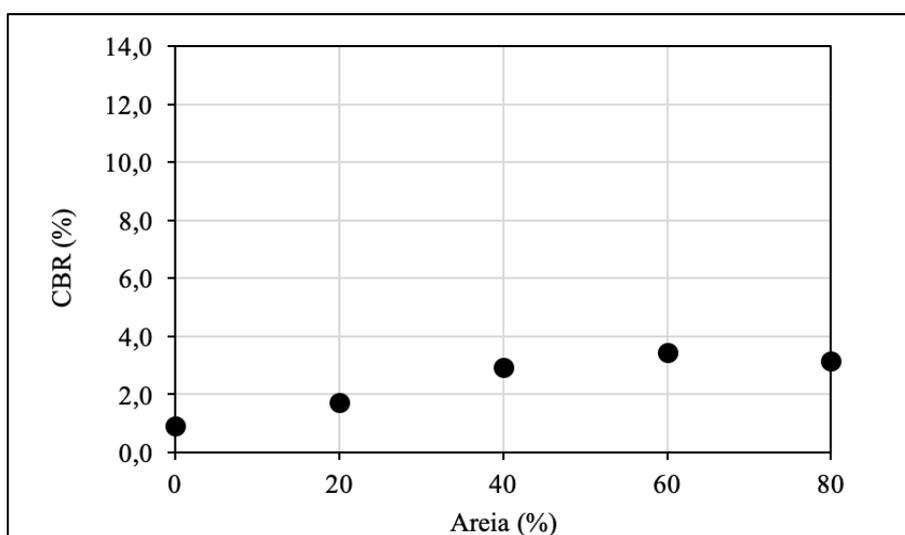


Figura 7. Resultados de CBR das misturas areia-Massapê deste estudo.

Com base nos resultados apresentados na Figura 7, verifica-se um aumento no CBR de maneira não linear com a adição de areia. Esses valores se mantêm praticamente constantes entre os teores de 60% e 80% de areia. É possível notar que a partir de 40% de areia as misturas apresentam valores admissíveis no critério de aceitação para uso em camada de subleito, ou seja, CBR acima de 2%, de

acordo com o Manual de Pavimentação do DNIT (DNIT, 2006). Entretanto, o teor de 40% excede os limites de expansão permitidos, conforme mostra a Figura 6. Portanto, frente às análises realizadas, apenas os teores de 60% e 80% são considerados candidatos para as próximas etapas de estudo da viabilização da utilização de Massapê estabilizado granulometricamente, nas quais serão avaliados os comportamentos mecânicos através de ensaios dinâmicos de MR e DP, seguindo as normativas destes ensaios e verificando o atendimento aos critérios da instrução de serviço do DNIT 247 (DNIT, 2021).

Em resumo, a estabilização granulométrica do subleito de Massapê, com adição de 60% e 80% de areia, considerados os teores mais promissores, resultou em CBR ( $> 2\%$ ) e expansão ( $< 2\%$ ) devidamente enquadrados para este tipo de aplicação, segundo o Manual de Pavimentação do DNIT (DNIT, 2006). Vale também salientar que, embora os ensaios dinâmicos sejam importantes para compreensão do comportamento dos materiais e previsão do desempenho, e imprescindíveis para o dimensionamento no MeDiNa, o CBR ainda é um ensaio de caracterização a ser realizado. Este ensaio é recomendado para estudos geotécnicos do subleito e estudo de empréstimos e ocorrências de materiais pela Instrução de Serviço DNIT 247 (DNIT, 2021), que especifica os estudos a serem realizados em projetos de implantação com base no MeDiNa.

Ressalta-se também que a quantidade de areia ( $> 60\%$ ) a ser utilizada na mistura é viável como solução de estabilização do subleito para região analisada, na medida em que há grande volume deste material disponível nas proximidades para este emprego, o que resultaria em baixo custo e tempo de construção comparado a outros métodos que poderiam ser aplicados, de acordo com a profundidade de solo Massapê.

## CONCLUSÃO

O presente trabalho possibilitou a caracterização de um solo Massapê e uma areia lavada, bem como analisar a estabilização granulométrica do solo a partir da mistura destes dois materiais. Foram avaliados quatro teores de areia na mistura: 20%, 40%, 60% e 80%. Ensaios de caracterizações convencionais, incluindo o CBR para avaliação mecânica, e enquadramento em dois métodos de classificações foram realizados para as misturas areia-Massapê.

A partir dos ensaios, foi possível observar os seguintes parâmetros obtidos: composição granulométrica, limites de consistência, classificações, massa específica aparente seca, umidade, porosidade, expansão (livre e com sobrecarga) e CBR. Com base nos resultados e nas análises comparativas realizadas, os teores de areia de 60% e 80% se destacaram como misturas candidatas para estudos mais aprofundados do comportamento mecânico no equipamento triaxial de cargas repetidas através dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente.

No entanto, vale ressaltar, que o sistema TRB classifica o comportamento da mistura areia-Massapê com 60% de areia como fraco a pobre no seu uso como subleito. Assim, para resultados mais consistentes, deve-se investigar mais teores com incrementos de 10% de areia, principalmente em adições a partir de 60%, ou seja, 70 e 90%. Após isso, basta selecionar os teores mais adequados para a realização de ensaios de MR e DP. Mas diante do exposto, até então, a mistura com 80% de teor de areia seria a mais indicada para estabilização.

A racionalização destes testes exigidos pelo MeDiNa parece ser uma estratégia a ser seguida, visto que um estudo de estabilização ainda insipiente quanto a adições ao Massapê demandaria quantidade considerável de tempo e material para caracterização completa em todas as variações possíveis. Outro fato importante a ser considerado é que ainda são poucos os equipamentos disponíveis para realização de ensaios dinâmicos no país, sendo concentrados em sua maioria nos centros de ensino.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1995) NBR 6502 – Rochas e solos. Rio de Janeiro: 1995.
- BEZERRA, I. M. L. (2020) Análise da interação interpartículas e do processo de fissuração de um solo expansivo tratado com areia, cal e cinza de casca de arroz. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.
- BORGES, L. M. (2017) Massapê: impactos nas condições funcionais e estruturais do pavimento da BR-324, trecho entre Salvador e Feira de Santana. Monografia (Especialização em Pavimentação). Universidade Federal da Bahia, Salvador.
- CUNHA, C. E. A. (2018) Adição de agregado reciclado de resíduo da construção civil para estabilização de um solo expansivo, Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Sergipe, Departamento de Engenharia Civil, São Cristóvão.
- DNIT (2010) 137/2010 - Pavimentação – Regularização do subleito – Especificação de serviço. Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. Rio de Janeiro.
- DNER (1994a) ME 41/94. Solos - preparação de amostras para ensaio de caracterização. Rio de Janeiro.
- DNER (1994b) ME 93. Solo – Determinação da Densidade Real. Rio de Janeiro.
- DNER (1994c) ME 51/94. Solos - Análise granulométrica. Rio de Janeiro.
- DNER (1994d) ME 122/94. Solos - Determinação do limite de liquidez- método de referência. Rio de Janeiro.
- DNER (1994e) ME 82/94. Solos - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.
- DNIT (2006) Manual de Pavimentação, publicação IPR-719. Rio de Janeiro.
- DNIT (2013) ME 164. Solos - Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- DNIT (2016) ME 172. Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro.
- DNIT (2020a) Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método de análise mecânico - empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos, Rio de Janeiro.
- DNIT (2020b) Guia para execução de segmentos experimentais – PRO-MeDiNa. Brasília.
- DNIT (2021) Instrução de Serviço nº 247. Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. Brasil.
- FRANCO, F. A. C. P. (2007) Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos - SisPav. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. (2020) Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método de análise mecânico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos. Manual para utilização do Método Mecânico-Empírico MeDiNa: Apresentação dos programas. Rio de Janeiro: COPPE/IPR. 78 p.
- IKIZLER, S. B.; AYTEKIN, M.; VEKLI, M. (2009) Reductions in swelling pressure of expansive soil stabilized using EPS geofoam and sand. Geosynthetics International, v. 16, n. 3, p. 216-221.
- MATTOS, J. R. G. (2014) Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS - A implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- MITCHELL, J. K.; SOGA, K. (2005) Fundamentals of soil behavior. 3rd. Hoboken: John Wiley & Sons. 592 p.
- OLIVEIRA, O. P.; REIS, A. F. S. M.; SILVA, I. S.; CARVALHO, M. F. (2018) Avaliação da pressão de expansão de solos da rodovia BR-324 tratados quimicamente. SEMOC-Semana de Mobilização Científica- Alteridade, Direitos Fundamentais e Educação.
- SOUZA, F. C. S. de; ALMEIDA, M. S. de S.; COSTA, O. D. V.; MALAQUIAS, G. A. P.; VIEIRA, G. R. (2020) Curvas de retenção de água de três solos compactados do Recôncavo da Bahia. Cruz das Almas. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). *Prelo*.
- VIEIRA, G. R.; ALMEIDA, M. S. S.; COSTA, W. G. S. C.; SOUZA, F. C. S.; MALAQUIAS, G. A. P. (2020) Influência da Energia de Compactação no Comportamento Expansivo do Massapê. Cruz das Almas. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). *Prelo*.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### RELAÇÃO DE ENSAIOS COM CARREGAMENTO NA COMPRESSÃO E FLEXÃO PARA BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO

*VERÔNICA JANAÍNA MELO BARRETO NUNES<sup>1</sup>; FERNANDO SILVA ALBUQUERQUE<sup>2</sup>*

#### RESUMO

O avanço dos estudos no que diz respeito a relações entre propriedades mecânicas do concreto de cimento Portland possibilita uma melhor compreensão do desempenho do material em serviço, mesmo que nem todas as suas propriedades tenham sido determinadas experimentalmente. É possível observar algumas dessas relações em normatizações, a exemplo da NBR 6118 (ABNT, 2014). Nesse sentido, após a realização de ensaios mecânicos em misturas de brita graduada tratada com cimento (BGTC), utilizando dois tipos de cimento (CP II-F 32 e CP IV 32 RS), em dois teores do ligante (3% e 5%) e duas idades (7 dias e 28 dias), o presente trabalho buscou estabelecer relações entre a resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral com resultados de ensaios realizados com carregamento na flexão para BGTC, como também analisar a influência do tipo de cimento, teor do ligante e tempo de cura nas relações estabelecidas. A finalidade foi de possibilitar a utilização de variáveis de maior facilidade de obtenção na previsão de parâmetros mecânicos que, quando inferidos por ensaios, dependem mais tempo, quantidade de material e tecnologia. Isto permite, além da previsão do comportamento da mistura cimentada, o desenvolvimento de um anteprojeto com boa aproximação ao projeto executivo.

**PALAVRAS-CHAVE:** BGTC, cimentados, ensaios, compressão, flexão.

#### ABSTRACT

The advancement of studies regarding the relationship between mechanical properties of Portland cement concrete allows a better understanding of the performance of the material in service, even if not all its properties have been experimentally determined. It is possible to observe some of these relationships in regulations, such as NBR 6118 (ABNT, 2014). In this sense, after performing mechanical tests on mixtures of cement treated crushed stone (CTCS), using two types of cement (CP II-F 32 and CP IV 32 RS), at two levels of the binder (3% and 5%) and two ages (7 days and 28 days), the present work sought to establish relationships between the simple compressive strength and tensile strength by diametral compression with results of tests carried out with flexural loading for CTCS, as well as to analyze the influence of the type of cement, binder content and curing time in the established relationships. The purpose was to make it possible to use variables that are easier to obtain in the prediction of mechanical parameters that, when inferred by tests, take more time, amount of material and technology. This allows, in addition to predicting the behavior of the cemented mixture, the development of a preliminary project with a good approximation to the executive project.

**KEY WORDS:** CTCS, cemented, tests, compression, bending.

<sup>1</sup> Universidade Federal de Sergipe: Av. Marechal Rondon, s/n, Jardim Rosa Elze, São Cristóvão/SE, vjanainamelo@academico.ufs.br

<sup>2</sup> Universidade Federal de Sergipe: Av. Marechal Rondon, s/n, Jardim Rosa Elze, São Cristóvão/SE, albuquerque.f.s@academico.ufs.br

## CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para Albuquerque e Mendonça (2017), em locais com grandes volumes de tráfego, as bases ou sub-bases estabilizadas quimicamente com cimento Portland podem ser adotadas como uma solução estrutural para os pavimentos, a fim de melhorar seu desempenho e reduzir os investimentos financeiros em longo prazo, desde que o comportamento mecânico desses materiais seja conhecido e respeitado.

Nesse contexto, destaca-se a utilização da brita graduada tratada com cimento (BGTC), camada de base ou sub-base composta por mistura, em usina, de produtos de britagem, cimento e água, adequadamente compactada e submetida a processo eficiente de cura (DER/PR, 2018).

Com relação ao comportamento mecânico da BGTC, alguns parâmetros podem ser determinados para caracterizar a mistura cimentada, quais sejam: resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral, resistência à tração na flexão, módulo de elasticidade, módulo de resiliência, módulo dinâmico, módulo flexural, tenacidade e resistência à fadiga.

Apesar de isoladamente cada um desses parâmetros indicar uma tendência de desempenho do material frente a um carregamento específico, a relação entre as variáveis mecânicas pode auxiliar de maneira mais eficaz a escolha da melhor solução estrutural para um dado projeto, além de fornecer expressões a partir das quais se obtenham parâmetros que são determinados por ensaios mais complexos (que demandem mais tempo, maior quantidade de material ou tecnologia mais avançada) em função dos ensaios de simples execução, viabilizando o desenvolvimento de um anteprojeto com aproximação razoável do projeto executivo.

Conforme explicam Bernucci *et al.* (2006), em estruturas de pavimentos é esperado que as misturas apresentem baixa rigidez, para evitar elevada absorção de tensões que levem ao trincamento prematuro. Por outro lado, espera-se também alta resistência à tração, pois a maior resistência na ruptura, de modo geral, é também associada a uma maior resistência à fadiga. Assim, a razão entre parâmetros de rigidez e resistência podem auxiliar na previsão do desempenho de camadas dos pavimentos.

A resistência à compressão é usualmente reconhecida como um importante indicador da qualidade da mistura de brita graduada tratada com cimento (XUAN *et al.*, 2012), conforme observado em normatizações nacionais a exemplo da NBR 11803 (ABNT, 2013) e das especificações técnicas ET-DE-P00/009 (DER/SP, 2005) e ES-P 16/18 (DER/PR, 2018), ou mesmo em referências estrangeiras, a citar as orientações do Manual de Pavimentação da África do Sul (SAPEM, 2014). Os avanços dos estudos sobre o concreto de cimento Portland possibilitaram estabelecer relações que envolvem a resistência à compressão simples (RCS) e as demais propriedades do concreto, como as expressões da NBR 6118 (ABNT 2014), que relacionam tal parâmetro com a resistência à tração e módulo de elasticidade. Nesse sentido, uma avaliação dos resultados de ensaios mecânicos realizados com BGTC poderiam indicar relações entre as propriedades mecânicas da mistura, a fim de apontar variáveis mecânicas que contribuíssem para a compreensão do comportamento do material e no desenvolvimento de um anteprojeto.

Desse modo, o presente artigo procura estabelecer relações entre resultados de ensaios de resistência realizados com carregamento na compressão e ensaios de rigidez e resistência na flexão para a BGTC, além de analisar a influência do tipo de cimento (CP II-F 32 e CPIV 32 RS), teor do ligante hidráulico (3% e 5%) e tempo de cura (7 e 28 dias) nas expressões obtidas.

## PARÂMETROS MECÂNICOS

### Resistência à compressão simples

A determinação da resistência à compressão consiste na aplicação de um carregamento crescente de compressão axial, sem tensão de confinamento, em corpos de prova cilíndricos, preferencialmente com altura de, pelo menos, duas vezes seu diâmetro (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Pesquisas já conduzidas sobre o tema indicam que a resistência à compressão da BGTC é influenciada por fatores como o teor de cimento, tipo de agregado e sua granulometria, energia e mecanismos de compactação, umidade da mistura e condição de cura (WU, 2011; YEO; JITSANGIAM; NIKRAZ, 2011; XUAN *et al.*, 2012; KLINSKY; FARIA, 2015; KLINSKY; BARDINI; FARIA, 2018; PRADO, 2018).

O cimento utilizado na BGTC desempenha um papel importante para melhorar a coesão da mistura e suas propriedades mecânicas. A resistência aumenta à medida que o teor de cimento aumenta, porque os produtos de hidratação preenchem os poros da matriz e aumentam a resistência da ligação entre as partículas (WU, 2011).

### Resistência à tração

Segundo Yeo; Jitsangiam e Nikraz (2011), as reações de hidratação do cimento na BGTC formam uma matriz de intertravamento que liga os agregados e confere uma resistência à tração ao material, que por sua vez promove maior rigidez à flexão aos pavimentos, minimizando a deformação permanente.

A resistência à tração da brita graduada tratada com cimento é sempre considerada como um parâmetro significativo para o projeto de pavimentação, pois, enquanto camada da estrutura do pavimento, a fibra inferior do material sofre tensão de tração (XUAN *et al.*, 2012). Essa propriedade mecânica da BGTC é usualmente obtida por meio de ensaios de tração indireta e ensaios de tração na flexão, embora também seja possível sua obtenção por meio de ensaios de tração direta.

A obtenção da resistência à tração por meio do ensaio de tração indireta, ou tração por compressão diametral, consiste na aplicação de duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão em um corpo de prova cilíndrico, que geram tensões de tração uniformes perpendiculares ao diâmetro solicitado.

Fatura e falha da camada de base de agregado estabilizado com cimento são causadas principalmente pela tensão de tração na flexão e deformação de tração produzida na fibra inferior da camada (MANDAL; EDIL; TIMJUM, 2017). A BGTC trabalhando em flexão será responsável pela absorção de tensões horizontais de tração, o que implica na necessidade de conhecer o nível máximo de solicitação à tração, a fim de definir o carregamento máximo que leva à ruptura das ligações resultantes das reações de hidratação do cimento. No ensaio mais comumente realizado para determinar a resistência à tração na flexão, são utilizados corpos de prova prismáticos, nos quais são aplicadas duas cargas sobre os terços do vão de apoio da amostra.

### Rigidez

A rigidez da brita graduada tratada com cimento pode ser investigada por meio de parâmetros como módulo de elasticidade, módulo dinâmico, módulo flexural e módulo de resiliência.

O conhecimento do módulo de elasticidade é fundamental na análise das deformações e trincamentos nas bases cimentadas, uma vez que as estruturas são projetadas de modo que não ultrapassem os valores de tensão e deformação correspondentes ao trecho linear do diagrama de deformação elástica (NASCIMENTO, 2017).

O módulo dinâmico da mistura cimentada pode ser obtido através de frequências ressonantes transversal, longitudinal e torcional de prismas e cilindros de concreto, através dos métodos de ressonância forçada e de impacto. El-Newihy (2013) explica que a vantagem de usar o módulo dinâmico para monitorar as propriedades de um material cimentado é que ele é sensível a mudanças dentro do compósito, como fissuras, adições minerais e porosidade, que fornecem propriedades cruciais para desempenho do material em serviço. Esse parâmetro de rigidez é especialmente relevante para análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura (ALMEIDA, 2005).

Como parâmetro de rigidez da BGTC tem-se, ainda, o módulo de resiliência e o módulo flexural. O módulo de resiliência do material representa sua resposta elástica resultante de uma carga aplicada em pulsos de curta duração (DNIT, 2018b). Quanto ao módulo flexural de misturas cimentadas, algumas interpretações sobre a intensidade do módulo flexural são abordadas por Mandal; Edil e Timjum (2017), os quais relatam que baixo módulo flexural em materiais estabilizados com cimento pode levar a altos níveis de tensão de tração na fibra inferior da camada de superfície e, conseqüentemente, trincamento por fadiga. Por outro lado, pavimentos com revestimento asfáltico e base muito rígida, módulo flexural elevado, estão sujeitos a fissuras de cima para baixo. Além disso, alto valor de módulo flexural em decorrência de elevado teor de ligante hidráulico, como o cimento, pode causar altas taxas de retração e grandes tensões de tração nesse material.

No presente artigo, a rigidez das misturas será analisada em função do módulo flexural, em consonância com o objetivo de relacionar ensaios de resistência com carregamento na compressão e os ensaios rigidez e resistência no carregamento na flexão, já que esse último tipo de carregamento se aproxima mais às condições em campo para materiais empregados em pavimentação.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Materiais

As misturas de BGTC analisadas nessa pesquisa foram constituídas por agregados, cimento e água. Foram utilizados agregados de origem gnáissica, coletados em uma pedreira localizada no povoado Cajaíba, no município de Itabaiana, em Sergipe, além de areia fina, obtida no comércio local. Os agregados foram caracterizados com base na composição granulométrica (Figura 1), segundo NBR NM 248 (ABNT, 2003), e os agregados graúdos quanto ao índice de forma, absorção e massa específica (Tabela 1), seguindo as especificações da NBR 7809 (ABNT, 2019) e DNER-ME 195 (DNIT, 1997), respectivamente.

Nas misturas, foram utilizados dois tipos de cimento: CP II-F 32, ou seja, cimento Portland composto com material carbonático e classe de resistência de 32 MPa, e o CP IV 32 RS, isto é, cimento Portland pozolânico resistente a sulfato, com classe de resistência de 32 MPa. O CP II-F-32 possui em sua composição 75% a 89% de clínquer mais sulfatos de cálcio e 11% a 25% de material carbonático, enquanto o CP IV 32 RS possui 45% a 85% de clínquer mais sulfatos de cálcio, 15% a 50% de material pozolânico e 0% a 10% de material carbonático (ABNT, 2018b).

A água potável usada estava livre de materiais orgânicos, óleos ou outras substâncias prejudiciais à hidratação do cimento.

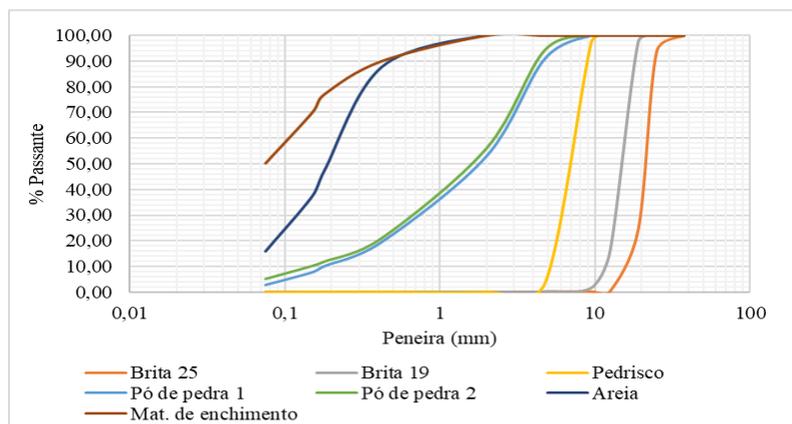


Figura 1. Curva granulométrica dos agregados

Tabela 1. Caracterização do agregado graúdo

Agregados	Absorção (%)	Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de forma
Brita 25	0,26	2,697	2,01
Brita 19	0,29	2,700	2,28
Pedrisco	0,55	2,697	

## Dosagem

A dosagem da BGTC consiste na determinação da composição granulométrica, teor de cimento e umidade da mistura.

Tendo em vista os resultados e conclusões apresentados por Prado (2018), empregou-se a faixa granulométrica estabelecida pelo Manual de Engenharia de Pavimentos da África do Sul (SAPEM, 2014), sendo, portanto, necessária a utilização de seis tipos de agregados, distribuídos da seguinte forma: 11,0% de brita 25; 15,0% de brita 19; 19,0% de pedrisco; 38,5% de pó de pedra; 12,5% de areia; e 4,0% de material de enchimento. Na Figura 2 é possível observar a curva granulométrica usada nas misturas de BGTC.

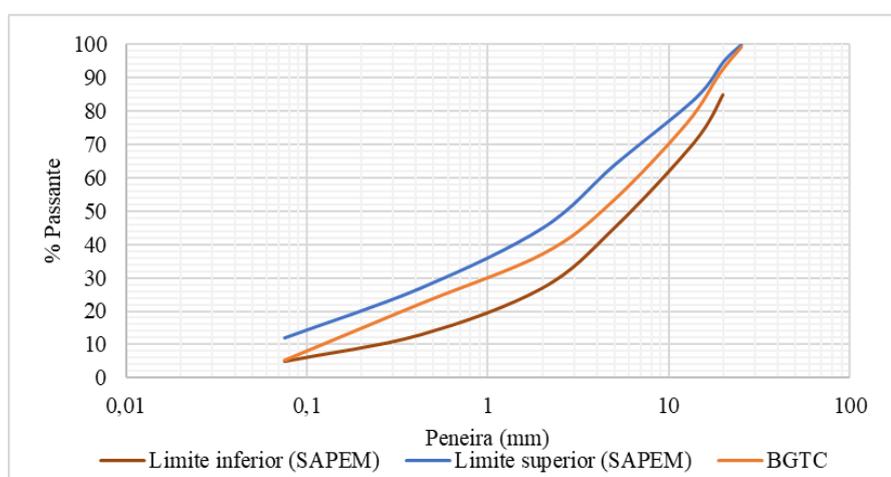


Figura 2. Curva granulométrica da BGTC

A curva granulométrica indica a proporção de cada agregado utilizado na mistura, porém, esse percentual foi ajustado em função do teor de cimento adicionado, ou seja, houve uma substituição em percentual de massa para inclusão do cimento, conforme Equação 1. Na pesquisa, foram

utilizados dois teores de cimento, 3% e 5%, para cada tipo de cimento, totalizando, portanto, quatro dosagens (tratamentos) possíveis.

$$m\% = m^* \times (100\% - \text{cim}\%) \quad (1)$$

onde:  $m\%$  = percentual em massa do agregado “m” na mistura com cimento (%);

$m^*$  = proporção em massa do agregado sem o cimento (decimal);

$\text{cim}\%$  = percentual de cimento que se deseja adicionar (%).

Para determinar a umidade ótima das misturas, foi realizado o ensaio de compactação na energia Proctor modificada, conforme metodologia apresentada em DNIT 164-ME (DNIT, 2013), obtendo-se uma massa específica seca máxima de 2,417 g/cm<sup>3</sup> e umidade ótima igual a 5,2% para um teor de 3,0% de cimento. Já para 5,0% de cimento, foram encontradas massa específica seca máxima e umidade ótima correspondentes a 2,317 g/cm<sup>3</sup> e 5,8%, respectivamente.

As moldagens foram realizadas com mecanismos de compactação e em moldes específicos para cada ensaio. Concluída a moldagem, o conjunto (molde e material compactado) foi embalado em filme de policloreto de vinil (PVC), para conservar a umidade, e levado à câmara úmida com temperatura e umidade relativa do ar controladas em  $30 \pm 2^\circ\text{C}$  e 85%, respectivamente, onde permaneceu por um período de 24 horas. Decorrido esse tempo, o corpo de prova foi desmoldado e novamente embalado em filme de PVC. Então, a amostra retornou à câmara úmida para conclusão do período de cura (sete ou vinte e oito dias), quando foram realizados os ensaios propostos.

### Ensaio mecânicos

As propriedades mecânicas foram avaliadas aos sete e vinte e oito dias de cura a partir do ensaio de resistência à compressão simples (RCS), resistência à tração por compressão diametral (RTCD), resistência à tração na flexão (RTF) e módulo flexural (MF). A Figura 3 ilustra os ensaios mecânicos realizados.

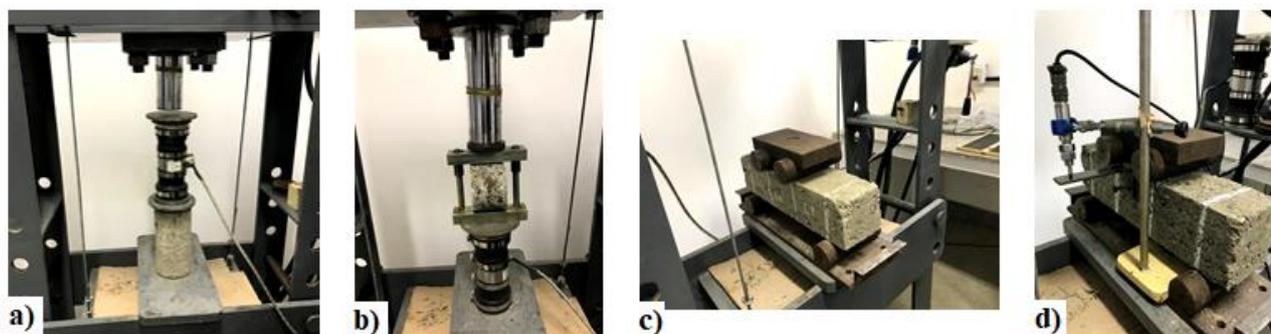


Figura 3. Configuração dos ensaios mecânicos: a) RCS; b) RTCD; c) RTF; d) MF

Utilizando a metodologia de moldagem da norma DNIT 181-ME (DNIT, 2018b), que apresenta as condições de compactação de misturas de BGTC em corpo de prova cilíndricos, foram moldados os corpos de prova para a determinação da resistência à compressão simples. Assim, foram compactados corpos de prova em cilindros com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, em 10 camadas iguais, com aplicação de 21 golpes por camada, através de um soquete com 4,53kgf, caindo a 45,70 cm, garantindo uma compactação mínima de 100%. O controle do grau de compactação foi realizado a partir da relação entre o peso específico aparente seco máximo da amostra compactada e o peso específico aparente seco máximo determinado no ensaio de compactação para o teor de cimento analisado.

Na determinação da resistência à tração por compressão diametral, os corpos de prova foram moldados em cilindros com 10 cm de diâmetro e 6 cm de altura, sendo aplicados 62 golpes em camada única, por meio de um soquete com massa de 4.540 g e altura de queda livre de 45,72 cm.

A resistência à tração na flexão e o módulo flexural foram determinados utilizando corpos de prova prismáticos, confeccionados em moldes com dimensões 10x10x40 cm<sup>3</sup>. A compactação foi realizada por amassamento, prensagem estática, em três camadas com igual quantidade de material. As camadas foram prensadas com uma força de compressão variável e crescente até que fosse atingida a altura pretendida para cada camada.

Confeccionados os corpos de prova, os ensaios foram realizados conforme normatizações a seguir:

- Determinação da resistência à compressão simples, determinada segundo a NBR 5739 (ABNT, 2018a), com moldagem do corpo de prova conforme a norma DNIT 181-ME (DNIT, 2018b);
- Determinação da resistência à tração por compressão diametral, com os procedimentos apresentados pela norma DNIT 136-ME (DNIT, 2018a);
- Determinação da resistência à tração na flexão, utilizando os métodos de ensaios descritos em C78/78M (ASTM, 2021), AP-R462 (AUSTROADS, 2014), *Report 789* (NCHRP, 2014) e NBR 12142 (ABNT, 2010);
- Determinação do módulo flexural, com base nos procedimentos descritos no *Report 789* (NCHRP, 2014) e AP-R462 (AUSTROADS, 2014).

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para análise das correlações entre as propriedades mecânicas da BGTC foram utilizados os resultados de resistência e rigidez apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros de rigidez e resistência de BGTC

Teor de cimento (%)	Idade (dias)	tipo de cimento	RCS (MPa)	RTCD (MPa)	RTF (MPa)	MF (MPa)
3	7	CP II-F 32	4,73	0,44	0,33	239,65
5	7	CP II-F 32	8,21	1,01	0,99	573,93
3	7	CP IV 32 RS	5,18	0,61	0,52	688,62
5	7	CP IV 32 RS	10,19	1,22	1,47	1428,66
3	28	CP II-F 32	4,63	0,68	0,77	358,06
5	28	CP II-F 32	8,36	1,40	1,51	756,29
3	28	CP IV 32 RS	7,92	0,96	1,13	687,66
5	28	CP IV 32 RS	13,22	2,08	2,31	1485,18

Com base na Tabela 2, percebe-se que a utilização do CP IV 32 RS nas misturas foi responsável pelo aumento de todos os parâmetros investigados, em comparação às misturas com CP-II F 32 com o mesmo teor de cimento e tempo de cura (idade). Constata-se também que maior teor de cimento e tempo de cura estão associados a maiores resistências e rigidezes. Assim, esses três fatores (tipo de cimento, teor do ligante hidráulico e idade) serão analisados nas relações estabelecidas entre as propriedades mecânicas.

A relação entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão simples é observada na Figura 4a, que apresenta todos os pares de RCS e RTCD obtidos. Dentre os fatores analisados, o tempo de cura foi o fator que demonstrou maior influência na relação, obtendo-se um fator de determinação ( $R^2$ ) igual a 0,9806 para os resultados aos 7 dias de cura e 0,9348 para 28 dias (Figura 4b). Quanto mais próximo de 1 é o  $R^2$  melhor é o ajuste dos dados ao modelo proposto.

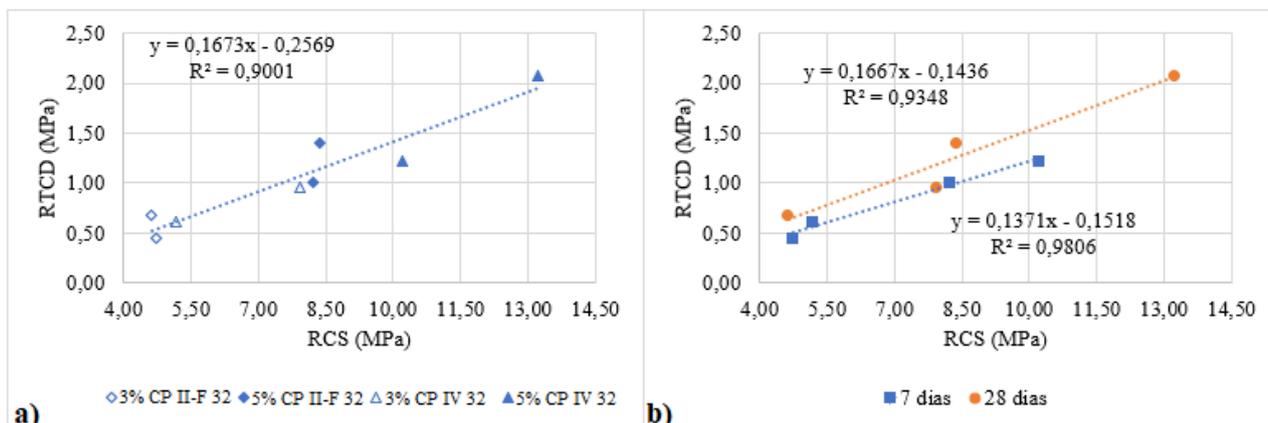


Figura 4. a) Gráfico RCS x RTCD para todos os pares; b) Gráfico RCS x RTCD agrupados em função do tempo de cura. A Tabela 3 apresenta as expressões e  $R^2$  encontrados na análise dos demais fatores.

Tabela 3. Relação entre RCS e RTCD

Fator do grupo	Expressão	$R^2$
3% de cimento	$RTCD = 0,1218 RCS - 0,0126$	0,7703
5% de cimento	$RTCD = 0,1753 RCS - 0,3253$	0,7773
CP II-F 32	$RTCD = 0,1794 RCS - 0,2814$	0,8094
CP IV 32 RS	$RTCD = 0,1792 RCS - 0,4194$	0,9464

A RCS também foi relacionada à RTF (Figura 5 e Tabela 4). Percebe-se que o tempo de cura também corresponde ao fator de maior influência na relação entre esses parâmetros mecânicos, com  $R^2$  igual a 0,9878 para os ensaios aos 7 dias de cura e 0,9604 para 28 dias. Constatou-se, ainda, que para as misturas com cimento tipo CP IV 32 RS as relações lineares entre RCS x RTCD e RCS x RTF apresentam um bom ajuste com os resultados obtidos.

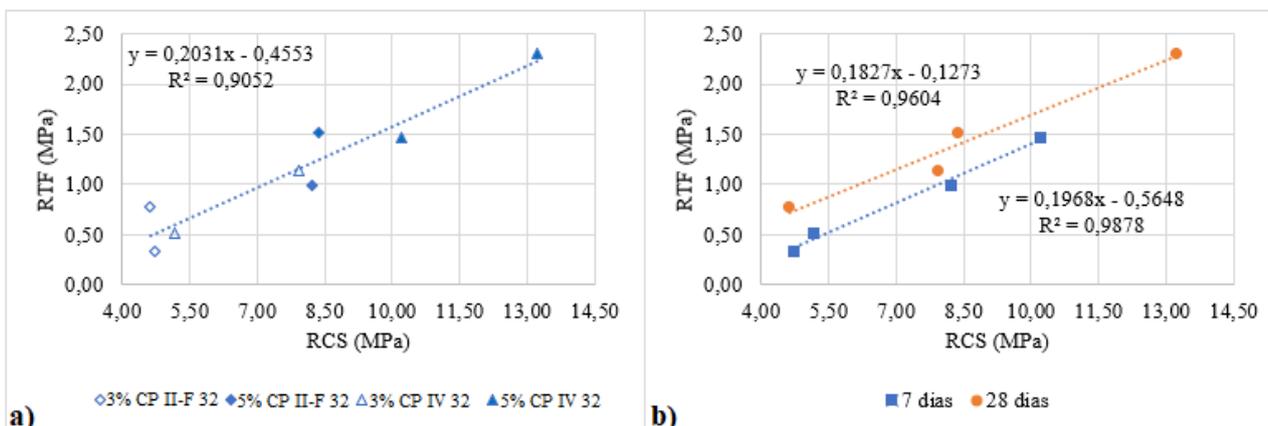


Figura 5. a) Gráfico RCS x RTF para todos os pares; b) Gráfico RCS x RTF agrupados em função do tempo de cura

Tabela 4. Relação entre RCS e RTF

Fator do grupo	Expressão	$R^2$
3% de cimento	$RTF = 0,1835 RCS - 0,3434$	0,6772
5% de cimento	$RTF = 0,2139 RCS - 0,5659$	0,8355
CP II-F 32	$RTF = 0,196 RCS - 0,3688$	0,6877
CP IV 32 RS	$RTF = 0,218 RCS - 0,6322$	0,9887

Foi investigada a relação entre a RTCD x RTF, obtendo-se bons ajustes para todos os fatores de influência avaliados nessa pesquisa, apesar do melhor ajuste ser obtido ao separar os resultados em função do tempo de cura, conforme pode ser visualizado na Tabela 5 e Figura 6.

Tabela 5. Relação entre RTCD e RTF

Fator do grupo	Expressão	R <sup>2</sup>
7 dias de cura	$RTF = 1,4124 RTCD - 0,3287$	0,9763
28 dias de cura	$RTF = 1,0792 RTCD + 0,0512$	0,9965
3% de cimento	$RTF = 1,5858 RTCD - 0,3771$	0,9734
5% de cimento	$RTF = 1,1574 RTCD - 0,0787$	0,9665
CP II-F 32	$RTF = 1,1708 RTCD - 0,1306$	0,9761
CP IV 32 RS	$RTF = 1,177 RTCD - 0,0735$	0,9775

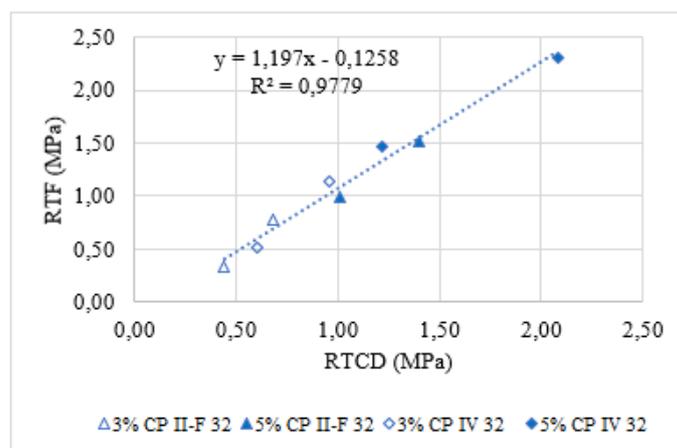


Figura 6. Gráfico RTCD x RTF para todos os pares obtidos

Quando comparado ao ensaio de resistência à tração na flexão, o ensaio de resistência à tração por compressão diametral demanda menos tempo e material, conseqüentemente é um ensaio de menor custo e mais prático à rotina de obras. São necessários 471,24 cm<sup>3</sup> e 4000,00 cm<sup>3</sup> da mistura de BGTC, para os ensaios de RTCD e RTF, respectivamente, além do método de compactação do CP prismático demandar um aparato mais sofisticado. Desse modo, o bom ajuste das expressões encontradas com os resultados experimentais para todos os fatores analisados indica a possibilidade de utilização do ensaio de RTCD na compreensão da capacidade resistiva à tração da BGTC.

Também foram verificadas as relações existentes entre parâmetros de resistência e rigidez, através dos pares RCS x MF e RTCD x MF. Para a expressão obtida a partir dos pares RCS x MF foi encontrado um coeficiente de determinação igual a 0,806, com o melhor ajuste para os pares agrupados conforme o tempo de cura (Figura 7 e Tabela 6). Já para os pares RTCD x MF, percebe-se que o tipo de cimento apresentou grande influência na relação, sendo os resultados das misturas com cimento tipo CP II-F 32 os mais ajustados à expressão determinada pela tendência dos dados, embora o tempo de cura continue sendo um fator relevante, como observado na Figura 8 e Tabela 7.

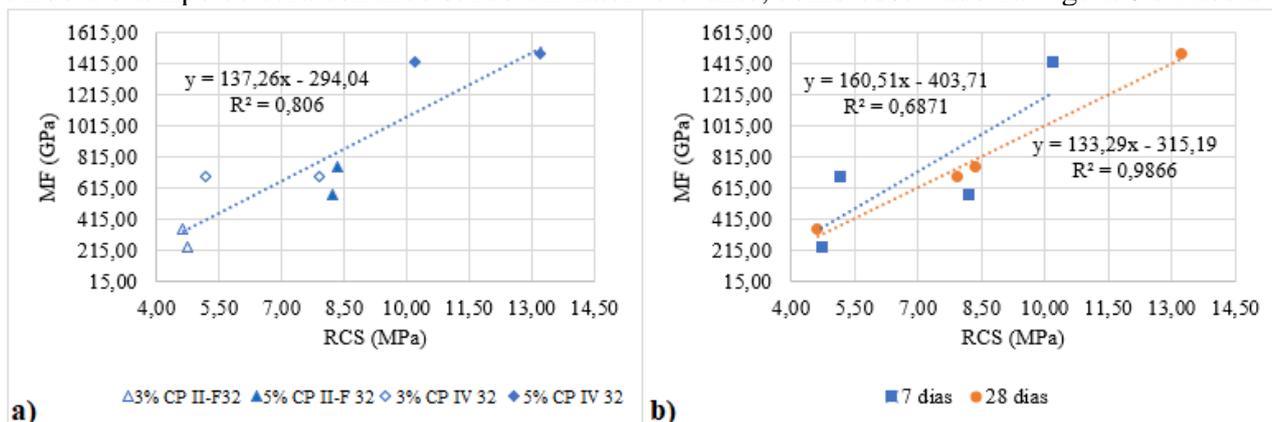


Figura 7. a) Gráfico RCS x MF para todos os pares; b) Gráfico RCS x MF agrupados em função do tempo de cura

Tabela 6. Relação entre RCS e MF

Fator do grupo	Expressão	R <sup>2</sup>
3% de cimento	MF = 99,516 RCS – 65,158	0,4518
5% de cimento	MF = 172,3 RCS – 661,32	0,7499
CP II-F 32	MF = 102,01 RCS – 179,28	0,8580
CP IV 32 RS	MF = 115,94 RCS + 14,285	0,7926

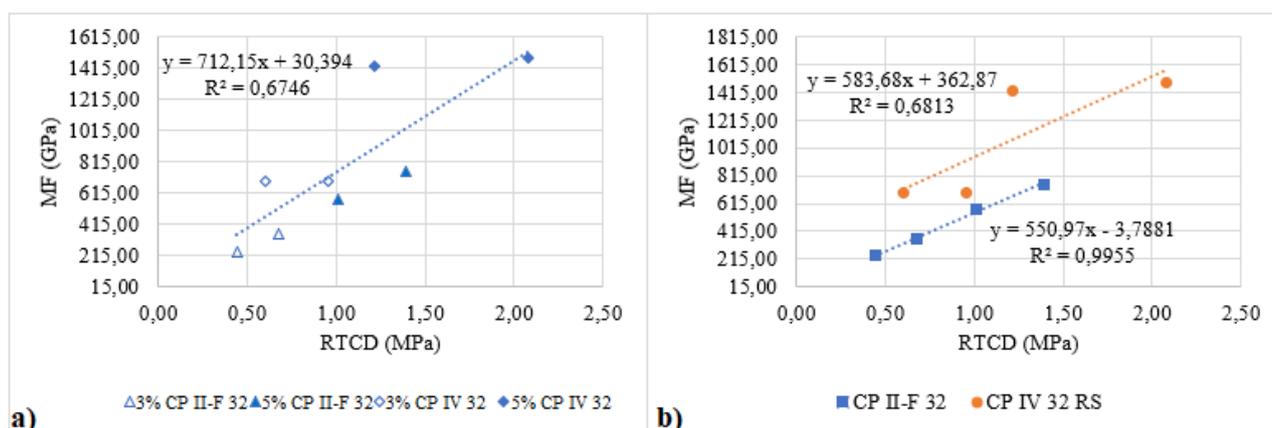


Figura 8. a) Gráfico RTCD x MF para todos os pares; b) Gráfico RTCD x MF agrupados em função do tipo de cimento

Tabela 7. Relação entre RTCD e MF

Fator do grupo	Expressão	R <sup>2</sup>
3% de cimento	MF = 720,86 RTCD + 9,9216	0,4562
5% de cimento	MF = 641,6 RTCD + 145,66	0,4109
7 dias de cura	MF = 1152,8 RTCD – 211,6	0,798
28 dias de cura	MF = 755,43 RTCD – 143,89	0,942

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os ensaios aqui realizados em misturas de brita graduada tratada com cimento e as relações propostas a partir de parâmetros mecânicos, obtidos com carregamentos na compressão, indicaram a possibilidade de utilização de expressões para a estimativa de comportamento mecânico resultante de carregamento na flexão. Entretanto, cabe destacar que melhores ajustes para as relações propostas foram obtidos quando se agrupou os resultados em função de um dado fator (tempo de cura, tipo de cimento Portland ou teor do ligante hidráulico). Para as relações entre as resistências obtidas em carregamentos na compressão e na flexão o fator tempo de cura resultou em expressões com maiores coeficientes de determinação.

Em se tratando da relação entre resistência à tração por compressão diametral e módulo flexural, parâmetros de resistência e rigidez, respectivamente, o tipo de cimento se configurou no fator mais relevante na estimativa. Por outro lado, a relação entre resistência a compressão simples e módulo flexural apresenta melhor ajuste para o tempo de cura.

Destaca-se o ótimo ajuste na curva de estimativa da resistência à tração na flexão a partir da resistência à tração por compressão diametral em molde do tipo Marshall. Portanto, seria possível determinar a RTF em função da RTCD, sendo esse último um ensaio que demanda menos tempo de execução, menor quantidade de material e menor complexidade de execução quando comparado ao primeiro.

Espera-se com o desenvolvimento dessa pesquisa despertar estudos sobre as relações entre as propriedades mecânicas da BGTC, a fim de prever o comportamento deste material sob carregamento na flexão (mais próximo às condições de campo) a partir de ensaios de simples

execução e viabilizar as atividades de anteprojetos antes da conclusão de todo plano experimental em obras rodoviárias.

Ressalta-se a importância da ampliação de um banco de dados com resultados de ensaios mecânicos em BGTC, a fim de confirmar as relações estabelecidas nessa pesquisa, analisar outros fatores de influência nas relações e obter melhores ajustes nas equações de estimativas propostas.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao LTT/UFS (Laboratório de Topografia e Transportes da Universidade Federal de Sergipe) pela infraestrutura e apoio técnico que possibilitaram a realização dos ensaios e à pedra Rio das Pedra pelo fornecimento dos agregados desta pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018a.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7809: Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2019.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2021.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11803: Materiais para base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento - Requisitos. Rio de Janeiro, 2013.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12142: Concreto – Determinação de resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16697: Cimento Portland – Requisitos. Rio de Janeiro, 2018b.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- ALBUQUERQUE, F. S.; DE MENDONÇA, A. T. Análise crítica e ajuste de modelos de previsão de fadiga com análise incremental de danos para BGTC executada em pavimento asfáltico semirrígido. TRANSPORTES, ISSN: 2237-1346, DOI: 10.14295/transportes.v25i2.1046, [s. l.], v. 25, n. 2, p. 101–117, 2017.
- ALMEIDA, S. Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura. Escola de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2005. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas).
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C78/C78M. Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). Estados Unidos, 2021.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C215. Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens. Estados Unidos, 2020.
- AUSTROADS. AP-R462: Cemented Materials Characterization. Sydney, 2014.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. PETROBRAS: ABEDA. Rio de Janeiro: 2006. 504 p.
- DER/SP. DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. ES-P 16/18: Pavimentação: brita graduada tratada com cimento. Paraná, 2018.
- DER/PR. DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. ET-DE-P00/009: Sub-base ou base de brita graduada tratada com cimento – BGTC. São Paulo, 2005.
- DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA TERRESTRE. DNIT 164-ME: Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2013.
- DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA TERRESTRE. DNER-ME 195: Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1997.
- DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA TERRESTRE. DNIT 136-ME: Pavimentação asfáltica – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2018a
- DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA TERRESTRE. DNIT 181/2018-ME: Pavimentação – Material estabilizado quimicamente - determinação do módulo de resiliência – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018b.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



- EL-NEWIHY, A. Application of impact resonance Method for evaluation of the dynamic elastic properties of polypropylene fiber reinforced concrete. American University in Cairo, 2013. Thesis (Master of applied Science).
- KLINSKY, L. M. G.; BARDINI, V. S. S.; FARIA, V. C. Comparativo entre as compactações proctor e vibratória na brita graduada tratada com cimento. In: 32º Congresso de pesquisa e ensino em transporte da ANPET, Gramado. Anais [...] Brasil, 2018. p. 2088-2097.
- KLINSKY, L. M. G.; FARIA, V. C. Estudo da influência do teor de cimento Portland, da energia de compactação e da umidade no comportamento mecânico da brita graduada tratada com cimento (BGTC) para duas gêneses de agregados. 2015. Relatório elaborado para a Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) – Centro de pesquisas rodoviárias (CPR), Concessionária CCR Nova Dutra, Grupo CCR, 2015.
- MANDAL, T.; EDIL, T. B.; TIMJUM, J. M. Study on flexural strength, modulus, and fatigue cracking of cementitiously stabilized materials. Road materials and pavement design. ISSN: 1468-0629. DOI: 10.1080/14680629.2017.1325772. 2017.
- NASCIMENTO, R. S. Estudo de desempenho à fadiga de base cimentada tipo BGTC na BR-101/SE. Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).
- NCHRP. NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Report 789. Characterization of Cementitiously Stabilized Layers for Use in Pavement Design and Analysis. Washington, 2014.
- PRADO, K. Estudo de Critérios de dosagem para melhoria de desempenho mecânico de brita graduada tratada com cimento. Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).
- SAPEM. South African Pavement Engineering Manual. South African National Roads Agency Soc Ltd. 2014. 2ª edição.
- WU, P. Cement-bound road base materials. Report 7-11-218-1. PowerCem Technologies. Delft University of Technology. Julho, 2011.
- XUAN, D. X.; HOUBEN, L. J. M.; MOLENAAR, A. A. A.; SHUI, Z. H. Mechanical properties of Cement-Treated aggregate material – A review. Materials and Design. DOI: 10.1016/j.matdes.2011.04.055. vol. 33. 2012. p. 496-502.
- YEO, Y. S.; JITSANGIAM, P.; NIKRAZ, H. Mix design of cementitious basecourse. In: International Conference on Advances in Geotechnical Engineering. ISBN: 978-0-646-55142-5. Perth, Australia. Anais [...] Australia, 2011. p. 379-385.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### EFEITO DA UMIDADE NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PMF DENSO SUBMETIDO A LONGO PERÍODO DE ESTOCAGEM

*Francisco Antonio da Silva Neto<sup>1</sup>; Mario Sergio de Souza Almeida<sup>2</sup>; Kindelly dos Santos Leal<sup>1</sup>;  
Thenisson Amorim de Souza<sup>1</sup> & Weiner Gustavo Silva Costa<sup>1</sup>*

#### RESUMO

No presente trabalho buscou-se avaliar o comportamento mecânico de um Pré-Misturado à Frio (PMF) denso produzido em usina de pequeno porte, submetido a um longo período de estocagem, com adição de diferentes teores de água. Foram determinados estabilidade, fluência, volume de vazios e resistência à tração por compressão diametral (RT). O programa experimental consistiu em compactar amostras com 120, 150, 180 e 240 dias de estocagem, com adição de 2%, 3% e 4% de água em relação a massa seca antes da compactação. Os ensaios foram realizados em triplicata para cada parâmetro avaliado, sendo considerado o valor médio como característico. A mistura asfáltica utilizada no presente estudo foi fabricada e inicialmente estudada por Pedreira *et al.* (2021) para determinação do tempo máximo de estocagem, com testes desde 1 dia de fabricação até 90 dias de estocagem, e os resultados obtidos foram utilizados como base de comparação do presente trabalho. Os resultados parciais, com análises até ensaios realizados com 120 e 150 dias, indicam que a adição de água antes da compactação proporcionou melhoria do comportamento mecânicos da mistura em todos os teores de água e idades avaliadas, com destaque para a adição de 4% de água considerada a ideal dentre os teores testados.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pré-misturado à frio, Dosagem Marshall, resistência à tração.

#### ABSTRACT

In the present work, it was sought to evaluate the mechanical behavior of a dense Cold Pre-Mixed (CPM) asphalt produced in a small plant, subjected to a long period of storage, with the addition of different water contents. Stability, creep, void volume and tensile strength by diametral compression were determined. The experimental program consisted of compacting samples with 120, 150, 180 and 240 days of storage, with the addition of 2%, 3% and 4% of water in relation to the dry mass before compaction. The tests were carried out in triplicate for each evaluated parameter and the mean value was considered the characteristic one. The asphalt mixture used in the present study was manufactured and initially studied by Pedreira *et al.* (2021) to determine the maximum storage time, with tests from 1 day of manufacture to 90 days of storage, and the results obtained were used as a basis for comparison of this present work. The partial results, corresponding to the tests performed till 120 and 150 days, indicate that the addition of water before compaction provided an improvement in the mechanical behavior of the mixture at all water contents and ages evaluated, with emphasis on the addition of 4% of water that was considered the ideal among the tested levels.

**KEY WORDS:** Cold pre-mixed asphalt, Marshall Dosage, tensile strength.

<sup>1</sup> Universidade Federal do Recôncavo da Bahia: Rua Rui Barbosa, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. [fasneto2@gmail.com](mailto:fasneto2@gmail.com); [kinleal17@gmail.com](mailto:kinleal17@gmail.com); [thenissonsouza@gmail.com](mailto:thenissonsouza@gmail.com); [weiner@ufrb.edu.br](mailto:weiner@ufrb.edu.br)

<sup>2</sup> Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB): Rua Rui Barbosa, Centro, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. [mario.almeida@dnit.gov.br](mailto:mario.almeida@dnit.gov.br), [mario.almeida@ufrb.edu.br](mailto:mario.almeida@ufrb.edu.br)

## INTRODUÇÃO

O pavimento é uma superestrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, assentadas sobre a superfície final ou terreno de fundação, designada de subleito. Seu papel é resistir aos esforços solicitados pelo tráfego de veículos e do clima, e proporcionar conforto, segurança e economia nas condições de rolamento (DNIT, 2006; BERNUCCI, 2008). A sua camada mais nobre é o revestimento, constituída basicamente por agregados (graúdos e miúdos) e ligante asfáltico, misturados em proporções consideradas ideais. Como resultado final tem-se uma mistura pouco permeável e resistente às solicitações do tráfego (SILVA *et al.*, 2016).

Dos diversos tipos de revestimentos asfálticos existentes, têm-se o Pré-Misturado à Frio (PMF), cuja a mistura é preparada com emulsão asfáltica (BERNUCCI *et al.*, 2008). Esta emulsão é um produto formado da diluição de gotículas de asfalto em água, porém, o asfalto possui uma alta viscosidade, assim a mistura dos dois componentes não forma a emulsão, para isso é necessário utilizar um agente emulsificante que irá manter a emulsão estável. As emulsões podem ser do tipo aniônica ou catiônicas. As emulsões ao entrar em contato com os agregados passam por um processo de ruptura. Nesta fase a água presente na emulsão evapora mudando de um líquido para uma película de asfalto (Shell, 2003). No Brasil, predomina-se o uso das emulsões do tipo catiônicas devido ao seu melhor desempenho com os agregados minerais (BERNUCCI, 2008; ABEDA, 2010; SHELL, 2003).

O Pré-Misturado à Frio (PMF), diferente do Concreto Asfáltico (CA) que é produzido à quente, possui duas vantagens principais: i) não necessitar do aquecimento do agregado e do ligante para preparação; ii) Possibilidade de estocagem da mistura produzida por determinado período (ABEDA, 2010). Como resultado, esse revestimento tem menos impacto ambiental, é mais econômico e requer menos consumo de energia (GUO *et al.*, 2014). De acordo com a ABEDA (2010), o PMF tem sido utilizado de forma predominante como camada de revestimento de vias com baixa solicitação de tráfego, camadas intermediárias de revestimento, regularização de revestimentos e remendos. A ruptura da emulsão asfáltica utilizada na fabricação do PMF deve ser lenta pois o seu enrijecimento deve-se ocorrer após a produção, a estocagem e a sua aplicação. Essa ruptura não deve ocorrer imediatamente quando a emulsão entrar em contato com a superfície do agregado. Saadon *et al.* (2017) verificaram que a emulsão asfáltica é um componente que atrasa o processo de secagem do PMF, pois a distribuição dos tamanhos dos poros na mistura não é constante e durante a sua cura esse número de poros diminui, dificultando a evaporação de água na mistura compactada.

Redelius *et al.* (2016) avaliaram durante 15 anos estradas rurais construídas com o pré-misturado a frio como camada de rolamento. Os resultados mostraram que essas vias suportaram de forma satisfatória ao tráfego, incluindo caminhões pesados, e algumas dessas estradas só apresentaram sinais de trincamento 12 anos após a sua construção. Day *et al.*, (2019) analisaram por 10 anos um trecho de estrada em que foi aplicado uma camada de PMF como base. Apesar de ser uma via com uma alta solicitação de tráfego, o trecho não apresentou sinais de desgaste ao longo dos 10 anos de análise e mostrou ter boa resistência a deformação por trilha de roda.

Neste contexto, Machado (2018) comparou dosagens Marshall de um PMF denso com e sem controle de umidade de compactação. O autor adotou uma umidade de molhagem de 2,50% e uma umidade de compactação ótima de 4,41% em relação a massa dos agregados. Os resultados mostraram que o controle de umidade apresenta ser um procedimento indispensável para misturas desse tipo. A estabilidade Marshall aumentou em 98,5% em relação a mistura sem o controle. Além disso, a umidificação diminuiu o uso de teor de emulsão da mistura de 8,0% para 7,0% e tornou a mistura menos deformável de acordo com os valores obtidos de fluência. Machado (2018) justifica,

ainda, que o controle de umidade das misturas leva a uma melhora na trabalhabilidade e recobrimento das partículas dos agregados pela emulsão asfáltica.

Apesar da umidade agir de forma positiva no processo de confecção e compactação da mistura, a água contribui de forma significativa com os defeitos prematuros nos pavimentos. A presença de umidade nos vazios dos pavimentos asfálticos que se infiltram por meio de trincas presente na estrutura causa um deslocamento e/ou arrancamento da película de asfalto que se forma no agregado (ANITELLI, 2013). Terrel e Al-Swailmi (1993) observaram que misturas asfálticas com até 4% de vazios são quase impermeáveis e acabam não sendo afetadas por essa umidade. Mistura com 15% ou mais de vazios também não apresentaram dano significativo por serem bastante permeáveis permitindo a drenagem de forma fácil. Os vazios compreendidos no intervalo entre 4 e 15% mostraram ser os piores para a mistura pois acabam retendo a água por mais tempo, provocando maiores danos.

O presente trabalho foi realizado no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB) e o seu objetivo surgiu a partir de um outro trabalho realizado por Pedreira *et al.* (2021), onde foi analisado o tempo de estocagem de uma mistura usinada no próprio laboratório e verificou-se que com o passar do tempo a mistura perdia umidade e conseqüentemente deixava de atender aos parâmetros Marshall mínimos. Com o intuito de viabilizar períodos mais longos de estocagem de misturas asfálticas para utilização em serviços de manutenção de pavimentos, foi adotada uma nova metodologia em relação a mistura estocada, adicionando água, em diferentes teores de umidade em relação a massa seca da amostra, no ato da compactação e comparando-se os resultados obtidos com os obtidos por Pedreira *et al.* (2021) em que não houve a adição de água.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Materiais e ensaios realizados

A mistura utilizada para a execução do experimento foi produzida por Pedreira *et al.* (2021), onde buscou atender a faixa granulométrica mais densa (faixa D) da especificação DNIT 153 (DNIT, 2010). Com isso, utilizou-se dois tipos de agregados: a brita 5/8", como o agregado graúdo, e o pó de pedra, como agregado miúdo, ambos provenientes da pedra Pedra do Cavalo, localizada no município de Muritiba, região do recôncavo da Bahia. O ligante utilizado na mistura foi a emulsão do tipo RL-1C. Os ensaios de caracterização dos agregados foram realizados no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB). A Tabela 1 apresenta os normativos dos ensaios que foram realizados no presente estudo.

Tabela 1. Relação de normas dos ensaios realizados no presente estudo.

Agregado graúdo	Agregado miúdo	Mistura asfáltica
DNER-ME 083/1998 - Análise granulométrica	DNER-ME 083/1998 - Análise granulométrica	DNER-ME 107/94 - Ensaio Marshall
DNER-ME 081/98 - Densidade de agregado graúdo	DNER-ME 084/95 - Densidade do agregado miúdo	DNIT-ME 136/2010 - Resistência à tração por compressão diametral
	DNER-ME 054/1997 - Equivalente de areia	

## Agregados

A Tabela 2 apresenta a granulometria obtida dos agregados. Os resultados de densidade real e equivalente de areia estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 2. Granulometria dos agregados utilizados na produção da mistura. Fonte: Pedreira *et al.* (2021).

Peneiras		Brita 5/8"	Pó de brita
malha	mm	% que passa	% que passa
1"	25,40	100,00	100,00
3/4"	19,00	100,00	100,00
1/2"	12,70	95,41	100,00
3/8"	9,50	52,22	99,89
#4	4,80	6,63	99,12
#10	2,00	3,81	65,94
#200	0,54	1,82	13,53

Tabela 3. Densidade real e equivalente de areia. Fonte: Pedreira *et al.* (2021).

Ensaio	Brita 5/8"	Pó de brita
Densidade Real (g/cm <sup>3</sup> )	2,724	2,857
Equivalente de Areia (%)	-	63,72

## Emulsão asfáltica

A emulsão utilizada foi a RL-1C. A escolha deste tipo de emulsão (de ruptura lenta) está relacionada a faixa granulométrica escolhida para o traço (densa), conforme a especificação DNIT 153 (DNIT, 2010). Os ensaios de caracterização do ligante foram realizados e fornecidos pela fabricante da emulsão e estão sumarizados na Tabela 4.

Tabela 4. Características da emulsão. Fonte: Pedreira *et al.* (2021).

Ensaio	Especificações DNIT 165/2013 - EM	Resultados	Método de Ensaio
Viscosidade Saybot Furol, s, a 25°C	Máx. 90	18	NBR 14491
Sedimentação após 5 dias, % massa	Máx. 5,0	2,4	NBR 6570
Peneiramento, 0.84 mm, % massa	Máx. 0,1	0,01	NBR 14393
Carga da partícula	Positiva	Positiva	NBR 6567
pH	Máx. 6,5	2,6	NBR 6299
Resíduo asfáltico	Min. 60%	60,2	NBR 14376

## Projeto do traço do PMF e produção da mistura asfáltica

O PMF utilizado no presente estudo foi projetado e produzido por Pedreira *et al.* (2021.) De posse das granulometrias dos agregados (Tabela 2), e de forma iterativa, foi possível determinar o percentual de cada agregado da mistura que melhor atendeu a faixa D da especificação de serviço DNIT 153 (DNIT, 2010). Dessa forma, definiu-se o traço composto por 65% de brita 5/8" e 35% de pó de pedra. A Figura 1 apresenta o resultado da mistura dos agregados que foram utilizados no traço. Em seguida foi realizada a dosagem Marshall da mistura de acordo com as diretrizes

estabelecidas pelo método de ensaio DNER 107 (DNER, 1994) para amostras compactadas com 50 golpes. O teor de projeto da emulsão encontrado foi de 8%, correspondendo a 4,8% de CAP residual, função do resíduo de asfalto determinado na caracterização da emulsão (Tabela 4). A Tabela 5 apresenta os parâmetros Marshall obtidos para o teor de projeto determinado.

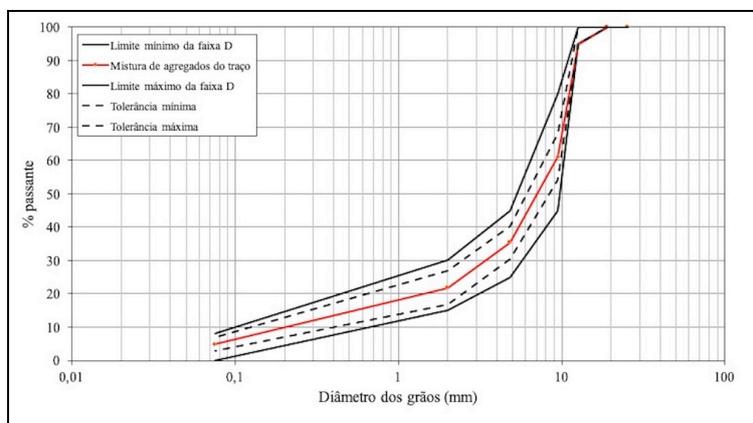


Figura 1. Granulometria da mistura de agregados do projeto de traço de PMF. Fonte: Pedreira *et al.* (2021).

Tabela 5. Projeto da mistura asfáltica à frio (PMF). Fonte: Pedreira *et al.* (2021).

Energia de compactação	Parâmetros Marshall	Traço	DNIT 153/2010-ES
50 golpes	Estabilidade (kgf)	235,00	≥ 150
	% Vazios	17,50	5 a 30
	Fluência (mm)	4,00	2,0 - 4,5
	Resistência à tração (kgf/cm <sup>2</sup> )	0,50	-

Cabe destacar que embora a especificação DNIT 153 (DNIT, 2010) não exija resultados de resistência à tração por compressão diametral para caracterização de PMF, decidiu-se determinar este parâmetro por considerá-lo imprescindível no controle de qualidade de misturas asfálticas, sobretudo por estar relacionado diretamente a resistência à fadiga e, conseqüentemente, a vida útil das camadas asfálticas.

A mistura foi produzida numa usina de pequeno porte localizada no Laboratório de Pavimentação da UFRB. No total foram produzidos 360 kg de massa asfáltica, as quais foram homogêneas um dia após a produção e acondicionadas em sacos contendo 15 kg cada e armazenadas em um contêiner.

### Efeito da umidade no PMF

Como observado na análise feita por Pedreira *et al.* (2021), conforme a mistura perde umidade com o passar do tempo de estocagem os valores dos parâmetros estudados tendem a decrescer para a estabilidade, enquanto o volume de vazios tende a crescer, de acordo com os testes realizados com 1, 7, 15, 30 e 60 dias de estocagem do PMF, com ensaios complementares realizados com 90 dias. Dessa forma, após 120 dias de armazenamento, outra amostra de cerca de 15 kg do mesmo PMF produzido por Pedreira *et al.* (2021) foi testada para determinação dos parâmetros de estabilidade, fluência, volume de vazios e resistência à tração por compressão diametral (RT), contemplando, desta vez, a umidificação da mistura asfáltica antes da compactação, com adição de 2%, 3% e 4% de água, em relação a massa seca da mistura. Essa metodologia foi repetida para este trabalho com

a idade de estocagem de 150 dias e o estudo completo prevê a realização dos mesmos testes com 180 e 240 dias.

## Ensaio Marshall

### *Determinação do teor de umidade da mistura*

Para determinação da quantidade de água a se adicionar na mistura antes da compactação, foi preciso definir, preliminarmente, o teor de umidade da mistura estocada. Assim, com o auxílio de uma peneira de abertura 4,8 mm, parte da amostra a ser compactada foi dividida em três partes, peneirada para que fosse determinada a massa da parcela passante, e esta foi levada a estufa a 105 °C por 24 horas ou até constância de massa. Após esse período determinou-se a massa após secagem de forma que fosse possível determinar o teor de umidade da mistura estocada por meio de uma média aritmética, como mostra a Equação 1.

$$W = \frac{\sum_{x=1}^3 \frac{M_{ix} - M_{fx}}{M_{fx}}}{3} \cdot 100 \quad (1)$$

em que:  $W$ : teor médio de umidade [%];  
 $M_{ix}$ : massa inicial [g];  
 $M_{fx}$ : massa final [g].

### *Ensaio Marshall e de RT*

Para as idades testadas (120, 150, 180 e 240 dias) foram utilizados cerca de 21,6 kg de mistura estocada para a confecção de 18 corpos de prova (CP), também com 1200 g cada, com energia de compactação de 50 golpes por face do CP. Sendo 6 CP para cada teor de umidade testado (2%, 3% e 4%), com 3 CP destinados a realização dos ensaios Marshall, conforme o método DNER 107 (DNER, 1994) e outros 3 para os ensaios de RT, atendendo ao método de ensaio DNIT 136 (DNIT, 2018). A quantidade de água para umedecimento das amostras da mistura asfáltica estocada com os diferentes teores (2%, 3% e 4%) foi calculada pela Equação 3, em função das respectivas massas secas (agregado + ligante), determinadas pela Equação 2:

$$M_d = \frac{M}{1 + W} \quad (2)$$

em que:  $M_d$ : massa seca [g];  
 $M$ : massa da amostra [g];  
 $W$ : teor de umidade médio da mistura determinado pela Equação 1 [%].

$$M_w = W' \cdot M_d \quad (3)$$

em que:  $M_w$ : massa de água [g];  
 $W'$ : teor de umidade incorporado (2%, 3% e 4%) [%];  
 $M_d$ : massa seca [g].

Após adição de água, cada amostra foi homogeneizada e compactada no molde cilíndrico metálico e levada a estufa por 24 horas à 60°C. Depois de retirado da estufa, os moldes ficaram por, no mínimo, 2 horas em temperatura ambiente para realização da extrusão do corpo de prova, como prescrito no método de ensaio DNER 107 (DNER, 1994). Com os CP extrudados, foram realizadas pesagens e coletas de diâmetros e alturas das amostras compactadas para determinação da volumetria da mistura. Por fim, 9 CP foram levados novamente a estufa à 40°C por 2 horas e submetidos aos ensaios de estabilidade e fluência Marshall para ruptura, de acordo com o método de ensaio DNER 107 (DNER, 1994). Os outros 9 CP restantes foram imediatamente levados a prensa para o ensaio de RT.

#### *Extração do CAP residual e granulometria da mistura*

Finalizado o procedimento de ruptura dos corpos de prova, foram verificados os teores de ligante de cada mistura testada para cada idade e teor de umidade adicionado utilizando os CP que foram submetidos ao ensaio Marshall (9 por idade). De cada um destes CP obteve-se, por quarteamento, uma amostra correspondente a 1/3 do CP para realização da extração do ligante asfáltico residual. Este processo foi realizado de acordo com o método de ensaio DNER 053 (DNER, 1994), com uso do equipamento Rotarex e com solvente tricloroetileno.

Com os agregados provenientes da extração do ligante asfáltico residual foi realizado o ensaio para determinação da granulometria de cada amostra. Este procedimento teve como objetivo avaliar se cada corpo de prova compactado atendia a faixa granulométrica de projeto, ou seja, a faixa D da especificação DNIT 153 (DNIT, 2010), e, dessa forma, garantir que os resultados obtidos não tenham sido influenciados por falhas nesse parâmetro.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Características Marshall, resistência à tração e outros parâmetros

Os resultados obtidos por meio dos ensaios realizados podem ser observados na Tabela 6, onde estão contidos os dados obtidos por Pedreira *et al.* (2021) na análise de estocagem sem a adição água na mistura e os dados com a adição dos três teores de umidade.

Tabela 6. Caracterização Marshall e RT.

Idade (dias)	Estabilidade (kgf)	Volume de vazios (%)	Fluência (mm)	Resistência à tração (kgf/cm <sup>2</sup> )
1	319	9,23	2,03	0,57
3	154	14,80	3,70	0,46
7	178	13,25	2,71	0,42
15	149	15,10	2,88	0,33
30	106	15,00	1,02	0,33
60	89	16,50	1,52	0,30
90	87	16,41	1,80	0,24
120 - 2%	174	18,20	2,50	-
120 - 3%	299	14,10	2,00	-
120 - 4%	242	16,30	2,40	-
150 - 2%	359	11,90	2,00	0,27
150 - 3%	312	13,80	2,90	0,36
150 - 4%	258	14,60	2,20	0,30

Os valores médios de estabilidade, volume de vazios, fluência e RT, para as diferentes idades e teores de água para correção da umidade, além dos resultados da mistura controle, estão apresentados nas Figuras 2 e 3, respectivamente.

Os valores de estabilidade obtidos por Pedreira *et al.* (2021) demonstram que a mistura aos 15 dias, testada sem correção da umidade, apresentou valor médio desse parâmetro de 149 kgf (Tabela 6 e Figura 2a), abaixo do valor mínimo exigido pela especificação DNIT 153 (DNIT, 2010), de 150 kgf, para utilização em vias de tráfego leve ( $N < 5 \times 10^6$ ). Entretanto, com a correção da umidade da mistura antes da compactação para as idades testadas até o momento (120 e 150 dias) a mistura apresentou valores acima do mínimo exigido para os três teores de umidade ensaiados (2%, 3% e 4%).

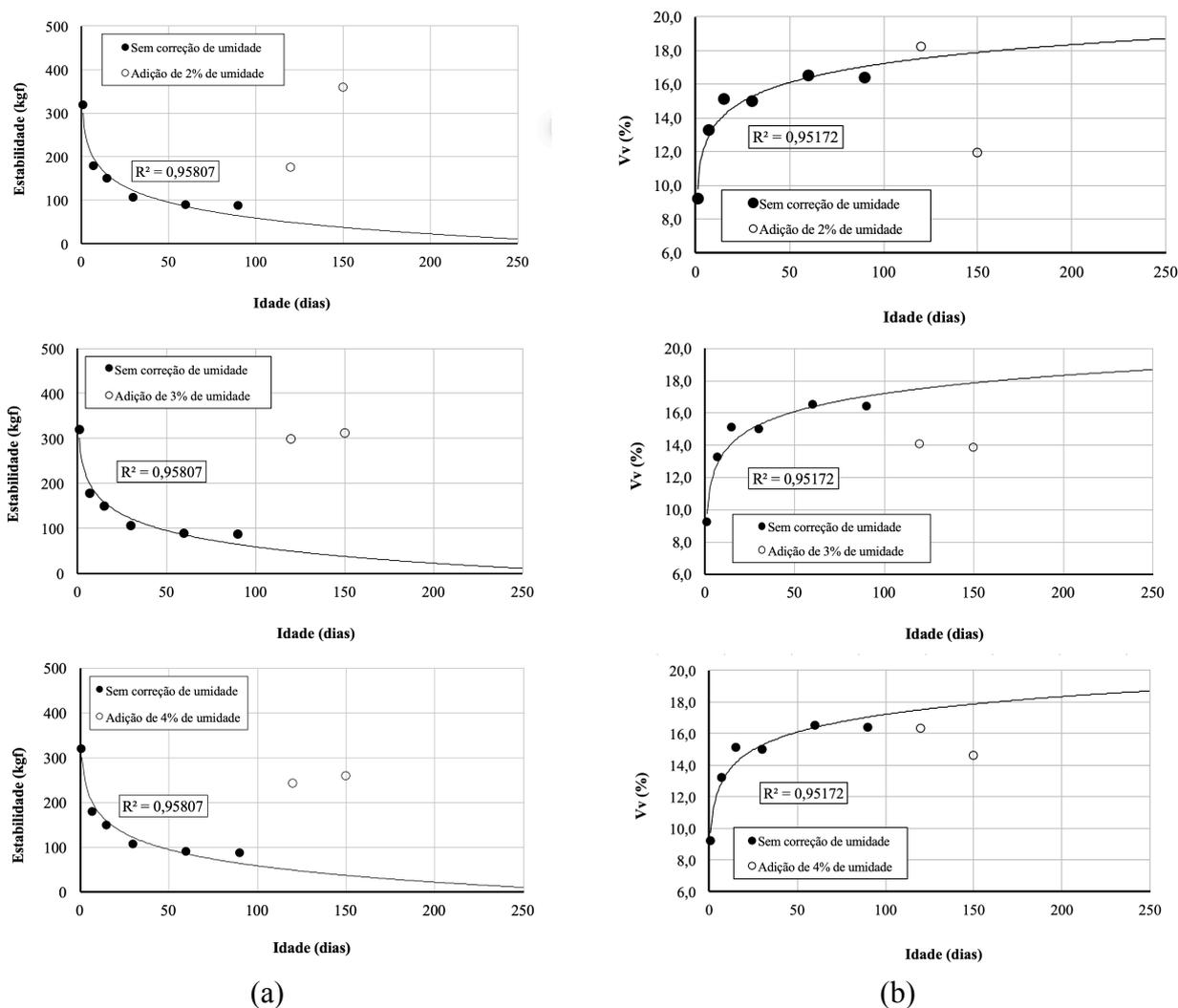


Figura 2. Estabilidade e volume de vazios do PMF ensaiado sem correção e com a correção de umidade.  
Fonte: Adaptado de Pedreira *et al.* (2021).

Em relação ao volume de vazios (Figura 2b), cujos limites estabelecidos pela especificação DNIT 153 (DNIT, 2010) variam entre 5% e 30%, as misturas testadas apresentaram valores dentro desses limites. Porém, sem a correção de umidade o volume de vazios apresentou uma tendência de crescimento. As adições dos teores de umidade fizeram com que a mistura apresentasse menos vazios.

Os resultados obtidos de fluência (Figura 3) apresentaram valores médios tendendo ao limite inferior estabelecido pela especificação DNIT 153 (DNIT, 2010), entre 2% e 4,5%. A expectativa, contudo, era que ao comparar os resultados da mistura ensaiada sem correção de umidade com aquelas testadas com umidificação, os resultados demonstrassem que a adição de água não seria plenamente capaz de viabilizar, com base neste parâmetro, todas as amostras ensaiadas em função da diminuição da rigidez provocada pelo tempo de estocagem da mistura. Entretanto, com 120 e 150 dias de estocagem avaliados, os três teores de água testados atenderam ao critério de fluência mínima.

Quanto a RT, embora não tenha sido possível realizar o ensaio para 120 dias de estocagem, os resultados demonstram que para a idade de 150 dias, com correção de umidade, ocorreu nítido aumento desse parâmetro em relação a mistura testada com 90 dias sem correção de umidade. Para 150 dias o aumento variou de 8% (com 2% de água) a 50% (com 3% de água).

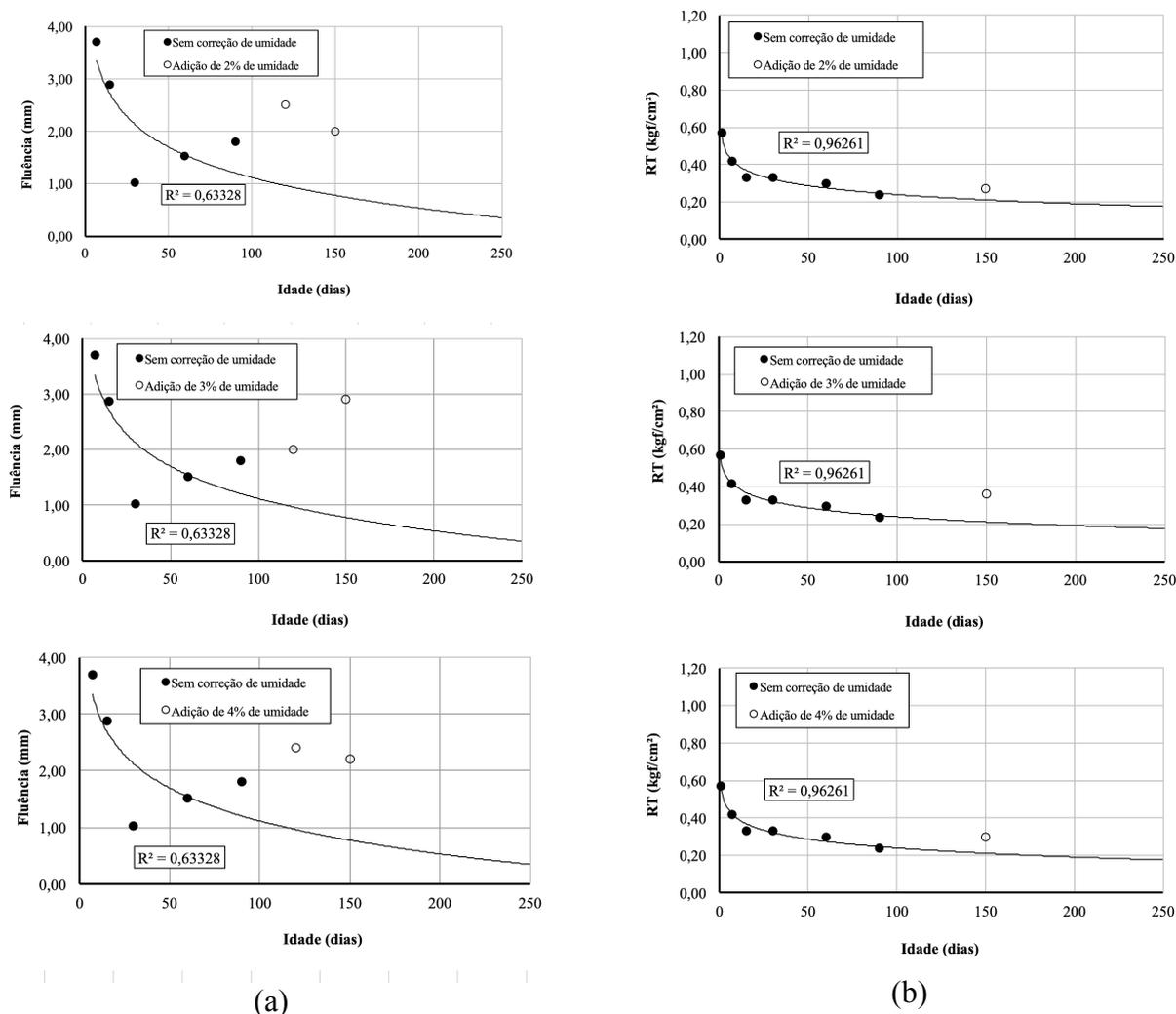


Figura 3. Fluência e resistência à tração do PMF ensaiado sem correção e com a correção de umidade.  
Fonte: Adaptado de Pedreira *et al.* (2021).

## Extração do ligante e granulometria

Os resultados das extrações do ligante dos corpos de prova realizadas com o Rotarex, estão apresentadas na Tabela 7. Na Figura 6 estão apresentadas as granulometrias das amostras que foram utilizadas na extração do CAP residual.

Tabela 7. Extração de ligante das amostras ensaiadas

Idade (dia)	Teor de ligante médio (%)	Média (%)	Desvio Padrão	Coefficiente de variação (%)
120 - 2%	4,90			
120 - 3%	7,80	6,80	1,65	24,21
120 - 4%	7,70			
150 - 2%	5,00			
150 - 3%	7,80	6,13	1,47	24,04
150 - 4%	5,60			

Observa-se da Tabela 7 que para as idades de 120 e 150 dias o teor médio de CAP residual extraído ficou acima do teor de projeto que foi de 4,8%. Isso se deve a forte dispersão observada, devidamente detectada pelos elevados valores de Coeficiente de Variação (CV) calculados, acima de 24%. Em comparação com o teor médio de ligante obtido Pedreira *et al.* (2021), que foi de 5,22%, para 120 e 150 dias este valor médio foi de 6,47%, ou seja, cerca de 24% maior.

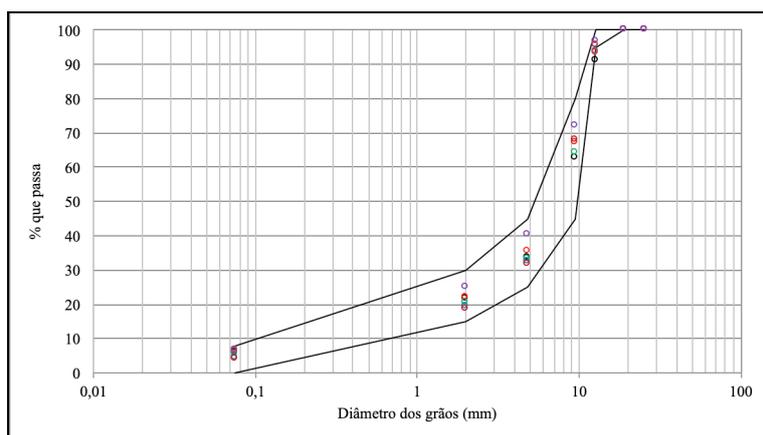


Figura 4. Granulometria dos agregados do PMF ensaiado ao longo do tempo.

## CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou os resultados parciais do estudo sobre o efeito da correção da umidade nos parâmetros Marshall e de resistência à tração de uma mistura do tipo Pré-misturado à frio quando submetida a um longo período de estocagem. Os ensaios realizados permitiram constatar que o ato de umidificar previamente a mistura antes da compactação, para os dois períodos de armazenamento avaliados (120 e 150 dias) e os três teores de água testados, proporcionou a recuperação do comportamento mecânico da mistura compactada, alterando a tendência observada nos estudos de Pedreira *et al.* (2021). Os resultados obtidos apresentaram valores satisfatórios quando comparados a mistura sem correção de umidade e aos valores mínimos exigidos pela



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



especificação DNIT 153 (DNIT, 2010). Com base nas exigências dessa norma a correção da mistura com os três teores de água avaliados se mostrou eficiente, embora somente com os resultados dos testes complementares, com 180 e 240 dias, será possível concluir sobre o teor de água ideal a ser utilizado, de forma a atender plenamente os requisitos de estabilidade, fluência e volume de vazios nos limites estabelecidos pela especificação DNIT 153 (DNIT, 2010).

## AGRADECIMENTOS

Ao CNPq e a Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB) pela concessão da bolsa de iniciação tecnológica, a qual viabilizou o desenvolvimento do presente estudo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABEDA (2010). Manual Básico de Emulsões Asfálticas. ABEDA, Rio de Janeiro.
- Anitelli, A. (2013) Estudo do dano por umidade de misturas densas com ligantes asfálticos convencional e modificado com polímero SBS. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Bernucci, L. B., L. M. G. Motta, J. A. P. Ceratti e J. B. Soares (2008). Pavimentação asfáltica: formação básica para Engenheiros. ABEDA, Rio de Janeiro.
- Day, D., Lancaster, I., McKay, D. (2019) Emulsion cold mix asphalt in the UK: A decade of site and laboratory experience, *Journal of Traffic and Transportation Engineering*. Volume 6, 4, p. 359-365.
- DNER – ME 54 (1997). Equivalente de areia – Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro. 10p.
- DNER – ME 81 (1998). Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo – Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro. 6p.
- DNER – ME 83 (1998). Agregados – Análise granulométrica – Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem Rio de Janeiro, 5p.
- DNER – ME 84 (1995). Agregado miúdo – determinação da densidade real – Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro. 3p.
- DNER – ME 107 (1994). Mistura betuminosa a frio, com emulsão asfáltica – ensaio Marshall – Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro, 9p.
- DNIT (2006). Manual de pavimentação. Publicação IPR 719, 3.ed. – Rio de Janeiro, 274p.
- DNIT – 136 ME (2010). Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de Ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 6p.
- DNIT – 153 ES (2010). Pavimentação asfáltica – Pré-misturado a frio com emulsão catiônica convencional – Especificação de Serviço. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 11p.
- DNIT – ME (2018). Pavimentação - Misturas asfálticas - Determinação do dano por umidade induzida – Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 9p.
- Guo, M., Tan, Y., Zhou, S. (2014) Multiscale test research on interfacial adhesion property of cold mix Asphalt. *Construction and Building Materials* Volume 68, p. 769-776.
- Machado, M. C. (2018) Comportamento mecânico de pré-misturados a frio densos com emulsões asfálticas convencional e modificada por polímero com e sem geossintético. Dissertação (Pós-graduação) – Universidade Federal de Viçosa.
- Pedreira, W. J. P., Almeida, M. S. S., Carvalho, A. I. S., Silva, F. G. S. (2021) Efeito do tempo de estocagem no comportamento mecânico de mistura asfáltica à frio produzida em usina de pequeno porte. *Matéria*, v. 26, p. 1-13.
- Redelius, P., Östlund, J., Soenen, H. (2015) Field experience of cold mix asphalt during 15 years, *Road Materials and Pavement Design*, DOI: 10.1080/14680629.2015.1068702.
- Saadoon, T., Garcia, A., Breixo Gómez-Meijide, B. (2017) Dynamics of water evaporation in cold asphalt mixtures, *Materials & Design*, doi: 10.1016/j.matdes.2017.08.040.
- Shell (2003) International Petroleum Company LTD. The Shell Bitumen Handbook. ICE. 789p.
- Silva, T. K. et al. (2016) Dosagem de mistura betuminosa a frio e seu estudo sob efeitos de cargas estáticas e repetidas. *Revista Árvore*, Viçosa-MG, v.40, n.1, p. 97-106.
- Terrel, R. L., Al-Swailmi, S. (1993) Role of Pessim Voids Concept in Understanding Moisture Damage to Asphalt Concrete Mixtures, *Transportation Research Record*. n. 1386. p. 31-37.

## 24<sup>o</sup> Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS 100% RAP QUANTO AO MÓDULO DE RESILIÊNCIA, RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E DESGASTE POR ABRASÃO

*GUILHERME CERETTA FLORES<sup>1</sup> & LUCIANO PIVOTO SPECHT<sup>2</sup>*

#### RESUMO

Sabe-se que o custo de se pavimentar ou restaurar uma via é muito alto e sobe constantemente, sendo o ligante asfáltico um dos insumos de maior custo. Em busca de alternativas para substituir o uso do ligante, o revestimento asfáltico fresado, em inglês Reclaimed Asphalt Pavement (RAP), pode ser uma opção. Neste contexto, este trabalho consistiu na elaboração de misturas 100% RAP e misturas 100% RAP com aditivos rejuvenescedores comerciais. Dois diferentes RAPs e dois diferentes aditivos foram utilizados, sendo um para misturas quentes e outro para misturas frias. As misturas foram compactadas em um compactador giratório Superpave e foram realizados os ensaios de módulo de resiliência (MR), resistência à tração por compressão diametral (RT) e desgaste por abrasão (ensaio cântabro). Através deste estudo, percebeu-se que as misturas quentes apresentam módulo de resiliência e resistência à tração muito mais altos do que a mistura fria. O acréscimo do aditivo às misturas quentes não gera melhorias nestes dois parâmetros. Já no desgaste por abrasão, o aditivo causa uma significativa diminuição da perda de massa. As misturas com aditivo a frio apresentaram baixo MR e RT. Entretanto, no desgaste por abrasão, esta mistura apresentou o melhor resultado. Os níveis de MR e RT não permitem que a mistura seja utilizada como revestimento de um pavimento, porém a mistura pode ser levada em consideração para usos menos severos como acostamentos e vias de fluxo muito baixo. Outro uso no qual esta mistura pode ser considerada é nos tapa-buracos emergenciais.

**PALAVRAS-CHAVE:** RAP, revestimento asfáltico fresado, aditivos rejuvenescedores, misturas quentes, misturas frias.

#### ABSTRACT

It is known that the cost of paving or restoring a road is very high and is constantly rising, with the asphalt binder being one of the most expensive inputs. In search of alternatives to replace the use of binder, the Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) may be an option. In this context, this work consisted in the elaboration of 100% RAP mixtures and 100% RAP mixtures with commercial rejuvenating additives. Two different RAPs and two different additives were used, one for hot mixes and the other for cold mixes. The mixtures were compacted in a Superpave gyratory compactor and the tests of resilient modulus, tensile strength by diametral compression and abrasion wear (cantabro test) were carried out. Through this study, it was noticed that the hot mixtures have much higher resilient modulus and tensile strength than the cold mixture. The addition of the additive to the hot mixtures does not generate improvements in these two parameters. In abrasion wear, the additive causes a significant decrease in mass loss. Mixtures with cold additive shows low resilient modulus and tensile strength. However, in abrasion wear, this mixture presented the best result. The resilient modulus and tensile strength levels do not allow the mixture to be used as a pavement coating, but the mixture can be considered for less severe uses such as shoulders and very low flow roads. Another use in which this mixture can be considered is in emergency hole fillings.

**KEY WORDS:** RAP, reclaimed asphalt pavement, rejuvenators, hot mixtures, cold mixtures.

---

<sup>1</sup>Autor. Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria. <ceretta.guilherme@gmail.com>

<sup>2</sup>Orientador. Professor associado da Universidade Federal de Santa Maria. <luspecht@gmail.com>

# ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS 100% RAP QUANTO AO MÓDULO DE RESILIÊNCIA, RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E DESGASTE POR ABRASÃO

## 1. INTRODUÇÃO

O Brasil é um país que ainda tem diversas deficiências em sua infraestrutura rodoviária. Rodovias e vias urbanas sem pavimentação ou com pavimento em más condições, são frequentemente encontradas. Sabe-se que o custo de se pavimentar ou restaurar uma via é muito alto e sobe constantemente. Um insumo que aumenta de preço seguidamente e é um dos maiores responsáveis pelo alto custo de um pavimento flexível é o ligante asfáltico, também chamado de cimento asfáltico de petróleo (CAP).

Dessa forma, é demasiadamente importante buscar alternativas que substituam, em parte ou totalmente, o uso do CAP nos pavimentos flexíveis. Neste sentido, o uso do revestimento asfáltico fresado, em inglês *Reclaimed Asphalt Pavement* (RAP), pode ser uma excelente alternativa e, por isso, diversas pesquisas são realizadas acerca do tema. Para este trabalho, o objetivo foi analisar o comportamento de misturas 100% RAP, com e sem aditivos rejuvenescedores, quanto ao módulo de resiliência, resistência à tração e desgaste por abrasão.

## 2. METODOLOGIA

O trabalho consistiu na elaboração de misturas 100% RAP e misturas 100% RAP com aditivos rejuvenescedores comerciais. Dois diferentes RAPs e dois diferentes aditivos foram utilizados, sendo um para misturas quentes e outro para misturas frias. As misturas foram compactadas em um compactador giratório *Superpave* e foram realizados os ensaios de módulo de resiliência (MR), resistência à tração por compressão diametral (RT) e desgaste por abrasão (ensaio cântabro).

### 2.1. Preparação das misturas

Dois revestimentos asfálticos fresados foram utilizados neste estudo. O primeiro, denominado RAP 50/70, foi coletado na Rodovia ERS-400, km 8, no município de Candelária/RS. Este revestimento foi executado em 2009 e possui ligante convencional 50/70 em sua composição.

O segundo material, denominado RAP 60/85, é proveniente da BR-290 (FreeWay), rodovia sob concessão que liga Porto Alegre ao Litoral Norte do Rio Grande do Sul. Não se tem dados do ano de sua execução. O ligante asfáltico da mistura é um asfalto modificado por polímero (AMP).

Os RAPs foram peneirados e foi utilizado para confecção das amostras apenas o material passante na peneira #4 (4,76 mm). Como este estudo faz parte de uma pesquisa maior, que visa um uso alternativo para o RAP, esta granulometria mais fina foi escolhida por ser mais adequada para este uso.

Os RAPs foram caracterizados quanto aos teores de ligante, através da extração do ligante em um forno Mufla de Ignição (Figura 1), e máxima densidade da mistura (GMM), através do *Rice Test*. A temperatura de compactação das misturas a quente foi definida em 170°C de acordo com estudos anteriores que levaram em conta o conceito de *DoA* (*Degree of Binder Activity*), como os estudos de Pires (2018), Lo Presti (2019), Vestena (2019) e Almeida Jr. (2019). O *DoA* relaciona a quantidade de ligante que é reativada a uma determinada temperatura e pode ser definido como a razão entre a quantidade mínima de ligante envelhecido que pode ser considerada ativa em uma mistura asfáltica reciclada e o total de ligante desta mistura (LO PRESTI *et al*, 2019).

Figura 1 – Forno Mufla de Ignição utilizado para extrair o ligante asfáltico e determinar seu teor na mistura



O aditivo rejuvenecedor utilizado nas misturas quentes foi o Anova 1815, da Cargill ©. Suas características estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Características do aditivo rejuvenecedor Anova 1815 (CARGILL, 2020)

Densidade a 20°C (g/ml)	0,92 – 0,95
Viscosidade a 25°C (cSt)	100
Ponto de fulgor (°C)	>290
RTFO	<1,10

O rejuvenecedor foi adicionado à mistura na proporção de 5% da massa total de ligante do RAP, dentro dos parâmetros típicos especificados no catálogo da fabricante.

Em resumo, as misturas quentes estudadas foram:

- RAP 50/70 (100%)
- RAP 50/70 + aditivo rejuvenecedor
- RAP 60/85 (100%)
- RAP 60/85 + aditivo rejuvenecedor

Para a confecção das misturas frias, foi utilizado o aditivo rejuvenecedor Anova 1300, também da Cargill ©. As características deste aditivo estão descritas na Tabela 2.

Tabela 2 – Características do aditivo Anova 1300 (CARGILL, 2020)

Densidade (g/ml)	0,89
Viscosidade a 25°C (cP)	10
Viscosidade a 60°C (cP)	5
Ponto de fulgor (°C)	>290

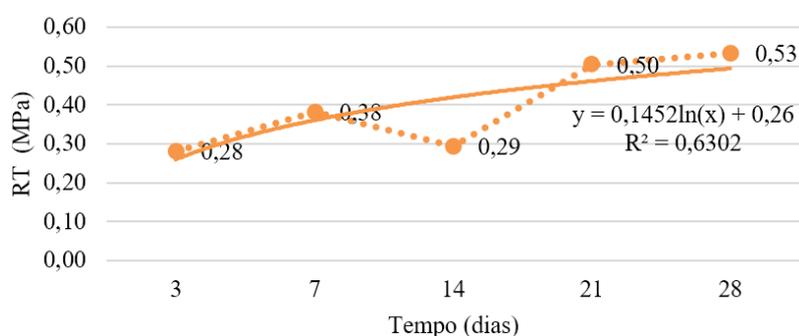
Conforme a ficha técnica do produto, o aditivo deveria ser aplicado ao RAP na proporção de 10% a 30% da massa de ligante asfáltico. Adotou-se, para este estudo, a proporção de 15%. O RAP e o aditivo foram misturados em um misturador mecânico por cerca de 10 minutos, à temperatura de 35°C. Conforme orientação da fabricante, a mistura foi separada em sacos plásticos (Figura 2) para curar durante 3, 7, 14, 21 e 28 dias. Devido à necessidade de aguardar 28 dias para utilizar a mistura, o aditivo Anova 1300 foi associado apenas ao RAP 60/85.

Figura 2 – Mistura fria com RAP 60/85 e aditivo Anova 1300 separada em sacos plásticos para cura



Após cada período de cura, foram confeccionados dois corpos de prova e suas respectivas resistências à tração foram medidas. Com estes ensaios foi possível perceber que a RT cresce entre o 3º e o 28º dia, conforme verifica-se no gráfico da Figura 3.

Figura 3 – Evolução da RT das misturas frias com Anova 1300 ao longo do tempo



Portanto, com base neste estudo inicial, optou-se por moldar os novos CPs aos 28 dias de cura. Estes CPs, então, foram levados aos ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração e desgaste por abrasão, da mesma forma que as misturas quentes.

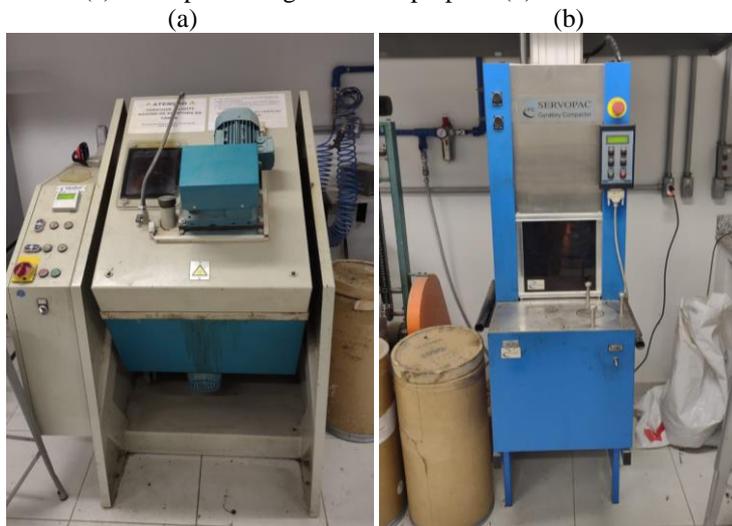
A Tabela 3 resume as características gerais das misturas quentes e frias analisadas.

Tabela 3 – Características gerais das misturas

Mistura:	RAP 50/70 (100%)	RAP 60/85 (100%)	50/70 + Anova 1815	60/85 + Anova 1815	RAP 60/85 + Anova 1300 (Fria)
Teor de ligante (%)	6,19	7,00	6,19	7,00	7,00
Vol. de Vazios dos CPs (%)	6,82	7,36	6,40	6,38	7,47
GMM (g/cm <sup>3</sup> )	2,631	2,535	2,637	2,517	2,476
Teor de aditivo (%) - em relação à massa de ligante	-	-	5	5	15
Massa média do CP (g)	1342,35	1277,73	1341,82	1269,07	1244,67
Diâmetro do CP (mm)	100	100	100	100	100
Altura da CP (mm)	70	70	70	70	70
Temperatura de compactação (°C)	170	170	170	170	35

Todos os corpos de prova foram misturados em um misturador mecânico e compactados no compactador giratório *Superpave* (Figura 4).

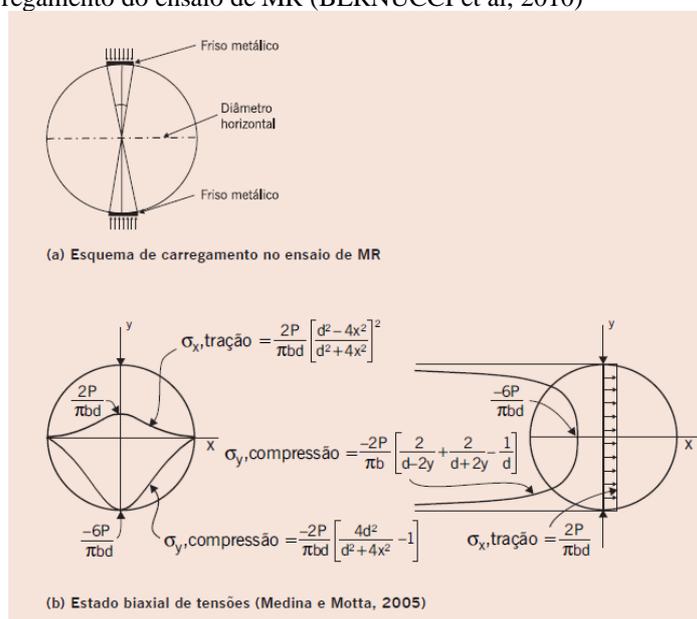
Figura 4 – Misturador mecânico (a) e compactador giratório *Superpave* (b)



## 2.2. Módulo de resiliência (MR)

O módulo de resiliência (MR) indica o nível de deformações recuperáveis de uma mistura asfáltica. A realização do ensaio consiste na aplicação de uma carga repetida no plano diametral vertical de um corpo de prova cilíndrico. Esta carga gera uma tensão de tração transversal ao plano de aplicação da carga. Um conjunto de LVDTs (transdutores de deslocamento variável linear) mede então o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente à tensão gerada, a uma temperatura de 25°C (BERNUCCI et al, 2010).

Figura 5 – Esquema de carregamento do ensaio de MR (BERNUCCI et al, 2010)



O teste foi realizado em uma máquina de testes modelo UTM-25 (Figura 6). Os testes foram realizados em duas direções para cada amostra (0° e 90°). As dimensões dos corpos de prova ensaiados foram de 70,00 mm de altura e 100,00 mm de diâmetro.

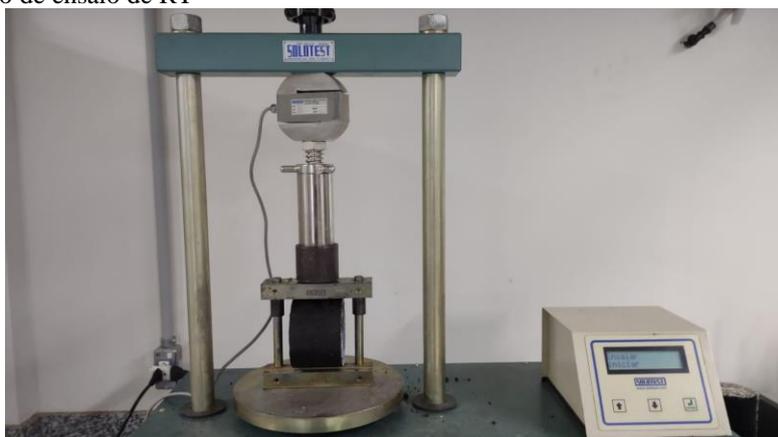
Figura 6 – Máquina de testes universal UTM-25



### 2.3. Resistência à tração por compressão diametral (RT)

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral é descrito pela Norma DNIT 136/2018 – ME. Tem por objetivo determinar a resistência à tração indireta do CP de mistura asfáltica por meio de sua compressão diametral, no qual uma carga é aplicada de forma crescente até a ruptura do CP (DNIT, 2018). Os mesmos CPs utilizados no ensaio de MR foram utilizados no ensaio de RT.

Figura 7 – Equipamento de ensaio de RT



### 2.4. Desgaste por abrasão (ensaio cântabro)

O ensaio de desgaste por abrasão (ensaio cântabro) foi realizado no equipamento de abrasão Los Angeles (Figura 8), seguindo as especificações norma DNER-ME 383/99. Neste ensaio, um corpo de prova é levado ao tambor da Máquina Los Angeles sem a carga abrasiva (esferas de aço). O tambor com o CP deverá realizar 300 revoluções a uma frequência média de 30 a 33 rotações por minuto. A massa do corpo de prova é medida antes e depois do ensaio. O percentual da perda de massa é o desgaste por abrasão (DNER, 1999).

Figura 8 – Máquina Los Angeles utilizada para o ensaio de desgaste por abrasão



### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

#### 3.1. Módulo de resiliência

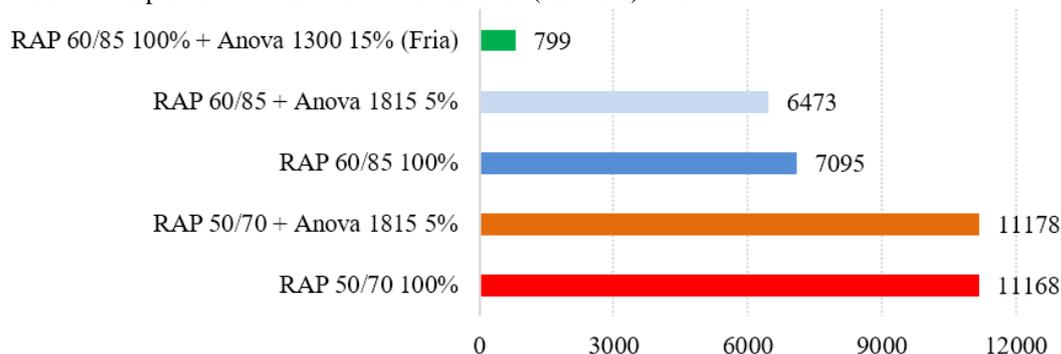
O ensaio de módulo de resiliência das amostras indicou que as misturas com RAP 50/70 apresentam maior MR do que as misturas com RAP 60/85. Isto pode ser causado pelo fato do RAP 50/70 ter um menor teor de ligante do que o RAP 60/85, além de o ligante modificado por polímero 60/85 ser mais flexível do que o ligante convencional 50/70.

A ação do aditivo rejuvenescedor quanto ao MR não fez efeito considerável. Na mistura de RAP 50/70 com o aditivo, houve um empate técnico, onde a mistura 100% RAP apresentou módulo de 11168 MPa, enquanto a mistura com aditivo apresentou MR de 11178 MPa (um acréscimo de apenas 0,09%). No RAP 60/85, o aditivo fez o MR diminuir, passando de 7095 MPa para 6473 MPa (uma redução de 8,77%).

A mistura fria com aditivo Anova 1300 apresentou baixo MR (799 MPa). O baixo valor já era esperado, pois nas misturas frias, o ligante do RAP tende a não reativar como em uma mistura quente. Entretanto, vale ressaltar que o aditivo deu uma boa trabalhabilidade à mistura, abaixo do esperado para uma mistura quente, mas que permitiu moldar os corpos de prova em um compactador giratório. Com a mistura a 35°C, a compactação foi realizada com um número de giros semelhante ao da mistura 100% RAP 60/85 para CPs de mesmas dimensões. Enquanto a mistura 100% RAP foi compactada com uma média de 168 giros, a mistura RAP 60/85 + Anova 1300 compactou com uma média de 139 giros.

A Figura 9 apresenta um gráfico comparativo dos módulos de resiliência obtidos para as misturas estudadas.

Figura 9 – Gráfico comparativo dos módulos de resiliência (em MPa) obtidos



### 3.2. Resistência à tração por compressão diametral

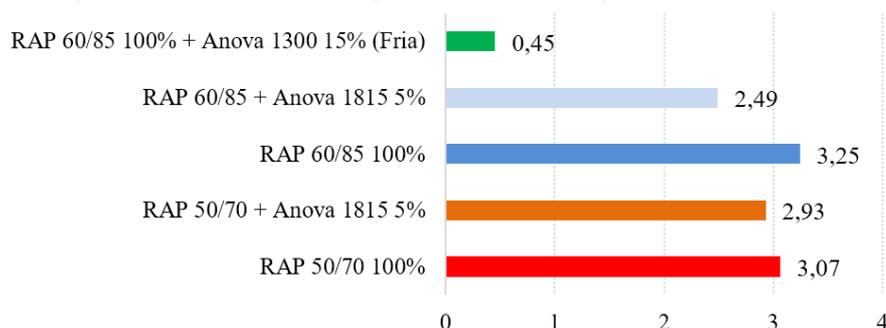
O ensaio de resistência à tração por compressão diametral indicou a mistura 100% RAP 60/85 como a de maior RT, com 3,25 MPa. Em segundo lugar, a mistura 100% RAP 50/70 obteve RT de 3,07 MPa.

As misturas a quente com aditivo apresentaram queda na resistência à tração em relação às misturas 100% RAP. Para a mistura RAP 50/70 + Anova 1815, a queda foi de 4,56%, com uma RT de 2,93 MPa. Já a mistura RAP 60/85 + Anova 1815 apresentou uma queda bem significativa em sua RT, passando de 3,25 para 2,49 MPa (redução de 23,38%).

A mistura com aditivo rejuvenescedor a frio apresentou um nível de resistência à tração muito inferior aos das misturas quentes. Isto já era esperado, pois estas misturas já apresentaram um MR muito mais baixo do que os das misturas quentes. A RT obtida para a mistura RAP 60/85 + Anova 1300 foi de 0,45 MPa (o que corresponde a 13,85% da RT da mistura a quente 100% RAP).

A Figura 10 apresenta um gráfico comparativo das RTs obtidas para cada mistura.

Figura 10 – Gráfico comparativo da resistência à tração (em MPa) obtida para cada mistura



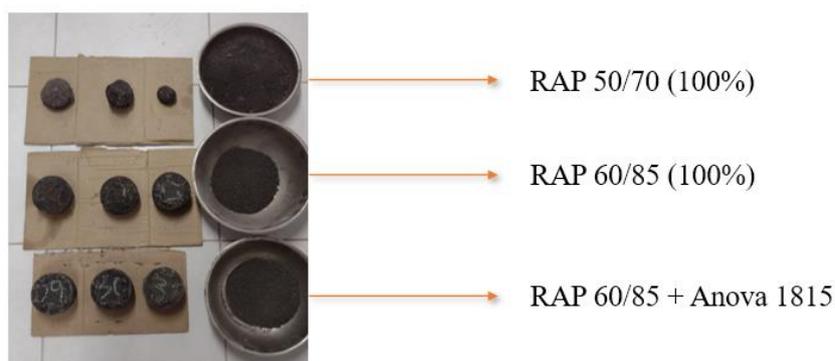
### 3.3. Desgaste por abrasão

O ensaio de desgaste por abrasão, por sua vez, indicou uma vantagem no uso dos aditivos. Enquanto a mistura 100% RAP 50/70 apresentou um nível de desgaste por abrasão muito significativo, de 67,35%, o mesmo RAP com aditivo a quente apresentou desgaste de 17,76%.

Para a mistura 100% RAP 60/85, o desgaste por abrasão obtido foi de 24,46%. Com o aditivo, a mistura apresentou desgaste por abrasão de 10,65%.

A Figura 11 apresenta a fotografia dos corpos de prova 100% RAP 50/70 (acima), 100% RAP 60/85 (ao centro) e RAP 60/85 + Anova 1815 (abaixo) após o ensaio de desgaste por abrasão. Percebe-se nitidamente que os CPs com ligante modificado por polímero e com aditivo rejuvenescedor apresentaram perda de massa bem menor do que a mistura 100% RAP 50/70.

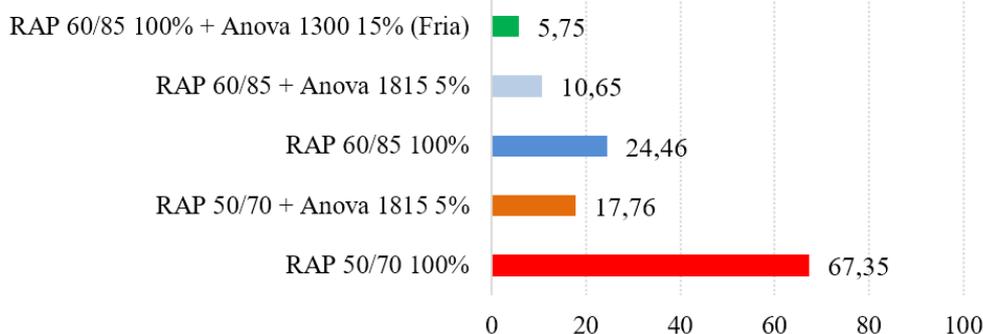
Figura 11 – Comparativo dos corpos de prova após o ensaio de desgaste por abrasão.



A mistura fria com aditivo também apresentou ótimo nível de desgaste por abrasão. O RAP 60/85 com aditivo a frio apresentou desgaste de 5,75%.

A Figura 12 apresenta um gráfico comparativo do desgaste por abrasão de cada mistura.

Figura 12 – Gráfico comparativo do desgaste por abrasão (%) obtido para cada mistura



### 3.4. Análise geral dos resultados

Com base nos resultados obtidos, percebeu-se que as misturas quentes apresentam módulo de resiliência e resistência à tração muito mais altos do que a mistura fria. O acréscimo do aditivo às misturas quentes não gera melhorias nestes dois parâmetros. Já no desgaste por abrasão, o aditivo causa uma significativa diminuição da perda de massa. A Tabela 4 apresenta um resumo comparativo dos resultados obtidos para as misturas quentes.

Tabela 4 – Resumo comparativo entre os resultados das misturas quentes com e sem aditivo

COMPARAÇÃO ENTRE MISTURAS QUENTES COM E SEM ADITIVO			
MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MPa)			
RAP	100% RAP	Anova 1815	Diferença (%)
50/70	11168	11178	0,09%
60/85	7095	6473	-8,77%
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)			
RAP	100% RAP	Anova 1815	Diferença (%)
50/70	3,07	2,93	-4,56%
60/85	3,25	2,49	-23,38%
DESGASTE POR ABRASÃO (%)			
RAP	100% RAP	Anova 1815	Diferença (%)
50/70	67,35	17,76	-73,63%
60/85	24,46	10,65	-56,46%

As misturas com aditivo a frio apresentaram baixo MR e RT. Entretanto, no desgaste por abrasão, esta mistura apresentou o melhor resultado. Os níveis de MR e RT não permitem que a mistura seja utilizada como revestimento de um pavimento, porém a mistura pode ser levada em consideração para usos menos severos como acostamentos e vias de fluxo muito baixo. Outro uso no qual esta mistura pode ser considerada é nos tapa-buracos emergenciais.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



#### 4. CONCLUSÕES

O presente estudo permitiu concluir que a reciclagem de pavimentos, através da reutilização do material fresado (RAP), pode ser viável. Os níveis de RT e MR das misturas compactadas a 170°C são semelhantes aos de misturas novas. Os aditivos utilizados deram maior resistência ao desgaste por abrasão, apesar de diminuir ou manter o módulo de resiliência e a resistência à tração.

A mistura com aditivo a frio, como esperado, apresentou MR e RT muito mais baixos do que as misturas quentes. Entretanto, surpreendeu na resistência ao desgaste por abrasão, apresentando o melhor resultado.

Executar estas misturas em campo ainda carece de adaptações nas usinas existentes, já que o RAP, ao secar, não pode ser exposto ao queimador, que pode danificar o ligante asfáltico ali presente. Para as misturas frias, pode-se tentar a utilização de usinas de base ou de pré-misturado a frio (PMF).

Com a busca por pavimentos de menor custo e menor impacto ambiental, o uso do RAP deve ser considerado, seja para revestimentos ou para usos alternativos.

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA JR., P. O. B. Avaliação da recuperação das propriedades de ligantes e misturas integralmente recicladas com foco na fadiga. Projeto de tese de doutorado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2019.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica: Formação básica para engenheiros. Petrobras. Rio de Janeiro, 2010.

CARGILL BIOINDUSTRIAL. Anova© 1300 Mistura Fria Rejuvenescedora. Ficha de dados de produto. São Paulo, 2018.

CARGILL BIOINDUSTRIAL. Anova© 1815 Rejuvenator. Ficha de dados de produto. Minneapolis, 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Norma DNER-ME 383/1999: Desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero – ensaio Cantabro. Norma técnica. Rio de Janeiro, 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Norma DNIT 136/2018 – ME: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Norma técnica. Rio de Janeiro, 2018.

LO PRESTI, D., VASCONCELOS, K., ORESKOVIC, M. PIRES, G. M., BRESSI, S. On the degree of binder activity of reclaimed asphalt and degree of blending with recycling agents. Road and Materials and Pavement Design, 2019.

PIRES, G. M. A new methodology for the measurement of the reclaimed asphalt degree of binder activation. Tese de doutorado. Faculty of Engineering – Department of Civil Engineering, Nottingham Transportation Engineering Centre. University of Nottingham. Nottingham, 2018.

VESTENA, P. M. Misturas integralmente recicladas: comportamento à fadiga e degree of binder activity. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2019.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### RESISTÊNCIA DE MISTURAS COM ASFALTO BORRACHA À PROPAGAÇÃO TRINCAS

*LISEANE P. THIVES*<sup>1</sup>; *JORGE C. PAIS*<sup>2</sup>; *PAULO A. PEREIRA*<sup>3</sup>; *MANUEL M.J.C. MINHOTO*<sup>4</sup> & *GLICÉRIO TRICHÊS*<sup>5</sup>

#### RESUMO

A propagação de trincas é um dos principais mecanismos de falha que afetam o desempenho de pavimentos flexíveis reabilitados. Esse defeito ocorre pela presença de trincas no revestimento antigo que se propagam para a nova camada devido às cargas de tráfego e variações de temperatura. Prever adequadamente o comportamento do tipo de reforço escolhido é essencial para que a reabilitação do pavimento alcance a vida útil de projeto. Este trabalho tem como objetivo avaliar a resistência (vida) à propagação de trincas de misturas asfálticas com asfalto borracha. Em laboratório foram avaliadas três misturas com asfalto borracha e uma mistura convencional por meio do equipamento *Reflective Cracking Device* (RCD). Os resultados mostraram o efeito benéfico das misturas com asfalto borracha para retardar a propagação de trincas em pavimentos a serem reabilitados.

**PALAVRAS-CHAVE:** asfalto borracha, propagação de trincas, reabilitação.

#### ABSTRACT

Crack propagation is one of the main failure mechanisms affecting rehabilitated flexible pavements performance. This distress occurs due to crack movements of old surfaces that propagate to the new layer by traffic loads and temperature variation actions. Adequately predicting the behavior of the chosen surface type is essential for pavement rehabilitation to reach the project's lifespan. This work evaluates the crack propagation resistance of asphalt rubber mixtures. Three asphalt rubber mixtures and a conventional one were evaluated in the laboratory through the Reflective Cracking Device (RCD) device. The results showed the beneficial effect of asphalt rubber mixtures to delay crack propagation in pavements to be rehabilitated.

**KEY WORDS:** asphalt rubber, crack propagation, rehabilitation.

<sup>1</sup> Universidade Federal de Santa Catarina, Campus Florianópolis, Santa Catarina, liseane.thives@ufsc.br

<sup>2</sup> Universidade do Minho, Campus de Azurém, Guimarães, Portugal, jpais@civil.uminho.pt

<sup>3</sup> Universidade do Minho, Campus de Azurém, Guimarães, Portugal, ppereira@civil.uminho.pt

<sup>4</sup> Instituto Técnico de Bragança, Bragança, Portugal, minhoto@ipb.pt

<sup>5</sup> Universidade Federal de Santa Catarina, Campus Florianópolis, Santa Catarina, glicerio.triches@ufsc.br

## INTRODUÇÃO

As trincas por propagação formadas em camadas de reforço de pavimentos flexíveis reabilitados (revestimento) são resultado de movimentos horizontais e verticais nas juntas e trincas das camadas subjacentes (WILLIAMS *et al.*, 2015). A reabilitação de superfícies fissuradas por meio da aplicação de uma nova camada asfáltica sobre a camada fissurada foi uma solução comumente usada por vários órgãos rodoviários. No entanto, essa alternativa se mostrou inadequada uma vez que a nova camada apresenta falha prematura devido ao aparecimento de trincas propagadas. Desta forma, sem tratamento prévio dos defeitos da camada existente, a reabilitada não atinge a vida útil esperada de projeto (TREVINO *et al.*, 2003; GAJEWSKI; SADOWSKI, 2014).

Diversas técnicas para mitigar a propagação de trincas em reforços de pavimentos são conhecidas e adotadas, como por exemplo, (i) modificação ou tratamento da superfície existente (fresagem e substituição do revestimento, reciclagem no local; recuperação em profundidade total); (ii) reparo prévio do revestimento existente (remendos, colocação de massa fina); (iii) camada intermediária de alívio de tensão/deformação (SAM – *Stress Absorbing Membrane*, *Stress Absorbing Membrane Interlayer* – SAMI, geossintéticos); (iv) uso de misturas com asfaltos modificados; (v) Reforço da camada (grelhas de reforço de aço, geogrelhas) (BAEK; AL-QADI, 2006; VON QUINTUS *et al.*, 2010).

A alternativa de uso de misturas asfálticas modificadas como camada de reforço tem sido utilizada em vários países devido ao potencial dessas misturas em inibir a propagação de trincas. (MINHOTO, 2007; PAIS, 2013; GAJEWSKI; SADOWSKI, 2014). Pesquisas têm comprovado que a aplicação de misturas asfálticas modificadas, como com asfalto borracha, contribuem para o aumento da resistência à fadiga, deformação permanente, trincas térmicas, dano por umidade e retardamento da propagação de trincas (SOULIMAN; EIFERT, 2016; ASGHARZADEH *et al.*, 2018; CHENG *et al.*, 2019; KLINSKY; BARDINI; DE FARIA, 2020; ALFAYEZ; SULEIMAN; NEHDI, 2020).

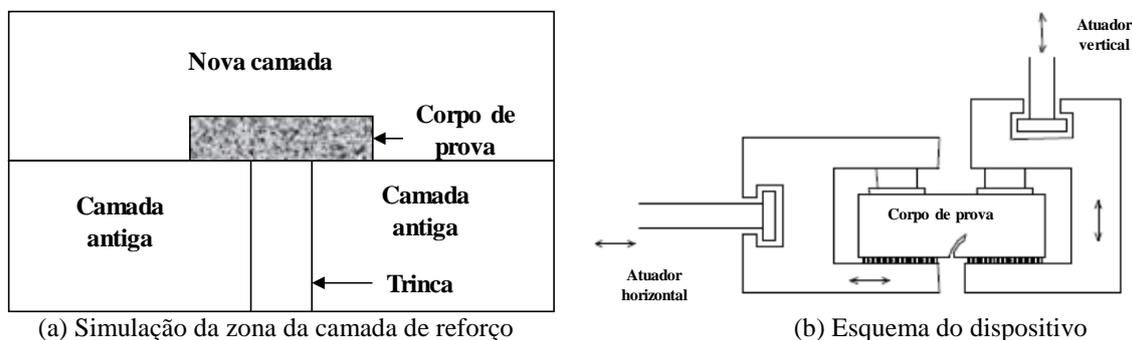
Baek e Al-Quady (2006) afirmam que o mecanismo de propagação de trincas em pavimentos flexíveis não é bem compreendido, apesar do conhecimento de várias técnicas para reduzi-lo. A medição da atividade das trincas em campo foi estudada por Pais (1999) que mostrou a evolução do deslocamento produzido pelos bordos das trincas durante a passagem de um veículo sobre o pavimento. Este deslocamento caracteriza-se por haver, em simultâneo, movimentos horizontais e verticais entre os dois bordos das trincas, tanto no sentido longitudinal como transversal. Após a reabilitação (camada de reforço), as trincas existentes continuam a apresentar movimentos relativos entre os seus bordos, de maior intensidade na direção vertical do que na direção horizontal.

A ação do tráfego associada às variações diárias de temperatura faz com que as bordas das trincas estejam submetidas a movimentos verticais e horizontais. Sousa; Shatnawi e Cox (1996) desenvolveram o dispositivo *Reflective Cracking Device* (RCD) capaz de simular essa situação em laboratório por meio da aplicação um estado de tensão bidimensional em corpos de prova.

O esquema do ensaio, representado na Figura 1(a), permite simular a zona da camada de reforço que se encontra sobre a camada antiga trincada. O dispositivo RCD, apresentado esquematicamente na Figura 1(b) permite a aplicação simultânea de esforços horizontais e verticais, conduzindo, por meio de uma trinca simulada no dispositivo, à propagação da mesma no corpo de prova testado. A Figura 2 ilustra um corpo de prova colado aos pratos inferiores do dispositivo e a trinca induzida.

O dispositivo completo (Figura 3a) é constituído por duas peças metálicas no meio das quais o corpo de prova é disposto. Inferiormente, o corpo de prova está colado aos pratos metálicos enquanto que superiormente, quatro pistões do equipamento servo-hidráulico (Figura 3b) aplicam um esforço simulando a carga aplicada pelo tráfego ao pavimento. O equipamento servo hidráulico é constituído por uma estrutura de carga, um grupo hidráulico e uma câmara climática

(temperaturas de -20 a +70°C, precisão de  $\pm 0,5^\circ\text{C}$ ). A estrutura de carga é composta por dois atuadores, dispostos verticalmente e horizontalmente, ligados a servo válvulas, na extremidade dos quais se encontram as células de carga. O dispositivo de propagação de trincas é fixado às extremidades dos atuadores (Figura 3b).



(a) Simulação da zona da camada de reforço

(b) Esquema do dispositivo

Figura 1. Esquema de ensaio do RCD (AUTORES, 2022).

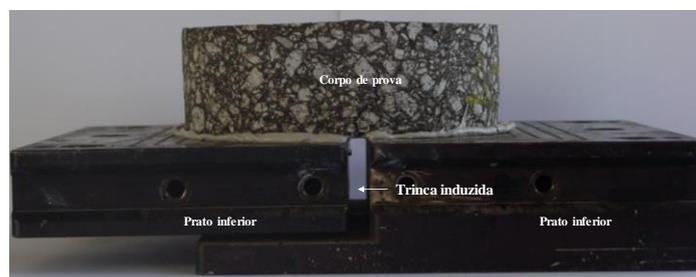
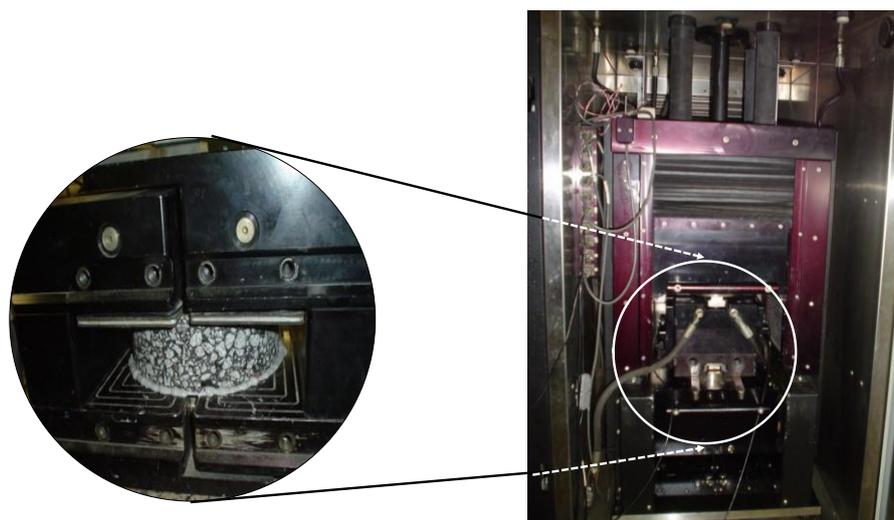


Figura 2. Corpo de prova colado aos pratos inferiores e trinca induzida (AUTORES, 2022).



(a) Dispositivo montado com o corpo de prova

(b) Equipamento servo hidráulico para o teste

Figura 3. Dispositivo e equipamento de ensaio RCD (AUTORES, 2022).

A metodologia do ensaio foi utilizada por outros autores que comprovaram a eficácia dos resultados obtidos (PAIS *et al.*, 2002; SOUSA *et al.*, 2002).

Apesar do grande esforço desenvolvido por pesquisadores para considerar a propagação de trincas no projeto de reabilitação de pavimentos, ainda há uma lacuna em relação à aplicação de metodologias e testes disponíveis. No Brasil, a avaliação de propagação de trincas em misturas asfálticas ainda carece de estudos.

Este trabalho tem como objetivo avaliar a propagação de trincas de misturas com asfalto borracha por meio de ensaios em laboratório e determinar sua resistência à propagação.

## METODOLOGIA

A metodologia abrange três principais fases. Na primeira fase foram produzidas três misturas com asfalto borracha e uma mistura convencional. Após a compactação, as placas de misturas asfálticas foram serradas para a obtenção de corpos de prova (18 cm x 18 cm de base e 5 cm de espessura). Posteriormente, na segunda fase, as misturas foram testadas no equipamento RCD para avaliar a vida à propagação de trincas.

Para definição da configuração dos ensaios de propagação de trincas considerou-se o fato de que após reforço a atividade das trincas devido ao tráfego, é eminentemente vertical, e que devido à temperatura a zona do reforço sobre as trincas está sujeita a esforços horizontais de tração ou compressão. Adicionalmente, o efeito do tráfego e da temperatura na propagação de trincas se verifica em velocidades diferentes. Enquanto que o efeito do tráfego ocorre em elevadas frequências (habitualmente considerado o valor de 10 Hz), o efeito da temperatura verifica-se para uma frequência de 1 ciclo por dia, que comparativamente ao efeito da ação do tráfego pode ser considerado quase constante.

Deste modo, nos ensaios de propagação de trincas por meio do RCD, a metodologia desenvolvida por Sousa; Shatnawi e Cox (1996) considera que o efeito do tráfego, o qual aplica esforços verticais ao corpo de prova, pode ser caracterizado numa frequência de 10 Hz. Por outro lado, para o efeito da temperatura, o qual aplica esforços horizontais ao corpo de prova, há necessidade de aplicação de esforços constantes ao longo do tempo. Desta forma, a metodologia do ensaio estabelece que esforços verticais sejam aplicados através de um deslocamento enquanto que os esforços horizontais através de uma força, resultando num ensaio em deslocamento e força controlada.

A trinca é simulada por meio de uma abertura dos pratos de apoio do dispositivo de 10,0 mm, representando uma trinca em campo de aproximadamente de 2,0 mm a 3,0 mm com bordos degradados.

Na terceira fase, para cada uma das cinco misturas testadas, foram obtidos os ciclos de carga que representam a vida ou resistência à propagação de trincas.

## RESULTADOS

### Caracterização das Misturas Asfálticas

Foram produzidas três misturas com asfalto borracha com diferentes granulometrias e, uma mistura de referência com asfalto convencional. As misturas com asfalto borracha seguiram as especificações do *California Department of Transportation*, sendo, ARHM-GG – *Asphalt Rubber Hot Mixture Gap Graded* (CALTRANS, 2006) e, do *Asphalt Institute*, mistura AI tipo IV (AI, 1989). A mistura convencional é do tipo Concreto Asfáltico Faixa “C” de acordo com a norma do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006a). Os agregados graníticos usados são classificados como: (i) tipo 1, tamanho nominal de 6 mm a 12 mm; (ii) tipo 2, tamanho nominal de 4 mm a 10 mm; (iii) tipo 3, tamanho nominal inferior a 4 mm. Um filer calcário foi utilizado para atendimento às especificações granulométricas.

Um tipo de asfalto borracha usado é proveniente do sistema *terminal blend*, com 15% de borracha tipo ambiente incorporada e asfalto base CAP 50/70 (DNIT, 2006b) e produzido em distribuidora de asfalto brasileira. Em laboratório, por meio do sistema *continuous blend*, foram produzidos dois asfaltos borracha com asfalto base CAP 30/45 e 17% de borracha incorporada (ambiente e

criogênica). A mistura convencional foi confeccionada com CAP 50/70, comum no Brasil em misturas asfálticas convencionais. As misturas asfálticas foram projetadas pelo Método Marshall, cujas características são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Características das misturas asfálticas (AUTORES, 2022).

Mistura	Asfalto base	Borracha (%)	Sistema	Especificação	Vv <sup>3</sup> (%)	Asfalto (%)
AIBA15	CAP 50/70	15 (A <sup>1</sup> )	<i>Terminal blend</i>	AI	5.0	7.0
CABC17	CAP 30/45	17 (C <sup>2</sup> )	<i>Continuous blend</i>	Caltrans	6.0	8.0
AIBA17	CAP 30/45	17 (A <sup>1</sup> )	<i>Continuous blend</i>	AI	5.0	7.0
MCONV0	CAP 50/70	-	-	DNIT	4.0	5.5

<sup>1</sup>A – Borracha tipo ambiente; <sup>2</sup>C – Borracha tipo criogênica; <sup>3</sup>Vv – volume de vazios.

## Ensaio RCD

Para cada mistura foram ensaiados em média, seis corpos de prova. Os ensaios foram realizados à temperatura de 20°C e frequência de 10 Hz, por meio da aplicação de deslocamentos entre 0,01 e 0,05 mm e forças entre 200 N e 400 N.

A Figura 4 ilustra corpos de prova após a realização do ensaio de propagação de trincas com o RCD, sendo visível o desenvolvimento da trinca, desde a parte inferior até à parte superior do corpo de prova.

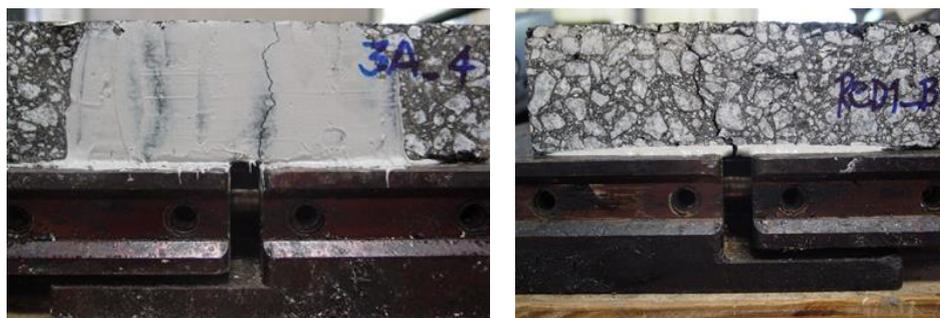


Figura 4. Corpos de prova após o ensaio RCD (AUTORES, 2022).

A análise dos resultados dos ensaios laboratoriais para obtenção da resistência à propagação de trincas (número de ciclos de carga para o qual o corpo de prova atinge a ruptura) foi realizada através da avaliação do ciclo de carga em que se desenvolve uma trinca no corpo de prova com 1,0 mm de abertura (adotado como critério de ruptura). O crescimento da abertura da trinca que se desenvolve no corpo de prova durante o ensaio RCD apresenta uma evolução, com o número de ciclos de carga, como ilustrado na Figura 5 (exemplo de um corpo de prova da mistura AIBA17).

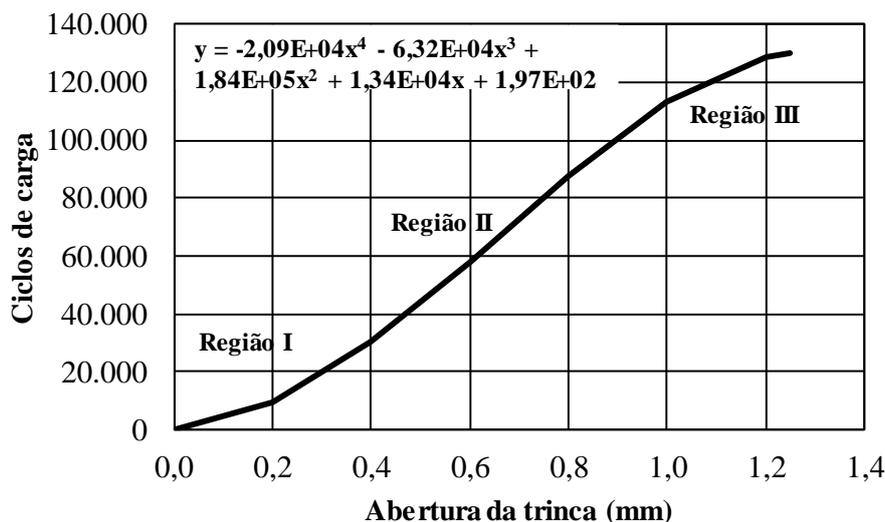


Figura 5. Evolução do crescimento da trinca em relação aos ciclos de carga no ensaio RCD (AUTORES, 2022).

Na Figura 5, observa-se a evolução da trinca em três regiões distintas de desenvolvimento: (I) início rápido da trinca (primeiro tramo da curva); (II) propagação da trinca a uma velocidade menor que a verificada para o início da trinca; (III) ruptura do corpo de prova com o crescimento rápido da trinca.

Paris e Erdogan (1963) aplicaram a abordagem da mecânica da fratura para avaliar a propagação de trincas, cujos ensaios realizados mostraram que, para um número específico de ciclos de carga corresponde a um comprimento de trinca, que podem ser representados e agrupados em uma única curva (Figura 6).

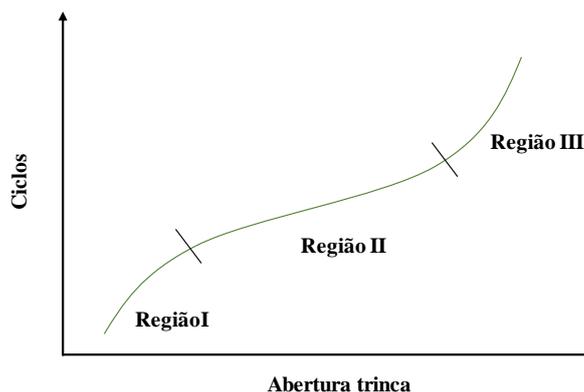


Figura 6. Ilustração das regiões observadas em ensaios de propagação de trincas (Baseado em PARIS e ERDOGAN, 1963).

Observa-se que as regiões da curva do ensaio RCD (Figura 5) são semelhantes às observadas por Paris e Erdogan (1963), mostradas na Figura 6.

Os resultados dos ensaios são expressos pela relação entre o número de ciclos de carga e abertura da trinca, utilizando-se uma aproximação polinomial de 4º grau de acordo com a Equação 1, o qual necessita de cinco coeficientes de regressão para a sua definição (a, b, c, d, e). (Na Figura 5 está representada a Equação 1, obtida para o exemplo de um corpo de prova da mistura AIBA17).

$$\text{Ciclos de carga} = a \times (af)^4 + b \times (af)^3 + c \times (af)^2 + d \times (af) + e \quad (1)$$

Em que:  $a_f$  é a abertura da trinca (mm);  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $e$ , e são os parâmetros de regressão.

A partir dos valores dos parâmetros obtidos para cada corpo de prova e através da Equação (1), a vida à propagação de trincas foi calculada, admitindo-se uma abertura de trinca máxima 1,0 mm. Os resultados (média) de cada mistura são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resistência à propagação (AUTORES, 2022).

Mistura	Vida (ciclos)	Vida relativa
AIBA15	2,92E+06	122,1
CABC17	7,94E+05	33,2
AIBA17	2,07E+05	8,7
MCONV0	2,40E+04	1,0

De acordo com os resultados (Tabela 2) quanto à resistência à propagação de trincas, pode-se afirmar que as misturas asfálticas com asfalto borracha obtiveram uma vida superior à mistura convencional (MCONV0). A mistura com asfalto borracha comumente utilizada no Brasil (15% de borracha ambiente incorporada no sistema *terminal blend*) e granulometria densa, obteve a maior vida à propagação de trincas (mistura AIBA15). Relativamente, em comparação à mistura convencional, o ganho de resistência quanto à propagação de trincas pode ser até 122 vezes mais elevado. Observa-se que o asfalto base CAP 30/45, com rigidez mais elevada que o CAP 50/70 (da mistura AIBA15), apesar de contribuir para o aumento da resistência à propagação de trincas não obteve o melhor desempenho. Isto pode ser atribuído ao processo de produção do asfalto borracha foi realizada em laboratório e não em uma distribuidora, com uma tecnologia mais avançada, como a disponível no Brasil. Quanto ao tipo e granulometria, tanto a densa quanto à *gap graded* apresentaram resultados satisfatórios. Ainda, é importante destacar que estes são resultados de laboratório, os quais devem ser posteriormente validados em campo.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

O fenômeno da propagação de trincas em reforços de pavimentos flexíveis ainda é considerado um desafio e motivo de preocupação de órgãos rodoviários e pesquisadores.

Neste trabalho, foram apresentados resultados obtidos a partir de ensaios de laboratório com o dispositivo *Reflective Cracking Device* (RCD).

O estudo propôs avaliar a resistência (vida) à propagação de trincas de misturas asfálticas com asfalto modificado com borracha.

Os resultados mostraram que o asfalto borracha produzido no Brasil se mostrou adequado para minimizar a ocorrência de trincas por propagação. A mistura asfáltica confeccionada com esse material obteve a vida à propagação de trincas mais elevada, sendo que, em termos de vida relativa, pode ser 122 vezes superior à uma mistura convencional.

O trabalho foi desenvolvido em laboratório, cujos resultados necessitam de validação em campo e outros tipos de misturas asfálticas com variação de granulometria e asfalto devem ser igualmente testados. No entanto, o tema é relevante, de modo que o desenvolvimento de metodologias de consideração da propagação de trincas em projetos de reabilitação deve ser incentivado.

A partir deste trabalho, espera-se contribuir para a disseminação do conhecimento do fenômeno da propagação de trincas à comunidade rodoviária brasileira.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AI. The Asphalt Handbook, Manual Series n° 4 (MS-4); Asphalt Institute: Lexington, KY, USA, 1989.
- ALFAYEZ, S.A.; SULEIMAN, A.R.; NEHDI, M.L. Recycling tire rubber pavements: State of the art in asphalt. Sustainability, 12, 9076, 1–15, 2020. doi: 10.3390/su12219076.
- ASGHARZADEH, S.M.; SADEGHI, J.; PEIVAST, P.; PEDRAM, M. Fatigue properties of crumb rubber asphalt mixtures used in railways. Construction and Building Materials, 184, 248–257, 2018. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.189>.
- BAEK, J.; AL-QADI, I.L. Finite element method modeling of reflective cracking initiation and propagation: investigation of the effect of steel reinforcement interlayer on retarding reflective cracking in hot-mix asphalt overlay. Transportation Research Record, 1949, 1, 32–42, 2006. <https://doi.org/10.1177/0361198106194900104>.
- CALTRANS. Asphalt Rubber Usage Guide; State of California Department of Transportation (Caltrans), Materials Engineering and Testing Services Office of Flexible Pavement Materials, Sacramento, CA, USA, 2006.
- CHENG, X.; LIU, Y.; REN, W.; HUANG, K. Performance evaluation of asphalt rubber mixture with additives. Materials, 12, 2693, 1–14, 2019. doi:10.3390/ma12081200.
- DNIT. Norma 031/2006 – ES, Pavimentos flexíveis—Especificação de serviço. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), Diretoria de Planejamento e Pesquisa/IPR: Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006a.
- DNIT. Norma 009/2006, Cimentos asfálticos de petróleo—Especificação de material. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), Diretoria de Planejamento e Pesquisa/IPR: Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006b.
- GAJEWSKI, J.; SADOWSKI, Y. Sensitivity analysis of crack propagation in pavement bituminous layered structures using a hybrid system integrating artificial neural networks and finite element method. Computational Materials Science, 82, 114–117, 2014. <http://dx.doi.org/10.1016/j.commatsci.2013.09.025>.
- KLINSKY, L.M.G.; BARDINI, A.S.S.; DE FARIA, V.C. Evaluation of permanent deformation of asphalt rubber using multiple stress creep recovery tests and flow number tests. Transportes, 76–86, 2020. doi:10.14295/transportes.v28i22110.
- MINHOTO, M.J.C. Consideração da temperatura no comportamento à reflexão de fendas dos reforços de Pavimentos rodoviários flexíveis. Tese de doutorado. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2007.
- PAIS, J.C. Consideração da propagação de fendas no dimensionamento de reforços de pavimentos flexíveis. Tese de Doutorado. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 1999.
- PAIS, J.C.; PEREIRA, P.A.A.; SOUSA, J.M.B.; CAPITÃO, S. Evaluation of the load associated cracking in flexible pavements. Proceedings of the 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Lisbon, Portugal, 24–26 June 2002, 2002.
- PARIS, P.C.; ERDOGAN, F. A Critical analysis of crack propagation laws. Transactions of the ASME. Journal of Basic Engineering -T. ASME, 3, 85, 1963.
- SOULIMAN, M.; EIFERT, A. Mechanistic and economical characteristics of asphalt rubber mixtures. Advances in Civil Engineering, 1–6, 2016. <http://dx.doi.org/10.1155/2016/8647801>.
- SOUSA, J.B.; SHATNAWI, S.; COX, J. An approach for investigating reflective fatigue cracking in asphalt-aggregate overlays. Proceedings of the Third International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Maastricht, The Netherlands, 2–4 October 1996, 1996.
- SOUSA, J.B.; PAIS, J.C.; SAIM, R.; WAY, G.; STUBSTAD, R.N. Development of a mechanistic empirical based overlay design method for reflective cracking. Road Materials and Pavement Design, 6, 339–363, 2002. <https://doi.org/10.1080/14680629.2005.9690011>.
- TREVINO, M.; DOSSEY, T.; McCULLOUGH, F.B.; YILDIRIM Y. Applicability of asphalt concrete overlays on continuously reinforced concrete pavements. Report No. FHWA/TX-05/0-4398 1. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Texas Department of Transportation. Austin, Texas, USA, 2003.
- VON QUINTUS, L.H.; MALLELA, J.; LYTTON, L.R. Techniques for mitigation of reflective cracks. Proceedings of the FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference, Atlantic City New Jersey, USA, 20–22 April 2010, Ed. U.S. Federal Aviation Administration (FAA), Washington, D.C., USA, 2010.
- WILLIAMS, C.R.; CHEN, C.; BUSS, A. reflective crack mitigation guide for flexible pavements. Report No. IHRB Project TR-641. Iowa Highway Research Board, Iowa Department of Transportation, Ames, Iowa, USA, 2015.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### AValiação dos Parâmetros de Dosagem de Misturas Asfálticas do Tipo Grave-Bitume

*RUAN MARCOS XAVIER<sup>1</sup>; BRENO SALGADO BARRA<sup>2</sup>; YADER ALFONSO GUERRERO PÉREZ<sup>3</sup>; ALEXANDRE MIKOWSKI<sup>4</sup>; THIAGO PERSIKE<sup>5</sup>; FELIPE EVALDT<sup>6</sup>*

#### RESUMO

O objetivo deste trabalho é definir os parâmetros de dosagem de misturas asfálticas do tipo Grave-Bitume (GB) para aplicação como camada de ligação em estruturas de pavimento. Para tanto, foi considerada a metodologia Marshall, homologada oficialmente no Brasil pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). A curva granulométrica utilizada foi adaptada de um projeto executado em obra pública na cidade de Dakar, Senegal, concebida pelo método racional, a partir das equações de Fuller-Talbot. A graduação granulométrica é de 0/20 mm e a rocha matriz é procedente de maciço gnáissico pertencente à jazida situada na região metropolitana de Joinville/SC. O ligante betuminoso de base utilizado foi o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) 50/70, modificado com 4,0% do polímero elastomérico Estireno-Butadieno-Estireno (SBS), constituindo a matriz denominada Poliflex 60/85-E, disponibilizada por distribuidor oriundo de Curitiba/PR. Os parâmetros físicos e mecânicos das misturas asfálticas foram estudados a partir de seis dosagens distintas do teor de ligante, a saber: 3,90%, 4,22%, 4,54%, 4,86%, 5,18% e 5,50%, compreendendo uma amostragem total de 30 corpos de prova. De forma complementar, 72 corpos de prova foram produzidos para analisar a resistência à ação deletéria da água no ensaio de Duriez. Os resultados obtidos apontam que as dosagens de 4,22% e 4,54% são as que melhor se enquadram nos indicadores referentes aos parâmetros normativos da metodologia Marshall. Entretanto, entre as duas dosagens mencionadas, tem-se que o teor de 4,54% apresentou maior resistência à ruptura por tração indireta e estabilidade mecânica, além dos demais parâmetros de dosagem estarem aceitáveis para aplicação como camada de ligação em estruturas de pavimento, em que pese as limitações técnicas da metodologia adotada no país. Ainda, as formulações testadas apresentaram, em geral, forte resistência mecânica à ação deletéria da água, com percentuais máximos de 5,0% referentes à perda da resistência mecânica.

**PALAVRAS-CHAVE:** camada de ligação, grave-bitume, ligante betuminoso, misturas asfálticas.

#### ABSTRACT

The main aim of this research is to define the dosage parameters for asphalt mixes so-called Grave-Bitume (GB), intending to be applied as binder layers in pavement structures. For achieving this goal, Marshall methodology was considered, due to be officially homologated in Brazil by Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). The aggregate gradation used was adapted from a public paving work carried out at Dakar, Senegal, conceived by the equations of Fuller-Talbot's rational method. The aggregate gradation is 0/20 mm formed by gneissic massive rock samples from a quarry located in the metropolitan region of Joinville/SC. The base asphalt binder was that classified as 50/70, but modified with 4,0% of elastomeric polymer so-called Styrene-Butadiene-Styrene (SBS), constituting the bituminous matrix named Poliflex 60/85-E, supplied by a distributor from Curitiba/PR. The physical and mechanical parameters were determined from six distinct asphalt binder dosages, such as: 3,90%, 4,22%, 4,54%, 4,86%, 5,18% e 5,50%, comprising a total sampling of 30 specimens. In addition, 72 specimens were produced to evaluate the resistance to action of water after carrying out Duriez tests. The results obtained indicate dosages of 4,22% and 4,54% as those with better suitability to the standardized parameters established by Marshall method. However, among them, that of 4,54% presented greater tensile strength resistance and mechanical stability, besides the other parameters being acceptable for application as binder layer in pavement structures, even taking into account the technical limitations of the methodology adopted in Brazil. Furthermore, the formulations tested presented, in general, strong mechanical resistance with regards to action of water, with maximum percent losses of 5,0%.

**KEY WORDS:** binder layer, grave-bitume, asphalt binder, asphalt mixes.

<sup>1-6</sup>Afiliação: Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Rua Dona Francisca, nº 8300; Distrito Industrial Norte, CEP: 89.219-600; Joinville, SC; e-mail: ruanmx97@gmail.com, breno.barra@ufsc.br, yagcivil@gmail.com, alexandre.mikowski@ufsc.br, thiago@grupoprecisaosc.com.br, felipe\_pereira\_evaldt@hotmail.com.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

De acordo com o Ministério da Infraestrutura (MINFRA, 2018), o modal rodoviário é o mais utilizado no Brasil, tanto para movimentação de cargas como de circulação de bens, serviços e passageiros. Neste contexto, Andrade (2018) aponta que pelo menos metade da malha rodoviária pavimentada no país está estruturalmente comprometida, em função de cargas excessivas aplicadas por eixo, formulações de misturas asfálticas inadequadas, falta de manutenção e falhas de projeto.

A flexibilidade do modal rodoviário, aliada ao incentivo histórico das políticas públicas nacionais desde a década dos anos 50 por sua utilização majoritária, explica a dependência do país por este tipo de transporte (BALLOU, 2008). Logo, tem-se que o Brasil precisa de investimentos contínuos e de qualidade em obras de infraestrutura rodoviária, baseados em projetos formulados com critérios técnicos e científicos capazes de assegurar, aos usuários das estruturas de pavimento, conforto, segurança e economia com a manutenção dos veículos, e ainda, com interferência mínima do poder público referente à manutenção durante o período de vida útil de projeto.

Partindo da premissa que as estruturas de pavimento no Brasil devem dispor de misturas asfálticas adequadas aos parâmetros de dosagem preconizados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), é importante que o produto final da composição desses materiais atenda às condições mínimas preconizadas pelas instruções normativas.

Todavia, misturas asfálticas produzidas com curvas granulométricas mal projetadas ou aglutinadas com ligantes betuminosos que apresentam comportamento mecânico inadequado, se mostram com elevado potencial para desenvolver problemas estruturais, apresentando deformações excessivas e fadiga precoce, diminuindo consideravelmente a vida útil do pavimento (De La ROCHE, 1996).

Para se ter noção de problemas técnicos relacionados a um processo racional para formulação de misturas asfálticas no Brasil, a especificação de serviço DNIT-ES 031 (2006) imputa a elaboração de curvas granulométricas com base no enquadramento em faixas limítrofes. Para tanto, utiliza-se uma dinâmica de composição percentual das frações por tentativa e erro, até que uma dada condição se ajuste às referidas faixas definidas pelo órgão. Porém, este conceito além de empírico, também é impreciso, permitindo a aceitação de curvas granulométricas diversificadas dentro dos mesmos limites estabelecidos. Como consequência, resulta na produção de misturas asfálticas que apresentam comportamentos distintos e, muitas vezes, gerando resultados insatisfatórios (BARRA, 2005; MOMM, 1998).

A fim de se obter composições granulométricas controladas e com características conhecidas, há a possibilidade da utilização do método racional de Füller-Talbot. Nesse método é possível calcular, de maneira precisa, a quantidade de materiais utilizada em cada fração, considerando o diâmetro máximo da composição granulométrica e da percentagem passante na peneira de menor abertura da série escolhida (LONDERO et al., 2017).

Com o intuito de contribuir à concepção de estruturas de pavimento que possuam desempenhos mecânicos capazes de suportar as cargas solicitantes do tráfego durante o período de projeto, e que também possam resultar no viés econômico quanto ao uso de baixos teores de ligante betuminoso, este trabalho avalia os parâmetros de dosagem de misturas asfálticas do tipo Grave-Bitume (GB), utilizando o método de Füller-Talbot, para aplicação em camadas de ligação, também denominadas *binder*. O contexto de análise compreende a metodologia Marshall (DNER-ME 043, 1995), oficialmente homologada no Brasil pelo DNIT. Adicionalmente, a determinação da resistência à ação deletéria da água é procedida no ensaio de Duriez (AFNOR NF EN 12697-12, 2018), preconizado pela metodologia francesa.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Materiais

O material pétreo foi coletado de pedreira localizada na região metropolitana da cidade de Joinville/SC, com maciço rochoso de origem gnáissica. Os resultados dos procedimentos de caracterização são apresentados na Tabela 1, a partir de pesquisa previamente executada por Fagundes (2020), que utilizou frações granulares provenientes do mesmo lote aportado para este trabalho.

Tabela 1. Caracterização do material pétreo (FAGUNDES, 2020).

Ensaio	Norma	Resultado	Limite
Desgaste por abrasão Los Angeles	DNER-ME 035/98 e DNER-ME 37/97	17,50%	≤ 50%
Índice de Forma	ABNT NBR 7809/2006	0,6	≥ 0,5
Resistência ao ataque químico (Durabilidade)	DNER-ME 089/94 e DNER-ME 37/97	5,30%	≤ 12%
Adesividade ao agregado graúdo	DNER-ME 78/94	Má	-
Equivalência de areia	DNER-ME 54/97	78%	-
Teor de material pulverulento	DNER-ME 266/97 e DNER-ME 37/97	0,4	≤ 1,0%
Absorção	ABNT NBR 7211/2009	0,50%	-
Massa específica real	ABNT NBR NM 53/2009	2,67 g/cm <sup>3</sup>	-

A adesividade do material granular foi atestada como má, devido a predominância de Dióxido de Silício ( $\text{Si}^4\text{O}_2^{-2}$ ) na composição da rocha gnáissica utilizada, acarretando uma matriz fortemente eletronegativa (CLARA, 2020). Assim, é importante esclarecer que nesta pesquisa foram incorporados 2,0% de cal hidratada CH-1 calcítica na curva granulométrica das misturas asfálticas, em substituição à parte do percentual passante na peneira de 0,075 mm, a fim de corrigir o problema referente à adesividade entre os materiais. O percentual de CH-1 utilizado foi baseado no projeto de origem considerado (IFSTTAR, 2012) para a adaptação da curva granulométrica, a qual será apresentada mais adiante.

O ligante betuminoso de base utilizado foi classificado por penetração como 50/70, em sua forma pura, porém, sofreu modificação com a inserção de 4,0% da matriz polimérica Estireno-Butadieno-Estireno (SBS), constituindo o produto POLIFLEX 60/85 E, distribuído por empresa com sede em Curitiba/PR. A Tabela 2 apresenta os resultados da caracterização do material.

Tabela 2. Caracterização do ligante betuminoso POLIFLEX 60/85 E (CBB ASFALTOS, 2021).

Características	Unidade	Método de Ensaio	Resultados	Limites	
				Mínimo	Máximo
Ponto de Amolecimento	°C	NBR 6560	65,4	55	-
Penetração, 100g, 5 s, 25°C, 0,1mm	0,1 mm	NBR 6576	40	45	70
Recuperação Elástica, 20cm, 25°C	%	NBR 15086	90	75	-
135°C spindle 21 20 rpm	cP		1605	-	3000
150°C spindle 21 50 rpm	cP	NBR 15184	873	-	2000
177°C spindle 21 100 rpm	cP		312	-	1000
Separação de Fase	Δ P.A. (°C)	NBR 15166	1,2	-	5
Massa Específica Real	g/cm <sup>3</sup>	NBR 6296	1,014	-	-

## Métodos

### Definição das curvas granulométricas

As curvas granulométricas foram calculadas utilizando o método racional, com o uso das Equações 1 e 2 de Fuller-Talbot.

$$\%p = a \left( \frac{d}{D} \right)^n \quad (1)$$

onde:

%p: porcentagem em peso que passa na peneira de abertura d;

a: constante, tomada igual a 100;

d: abertura da peneira, em mm;

D: tamanho máximo, abertura da peneira que passa 100%, em mm;

n: expoente de graduação da curva granulométrica, obtido pela Equação (2).

$$n = \frac{\log(\%p_{200}) - \log(100)}{\log\left(\frac{d}{D}\right)} \quad (2)$$

onde:

n: expoente indicador de graduação da curva granulométrica;

%p<sub>200</sub>: porcentagem de material passante na peneira de nº 200;

d: abertura da peneira de menor diâmetro da série utilizada;

D: tamanho máximo, abertura da peneira que passa 100%, em mm.

O método racional utiliza diâmetros bem definidos para a composição da curva granulométrica, ou seja, individualizados peneira por peneira, não dispondo de frações comerciais heterogêneas. Por estas razões, dispensa o uso de enquadramento em faixas limítrofes como é procedido no método por tentativa largamente utilizado no Brasil, conduzindo a um forte empirismo e ausência de controle preciso da distribuição granulométrica de cada fração (SIROMA, 2018).

A curva granulométrica utilizada neste trabalho foi adaptada de uma obra pública realizada na cidade de Dakar, no Senegal, considerando a disponibilidade das aberturas de peneiras comercializadas no Brasil.

A Figura 1 ilustra as curvas de referência e proposta, em que os pontos de controle das proporções fracionárias indicados pela metodologia francesa para misturas do tipo Grave-Bitume (GB) (MANUEL LPC, 2007), estão indicados pelos pontos em cor preta.

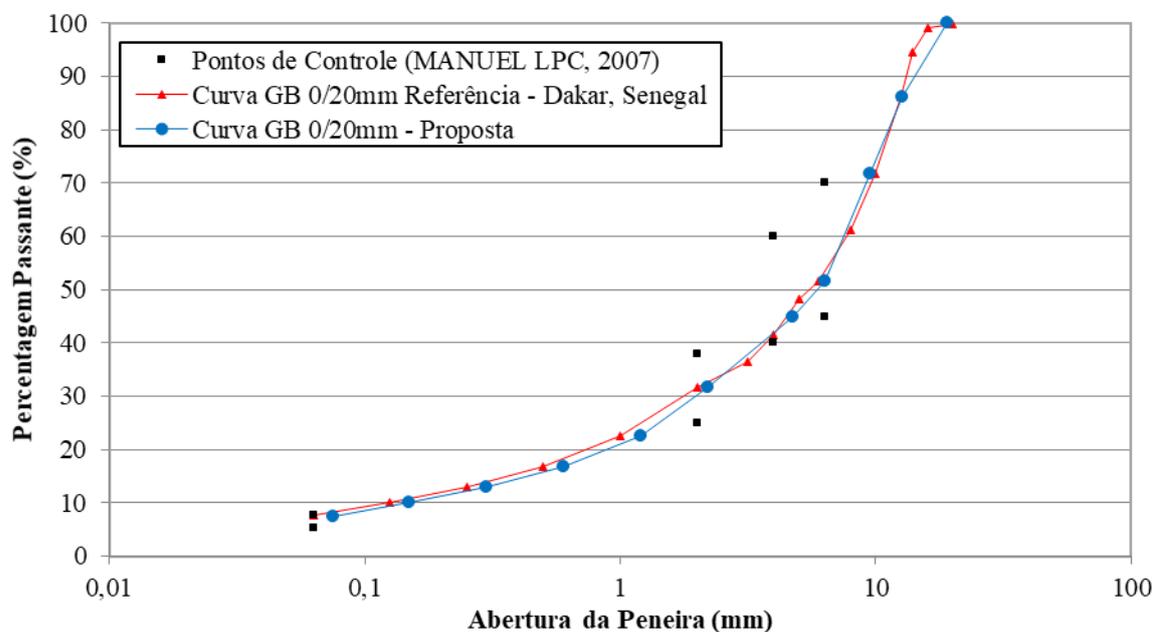


Figura 1. Curvas granulométricas de referência e proposta.

Observando a Figura 1, tem-se que o diâmetro máximo adotado é de 19,1 mm, em que passa 100% das frações granulares. O percentual passante na peneira de 0,075 mm é de 7,5%, estando consoante à curva de referência. Com base nestas informações, depreende-se a partir da Equação 2 um expoente de graduação 'n' de 0,47, considerada uma curva densa pelos critérios do DNIT (2006), devido encontrar-se no intervalo  $0,35 < n < 0,55$ .

### Procedimentos Laboratoriais

Para determinar a dosagem de ligante betuminoso em cada uma das misturas asfálticas formuladas, foi aplicada a metodologia Marshall (DNER-ME 043, 1995), em razão de ser o procedimento oficial adotado no Brasil pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Neste contexto, tem-se que 5 amostras foram moldadas para cada teor de ligante considerado, a saber: 3,90%, 4,22%, 4,54%, 4,86%, 5,18% e 5,50%.

A partir da amostragem de corpos de prova moldados, foram determinadas também as massas volumétricas reais das misturas asfálticas (MVR), a partir do procedimento à vácuo (DNIT-ME 427, 2020), que conjuntamente às medidas volumétricas diretas nos corpos de prova, permitiu aferir as massas específicas aparentes, e conseqüentemente, o teor de vazios para cada unidade amostral. Ato contínuo, foram analisados todos os parâmetros de dosagem indicados pela metodologia Marshall, a saber: massa específica aparente (MEA), estabilidade, fluência, teor de vazios (%V) relação betume-vazios (%RBV) e vazios do agregado mineral (%VAM).

Uma vez verificadas quais formulações possuíam viabilidade de aplicação pelo atendimento normativo dos limites normativos aplicados aos parâmetros físicos, bem como pela análise global do comportamento mecânico quanto à resistência à ruptura e o deslocamento, foram submetidos 5

corpos de prova por teor de ligante selecionado ao ensaio de resistência à tração indireta (DNIT-ME 136, 2018), com o intuito de balizar a escolha da melhor dosagem de trabalho entre as testadas.

De forma complementar, foi procedida uma análise referente à resistência das formulações à ação deletéria da água, a partir do ensaio Duriez a 18°C, preconizado pela metodologia francesa (AFNOR NF EN 12697-12, 2018), em que foram moldados a duplo pistão 12 corpos de prova por teor de ligante, totalizando 72 unidades. O procedimento de ensaio consiste em saturar metade da série amostral, em cada caso, à pressão de vácuo com 350,0 mmHg por 2 horas e, posteriormente conduzi-la a um recipiente com água para imersão por 7 dias consecutivos, em ambiente com temperatura controlada a 18°C. A outra metade dos corpos de prova é mantida em uma câmara com umidade controlada em 50% ± 10% pelos mesmos 7 dias a 18°C.

A resistência à ação deletéria da água é determinada a partir do procedimento de ruptura à compressão simples dos corpos de prova condicionados em água (r) e não condicionados (R), em que a relação r/R mínima a ser atingida para misturas do tipo Grave-Bitume (GB) deve ser  $\geq 0,70$  (MANUEL LPC, 2007).

A Figura 2 ilustra uma visão geral dos ensaios realizados na campanha experimental.

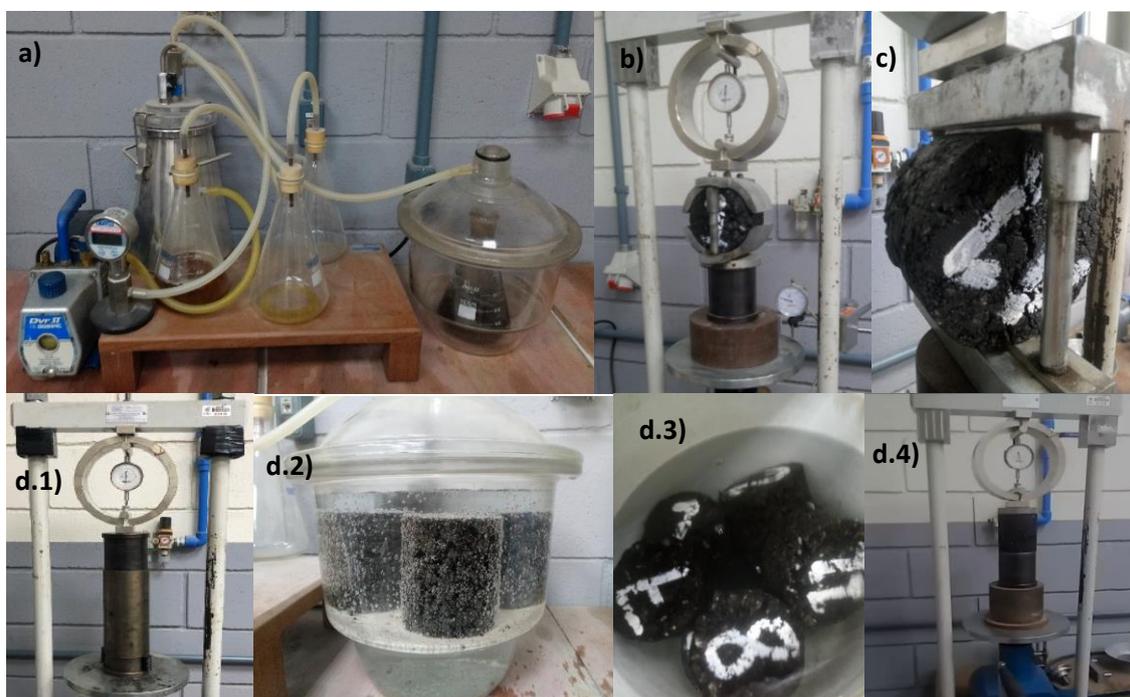


Figura 2. Visão geral dos ensaios realizados durante a campanha experimental: (a) determinação da MVR à vácuo, (b) Marshall, (c) tração indireta e, (d.1 a d.4) Duriez a 18°C.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 3 apresenta os resultados médios de duas determinações da MVR para cada formulação testada, bem como a Figura 3 ilustra os resultados obtidos em relação aos parâmetros de dosagem considerados pela metodologia Marshall, tomando em conta os valores limítrofes de referência para misturas asfálticas aplicadas como camada de ligação, indicados por linhas vermelhas, conforme preconiza a especificação de serviço DNIT-ES 031 (2006).

Tabela 3. Resultados da MVR.

Teor de ligante (%)	Média (g)
3,90	2,592
4,22	2,573
4,54	2,554
4,86	2,543
5,18	2,535
5,50	2,515

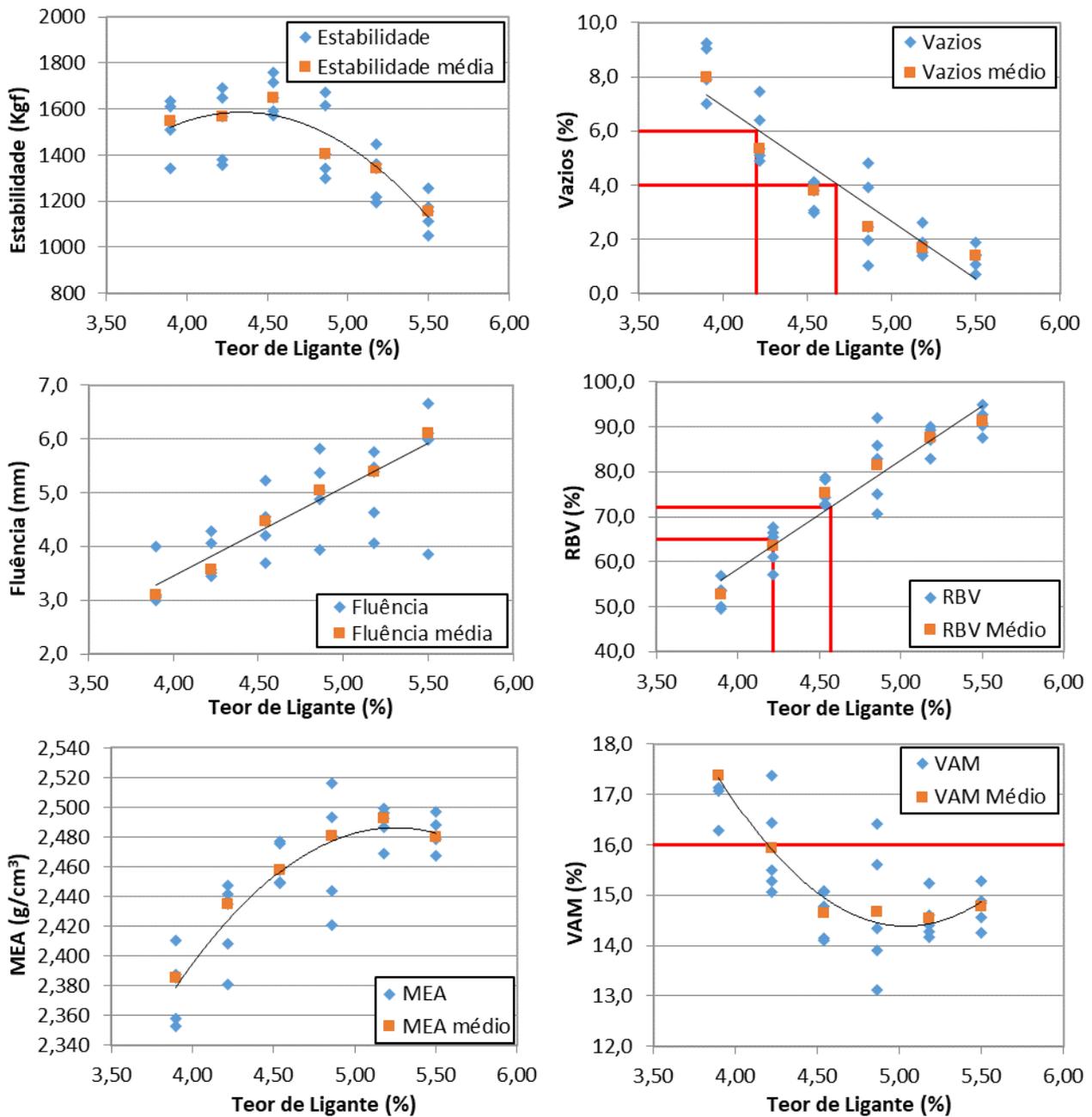


Figura 3. Parâmetros de dosagem da metodologia Marshall das misturas asfálticas testadas.

Observando os dados da Tabela 3, é notório que o acréscimo gradual de teor ligante na curva granulométrica tende a apresentar uma diminuição progressiva do valor de MVR, devido à substituição crescente de material granular por ligante betuminoso, que possui baixo valor de massa volumétrica real ( $1,014 \text{ g/cm}^3$ ; Tabela 2) se comparado à escala do mesmo parâmetro para as frações pétreas ( $2,67 \text{ g/cm}^3$ ; Tabela 1).

Quanto aos resultados obtidos no ensaio Marshall, verifica-se que todos os valores de estabilidade superam o limite mínimo exigido pelo DNIT de 500 kgf para camadas de ligação (Tabela 4). A fluência ocorreu em escala não elevada de forma geral, com deslocamentos apresentando menos que 5,0 mm na maior parte das dosagens.

Tabela 4. Valores limítrofes especificados para camadas de ligação (DNIT-ES 031, 2006).

Teor de Ligante (%)	Parâmetro Normativo
Estabilidade (kgf)	500,0
MEA ( $\text{g/cm}^3$ )	-
Vazios (%)	4,00 a 6,00
RBV (%)	65,00 a 72,00
Fluência (mm)	-

Esta combinação pode ser explicada devido à curva granulométrica formulada pelo método racional de Fuller-Talbot ter resultado em uma distribuição de frações finas não predominantes, em relação às de maior dimensão, proporcionando um equilíbrio adequado entre a necessidade de suportar carregamento e o preenchimento gradual dos vazios para a formação do intertravamento granular.

Corroborando também ao já mencionado equilíbrio entre as frações finas e graúdas, a verificação de menores consumos de ligante betuminoso indicados para dosagens de trabalho (4,22% e 4,54%), a partir dos limites normativos que compreendem os parâmetros de teor de vazios (%V) e relação betume-vazios (%RBV) na Figura 3.

Tais dosagens são consideradas baixas, se comparadas aos arranjos granulométricos relacionados às curvas densas tradicionais formuladas pelo método da tentativa, com o uso de faixas, conforme preconiza a especificação de serviço DNIT-ES 031 (2006), alcançando patamares mínimos de 5,00% a 5,50%, conforme verificações já observadas em diversos trabalhos (ANDRADE, 2018; BÚRIGO, 2015; BARRA, 2005; MOMM, 1998).

Em relação ao VAM apresentar resultados inferiores ao mínimo normativo de 16% para um diâmetro nominal máximo de 12,7 mm (Figura 1), é justificado pelo fato de ser um parâmetro não adequado para a descrição do comportamento de misturas asfálticas concebidas a partir da variação de arranjos granulométricos formulados por métodos teóricos, compostos por frações oriundas de peneiramento individual, pois acarretam em uma densificação muito efetiva dos grãos e com pouco espaço para a alocação de ligante betuminoso.

A constatação descrita tanto é pertinente, que encontra supedâneo até mesmo na própria especificação de serviço DNIT-ES 031 (2006), em seu item 5.2, alínea c, em que faculta o uso do VAM como variável a ser utilizada na escolha do teor de serviço. Ainda assim, o VAM gera impacto no cálculo do RBV, devido utilizar este parâmetro para a sua determinação.

Portanto, a partir da análise dos resultados apresentados na Figura 3, pôde-se verificar dois potenciais teores de trabalho de ligante betuminoso, que se encontram em melhor conformidade com os limites normativos especificados para camadas de ligação (Tabela 4), a saber: 4,22% e 4,54%. Os valores médios dos parâmetros físicos e mecânicos dos respectivos teores são apresentados de forma resumida na Tabela 5.

Tabela 5. Valores médios dos resultados obtidos no ensaio Marshall.

Teor de Ligante (%)	4,22	4,54
Estabilidade (kgf)	1567,7	1650,0
MEA (g/cm <sup>3</sup> )	2,435	2,457
Vazios (%)	5,36	3,80
RBV (%)	63,52	75,0
Fluência (mm)	3,56	4,50

Diante da possibilidade de duas dosagens terem potencial para escolha como teor de trabalho, foram executados ensaios de tração indireta, com a finalidade de se complementar as análises dos indicadores fornecidos pelo ensaio Marshall, e auxiliar na determinação da melhor alternativa entre as indicadas para escolha definitiva. A Figura 4 ilustra os resultados obtidos.

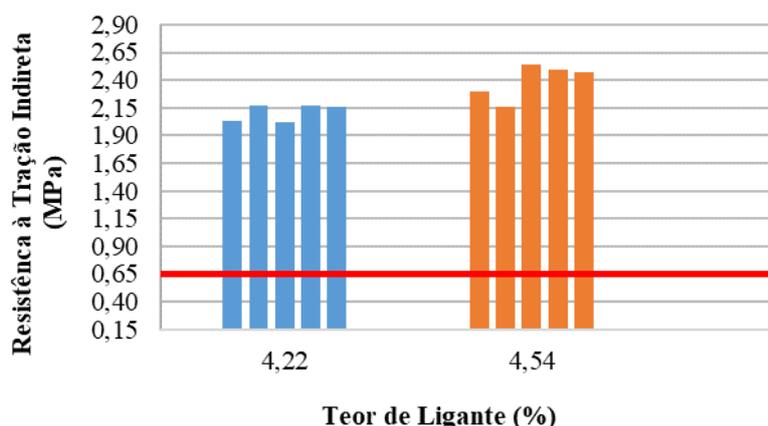


Figura 4. Resultados dos ensaios de tração indireta para os teores de ligante 4,22% e 4,54%.

Observando a Figura 4, tem-se que todos os resultados obtidos são superiores ao mínimo exigido de 0,65 MPa pela norma DNIT-ES 031 (2006). Dessa forma, pode-se inferir que os resultados encontrados para o teor de 4,54% são maiores quando comparados aos de 4,22%. Portanto, com base nos critérios adotados neste trabalho, o teor de ligante betuminoso de 4,54% foi o escolhido como o de trabalho, em razão de ter alcançado melhores resultados na avaliação paramétrica global. Prosseguindo às avaliações das formulações de misturas asfálticas do tipo Grave-Bitume (GB), tem-se que a Figura 5 ilustra os resultados obtidos quanto à resistência à ação deletéria da água no ensaio de Duriez a 18°C, preconizado pela metodologia francesa, considerando o valor médio das relações entre os corpos de prova condicionados (r) e não condicionados (R), em cada caso.

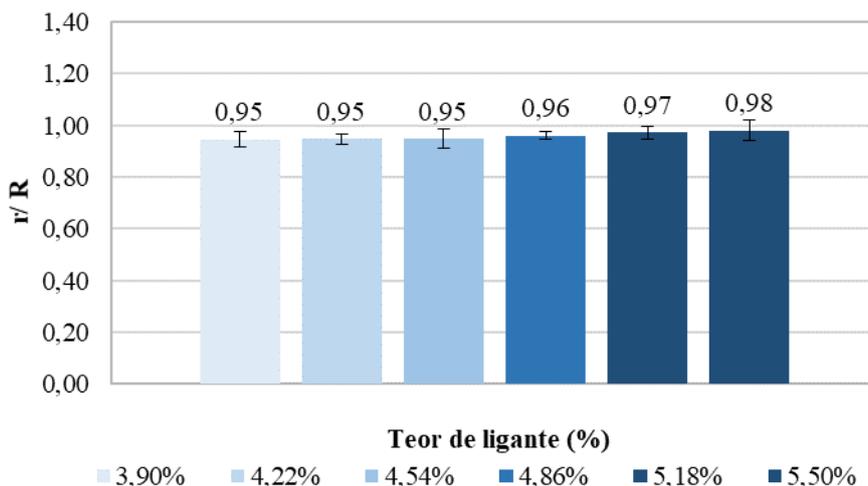


Figura 6. Valores médios da relação de resistência condicionada (r) e não condicionada (R) no ensaio de Duriez.

Analisando os resultados obtidos, tem-se que todas as formulações obtiveram resultados satisfatórios, apresentando média bem superior ao mínimo aceito pela norma francesa de 0,70 para misturas asfálticas do tipo Grave-Bitume.

Cabe ressaltar que a adição da cal hidratada CH-1 calcítica no arranjo granulométrico exerceu função primordial neste quesito, devido apresentar carga eletropositiva, formando um dipolo quando combinado às cargas eletronegativas do ligante betuminoso e do material pétreo de gnaíse. Essa combinação acarreta no melhoramento da adesividade entre o ligante betuminoso e as frações granulares, dificultando a entrada de água na interface do conjunto granular-ligante.

Além disso, a interação entre as frações naftênicas do ligante betuminoso com o óxido de Cálcio da CH-1 formam um composto químico denominado Naftanato de Cálcio, um tipo de sal insolúvel à presença da água, estabelecendo uma ‘blindagem’ ao conjunto granular-ligante (SANTANA, 1992).

## CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos, pode-se concluir que as características físicas e mecânicas das dosagens de trabalho indicadas pela campanha experimental executada com as formulações propostas de misturas asfálticas do tipo Grave-Bitume (GB), apresentaram boa conformação aos parâmetros normativos brasileiros para utilização em camadas de ligação (*binder*). Logo, dispõem de viabilidade técnica para uso em estruturas de pavimento no Brasil.

A formulação do arranjo granulométrico elaborada pelo método racional de Füller-Talbot, permitiu controlar com precisão a distribuição dos diâmetros das frações granulares utilizados nas misturas asfálticas, atendendo aos propósitos de resistência ao carregamento e preenchimento gradual dos vazios formados pelos diâmetros maiores, fatores que acarretaram diretamente em elevados valores de estabilidade e de tração indireta para os teores potenciais de trabalho, além de baixa fluência, teor de vazios enquadrado nos limites normativos e baixo consumo de ligante betuminoso.

A adição de 2,0% de cal hidratada CH-1 calcítica no arranjo granulométrico contribuiu para a formação de um dipolo que proporcionou afinidade elétrica entre os componentes das formulações, permitindo uma forte resistência à ação deletéria da água no ensaio de Duriez, bem acima do limite mínimo previsto em norma.

## REFERÊNCIAS

- AFNOR NF EN 12697-12 (2018), Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai - Partie 12: Détermination de la sensibilité à l'eau des éprouvettes bitumineuses. Association Française de Normalisation. Paris, França.
- ANDRADE, V. D. (2018), Influência da formulação de esqueletos minerais na deformação permanente de misturas de concreto asfáltico densas. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 167 p. Joinville, SC.
- BALLOU, R. H. (2008), Logística empresarial: transportes de materiais e distribuição física. Tradução Hugo T. Y. Yoshizaki. Ed. Atlas, 20ª reimpressão. São Paulo, SP.
- BARRA, B. S. (2005), Avaliação do desempenho mecânico de misturas asfálticas densas utilizando materiais do estado do Pará com emprego de pó calcário. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 202 p. Florianópolis, SC.
- CBB ASFALTOS (2021). Laudo técnico de ensaios: ligante POLIFLEX 60/85 E. Curitiba, PR.
- MINFRA (2018), Anuário Estatístico de Segurança Rodoviária: 2010-2017. Ministério da Infraestrutura. Brasília, DF. 53 p. Disponível em <http://www.infraestrutura.gov.br>. Acesso em fevereiro de 2022.
- BÜRIGO, A. S. (2015), Influência da formulação de esqueletos minerais no comportamento mecânico de misturas de concreto asfáltico. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville (CTJ), Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 60 p. Joinville, SC.
- CLARA, E. (2020), Avaliação de misturas asfálticas densas com a incorporação de cinza de carvão mineral. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 164 p. Joinville, SC.
- De La ROCHE, C. (1996), Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux. Thèse de Docteur. École Central de Paris.
- DNER-ME 043 (1995), Misturas Betuminosas a quente - Ensaio Marshall. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DNIT (2006), Manual de Pavimentação. Publicação IPR-719. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 274 p.
- DNIT-ES 031 (2006), Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfáltico – Especificação de Serviço. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DNIT-ME 136 (2018), Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DNIT-ME 427 (2020), Pavimentação – Misturas asfálticas – Determinação da densidade relativa máxima medida e da massa específica máxima medida em amostras não compactadas. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- FAGUNDES, P. M. (2020), Avaliação do Comportamento Funcional de Misturas Asfálticas do Tipo BBDr e BBTM. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 136 p. Joinville, SC.
- IFSTTAR (2012), Courbe granulométrique GB 0/14 Sénégal. Expertise Sénégal Prestation 559. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux. Paris, France.
- LONDERO, C.; LENZ, L. A.; SANTOS, Í. M. R. DOS; KLEIN, N. S. (2017), Determination of the particle packing of granular systems composed with the Brazilian standard sand from IPT: comparison between models for particle size distribution optimization and random compositions. *Cerâmica*, vol. 63, pp. 22-33. DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/0366-69132017633652018>.
- MANUEL LPC (2007), Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés. Groupe de Travail RST "Formulation des enrobés". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 199 p. Paris, France.
- MOMM, L. (1998), Estudo dos Efeitos da Granulometria Sobre a Macrot textura Superficial do Concreto Asfáltico e Seu Comportamento Mecânico. Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo, SP.
- SANTANA, H. (1992), Manual de Pré-Misturado a Frio. Instituto Brasileiro do Petróleo (IBP). 1ª Edição, 298 p. Rio de Janeiro, RJ.
- SIROMA, R. S. (2018), Avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas densas formuladas com areia descartada de fundição (ADF). Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 196 p. Joinville, SC.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### Técnico Científico

Bento Gonçalves, Rio Grande do Sul - 09 a 12 de agosto de 2022

#### Avaliação da resistência ao envelhecimento de ligantes asfálticos

*Luciana N. Dantas<sup>1</sup>; Leni F. M. Leite<sup>2</sup>; Patrícia H. Osmari<sup>2</sup>; Francisco T. S. Aragão<sup>2</sup>*

#### RESUMO

O envelhecimento precoce dos materiais asfálticos pode causar danos irreversíveis ao revestimento de pavimentos e reduzir sua vida útil. Por isso, existem vários estudos para a previsão da resistência ao envelhecimento, tanto do ligante quanto de misturas asfálticas, que visam identificar e minimizar os efeitos decorrentes deste processo. O envelhecimento de curto prazo do ligante é evidenciado pelo seu enrijecimento devido aos fenômenos de volatilização e oxidação que ocorrem na usinagem e na aplicação da mistura asfáltica no pavimento. Tem-se ainda a oxidação durante a vida de serviço do pavimento, sob condições de temperatura inferiores às da usinagem, mas sob ação de radiação ultravioleta, denominada envelhecimento de longo prazo. Desde 1903, são propostos ensaios para simular estes fenômenos, sendo que alguns destes fazem parte de especificações técnicas, tanto de ligantes como de misturas. Este trabalho apresenta uma revisão bibliográfica dos principais métodos de ensaios desenvolvidos para simular o efeito do envelhecimento sobre ligantes asfálticos, principalmente simulações de envelhecimento de longo prazo. Nas últimas décadas, novos ensaios foram propostos, entre eles, ensaios empregando radiação ultravioleta, a estufa RTFOT e o vaso de pressão PAV com maiores tempos de envelhecimento. Além disso, parâmetros de envelhecimento com limites relacionados a trincamento também foram desenvolvidos e validados a partir de correlações com o campo. Alguns destes parâmetros reológicos foram estimados após vários tipos de envelhecimento de longo prazo, como forma de comparar os ensaios de simulação.

**PALAVRAS-CHAVE:** ligantes asfálticos, reologia, caracterização do envelhecimento, desempenho

#### ABSTRACT

The premature aging of asphaltic materials can cause irreversible damage to the pavement surface layer and reduce its service life. Therefore, there are several studies to predict the aging resistance, both of binder and of asphalt mixtures, that aim at identifying and minimizing the effects resulting from this process. The short-term aging of the binder is evidenced by its stiffening due to the phenomena of volatilization and oxidation that occur in the mixing process and on the application of the asphalt mixture. There is also the long-term oxidation during the pavement service life, which occurs for temperature conditions lower than those of the mixing process, but under the action of ultraviolet radiation. Since 1903, tests have been proposed to simulate these phenomena, some of which are part of technical specifications, both for binders and mixtures. This work presents a literature review of the main test methods developed to simulate the aging effect on asphalt binders, mainly long-term aging simulations. In recent decades, new tests have been proposed, including those using ultraviolet radiation, the RTFOT oven and the PAV pressure vessel with longer aging times. In addition, aging parameters with limits related to cracking were also developed and validated considering correlations



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



with field results. Some of these rheological parameters were estimated after various types of long-term aging, as a way of comparing simulation tests.

**KEY WORDS:** asphalt binders, rheology, aging characterization, performance

<sup>1</sup> Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, [luciana.nogueira@dnit.gov.br](mailto:luciana.nogueira@dnit.gov.br)

<sup>2</sup> Universidade Federal do Rio de Janeiro, [lenimathias@coc.ufrj.br](mailto:lenimathias@coc.ufrj.br), [patriciaosmari@gmail.com](mailto:patriciaosmari@gmail.com)  
e [fthiago@coc.ufrj.br](mailto:fthiago@coc.ufrj.br)

## 1. INTRODUÇÃO

O envelhecimento de um ligante está diretamente relacionado com o processo de enrijecimento que o material sofre durante as etapas de estocagem, usinagem, aplicação e vida útil. O envelhecimento é o responsável pela alteração de suas características físicas, químicas e reológicas, que causam um aumento de sua consistência (Tonial, 2001). Evidencia-se que no preparo da mistura asfáltica e ao longo de sua vida de serviço, em virtude da diversidade de agressões sofridas, o cimento asfáltico sofre mudanças significativas na sua estrutura química (Faxina et al., 2004). As consequências sobre suas propriedades físicas são diretas, fazendo com que apresentem um comportamento distinto daquele esperado do cimento asfáltico de petróleo (CAP) puro produzido na refinaria.

Devido a esse processo de envelhecimento, entende-se que a mistura asfáltica em serviço não terá o desempenho previsto ao longo de sua vida útil correspondente ao analisado em laboratório por ocasião do desenvolvimento do projeto da mistura (traço), desempenho este avaliado por meio de ensaios de previsão de desempenho em campo, incluindo fadiga, módulo resiliente, resistência à tração e outros (Bell, 1989).

Por ser um fenômeno de muita importância, cujos efeitos influenciam diretamente o desempenho dos pavimentos, desde 1903, pesquisadores vêm estudando e tentando desenvolver métodos que simulem os efeitos do envelhecimento em laboratório e permitam a previsão dos seus efeitos durante a usinagem e ao longo da vida de serviço (Dow, 1903). Dow (1903) submeteu uma amostra de mistura asfáltica a uma temperatura de 149°C durante 30 minutos e avaliou no asfalto recuperado as mudanças nos valores de penetração. Era o início dos estudos para se tentar entender o fenômeno do envelhecimento dos ligantes asfálticos. A partir daí muitos outros pesquisadores desenvolveram ensaios em ligantes para simulação dos fenômenos de volatilização, oxidação e irradiação, com a finalidade de prever o desempenho dos pavimentos. Além de ensaios de simulação do envelhecimento, muitos pesquisadores desenvolveram índices físicos, químicos e reológicos para indicar o envelhecimento sofrido pelas amostras de ligante asfálticos.

O objetivo deste trabalho é relatar e criticar os ensaios até então desenvolvidos para ligantes, tanto para CAPs puros como para asfaltos modificados. No presente estudo, o ensaio de envelhecimento de curto prazo em estufa de filme fino rotativo (RTFOT) foi considerado o que melhor representa usinagem, transporte e aplicação. Quanto ao envelhecimento de longo prazo, foram empregadas diferentes simulações. Ao final, são apresentados os resultados de índices reológicos relativos ao envelhecimento de amostras de ligantes asfálticos submetidas a diferentes simulações.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O envelhecimento é um processo complexo que causa danos funcionais ao asfalto. O efeito mais importante do envelhecimento é a formação de trincas e a redução da vida de fadiga, devido ao aumento da sua rigidez. Pode ser visto em dois estágios: curto e longo prazo. O primeiro ocorre na usinagem, durante os processos de mistura com agregados, estocagem, transporte e aplicação. Volatilização e oxidação acontecem no curto prazo, sendo o tipo mais severo de envelhecimento. Envelhecimento de longo prazo corresponde ao que ocorre durante a vida de serviço e resulta da oxidação oriunda de radiação ultravioleta, umidade e chuvas. Por fim, envelhecimento estérico se refere ao enrijecimento do ligante durante um longo tempo a temperatura ambiente. Este enrijecimento é atribuído à reorganização molecular dos asfaltenos e à cristalização de alcanos

lineares, levando ao aumento da viscosidade e à leve contração de volume, mas é facilmente revertida pelo aquecimento, sendo, portanto, reversível. Oxidação se traduz por modificações na composição química do ligante devido à introdução do oxigênio nas moléculas, levando ao aumento de grupamentos carbonila e sulfóxidos, enquanto a volatilização se deve à perda de voláteis durante a usinagem pelo aquecimento do ligante (Fernández-Gómez et al., 2013).

Airey (2003) fez um estudo a respeito de envelhecimento de ligantes asfálticos e observou que os principais ensaios de simulação do envelhecimento de longo prazo eram, na época, o vaso de envelhecimento por pressão, PAV (*Pressure Aging Vessel*), e o ensaio de envelhecimento em cilindro rotativo, RCAT (*Rotating Cylinder Aging Test*). Em termos de longo prazo, nenhum ensaio parece ser satisfatório. Entre eles, o RCAT, que se baseia em uma abordagem cinética, é provavelmente o mais aceitável. Os métodos de simulação mais promissores de longo prazo incluem exposição por longo tempo, pressão de ar e radiações ultravioleta (UV) e infravermelha.

## 2.1 Ensaios de simulação de envelhecimento

A preocupação inicial dos pesquisadores estava relacionada com o efeito da temperatura sobre as propriedades de consistência, como a penetração, conforme estudos de Dow (1903), Nicholson (1937), Raschig e Doyle (1937). Até 1940, várias foram as tentativas de se padronizarem as metodologias, o que aconteceu com o aparecimento do TFOT (*Thin Film Oven Test*), desenvolvido por Lewis e Welborn para simular o efeito do envelhecimento durante a usinagem e depois adotado pela AASHTO e a ASTM. Já em 1957, Valerga et al. começaram a se preocupar com outros fatores diferentes da temperatura, como o efeito dos raios ultravioleta e infravermelho sobre o processo de envelhecimento. Na tentativa de se aprimorar a estufa de TFOT, vários estudos foram desenvolvidos, como o de Schimidt e Santuci (1969), que abordou o microfilme rotativo já demonstrando a preocupação com a espessura formada no TFOT. Mas foi em 1976 que Plancher, Green e Peterson apresentaram o RTFOT (*Rolling Thin Film Oven Test*), que também foi adotado pela AASTHO e pela ASTM. No RTFOT, a película de ligante representa melhor a espessura formada durante a usinagem, bem como seu efeito de rolagem vem a sanar o problema de condicionamento não uniforme. O ensaio de RTFOT é o preconizado em normas brasileiras.

No lado europeu, existe a norma EN 12607-3 RFT do frasco rotativo, onde um filme rotativo de ligante asfáltico, num frasco dentro de um banho, simula o enrijecimento que o cimento asfáltico sofre durante a usinagem. Posteriormente, este ensaio foi modificado para MGRF (*Modified German Rotating Flask*), incluindo entrada de ar no frasco. Este método de simulação de curto prazo foi comparado ao RTFOT, mostrando bastante similaridade tanto para ligantes puros quanto para modificados, sendo que o MGRF tem a vantagem de poder coletar os voláteis gerados durante o ensaio (Anderson et al., 2012). Outro ensaio, o SAFT (*Stirred Air-Flow Test*), foi desenvolvido pelo *Texas Transportation Institute*, conjuntamente com o *U.S. Department of Transportation* e o *Federal Highway Administration* para simular os efeitos de envelhecimento dos ligantes durante a usinagem, com o intuito de cobrir as lacunas deixadas pelo RTFOT no que diz respeito a ligantes muito viscosos ou modificados (Glover et al., 2009).

O PAV foi desenvolvido no Programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) para simular o efeito do envelhecimento de longo prazo e é adotado pela especificação de ligantes asfálticos por desempenho (ASTM 8239/21). Este ensaio consiste em se colocar 50 g de material já condicionado no RTFOT, em pratos de 140 mm de diâmetro (aproximadamente 3,2 mm de espessura) e submetê-lo a uma pressão de 2,07 KPa durante 20 horas e a uma temperatura entre 90°C e 110°C (Bahia et al., 1995). Foi proposto para representar o envelhecimento depois de dez



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



anos em serviço. No entanto, pesquisadores observaram que o ensaio não simulava um nível de envelhecimento tão severo quanto o observado em campo (Jung et al., 2019). Para superar esta deficiência, alguns estudos científicos estão propondo dobrar ou triplicar o tempo no PAV, de modo a verificar se a variável tempo pode ser ajustada para simular melhor o envelhecimento em serviço (Smith et al., 2018). Alguns pesquisadores estão testando o efeito do envelhecimento de longo prazo com tempos maiores (240 e 300 horas) no RTFOT e comparando com o envelhecimento por 20 horas no PAV (Jiang et al., 2021).

Outro ensaio de simulação do envelhecimento de longo prazo, o RCAT foi desenvolvido pelo BRRC (Centro de Pesquisas Rodoviárias da Bélgica - *Belgian Road Research Centre*) (VERHASSELT e CHOQUET, 1993). Lu et al. (2008) compararam ensaios de envelhecimento de curto e longo prazo, concluindo que o RCAT por 4 horas a 163°C é bastante similar ao RTFOT (85 minutos, 163°C), enquanto o PAV a 100°C e 20 horas, o PAV a 75°C e 120 horas e o RCAT a 90°C e 140 horas são praticamente equivalentes para ligantes não modificados, mas diferentes para asfaltos modificados por SBS. Existem estudos na Alemanha com ensaios estendidos em tempo em até oito vezes (8 x 85 minutos) na estufa RTFO para simular efeito do envelhecimento em serviço (Wistuba et al., 2018).

A comparação entre parâmetros reológicos de envelhecimento de longo prazo de misturas asfálticas e de ligantes realizada por Zhu et al. (2020) mostraram que o FI (índice de flexibilidade) de corpos de prova de misturas asfálticas envelhecidas se correlacionou com os parâmetros do BBR de ligantes envelhecidos por 40 horas, ou seja, delta Tc e valor m. Valores limites mínimos de delta Tc e m de -8°C e 0,280, respectivamente, foram estabelecidos para assegurar um índice de flexibilidade satisfatório. Um novo parâmetro, denominado Dm, definido como o valor m de PAV 20 horas menos o valor m de PAV 40 horas se correlacionou bem com a taxa de envelhecimento do concreto asfáltico, indicando que quanto maior o valor de Dm, maior será a perda de flexibilidade após envelhecimento de longo prazo.

Uma alternativa promissora para simular em laboratório o envelhecimento do asfalto a baixos custos é o procedimento USAT (*Universal Simple Ageing Test*), desenvolvido pelo WRI (Western Research Institute), que permite a simulação tanto do envelhecimento de curto quanto de longo prazo, com resultados equivalentes aos obtidos no RTFO e no PAV. Neste procedimento, utiliza-se basicamente uma placa de alumínio conformada para receber a amostra e uma estufa de ventilação forçada. No entanto, este procedimento ainda não é conhecido no Brasil e as primeiras pesquisas vêm sendo desenvolvidas neste momento com materiais nacionais (Youtcheff, 2016).

Foi desenvolvida no antigo LCPC (Laboratório Central de Pontes e Estradas) da França uma metodologia de envelhecimento de filme de ligante asfáltico submetido à radiação UV no *weatherometer* (equipamento que simula intemperismo em películas delgadas de tintas). Esta metodologia mostrou que os ligantes se oxidam mais pela atuação do UV do que pelo aumento da temperatura, sendo particularmente sensíveis ligantes com alto teor de vanádio (Farcas et al., 2010). No Japão, foram desenvolvidos estudos com o *Suntest* (Yamaguchi, 2005), onde se testa o efeito da fotodegradação em filmes de ligante com espessuras de menos de 200 microns por radiação UV por 48 horas usando uma lâmpada de xenônio. Posteriormente, Cravo (2016) empregou o *Suntest* para avaliar o efeito de longo prazo com espessuras de 0,7 mm, a 90°C, por 120 horas. Dantas (2015) caracterizou o envelhecimento de longo prazo com radiação solar, submetendo amostras de filmes de ligante de 1,0 mm por seis meses e 12 meses.

## 2.2 Índices reológicos para avaliar envelhecimento de ligantes

Inicialmente, o envelhecimento era avaliado a partir da consistência do ligante por meio de ensaios empíricos. Com o decorrer do tempo e com o emprego do reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR), vários índices reológicos foram criados para avaliar o envelhecimento de ligantes.

Inicialmente desenvolvido por Glover et al. (2005), a partir de um parâmetro de trincamento por fadiga  $G' / (\eta' / G')$ , correlacionado à ductilidade do ligante (15°C, 1 cm/min) e ligado ao trincamento induzido por envelhecimento durante estudos de pavimentos em serviço, o GR (parâmetro Glover-Rowe) é descrito como  $|G^*| \times (\cos \delta)^2 / \sin \delta$  e calculado a partir de resultados obtidos em curvas mestras, oriundas de varreduras de frequência nas temperaturas de 5°C, 15°C e 25°C no DSR. A partir da curva mestra, determina-se, por interpolação, o valor do GR a 15°C e a 0,005 rad/s para estimar a fragilidade do ligante. Altos valores de GR indicam maior fragilidade. Foi proposto o valor GR de 180 kPa para corresponder ao início do dano. Por sua vez, valores acima de 600 kPa correspondem a um trincamento significativo. Estes valores foram especificados com base em um estudo de ductilidade de ligante com material retirado de pavimentos, que focou no trincamento em bloco e na desagregação de superfície (Rowe et al., 2014 e 2016). A oxidação não somente aumenta a rigidez do ligante, mas também tem um impacto negativo no ângulo de fase. Baixos valores de ângulo de fase resultam em menor fluidez do ligante, perda da capacidade de autorregeneração e maior acúmulo de dano.

Outro indicador de trincamento e resistência ao envelhecimento é o índice reológico conhecido como valor R. O valor R é uma medida da espessura, no domínio da frequência angular reduzida, do espectro de relaxação. Espera-se que R aumente com o envelhecimento do material, resultando em um achatamento da curva mestra de  $|G^*| \times$  frequência reduzida. Corresponde a  $\log G_g - \log G_c$  (ou  $\log (G_g / G_c)$ ), ou seja, à diferença entre os logaritmos do módulo de cisalhamento vítreo e do módulo *crossover* ( $G_c$ ) (Anderson et al., 2011). O  $G_c$  é definido como aquele correspondente à frequência angular de *crossover*,  $\omega_c$ , para a qual  $\delta$  é igual a 45°. De modo a simplificar,  $\omega_c$  e valor R podem ser determinados a partir de curvas de ajuste propostas por Marasteanu et al. (2010). A frequência  $\omega_c$  é identificada na reta do gráfico de  $\log \omega \times \log \tan \delta$  e corresponde àquela em que  $\log \tan \delta = 0$ , ou seja,  $\tan \delta = 1$  e  $\delta = 45^\circ$ . O valor R é obtido na reta  $\log \log (G_g / |G^*|) \times \log \tan \delta$  e também corresponde ao valor do parâmetro para  $\log \tan \delta = 0$ . À medida que o envelhecimento aumenta, as curvas dos ligantes asfálticos tendem a migrar da parte superior esquerda para a parte inferior direita do diagrama. Além disso, a intensidade do envelhecimento faz com que o valor R aumente e os valores de  $\omega_c$  diminuam, traduzindo-se em um aumento global da rigidez dos materiais com a oxidação.

A temperatura de transição viscoelástica (VET) foi definida como aquela em que o  $\delta$  é 45°. Para este  $\delta$ , as componentes elástica e viscosa do módulo de cisalhamento complexo do ligante, ou seja, o módulo de armazenamento ( $G'$ ) e o módulo de perda ( $G''$ ), respectivamente, têm o mesmo valor. Gráficos de temperatura VET versus módulo VET (independente da resposta viscosa ou elástica do ligante) podem ser uma ferramenta útil para demonstrar variações nas propriedades dos ligantes a diferentes níveis de envelhecimento e/ou níveis de degradação (pavimentos trincados ou não). Na década de 1990, pesquisadores ingleses já tinham proposto os índices reológicos  $G^*VET$  e  $TVET$  para ligantes, uma vez que o parâmetro  $G' = G''$ , já era conhecido para polímeros. Este parâmetro VET pode ser obtido por ensaio de varredura de temperatura na frequência de 0,4 Hz para verificar qual a temperatura VET e qual o módulo dinâmico  $G^*VET$  em que  $G' = G''$ . Valores acima de 20°C de temperatura VET parecem indicar trincamento. Uma forte correlação entre a temperatura VET e o trincamento superficial em diferentes locais na França, após vários anos em serviço na pavimentação, foi reportada por Migliori et al. (1999). Outra correlação interessante foi

obtida com temperatura VET de ligantes virgens B50, envelhecidos por diferentes tempos de serviço, antes e após diferentes tipos de tratamento para correção do envelhecimento, de modo a evitar trincamento (Widyatmoko et al., 2012).

Martinez et al. (2018) comentaram sobre a proposta espanhola de especificações por desempenho, que inclui um índice de classificação, o módulo de cisalhamento dinâmico ( $|G^*|$ ) e o ângulo de fase determinados a 15°C e a 10 Hz no DSR, em todas as fases de envelhecimento. Este índice faz parte também da proposta inglesa British Standard (2018).

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1. Ligantes asfálticos

Foram estudadas 17 amostras de ligantes asfálticos modificados e não modificados, cujas classificações por penetração e por grau Superpave PG (*Performance Grade*) estão apresentadas na Tabela 1. Na tabela, DD e RASF correspondem, respectivamente, a destilação direta e desasfaltação. Além disso, na classificação por desempenho, o XX que aparece para alguns ligantes indica que não foi obtida a temperatura baixa para a sua classificação. Adicionalmente, ligantes ensaiados mais recentemente apresentam uma letra após a temperatura alta correspondente ao nível de tráfego a que podem ser submetidos no campo, de acordo com resultados do ensaio MSCR (Multiple Stress Creep and Recovery). Ligantes mais antigos não eram caracterizados neste ensaio e, portanto, não possuem a indicação da letra correspondente ao tráfego.

Tabela 1: Classificação das amostras empregadas neste estudo

Amostra	Tipo de ligante processo de produção	Classificação por penetração	Classificação por PG
A	CAP - DD	50/70	64S-22
B	Ligante mod. comercial	60/85	64V-22
C	CAP - DD	50/70	68H-22
D	CAP - DD	50/70	64S-22
E	CAP - RASF	50/70	64-16
F	CAP - DD	50/70	70-22
G	CAP - RASF	50/70	64-16
H	CAP - DD	50/70	64-22
I	CAP - DD	30/45	64H-XX
J	CAP - DD	50/70	64S-22
L	Modificado por borracha	AB 08	-
M	Modificado por TLA	-	64V-XX
N	CAP - DD	50/70	70S-22
O	CAP - RASF	30/45	70-22
P	CAP - RASF	50/70	64-22
Q	CAP - RASF	50/70	64-16
R	CAP - DD	50/70	64-22

### 3.2. Métodos de envelhecimento empregados

O RTFOT foi adotado como ensaio de simulação de envelhecimento em curto prazo das 17 amostras. Foram empregados diferentes ensaios de simulação de longo prazo, incluindo:

- ✓ PAV 20 horas, PAV 40 horas, PAV 60 horas;
- ✓ *Suntest* com radiação ultravioleta a 90°C e por 120 horas
- ✓ Exposição natural de filmes de ligante de 1,0 mm de espessura, por 12 meses, em dispositivo assentado sobre telhado;
- ✓ Intemperização em covas abertas de ligantes extraídos de corpos de prova de misturas asfálticas com 8% de vazios, localizadas no campus da UFRJ, sem a aplicação de carga por oito anos.

Dois ligantes foram submetidos a envelhecimentos PAV 40 horas e 60 horas. Nove ligantes sofreram envelhecimento PAV 20 horas. Quatro ligantes foram dispostos em exposição natural. Quatro ligantes foram extraídos de misturas asfálticas em exposição natural no campus da UFRJ e oito foram submetidas ao *Suntest*.

### 3.3. Índices reológicos

As amostras envelhecidas por curto e longo prazo foram submetidas a ensaios de varredura de frequência a diferentes temperaturas, de modo a obter dados de  $|G^*|$  e  $\delta$ , possibilitando a construção de curva mestra e espaço Black e a determinação dos seguintes índices reológicos em cada etapa de envelhecimento (virgem, RTFOT e longo prazo): Parâmetro GR; Temperatura e módulo VET; Valor R e frequência crossover  $w_c$  e  $|G^*|$  a 15 °C e a 10 Hz.

## 4. RESULTADOS

De acordo com a Figura 1, o parâmetro reológico GR mostrou que, diferente da amostra M, que é modificada por TLA, as amostras I, J e L não alcançaram a zona de dano após a simulação do envelhecimento de longo prazo por exposição natural. Este tipo de exposição se mostrou ser a simulação menos severa entre as estudadas. Quando submetidas ao *Suntest*, as amostras L e M aumentaram o valor de GR, posicionando a amostra de asfalto borracha (L) dentro da zona de dano e a modificada por TLA dentro da zona de craqueamento em bloco.

Os valores de GR após envelhecimento de longo prazo no *Suntest* foram os mais altos deste estudo. Apenas o envelhecimento PAV 80 horas apresentou valores em torno de 1000. No caso específico da amostra O (CAP 30/45), o valor de GR após PAV 80 horas foi superior ao após *Suntest*, enquanto para a mostra P (CAP 50/70), o valor de GR após *Suntest* foi superior ao PAV 80 horas, revelando suscetibilidades diferentes das amostras. Nota-se que a amostra O sempre apresentou GR alto, mesmo após PAV 20 horas, com valor GR dentro da zona de dano.

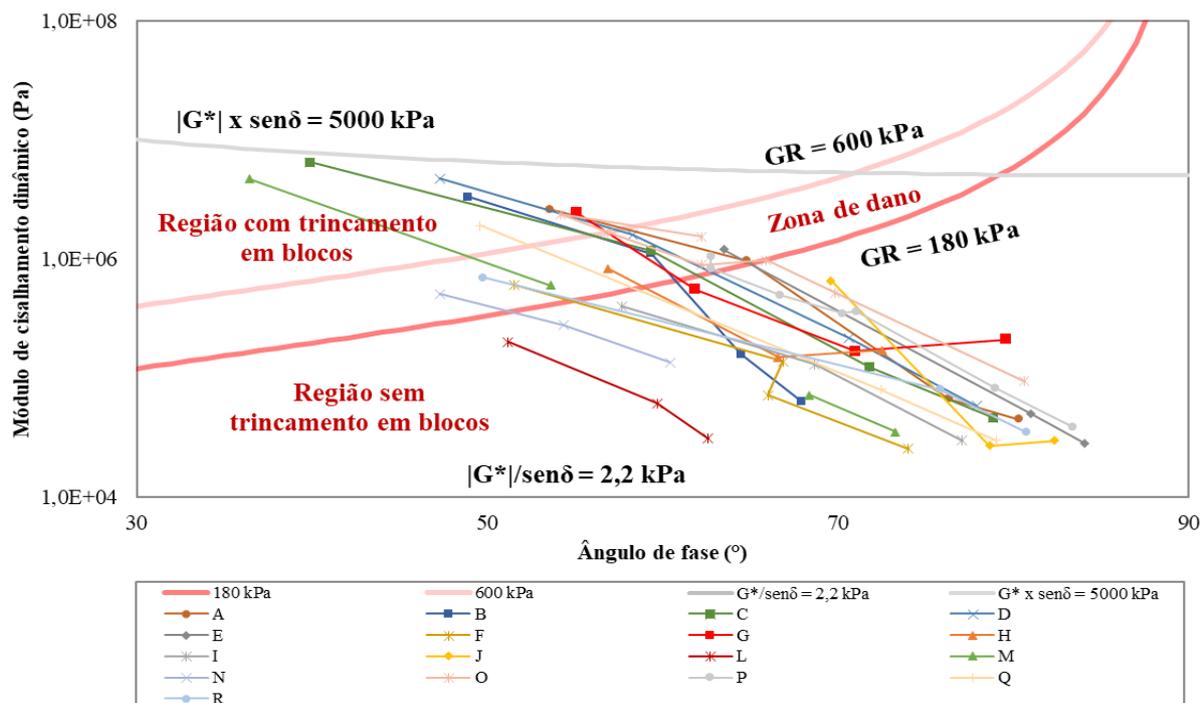


Figura 1: Resultados do parâmetro reológico GR

O envelhecimento em corpo de prova de mistura asfáltica por oito anos foi menos severo que o *Suntest*, mas mais severo que a exposição natural. Os valores obtidos neste tipo de envelhecimento posicionaram as amostras E, F e H na zona de dano e a amostra G na zona de craqueamento em bloco. As amostras G e Q, após envelhecimento a longo prazo (corpo de prova e *Suntest*, respectivamente), alcançaram altos valores de GR, situando-se na zona de craqueamento em bloco. Estas amostras são oriundas de processo de desasfaltação. Vale ressaltar que as amostras F, H, J e R, que apresentaram baixos valores de GR, são oriundas de processo de destilação direta. As amostras A, B, C, D e N apresentaram valores de GR após PAV 20 horas dentro da zona de dano. A amostra B é modificada e as amostras A, C, D e N são oriundas de processo de destilação direta. Após *Suntest*, estas quatro amostras se posicionaram na zona de craqueamento.

O parâmetro VET apresentado na Figura 2 mostrou que o envelhecimento PAV 20 horas não distingue bem os ligantes quanto à resistência ao envelhecimento, já que todas as amostras, exceto a N, apresentaram valores inferiores a 20°C. Os envelhecimentos com presença de luz (*Suntest*, exposição natural e em corpo de prova por oito anos) proporcionaram alguma diferenciação. As amostras B, C, D, E, F, G, L e M apresentaram temperatura VET acima de 20°C após envelhecimento em presença de irradiação. No entanto, as amostras O e Q, oriundas de processo de desasfaltação, apresentaram alta suscetibilidade ao envelhecimento com base no GR e no  $|G^*|$  a 15°C, mas valores de T VET abaixo de 20°C.

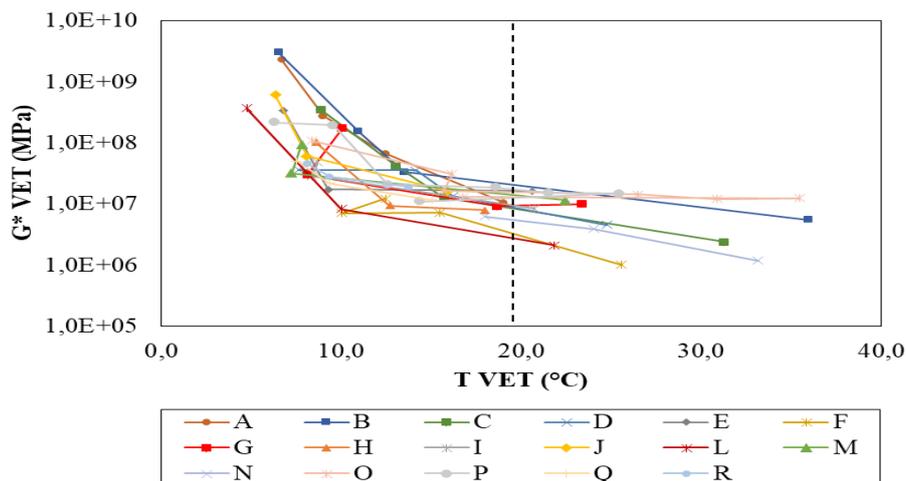


Figura 2: Resultados dos parâmetros reológicos  $|G^*|_{VET}$  e  $T_{VET}$  a 0.4Hz

Por outro lado, o envelhecimento PAV 40 horas diferenciou as amostras O e P da mesma forma que outros índices estudados nesta pesquisa. Envelhecimentos PAV 60 e 80 horas resultaram em valores altos de temperatura VET. Os parâmetros R e  $\omega_c$  apresentados na Figura 3 se comportaram do modo esperado, com R aumentando de valor e  $\omega_c$  reduzindo de valor à medida em que o envelhecimento se tornou mais severo. No entanto, eles não distinguiram muito bem a severidade de cada tipo de envelhecimento, pois todos os envelhecimentos de longo prazo apresentaram valores da mesma ordem de grandeza, diferentemente do índice GR. Os valores mais baixos de R e mais altos de  $\omega_c$  ocorreram para a amostra R de CAP 50/70, oriunda de processo de destilação direta, que se mostrou com alta resistência ao envelhecimento em outros tipos de índices aqui tratados. Levando em consideração o envelhecimento PAV 20 horas, os resultados obtidos mostraram controvérsias, pois amostras que para outros índices se mostraram resistentes ao envelhecimento passaram a apresentar altos valores de R e baixos de  $\omega_c$ , e vice-versa. Os envelhecimentos PAV 60 e 80 horas se mostraram mais severos que o envelhecimento *Suntest*. Estes índices também não diferenciaram a severidade entre as simulações de longo prazo que consideraram a presença de luz (*Suntest*, natural e em corpo de prova).

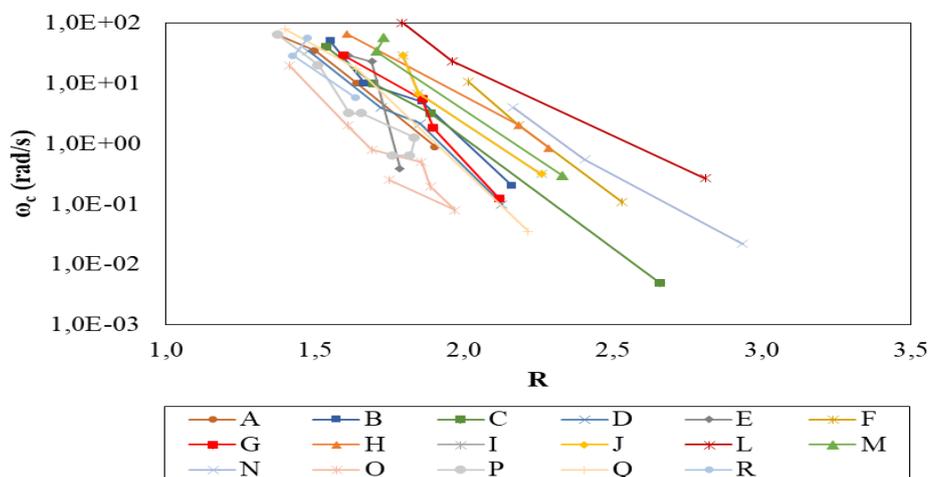
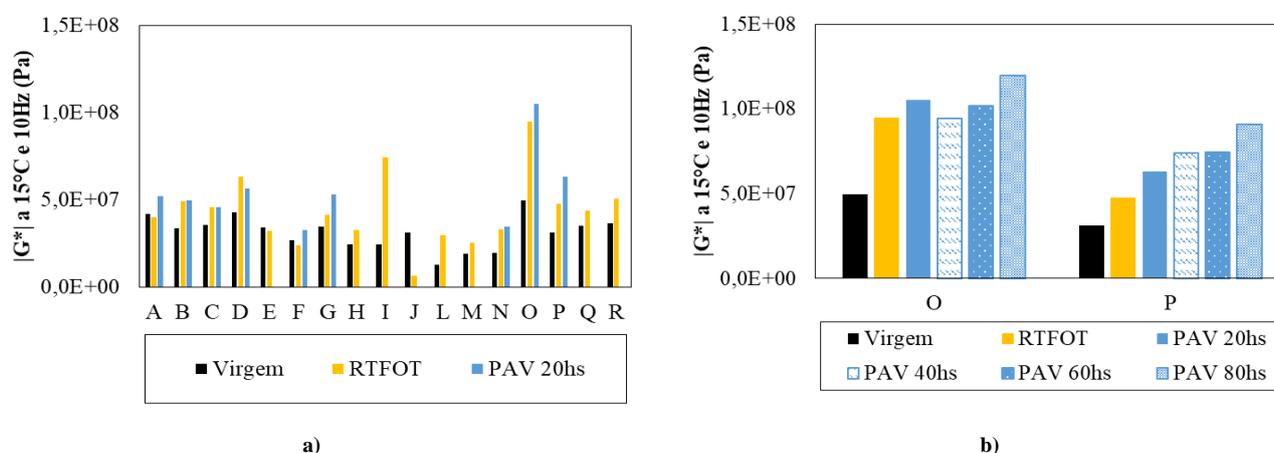


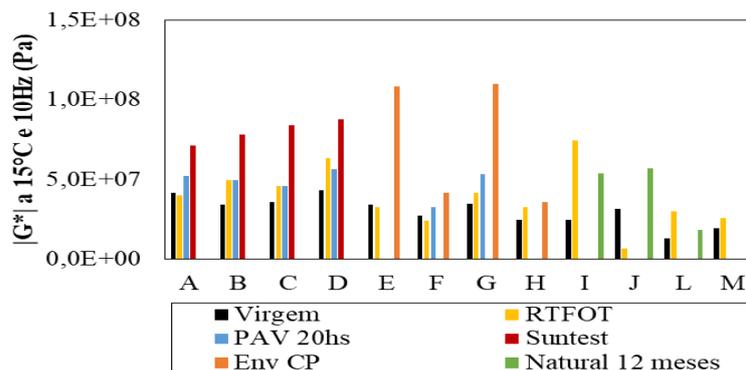
Figura 3: Resultados dos parâmetros reológicos R e  $\omega_c$

A Figura 4 apresenta os resultados do parâmetro reológico  $|G^*|$  a 15°C e a 10 Hz em diversas condições de envelhecimento. Comparando-se as rigidezes  $|G^*|$  a 15°C e a 10 Hz das amostras envelhecidas a longo prazo, apresentadas na Figura 4c, verifica-se que a simulação no *Suntest* é a mais rigorosa entre as avaliadas. O fato de ter efeitos combinados de radiação UV e temperatura, mesmo sem pressão de ar, deve provavelmente facilitar a formação de radicais livres nas moléculas do ligante, iniciando o processo de oxidação. Ligantes de procedências distintas reagem diferentemente a este tipo de envelhecimento. As amostras O, P e Q foram as que apresentaram os maiores valores de rigidez. Vale ressaltar que a amostra B, que é um asfalto modificado por SBS, foi menos resistente ao envelhecimento que a amostra A, que é um CAP oriundo de destilação direta. As amostras O e P, que também foram submetidas a envelhecimento PAV por 80 horas, chegaram a valores de módulo a 15°C próximos aos obtidos pela simulação no *Suntest*. Neste parâmetro reológico, as amostras O e P foram as mais suscetíveis ao envelhecimento.

O envelhecimento que ocorreu em corpos de prova com alto teor de vazios por oito anos foi a segunda simulação mais rigorosa deste estudo. Altos valores de rigidez foram obtidos nas amostras E e G. Assim como as amostras O e P, citadas anteriormente, as amostras E e G são oriundas do processo de desasfaltação a propano, o que pode indicar que o tipo de processo de produção afeta a resistência ao envelhecimento. Os valores de rigidez após PAV 20 horas se assemelharam aos obtidos por envelhecimento por exposição natural. Estas foram as duas simulações menos rigorosas deste estudo.

Destaca-se que o envelhecimento após PAV 20 horas diferenciou o asfalto borracha dos CAPs puros. A amostra M, de asfalto borracha, foi mais resistente ao envelhecimento que as demais, enquanto a amostra modificada por TLA se apresentou similar aos CAPs das amostras I e J. Em relação ao PAV 20 horas, observou-se que as amostras F e N apresentaram o melhor comportamento quanto ao envelhecimento, com os menores valores de  $|G^*|$  a 15°C. F e N são amostras de CAP oriundas de destilação a vácuo, empregando petróleo naftênico, que parece ser menos suscetível ao envelhecimento. A modificação com polímero SBS parece não ter trazido benefícios à resistência ao envelhecimento do ligante, pois mesmo após PAV por 20 horas, a amostra B apresentou valores semelhantes aos dos demais CAPs (A, C, D e G).





e)

Figura 4: Resultados do parâmetro reológico  $|G^*|$  a 15°C e a 10 Hz para as condições de envelhecimento a) Virgem, RTFOT e PAV 20 horas, b) Diferentes tempos de envelhecimento no PAV e c) Envelhecimento no *Suntest*, em corpo de prova e natural por 12 meses

## 5. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos levaram às seguintes conclusões: os índices reológicos  $R$  e  $\omega_c$  não diferenciaram bem os tipos de simulação de envelhecimento a longo prazo, enquanto o índice VET mostrou que o envelhecimento PAV 20 horas é uma simulação que não permite diferenciar a resistência ao envelhecimento de ligantes. Para superar esta limitação, deve-se adotar um tempo maior de exposição da amostra no vaso de pressão ou empregar ensaios que utilizam luz solar ou radiação UV. Os resultados obtidos nem sempre concordaram com os índices GR e  $|G^*|$  a 15°C, já que algumas amostras se mostraram mais resistentes e outras menos resistentes ao envelhecimento.

O parâmetro GR mostrou coerência com os valores de  $|G^*|$  a 15°C, embora sejam estimados a diferentes frequências. O índice VET não apresentou conformidade com GR e nem com  $|G^*|$  a 15°C, que foram os dois parâmetros capazes de diferenciar os tipos de simulação de envelhecimento, atribuindo maior severidade ao *Suntest*. O envelhecimento dos corpos de prova expostos ao tempo por oito anos foi o próximo procedimento mais severo e foi seguido pelo menos severo entre os avaliados, que foi o de envelhecimento natural do filme de ligante por 12 meses.

O asfalto borracha AB 08 apresentou boa resistência ao envelhecimento, enquanto o ligante modificado por TLA apresentou baixa resistência ao envelhecimento. Não ficou claro que o processo de destilação direta gera maior resistência ao envelhecimento com o emprego do parâmetro GR.

## 6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem pelo apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, do CENPES/PETROBRAS, do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e da Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro (FAPERJ).

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anderson D.A. & Bonaquist R. Investigation of Short-Term Laboratory Aging of Neat and Modified Asphalt Binders NCHRP Report 709 Transportation Research Board - Washington, D.C. 2012.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



Anderson, R.M., King, G.N., Hanson, D.I., Blankenship, P.B. Evaluation of the Relationship between Asphalt Binder Properties and Non-Load Related Cracking, *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 80, pp. 615-663, 2011.

Bahia, H. U., and Anderson, D. A. (1995). "The Pressure Aging Vessel (PAV): a test to simulate rheological changes due to field aging," *Physical Properties of Asphalt Cement Binders*, 67–88.

Bell, A. (1989), "Summary report on the aging of asphalt-aggregate systems," *Transportation Research Board*, 10, 1-121.

British Standards Series 900. Specification for Highway works - Volume 1 - Road pavements - Bituminous Bound materials 2018.

Charles J. Glover, Amy Epps Martin, Arif Chowdhury, Rongbin Han, Nikornpon Prapaitrakul, Xin Jin, and James Lawrence Evaluation of binder aging and its influence in aging of hot mix asphalt concrete: literature review and experimental design – Report FHWA/TX-08/0-6009-1 Texas Transportation Institute - Texas A&M University System.

Cravo M.C. Análise química e reológica dos efeitos do envelhecimento térmico e fotoquímico em ligantes asfálticos, mastic e MAF - Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro (2016).

Dantas L.N. Estudo do envelhecimento de ligantes asfálticos - Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro (2015).

Dow, A. W., Asphalt Experiments at Washington. *Engineering Record*, Vol. 47, No.18, 1903.

Farcas F., Costa M., Santos F., Euzébio M., "Chemical and Thermal Characterization of Road Bitumen Ageing", *In...: Journal: Materials Science Forum* - vol. 636-637, pp. 273-279, 2010.

Faxina, A. L. et al. (2004) Viscosidade aparente de asfaltos modificados com borracha de pneu e óleo de xisto. In: Encontro de Asfalto, 17, 2004, Rio de Janeiro IBP, p. 257-265.

Fernández-Gómez W. D., Quintana H. R., Lizcano F. R. A review of asphalt and asphalt mixture aging. *Ingeniería e Investigación* vol. 33 No. 1, APRIL 2013 (5-12).

G.D. Airey (2003) State of the Art Report on Ageing Test Methods for Bituminous Pavement Materials, *International Journal of Pavement Engineering*, 4:3, 165-176, DOI: 10.1080/1029843042000198568

Glover, C. J., Davidson, R. R., Domke, C. H., Ruan, Y., Juristyarini, P., Knorr, D. B., & Jung, S. H. "Development of a new method for assessing asphalt binder durability with field validation" - *Report No. FHWA/TX-05/1872-2 Texas Transportation Institute - Texas A&M University System*, 2005.

Jiang W., Bao R., Lu H., Yuan D., Lu R., Sha A., Shan J. Analysis of rheological properties and aging mechanism of bitumen after short-term and long-term aging *Construction and Building Materials* 273 (2021) 121777.

Jing, R., Varveni A., Liu X., Scarpas A., Erkens S. "Laboratory and field aging effect on bitumen chemistry and rheology in porous asphalt mixture", *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No. 2673, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 365-374, 2019. <https://doi.org/10.1177/0361198119833362>.

Lewis, R.H. and Welborn, J.Y. (1940) "Report on the properties of the residues of 50 – 60 and 85 – 100 penetration asphalts from oven tests and exposure", *Proc. Assn. Asphalt Paving Technol.* 11, 86–157.

Lu X., Talon Y., Redelius P. Aging of bituminous binders—laboratory tests and field data - *Proceedings of the 4th Eurasphalt & Eurobitume*, 2008.

Marasteanu, M., Anderson, D. A. "Continuous model for characterizing linear viscoelastic behavior of asphalt binders" *ISAP Workshop on asphalt binders and mastic*, 2010.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



Migliori, F., Ramond, G., Ballie, M., Brule, B., Exmelin, C., Lombardi, B., Samanos, J., Maia, A. F., Such, C., Watkins, S. “Correlations between the thermal stress cracking of bituminous mixes and their binders’ rheological characteristics”, *Eurobitume Workshop on Performance Related Properties for Bituminous Binders*, Luxemburg, 1999.

Nicholson, V., A Laboratory Oxidation Test for Asphaltic Bitumens., Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists Vol. 9, 1937, pp. 208-214.

Plancher, H., Green, E. L., Peterson, J. C., Reduction of Oxidative Hardening of Asphalts by Treatment with Hydrated Ume-A Mechanistic Study., Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 45, 1976, pp.1-24.

Raschig, F. L., Doyle, P. C., A Laboratory Oxidation Test. Proceedings., Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 9, 1937, pp. 215-217.

Rowe G., King G., Anderson M. “The Influence of Binder Rheology in the Cracking of Asphalt Mixes in Airport and Highway Projects”, *Journal of Testing and Evaluation*, v. 42, 2014.

Rowe G., Sharrock M. “Cracking of asphalt pavements and the development of specifications with rheological measurements”, *E&E Congress 2016, 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Prague, Czech Republic, 2016.

Schmidt, R.L. and Santucci, L.E. (1969) “The effects of asphalt properties on the fatigue cracking of asphalt concrete on the Zaca-Wigmore Test Project”, *Proc. Assn. Asphalt Paving Technol.* 38, 39–64.

Smith B. T., Howard I. L., Jordan W. S., Baumgardner G. L. “Comparing pressure aging vessel time to field aging of binder as a function of pavement depth and time”, *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No. 2672, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2018. <https://doi.org/10.1177/0361198118790836>.

Tonial I. A. *Influência do Envelhecimento do Revestimento Asfáltico na Vida de Fadiga de Pavimentos*, Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2001.

Vallerga, B. A. Monismith, C. L., Granthem, K., A Study of Some Factors Influencing the Weathering of Paving Asphalts., Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 26, 1957, pp.126-150.

VERHASSELT, A. F. e CHOQUET F. S. “A new approach to studying the kinetics of bitumen ageing”, In: *Symposium Chemistry Bitumen*, Volume II, pp. 686-705, Roma, Itália, 1993.

Widyatmoko, I., Heslop, M.W, Donald B., Elliott, R.C. “Assessment of the effectiveness of asphalt pavement preservative materials” *5th Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Istanbul, 2012. Wistuba M., Schrader J., Alisov A. - Bitumen-Typisierung-Schnell-Verfahren / Prüfverfahren / FACHBEITRAGE - Strasse und Autobahn 8.2018

Youtcheff J. Universal Simple Aging Test - FHWA Publication No.: FHWA-HRT-15-054, HRDI-10, (202) 493-3090, HRDI-10/05-16 (200) E May 2016.

Zhu Z., Singhvi P., Ali U. M., Ozer H., Al-Qadi I. L. Quantification of the Effect of Binder Source on Flexibility of Long-Term Aged Asphalt Concrete *Transportation Research Record* 2020, Vol. 2674(9) 605–616.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### AVALIAÇÃO DO EFEITO DA ADIÇÃO DE SACOLAS PLÁSTICAS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDADE, NAS PROPRIEDADES DO LIGANTE ASFÁLTICO 50/70 PARA FINS DE PAVIMENTAÇÃO

DOUGLAS S. MONTEIRO<sup>1</sup>; GLEDSA A. VIEIRA<sup>1</sup> & RAFAEL F. KUNERT<sup>1</sup>

#### RESUMO

O descarte de sacolas plásticas tem se tornado um problema, gerando diversos impactos ambientais. Este trabalho avaliou o efeito do uso deste resíduo, classificado como um Polietileno de Alta Densidade (PEAD) como aditivo e/ou substituinte no cimento asfáltico de petróleo (CAP). Para tal, são elaboradas três misturas contendo diferentes proporções de CAP e PEAD, sendo denominadas CAP+10%, CAP+20% e CAP+30%, além de uma mistura denominada CAP 0%, que serviu como controle comparativo. As amostras foram testadas a partir de ensaios de Adesividade, Viscosidade Saybolt-Furol, Marshall e caracterização por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV). A partir dos ensaios de adesividade e Marshall, pode-se notar uma relativa melhoria no comportamento, tanto do ligante quanto da massa asfáltica utilizada para a elaboração dos corpos de provas. A análise da viscosidade permitiu confirmar que o PEAD possui a capacidade de alterar a viscosidade do CAP e, conseqüentemente, impactando em sua trabalhabilidade. O ensaio de adesividade permite inferir que as misturas com polímero apresentam melhora significativa na interação ligante/agregado. Já o MEV permite constatar modificações físicas na superfície do material, passando de uma superfície rugosa, para uma superfície com aspecto alisado. Os ensaios sugerem a possibilidade de utilização do CAP/PEAD como ligante asfáltico para obras de pavimentação e a possibilidade de se encontrar uma nova forma de utilização para o PEAD, sem que este seja descartado no meio ambiente.

**PALAVRAS-CHAVE:** Asfalto Modificado; Polímeros Recicláveis; Polietileno de Alta Densidade.

#### ABSTRACT

The disposal of plastic bags has become a problem, generating several environmental impacts. This work evaluated the effect of using this residue, classified as a High Density Polyethylene (HDPE) as an additive and/or substituent in petroleum asphalt cement (CAP). To this end, three mixtures containing different proportions of CAP and HDPE are prepared, called CAP+10%, CAP+20% and CAP+30%, in addition to a mixture called CAP 0%, which served as a comparative control. The samples were tested using Adhesiveness, Saybolt-Furol and Marshall Viscosity tests and characterization by Scanning Electron Microscopy (SEM). From the adhesiveness and Marshall tests, a relative improvement in the behaviour of both the binder and the asphalt mass used for the preparation of the specimens can be noted. The viscosity analysis confirmed that HDPE can change the viscosity of CAP and, consequently, impacting its workability. The adhesion test allows us to infer those mixtures with polymer present a significant improvement in the binder/aggregate interaction. The SEM, on the other hand, allows to verify physical changes on the surface of the material, going from a rough surface to a surface with a smoothed appearance. The tests suggest the possibility of using CAP/PEAD as an asphalt binder for paving works and the possibility of finding a new way of using HDPE, without it being discarded in the environment.

**KEY WORDS:** Modified asphalt; Recyclable polymers, High density polyethylene.

<sup>1</sup> Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri (UFVJM), [douglas@ufvjm.edu.br](mailto:douglas@ufvjm.edu.br); [gledsavieira@gmail.com](mailto:gledsavieira@gmail.com), [rafaelkunert@gmail.com](mailto:rafaelkunert@gmail.com)

## INTRODUÇÃO

Asfaltos modificados por polímeros (AMPs) derivam da necessidade da obtenção de um material de maior desempenho e durabilidade, quando comparado com os materiais tradicionalmente utilizados em obras de pavimentação. Os AMP são provenientes da mistura de ligante asfáltico e polímeros, geralmente em proporções que variam entre 3 e 7% em peso de polímero. O desenvolvimento destes está diretamente relacionado com o fato de que pavimentos flexíveis convencionais se mostram inadequados quando submetidos elevados esforços de forma contínua, impactando diretamente durabilidade do pavimento, bem como um aumento na frequência de manutenção e/ou reparos na via (POLACCO *et al.*, 2015).

Desde a introdução dos AMP nos sistemas de pavimentação, tentou-se utilizar praticamente todo tipo de polímero conhecido como modificadores, destes, 75% sendo elastoméricos, 15% plastoméricos e 10% sendo derivados de borrachas ou mistura de todas as categorias (AIREY, 2004; BERNUCCI *et al.*, 2008). No entanto, um AMP deve satisfazer uma grande lista de requisitos, incluindo propriedades mecânicas adequadas, estabilidade de armazenamento, viscosidade compatível com métodos construtivos e custo razoável (POLACCO *et al.*, 2015).

No contexto da modificação do CAP, alguns autores destacam a utilização de polímeros como polietileno de tereftalato (PET) polipropileno (PP), polietileno (PE), espuma vinílica acetinada (EVA), policloreto de vinila (PVC), conforme descrito por e.g.: Sembiring *et al.* (2018); Putra *et al.* (2017); Ma *et al.* (2021); Xu *et al.* (2022). Além dos polímeros citados, autores como Issa (2020) e Alfayez, Suleiman & Nehdi (2020) abordam em seus trabalhos, a possibilidade de utilização de resíduos de borracha de pneu.

O polietileno (PE) pode ser utilizado como modificador ou substituinte, mas para isso, é necessário considerar duas possibilidades de utilização, o polietileno de alta densidade (PEAD) e o polietileno de baixa densidade (PEBD), conforme destacado por Hınıslıođlu & Ađar (2004); Fontoura (2019); Guimarães (2019); Ibrahim (2019); Putri & Vasilsa (2019); Moussa, Abdel-Raheem & Abdel-Wahed (2020); Prahara, Aswita & Shinta (2020); Nawir & Mansur (2021); Rincon-Esteva *et al.* (2022).

As condições na qual a mistura ocorre devem ser levadas em consideração, pois a depender destas, poderá ocasionar influências no comportamento do polímero, resultando em um desempenho aquém do esperado (HINISLIOĐLU & AĐAR, 2004). Assim, Shah *et al.* (2018) destacam também que o modo como o polímero é adicionado deve ser levado em consideração. Segundo os autores, não são observadas reações quando se adiciona polímero diretamente no agregado e então se adiciona o ligante. No caso de uma adição direta no ligante, ocorrerão reações que irão interferir nas características finais do ligante.

Outro aspecto relevante abordado no presente trabalho é quanto à questão ambiental que se tem no entorno do plástico. Diversos autores como, Thompson (2006), Barnes *et al.* (2009), Gregory (2009), Lozano e Mouat (2009) e Cole *et al.* (2011), destacam que os plásticos representam cerca de 10% da constituição do resíduo municipal. Ressalta-se que este total abrange tanto resíduos plásticos recicláveis quanto não recicláveis. Além disso, destacam que cerca de 10% de todo o plástico produzido acaba, de alguma forma, sendo descartado em ambiente marinho.

Sendo assim, o presente trabalho visa verificar a possibilidade de utilização de sacolas plásticas de PEAD como substituinte parcial do CAP.

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental proposto pode ser dividido em três etapas, sendo estas: (i) Preparo dos materiais; (ii) Preparo das amostras; (iii) Ensaios.

A etapa de preparo dos materiais visa verificar se os materiais utilizados se enquadram nos intervalos estabelecidos pela norma DNIT 031/2006 – ES, especialmente no que se refere aos agregados a serem utilizados nos ensaios. Outra etapa fundamental durante o preparo dos materiais é o condicionamento do PEAD para posterior adição ao CAP. A segunda etapa consiste na preparação das amostras a serem ensaiadas. Inicialmente, elaboram-se as misturas a serem utilizadas nos ensaios de Adesividade, MEV, Saybol-Furol e confecção dos corpos de provas a serem utilizados no Ensaio Marshall. A terceira etapa abrange a realização dos ensaios.

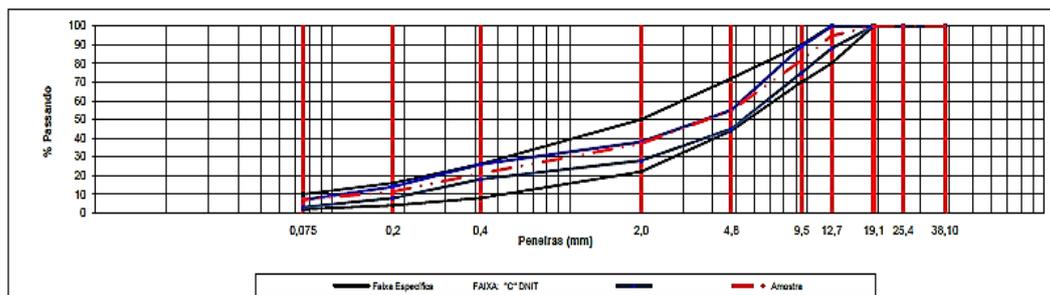
## Materiais

Foram utilizados CAP 50-70 e brita gnáissica, fornecidos pela empresa TAMASA Engenharia S/A, unidade de Governador Valadares. O PEAD utilizado é proveniente de sacolas plásticas de uso geral. Optou-se por trabalhar com a Faixa C, preconizada pela norma DNIT 031/2006 – ES. A tabela 01 e o gráfico 01 apresentam os dados obtidos por meio do ensaio granulométrico dos agregados utilizados.

Tabela 01: Limites mínimos e máximos de material para teste de tamanho de partículas de "Faixa C (Fornecido por Tamasa Engenharia S/A - Unidade Governador Valadares, MG).

Peneiras	Material retido	Peso (g)	Material retido			% que excede	Faixa "C" DNIT	Faixa de trabalho	
			%Total	% Acumulado					
Nº	mm								
1 ½"	38,10	-	-	0,00	100,00	100	100	100	100
1"	25,40	-	-	0,00	100,00	100	100	100	100
¾"	19,10	-	-	0,00	100,00	100	100	100	100
½"	12,70	50,00	-	5,24	94,80	80	100	88	100
3/8"	9,50	174,55	-	18,29	81,70	70	90	75	89
Nº 4	4,80	431,97	-	45,27	54,70	44	72	45	55
Nº 10	2,00	600,00	-	62,89	37,10	22	50	28	38
Nº 40	0,40	753,08	-	78,93	21,10	8	26	18	26
Nº 80	0,20	845,15	-	88,58	11,40	4	16	8	14
Nº 200	0,075	886,99	-	92,96	7,00	2	10	3	7
Fundo		954,12							

Gráfico 01: Distribuição granulométrica do Faixa C utilizado nos testes (Fornecido por Tamasa Engenharia S/A - Unidade Governador Valadares, MG).



## Preparo das misturas e corpos de prova

Inicialmente, determinam-se as frações de CAP/PEAD a serem utilizadas. Tais frações foram definidas como 90/10 (denominado PEAD10), 80/20 (denominado PEAD20), 70/30 (denominado PEAD30), e a mistura de controle 100/0 (PEAD0), ou seja, CAP puro. Para a mistura, o ligante foi aquecido até a temperatura de 160 °C. Em seguida, adiciona-se o PEAD previamente cortado e então é iniciado o processo de homogeneização, por ~2,5 horas em temperatura constante de 160 °C. Este período é fundamental para que o polímero possa ser difundido no CAP. A moldagem dos corpos de provas foi realizada conforme a norma DNIT 178/2018 – PRO. A fim de manter o padrão da Faixa C, adotou-se as seguintes proporções de materiais para confecção dos corpos de prova: 51,5% de agregado graúdo, 43,5% de finos e 5% de ligante betuminoso. Assim, foram moldados 3 corpos de provas para cada mistura investigada.

## Viscosidade Saybolt-Furol

O ensaio de viscosidade Saybolt-Furol, consiste em verter uma pequena quantidade de ligante em uma determinada temperatura. Assim, mede-se o tempo que o ligante leva para preencher um recipiente normalizado de 60mL. O procedimento para o teste seguiu a norma ABNT-NBR 14950, de 2003. Inicialmente, é necessário aquecer e homogeneizar as misturas. Optou-se pela realização do teste em uma temperatura de 165°C, dado que, para temperaturas inferiores, foi notado o bloqueio do orifício. Os resultados foram obtidos a partir da média de três repetições, para cada mistura pesquisada (PEAD0, PEAD10, PEAD20, PEAD30).

## Ensaio de Adesividade

O ensaio de adesividade permite averiguar a aderência do ligante ao agregado quando exposto à água. O procedimento de ensaio é preconizado pela norma DNER - ME 078/1994. O agregado deve passar nas peneiras de aberturas de 19mm e 12,50mm (peneiras ASTM ¾” e ½”, respectivamente). O agregado retido na peneira de 12,50mm deve ser lavado e seco em temperatura de 120°C. O ligante também deve ser aquecido. Após o período de secagem e aquecimento, realiza-se a mistura de ~17,5 g de ligante ao agregado e mistura-os sob aquecimento. Coloca-se a amostra em uma superfície para esfriar e depois em um recipiente com água destilada. Em seguida, o recipiente é colocado em estufa por um período de 72 horas a 40°C. Após este período, retiram-se as amostras da estufa e verifica-se o resultado do teste. Foram realizadas três repetições.

## Microscopia eletrônica de Varredura (MEV)

Este ensaio tem por objetivo a obtenção de uma imagem. Durante o processo é disparado um feixe de elétrons sobre a amostra, e esta libera elétrons secundários. Tais elétrons serão convertidos em imagens por meio de detectores específicos (ELSEIFI *et al.*, 2008). Por meio do MEV, é possível analisar a morfologia das estruturas de superfície de polímeros e compostos orgânicos e inorgânicos. Também é possível analisar superfícies que sofreram fraturas e, com isso, diagnosticar falhas (AL-KHANBASHI, 2005). No que se refere à observação da fase de asfalto, presente no CAP, pode-se utilizar diversas técnicas, como a microscopia eletrônica de varredura. Além disso, far-se-á necessário um extenso procedimento de preparo das amostras (BEARSLEY *et al.* 2004).

Nesta pesquisa, as amostras foram analisadas no formato de gotículas. Inicialmente, as amostras foram inseridas em um *stub* de alumínio e aquecidas por um período de 3 horas a uma temperatura de 80°C. Após esse período, as amostras foram resfriadas e receberam uma camada de 10nm de ouro. Terminado o procedimento de preparo, as amostras foram colocadas em um suporte de alumínio específico e fixadas com fita adesiva de carbono. As análises foram realizadas utilizando um microscópio eletrônico de varredura TESCAN VEGA 3, no Instituto de Química da Universidade Federal de Uberlândia (UFU).

## Ensaio Marshall

Para a realização do ensaio Marshall foi utilizado a norma DNER - ME 043/1995. Objetiva-se neste ensaio verificar a estabilidade do ligante quando submetido a esforços de compressão diametral. Primeiramente é necessário a realização de medições para verificar a massa (ao ar e hidrostática) e dimensões. Depois disso, os corpos de provas são colocados em banho-maria por 40 minutos em uma temperatura de 60°C. Por fim, os corpos de provas são submetidos em uma prensa específica.

## Resultados

### Efeito da adição de PEAD ao CAP

#### Ensaio de Adesividade

A amostra contendo CAP puro (PEAD0) apresentou resultado insatisfatório. Ao fim do ensaio observou-se a existência de película oleosa na superfície da água, também foram encontrados pontos em que se tem indicação de descolamento do ligante (Figura 1-a). Para as demais amostras, PEAD10 e PEAD20 (Figuras 1-b e 1-c), o resultado obtido pode ser considerado como satisfatório. Ou seja, não são observadas a formação de película na superfície da água ou mesmo pontos de desprendimento do ligante. Dessa forma, é possível notar que o polímero atua como um melhorador de adesividade para o ligante, considerando a rocha utilizada nesta pesquisa.

Figura 1 (a): Resultado do teste de adesividade para a mistura PEAD0. (OS AUTORES, 2019).



Figura 1 (b): Resultado do teste de adesividade para a mistura de PEAD10. (OS AUTORES, 2019).



Figura 1 (c): Resultado do teste de adesividade para a mistura de PEAD20. (OS AUTORES, 2019).



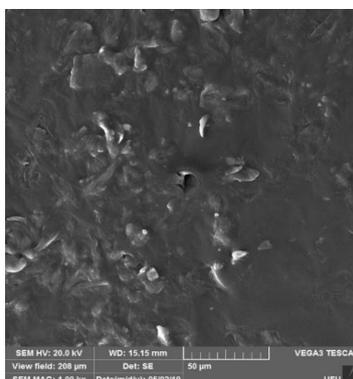
### Viscosidade Saybolt-Furol

São observadas pequenas alterações na viscosidade do CAP com substituição parcial pelo PEAD. Observa-se um aumento de 2 SSF na viscosidade da mistura, comparando-se PEAD10, com a amostra de 0PEAD. Não foi possível avaliar a viscosidade das misturas PEAD20 e PEAD30, porque em ambos os casos, o orifício do equipamento foi bloqueado pelo polímero.

### Microscopia Eletrônica de Varredura

Para a amostra de controle (PEAD0), observa-se que a superfície apresenta aspecto irregular, sendo perceptível uma conformação de blocos e placas. Tal morfologia tende a ser estruturas moleculares composta por asfaltenos, rodeadas por resinas em uma dispersão composta por óleos saturados e compostos aromáticos (FIGURA 2).

Figura 2: Micrografia PEAD0 (CAP puro). Magnificação 1.000x (OS AUTORES, 2019).

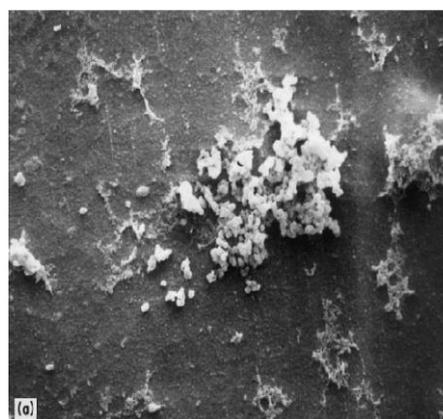
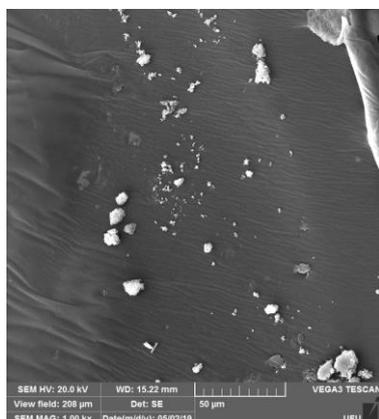


A amostra de PEAD10 possui uma superfície distinta da anterior, ou seja, observa-se uma superfície com aparência mais uniforme (Figura 3-a). Além disso, é possível observar um processo de separação de fases, tal fenômeno é identificado com base em estruturas de aspecto cristalino. LOEBER (1995) observou tais estruturas em seu trabalho, o que pode ser um indicativo de que o polímero está se conformando na matriz asfáltica (Figura 3-b).

O processo de alisamento observado é decorrente do processo de homogeneização do PEAD no CAP. É válido ressaltar que, para a ocorrência de difusão total do polímero na matriz

asfáltica, faz-se necessário o aquecimento constante durante todo o processo de mistura dos materiais.

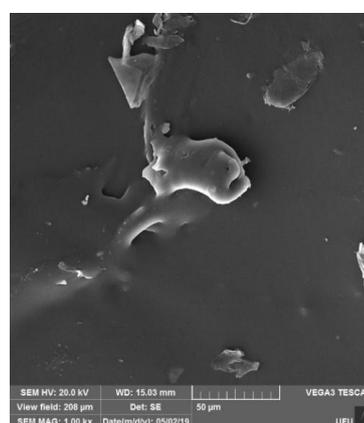
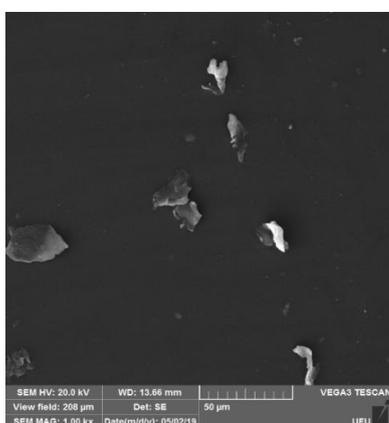
Figura 3 (a): Estruturas cristalinas observadas no PEAD10. Figura 3 (b): Estruturas encontradas por Loeber (1996). Magnificação 1.000x(OS AUTORES, 2019).



No que se refere à amostra PEAD20, observa-se novamente alterações na superfície da amostra. Notadamente, sua superfície aparenta ser mais suave quando comparada com as amostras anteriores. Além disso, observa-se a presença de estruturas cristalinas, evidenciando-se uma separação de fases entre o polímero e a matriz asfáltica (Figura 4-a). A amostra PEAD30 revelou uma superfície mais suave que as demais, mas é possível observar pontos com aparência rugosa, sugerindo que o polímero pode ter sido parcialmente difundido na matriz asfáltica. Novamente, observa-se estruturas de caráter cristalino na superfície da amostra, sugerindo novamente a ocorrência de um processo de cristalização devido à separação de fases (Figura 4-b).

Figura 4-a: Micrografia PEAD20. Magnificação 1.000x (OS AUTORES, 2019).

Figura 4-b: Micrografia PEAD30. Magnificação 1.000x (OS AUTORES, 2019).



## Ensaio Marshall

A avaliação da resistência das amostras através da aplicação de carga permitiu identificar que a substituição parcial do CAP por PEAD promove um aumento considerável na estabilidade do material, permitindo assim uma maior capacidade de suporte de carga. Conforme a

norma, é necessário a confecção de no mínimo de três corpos de provas, no entanto, devido a indisponibilidade de recursos, o presente trabalho utiliza apenas um para cada mistura.

A amostra de controle (PEAD0), apresentou uma estabilidade de 7,1 kN e fluência de 2,8mm. Comparado com a norma DNIT 031/2006 – ES, esta possui resultado superior ao limite mínimo de estabilidade esperada para uma mistura asfáltica, que é de 4,9 kN. Salienta-se que esta amostra é a única que apresenta sinais de ruptura visível [Figura 5(a)].

A amostra PEAD10 mostrou uma estabilidade de 15,1 kN e uma fluência de 5,9 mm. Houve um aumento de aproximadamente 215% em relação à estabilidade apresentada pela amostra de controle, o que sugere que o PEAD aumenta a estabilidade da mistura. Não houve sinais visíveis de ruptura da amostra [FIGURA 5 (b)], e o indicativo de ruptura foi percebido pelo deflectômetro da prensa utilizada no teste.

Para a amostra PEAD20, observou-se um aumento da estabilidade de aproximadamente 300%, ou seja, a estabilidade encontrada para esta foi de cerca de 21,3 kN e fluência de 8,9 mm. Mais uma vez, não foi possível observar sinais visíveis de ruptura no corpo de provas, começando por ser notado pela mão do deflectômetro utilizado no teste [FIGURA 5 (c)]. Isso porque, ao atingir a carga máxima suportada pelo elemento em análise, o deflectômetro da prensa estabilizou-se e começou a regredir.

O exemplar PEAD30 demonstrou o melhor desempenho quando comparado com os outros Corpo de provas. A estabilidade registrada para este foi de 25,3 kN, ou seja, 360% superior, quando comparado com o PEAD0. A fluência registrada para esta amostra foi de 10,0 mm. Não há sinais de ruptura, assim como nas amostras PEAD10 e PEAD20 [FIGURA 5 (d)], que são indicados apenas pela leitura do deflectômetro utilizado no teste.

Figura 5 (a): Corpo de provas PEAD0. É possível observar a ruptura do elemento após a aplicação da carga através de fraturas e deformações notáveis nas extremidades do elemento (OS AUTORES, 2019).

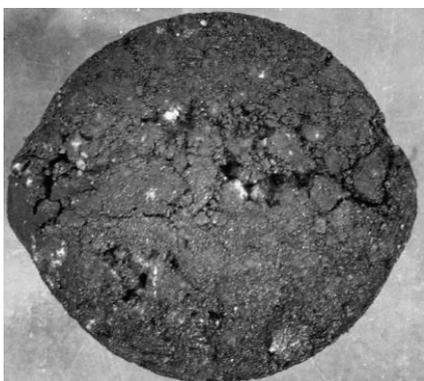


Figura 5 (b): Corpo de provas PEAD10. Os sinais de ruptura não são visíveis, mas é possível notar uma ligeira deformação do diâmetro do elemento (OS AUTORES, 2019).

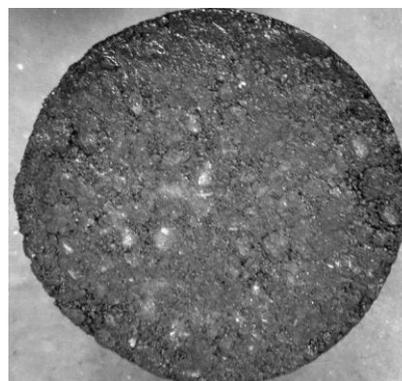


Figura 5 (c): Corpo de provas PEAD20. Não se observam sinais visíveis de ruptura. (OS AUTORES, 2019).

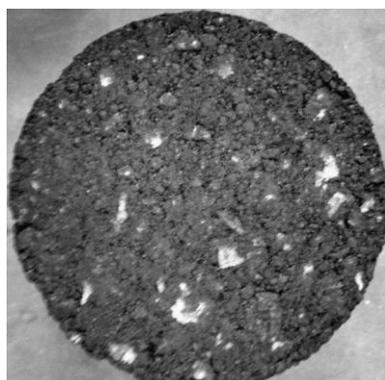
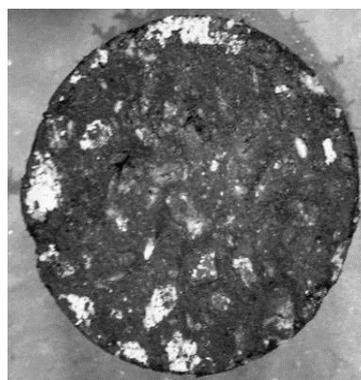


Figura 5 (d): Corpo de provas PEAD30. Não se observam sinais visíveis de ruptura. (OS AUTORES, 2019).



Ao se analisar o percentual de volumes vazios é possível verificar algumas alterações nestes parâmetros, como por exemplo, uma redução de quase 50% no valor calculado para PEAD0 e PEAD10. Para PEAD20, observa-se um incremento de 45% em relação a PEAD0. Para PEAD30, observa-se um incremento de 20%, quando comparado com PEAD0.

Analisando a Relação Betume-Vazios, observa-se que para o PEAD10, há um incremento de 13% no valor da RBV comparando-se com PEAD0, fazendo com que essa mistura se encontre acima dos intervalos exigidos por norma para utilização tanto em camada de rolamento, quando ligação. É observado também que o PEAD20 possui valores aquém dos mínimos exigidos para utilização em pavimentação, entretanto, pode-se utilizar a mistura para outros fins, e.g.: impermeabilização. Pode-se dizer que PEAD30 se encontra dentro do intervalo para utilização como camada de ligação.

A tabela 02 apresenta os dados mínimos exigidos pela norma DNIT 031/2006 – ES e os valores encontrados no presente trabalho.

Tabela 2: Comparativo entre os Parâmetros do Ensaio Marshall, conforme **norma DNIT 031/2006 – ES** (Os Autores, 2019).

	Camada de rolamento	Camada de ligação	PEAD0	PEAD10	PEAD20	PEAD30
Densidade Aparente (g/dm <sup>3</sup> )	-	-	2,378	2,450	2,408	2,431
Percentual de Volumes Vazios (%)	3-5	4,6	4,0	2,1	5,8	4,8
RBV (%)	75-82	65-72	74,5	84,1	63,6	68,4
Estabilidade (kN)	>4,9	>4,9	7,1	15,1	21,3	25,3
Fluência (mm)	-	-	2,8	5,9	8,9	10,0
Teor de CAP (%)	-	-	5,0	5,0	5,0	5,0

As influências no Percentual de Volumes Vazios, bem como no RBV podem ser decorrentes da adesão do PEAD a esses vazios, ou mesmo, em decorrência da existência de cristais poliméricos que talvez não tenham sido totalmente difundidos na matriz asfáltica. Ressalta-se que o percentual de vazios é um critério de fundamental importância em um pavimento, tendo em vista que, com a aplicação de cargas decorrentes do tráfego, o pavimento tende a se compactar, fazendo com que o ligante se desloque para a superfície do pavimento, ocasionando patologias na via.

## Conclusão

A fim de avaliar a eficácia do PEAD utilizado como aditivo e/ou substituto no CAP, é possível observar que a utilização do PEAD como substituto parcial do CAP provoca um aumento da estabilidade da mistura asfáltica, tornando-a menos susceptível a danos resultantes da aplicação de cargas elevadas.

Além disso, há a questão ambiental envolvida que pode ser avaliada a partir de metodologias quantitativas. Entretanto, é notório que é possível o descarte inadequado do plástico no meio ambiente, bem como nos oceanos. Contudo, nota-se a relevância da proposta como adição e/ou substituição parcial do CAP no que tange à aspectos ambientais, sociais e econômicos. Outra consequência satisfatória é a possível redução na utilização de produtos petrolíferos.

## Referências

ABDEL-WAHED, T.; MOUSSA, G.; ABDEL-RAHEEM, A. INVESTIGATING THE MOISTURE SUSCEPTIBILITY OF ASPHALT MIXTURES MODIFIED WITH HIGH-DENSITY POLYETHYLENE. *Jes. Journal Of Engineering Sciences*, [S.L.], p. 0, 31 ago. 2020. Egypt's Presidential Specialized Council for Education and Scientific Research.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR 14950: Materiais betuminosos – Determinação da Viscosidade Saybolt-Furol. Rio de Janeiro, 2003.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



AHMAD, M. S. Low density polyethylene modified dense graded bituminous macadam. *International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT)* – Volume 16 Number 8, 2014.

AIREY, G. D. Styrene butadiene styrene polymer modification of road bitumen. *Journal of Materials Science*. Vol 39 (3). Pag 951-959. 2004.

ALFAYEZ, S. A.; SULEIMAN, A. R.; NEHDI, M. L. Recycling Tire Rubber in Asphalt Pavements: state of the art. *Sustainability*, [S.L.], v. 12, n. 21, p. 9076, 31, 2020.

AL-KHANBASHI, A.; AL-KAABI, K.; HAMMAMI, A. Date palm fibers as polymeric matrix reinforcement: fiber characterization.: Fiber characterization. *Polymer Composites*, [s.l.], v. 26, n. 4, p. 486-497, 2005. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1002/pc.20118>.

AWWAD, M T; SHBEEB, L. The Use of Polyethylene in Hot Asphalt Mixtures.” *American Journal of Applied Sciences* 4: 6 (2007): 390-396. doi:10.3844/ajassp.2007.390.396.

BARNES, D.K.A.; GALGANI, F.; THOMPSON, R.C.; BARLAZ, M. Accumulation and fragmentation of plastic debris in global environments. *Philosophical Transactions of the Royal Society B: Biological Sciences* 364, 2009.

BEARSLEY, S.; FORBES, A.; HAVERKAMP, R. G. Direct observation of the asphaltene structure in paving-grade bitumen using confocal laser-scanning microscopy. *Journal of Microscopy*, [s.l.], v. 215, n. 2, p.149-155, ago. 2004.

BERNUCCI, L. B; MOTTA, L.M.G. da; CERATTI, J. A; SOARES, J.B. Pavimentação asfáltica. PETROBRAS: ABEDA. Rio de Janeiro, 2008.

COLE, M.; LINDEQUE, P.; HALSBAND, C.; GALLOWAY, T. S. Microplastics as contaminants in the marine environment: a review. *Marine Pollution Bulletin*. Vol. 62. Pag. 2588-2597. 2011.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 043/95: Misturas betuminosas à quente - Ensaio Marshall. Rio de Janeiro, 1994.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 078/94: Agregado Graúdo - adesividade a ligante betuminoso. Rio de Janeiro, 1995.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ES 031/2006: Pavimentos Flexíveis - Concreto Asfáltico - Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2006

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. NORMA DNIT 178/2018 - PRO - Pavimentação asfáltica - Preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall asfáltico. Rio de Janeiro, 2018

ELSEIFI, M. A.; AL-QADI, I. L.; YANG, S.; CARPENTER, S. H. Validity of Asphalt Binder Film Thickness Concept in Hot-Mix Asphalt. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, [s.l.], v. 2057, n. 1, p.37-45, jan. 2008.

FONTOURA, E. INCORPORAÇÃO DE FLOCOS RECICLADOS DE POLIETILENO EM LIGANTE ASFÁLTICO. 2019. 32 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

GREGORY, M.R. Environmental implications of plastic debris in marine settings: entanglement, ingestion, smothering, hangers-on, hitch-hiking and alien invasions. *Philosophical Transactions of the Royal Society B: Biological Sciences* 364, 2013–2025. 2009.

GUIMARÃES, M. E. EFEITO DA ADIÇÃO DE RESÍDUOS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDADE E BORRACHA DE PNEUS EM LIGANTE ASFÁLTICO 50/70. 2019. 97 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território (Ilatit), Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Foz do Iguaçu, 2019.

HINISLIOĞLU, S; AĞAR, E. Use of waste high density polyethylene as bitumen modifier in asphalt concrete mix. *Materials Letters* 58: 3–4 (2004): 267-271.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



IBRAHIM, Al-Hadidy A.. Laboratory investigation of aged HDPE-modified asphalt mixes. **International Journal Of Pavement Research And Technology**, [S.L.], v. 12, n. 4, p. 364-369, jul. 2019. Springer Science and Business Media LLC.

ISSA, A. The impact of adding waste tire rubber on asphalt mix design. **Proceedings of International Structural Engineering and Construction**, 2020. v. 7, n. 2, p. MAT-08-1-MAT-08-6.

LOEBER, L; SUTTON, O; MOREL, J; VALLETON, J-M; MULLER, G. New direct observations of asphalts and asphalt binder by scanning electron microscopy and atomic force microscopy. *Journal of Microscopy*. Vol 182, Pt 1. Pag 32-39. 1996.

LOZANO, R.L., MOUAT, J. Marine Litter in the North-East Atlantic Region: Assessment and Priorities for Response. KIMO International. 2009.

MA, Y.; ZHOU, H.; JIANG, X.; POLACZYK, P.; XIAO, R.; ZHANG, M.; HUANG, B. The utilization of waste plastics in asphalt pavements: a review. **Cleaner Materials**, [S.L.], v. 2, p. 100031, dez. 2021. Elsevier BV.

NAWIR, D.; MANSUR, A. Z. The Impact of HDPE Plastic Seeds on the Performance of Asphalt Mixtures. **Civil Engineering Journal**, [S.L.], v. 7, n. 9, p. 1569-1581, 1 set. 2021. Ital Publication.

PRAHARA, E.; ASWITA, F.; SHINTA, E. S. N. P. The effect of High-Density Polyethylene (HDPE) and Low-Density Polyethylene (LDPE) on characteristics of asphalt concrete with dry and wet mixing process. **Iop Conference Series: Materials Science and Engineering**, [S.L.], v. 852, p. 012056, 21 jul. 2020. IOP Publishing.

POLACCO, G; FILIPPI, S; MERUSI, F; STASTNA, G. A review of the fundamentals of polymer-modified asphalts: Asphalt/polymer interactions and principles of compatibility. **Advanced in colloid and interface Science**, vol 224, pag 72-112. 2015.

PUTRA, W. N; SYAHWALIA, R; HENDRASETYAWAN, B. E.; GIOVANNI, S. C; CHALID, M. Comparison Study of Polyethylene and Polypropylene Addition on Asphalt with Lignin as Coupling Agent. *Macromolecular. Symposia*. 2017, 371, 140–143

PUTRI, E. E; VASILSA, O. Improve the Marshall stability of porous asphalt pavement with HDPE addition. **Matec Web Of Conferences**, [S.L.], v. 276, p. 03005, 2019. EDP Sciences.

RINCÓN-ESTEPA, J. A.; GONZÁLEZ-SALCEDO, E. V.; RONDÓN-QUINTANA, H. A.; REYES-LIZCANO, F. A.; BASTIDAS-MARTÍNEZ, J. G. Mechanical Behavior of Low-Density Polyethylene Waste Modified Hot Mix Asphalt. **Sustainability**, [S.L.], v. 14, n. 7, p. 4229, 2 abr. 2022. MDPI AG.

SEMBIRING, E; RAHMAN, H; SISWAYA, Y. M. Utilization of polypropylene (pp) to substitute bitumen for asphalt concrete wearing course (AC-WC). *International Journal of GEOMATE*, Feb. 2018 Vol.14, Issue 42. Japan.

SHAH, M. R. S; ZAINUDDIN, N. I; MIN, Y. H; NASARUDDIN, N. A. I.; SIAN, T. L. Reduction of Optimum Bitumen Content in Polyethylene Modified Bituminous Mixes. *American Journal of Civil Engineering*. Vol. 6, No. 3, 2018, pp. 93-98. doi: 10.11648/j.ajce.20180603.12

THOMPSON, R.C. Plastic debris in the marine environment: consequences and solutions. In: Krause, J.C., Nordheim, H., Bräger, S. (Eds.), *Marine Nature Conservation in Europe*. Federal Agency for Nature Conservation, Stralsund, Germany, pp. 107–115. 2006

XU, X.; CHU, Y.; LUO, Y.; WU, Q.; CHEN, X.; SHU, S. Value-Added Use of Waste PET in Rubberized Asphalt Materials for Sustainable Pavement. **Applied Sciences**, [S.L.], v. 12, n. 2, p. 871, 15 jan. 2022. MDPI AG.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### UTILIZAÇÃO DE GEOESTATÍSTICA NA ANÁLISE DE JAZIDAS DE SOLOS PARA PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA

*ANTONIA FABIANA MARQUES ALMEIDA<sup>1</sup>; FRANCISCO HEBER LACERDA DE  
OLIVEIRA<sup>2</sup>*

#### RESUMO

A pavimentação rodoviária demanda volumes elevados de solos para compor suas camadas granulares. Esses materiais são extraídos de jazidas que tenham sido previamente analisadas atingindo os parâmetros requeridos pelas normas vigentes. Para a análise, o material das jazidas é considerado homogêneo, e os valores representativos adotados são oriundos de pontos coletados espacialmente garantindo uma cobertura de toda a área que se deseja conhecer. Dada a variabilidade espacial dos solos, este trabalho tem como objetivo verificar a homogeneidade dos valores de Índice de Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio* - CBR) de jazidas de solos com o uso de geoestatística. Para tanto, foram obtidas informações de duas jazidas na Região Metropolitana de Fortaleza, Ceará, com 75 e 121 pontos de amostragem. Dada a distribuição espacial dos pontos, que não segue uma quadrícula bem definida, nem apresentam uniformidade de distância, a direção ideal de avaliação foi a omnidirecional, confirmada pelos variogramas. Foi verificado, na etapa de modelagem, que nenhum dos conjuntos de dados apresentou efeito de pepita, indicando ausência de irregularidades no início do variograma. Com os parâmetros do variograma e da modelagem definidos, foram realizadas estimativas de informações dos pontos não amostrados com o uso de krigagem ordinária, gerando mapas interpolados. Pôde-se concluir, das análises verificadas neste trabalho, que para o CBR as jazidas avaliadas podem ser consideradas homogêneas. Vale ressaltar que essa conclusão não pode ser extrapolada para outras jazidas, sendo necessárias a realização de verificações individuais. Geoestatística é um método viável para essa análise.

**PALAVRAS-CHAVE:** Solos, Jazida, Pavimentação, Variabilidade, Geoestatística.

#### ABSTRACT

Road paving requires high volumes of soil to compose its granular layers. Deposits with these materials must be analyzed previously to evaluate if the parameters meet the current regulations. For the analysis, the material from the deposits is considered homogeneous. The representative values adopted come from spatially collected points, guaranteeing coverage of the entire area desired to be known. Due to the spatial variability of the soils, this work aims to verify the homogeneity of the California Bearing Ratio (CBR) values from soils deposits using geostatistics. We obtained information from two deposits in the Metropolitan Region of Fortaleza, Ceara, with 75 and 121 sampling points. Given the spatial distribution of the points, which does not follow a well-defined grid, nor do they present uniformity of distance, the ideal direction of the evaluation was omnidirectional, confirmed by the variograms. We verified in the modeling that none of the data sets presented a nugget effect, indicating the absence of irregularities at the beginning of the variogram. With the variogram and modeling parameters defined, we obtained information on the unsampled points using ordinary kriging through interpolated maps. From the analyses verified in this work, we concluded that the CBR of the evaluated soil deposits could be considered homogeneous. It is worth mentioning that designers cannot replicate this conclusion to other soil deposits, and individual verifications are necessary. Geostatistics is a workable method for the analysis.

**KEYWORDS:** Soil, Deposit, Paving, Variability, Geostatistics.

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia de Transportes, Bloco 703, Campus do Pici, UFC, [fabiana@det.ufc.br](mailto:fabiana@det.ufc.br)

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia de Transportes, Bloco 703, Campus do Pici, UFC, [heber@det.ufc.br](mailto:heber@det.ufc.br)

## INTRODUÇÃO

Considerando a variabilidade disponível na natureza, nem todo solo pode ser empregado em determinadas estruturas (Janjua e Chand, 2016; Bayamack *et al.*, 2019; Bharath *et al.*, 2021). Obras que são assentes sobre solos demandam fatores de segurança consideravelmente elevados, devido às incertezas associadas ao material (Lakshmi *et al.*, 2020; Preethi *et al.*, 2020).

A pavimentação rodoviária é uma atividade que consome uma considerável quantidade de solos para composição de suas camadas granulares. Para ter conhecimento da qualidade dos materiais a serem empregados, são realizados ensaios de caracterização física, mecânica e algumas vezes, química. A camada na qual o material será utilizado dependerá da qualidade geotécnica do material disponível.

Em 2021, por meio de DNIT (2021), foi instituído novo método de dimensionamento de pavimentos flexíveis no Brasil, o MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional). Embora seja uma diretriz de esfera nacional, destinada a rodovias federais, muitas vezes os estados adotam as especificações do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Para adoção dos materiais granulares que compõem as camadas dos pavimentos, são realizados estudos geotécnicos, divididos nas fases de projeto básico e executivo. Esses estudos compreendem a realização de uma série de ensaios laboratoriais voltados à caracterização física e mecânica, como o Índice de Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio* – CBR), o Módulo de Resiliência (MR) e a Deformação Permanente (DP).

Como o MeDiNa adota os novos parâmetros MR e DP, que são ensaios demorados e onerosos, ainda há uma utilização massiva do CBR como parâmetro de entrada. Porém, há uma lacuna no que se refere à amostragem das jazidas para identificação do CBR de projeto, que considera homogeneidade do material em toda sua extensão. Porém, como o solo é sujeito a uma variabilidade espacial, é importante a utilização de métodos que identifiquem essa heterogeneidade (Benedetto *et al.*, 2013; Owoyemi e Go, 2017) para evitar futuros defeitos.

Uma possibilidade é com o uso de geoestatística, que visa fornecer descrições quantitativas de variáveis naturais distribuídas no espaço de forma muito esparsa por razões econômicas (Chilès e Delfiner, 2012). Como não foram identificados estudos (nacionais e internacionais) e análises de jazidas com o uso de geoestatística em pavimentação, este trabalho tem como objetivo verificar a existência de homogeneidade espacial de jazidas de camadas granulares para compor camadas de pavimentos rodoviários, considerando as informações de CBR, localizadas na Região Metropolitana de Fortaleza.

## REFERENCIAL TEÓRICO

Este tópico tem o intuito de apresentar informações resumidas acerca do dimensionamento de pavimentos rodoviários no Brasil e descrever os métodos de caracterização dos materiais das camadas.

### Parâmetros mecânicos dos solos para pavimentação

Para a caracterização física dos solos de pavimentação, são realizados ensaios normalizados, com o intuito de conhecê-los e identificar se são adequados para as camadas aos quais se destinam, indicados por DNIT (2006). Esses parâmetros são determinados para, além de conhecer a adequabilidade, auxiliar no dimensionamento do pavimento, uma vez que alguns são parâmetros de entrada dos métodos empírico e mecanístico-empírico, como o CBR e o MR.

O CBR retrata a capacidade de suporte dos pavimentos em termos de ruptura plástica sob um carregamento estático (DNIT, 2006). O ensaio consiste em um método para avaliar a resistência à penetração que um solo apresenta, como forma de representar sua resistência. No dimensionamento

pelo método empírico, esse parâmetro auxilia na determinação das espessuras das camadas do pavimento (Li, Kong e Liu, 2020).

Com a observação da deterioração prematura dos pavimentos atribuída à fadiga dos materiais (DNIT, 2006), surgiu a necessidade de utilizar outro método para compreender o fenômeno não explicado pelos procedimentos básicos. Isso porque o pavimento não está exposto a um carregamento estático, como simulado pelo ensaio de CBR.

Assim, o MR começou a ser utilizado, por permitir a análise e previsão dos estados de tensão-deformação das estruturas dos pavimentos utilizando ambiente computacional. Para solos e materiais granulares, o MR pode ser obtido através do ensaio triaxial de cargas repetidas (DNIT, 2018). O MR parte de propriedades dinâmicas, e é dado pela relação entre a tensão-desvio ( $\sigma_d$ ), que é a diferença entre as tensões axial ( $\sigma_1$ ) e confinante ( $\sigma_3$ ) aplicada repetidamente e a deformação específica axial ( $\epsilon_r$ ) correspondente a um número particular de repetição da tensão-desvio.

### Geoestatística

A geoestatística pode ser definida, segundo Chilès e Delfiner (2012), como uma aplicação de métodos probabilísticos em variáveis regionalizadas, que possuem dependência espacial, permitindo quantificar incertezas no espaço (por meio de modelagem). Para identificar o comportamento da variável analisada segundo uma direção, é utilizada uma função estruturada, o variograma ( $\gamma_h$ ), que considera a variabilidade de um parâmetro de acordo com a distância entre os pontos analisados (Bárdossy, 2019).

Nos variogramas são definidos o vetor de distância (*lag distance* -  $h$ ) entre dois pontos que possuam correlação em determinadas direções a serem definidas. Na etapa de modelagem, são definidas a estrutura (se há, ou não, presença do efeito pepita - descontinuidade no início do gráfico, dado por  $C_0$ ), o modelo matemático que melhor se adequa ao conjunto de dados, a amplitude ( $a_1$ ), que é a distância a partir da qual os dados não apresentam correlação espacial e a covariância espacial ( $C_h = C_0 + C_1$ ) (Chilès e Delfiner, 2012). Caso não exista efeito de pepita,  $C_h = C_1 =$  variância da amostra.

Com a determinação dessas informações, podem ser realizadas as estimativas de informações de locais não amostrados. Uma possibilidade que é muito utilizada é a krigagem ordinária (KO) (Kiš, 2016). A KO é um método de interpolação que considera suposições de estacionaridade simples, e não requer o conhecimento do valor esperado da média ( $m(x)$ ) dos valores.

### MÉTODO DE PESQUISA

Para verificar a existência de homogeneidade espacial de jazidas de materiais para pavimentação, as seguintes etapas foram definidas: (i) Seleção de jazidas para verificação; (ii) Análise descritiva dos dados das jazidas; (iii) Definição de variogramas para identificação das direções ideais; e (iv) Interpolação com krigagem ordinária e validação cruzada dos dados, considerando a *Root Mean Square Error* (RMSE) e o coeficiente de determinação ( $R^2$ ). Como ferramentas computacionais foram utilizados:

- QGIS, versão 3.16, para apresentar a localização das jazidas e utilizar o *plugin* para a interpolação;
- Biblioteca Matplotlib do Python, para apresentar a distribuição espacial dos pontos, e os gráficos de *boxplot* e histograma;
- Biblioteca Scikit GStat do Python, para calcular e apresentar os variogramas;
- Plugin* Smart-Map do QGIS para a interpolação dos dados de CBR das jazidas por krigagem ordinária e validação cruzada.

## RESULTADOS

### Seleção das Jazidas

Foram selecionadas duas jazidas destinadas à utilização na camada de base da obra da Rodovia CE-010. As jazidas estão localizadas na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), mais especificamente nas divisas com os municípios de Eusébio e de Itaitinga, em locais próximos à diretriz da rodovia. Foram denominadas de Jazida 1 (J01) e Jazida 2 (J02), conforme Figura 1.

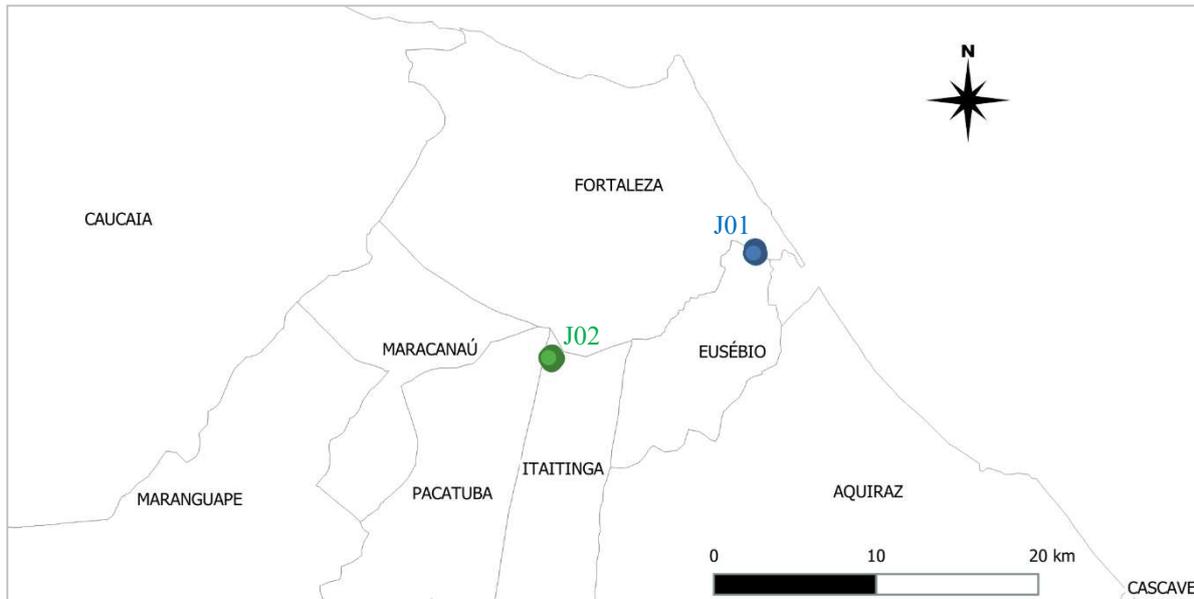


Figura 1. Localização das jazidas 1 e 2 da Rodovia CE-010.

As jazidas foram exploradas de forma que, na sondagem definitiva, foram abertos 75 e 121 poços, respectivamente. Foram coletados, em todos os pontos, as coordenadas X e Y, em formato UTM. As Figuras 2 e 3 apresentam de forma mais detalhada a distribuição dos pontos de coleta da J01 e J02, respectivamente, com a variação dos valores de CBR conforme escala indicada.

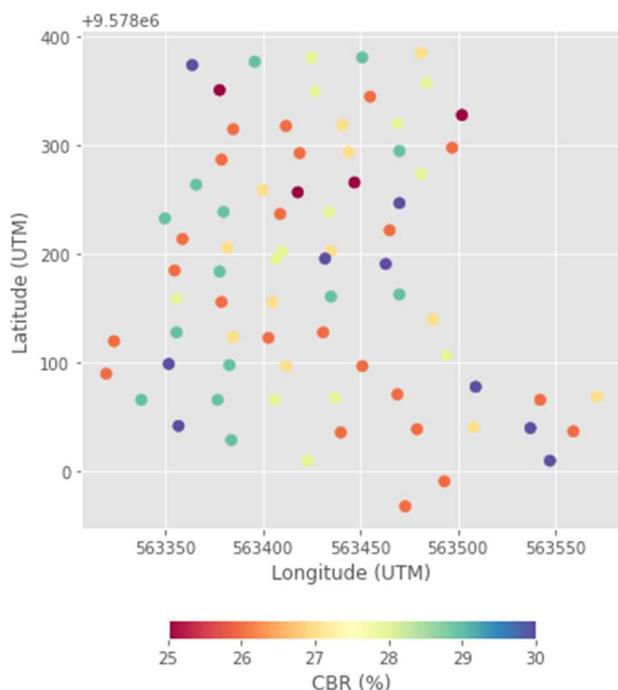


Figura 2. Distribuição dos valores de CBR sondados na J01 (Rodovia CE-010) (I de Moran = 0,312, p-valor = 0,071).

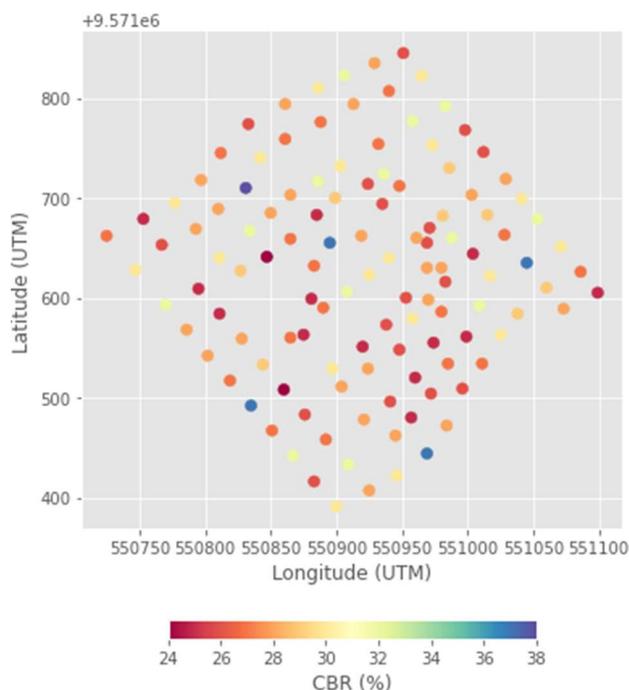


Figura 3. Distribuição dos valores de CBR sondados na J02 (Rodovia CE-010) (I de Moran = 0,485, p-valor = 0,419).

Pode-se observar, pelas figuras 2 e 3, que as distribuições dos pontos sondados nas jazidas não formam uma malha quadriculada e nem apresentam direção única. Ambas as jazidas tiveram o solo classificado como A-2-4 pelo Sistema AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), com predominância de materiais do tipo areia e areia siltosa ou argilosa, e comportamento de excelente a bom como subleito. A J01 apresentou, em todos os pontos sondados, característica NL (não líquido) e NP (não plástico) na análise dos limites de consistência. A J02 apresentou valores diferentes para todos os pontos, e nenhum foi NL e/ou NP.

Além disso, foram fornecidos dois parâmetros que podem ser verificados nos gráficos das figuras 2 e 3: o I de Moran e o p-valor. O primeiro é a medida de autocorrelação espacial, e o segundo é o resultado do teste em que a hipótese nula é de que não há autocorrelação espacial. Ao verificar os resultados, a um nível de significância de 5%, pode-se constatar que não há autocorrelação.

### Análise Descritiva dos Dados

Foi realizada uma análise prévia dos dados com o intuito exploratório. A Figura 4 apresenta o *boxplot* dos valores de CBR das jazidas. Esse foi o parâmetro adotado para análise uma vez que é um importante *input* do método empírico de dimensionamento de pavimentos. Portanto, será o parâmetro utilizado na análise geoestatística apresentada neste trabalho.

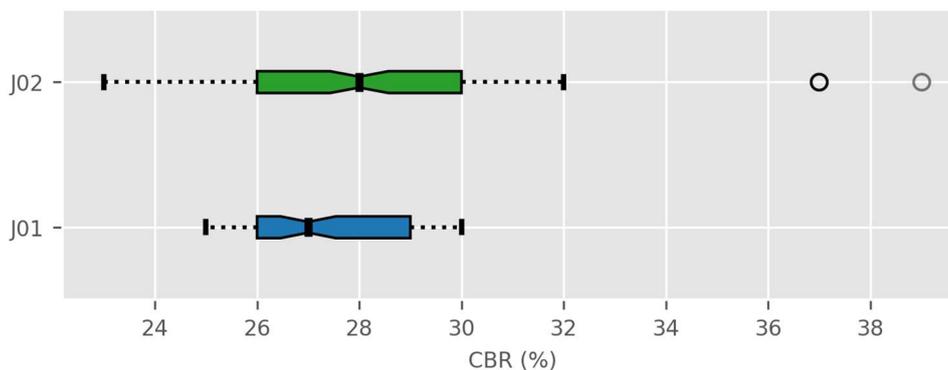


Figura 4. *Boxplot* das Jazidas 1 e 2 da Rodovia CE-010.

Pode-se observar, pelo *boxplot* da Figura 4, que os valores de CBR da J02 apresentam maior variabilidade e visualmente há presença de *outliers*. Essa maior variabilidade pode ser observada quando o histograma é gerado. A Figura 5 apresenta os histogramas dos valores de CBR considerando cinco intervalos de classes.

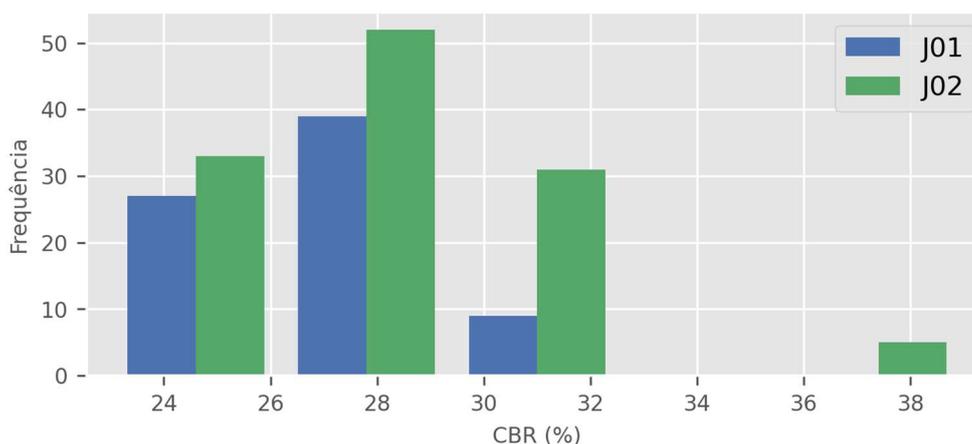


Figura 5. Histograma dos dados de CBR da J01 e J02 da Rodovia CE-010.

Do histograma pode-se observar que os dados das jazidas apresentam uma descontinuidade de informações quando analisadas em 5 intervalos de classe. Isso indica que, apesar da variabilidade dos dados, não há uma distribuição homogênea, acarretando concentração em alguns intervalos. A Tabela 1 apresenta um resumo descritivo da estatística univariada dos dados de CBR das duas jazidas.

Tabela 1. Resumo dos dados descritivos da estatística univariada dos dados de CBR (%).

Parâmetro	J01	J02
Quantidade de amostras	75	121
Média	27,49	28,32
Variância	2,28	8,09
Desvio Padrão	1,51	2,84
Coefficiente de Variação	0,05	0,10
Mínimo	25	23
Mediana	27	28
Máximo	30	39
Coefficiente de Assimetria	0,20	1,26

Pode-se verificar, pela Tabela 1, que a J01 apresenta menor variabilidade, como já visualizado pelo *boxplot*, menor coeficiente de variação e a assimetria é próxima de zero. A assimetria dos dados de

CBR da J02 são maiores, indicando a distorção à direita (como pode ser visualizado melhor pelo histograma da Figura 5). Pressupõe-se que, embora as jazidas sejam do mesmo tipo de material na Classificação AASHTO, há uma variabilidade entre elas. Assim, a hipótese obtida dessa análise é de que não se pode extrapolar as análises realizadas em uma jazida para as demais, ainda que seja o mesmo tipo de solo.

### Verificação dos Variogramas

Dada a espacialização dos pontos não seguir uma direção única, a premissa é que, para jazidas de materiais para pavimentação, a análise ideal é com o variograma omnidirecional. Assim, foram testados alguns pares de direções ortogonais: 0° e 90°; 30° e 120° (-60°); 45° e 135° (-45°). Foram analisados os valores de amplitude ( $a_1$ ) oriundos do ajuste dos pontos para verificar a existência de anisotropia e, conseqüentemente, identificar a(s) direção(ões) para a modelagem.

### Variogramas da Jazida 1

Os valores  $a_1$  encontrados da modelagem nas direções testadas mostraram que a variável no espaço não apresenta anisotropia. Logo, a direção considerada foi a omnidirecional para a análise dos dados da J01. A Figura 6 apresenta os variogramas omnidirecionais da J01, com os ajustes obtidos pelos modelos disponíveis na biblioteca do Python, bem como seus respectivos valores de RMSE.

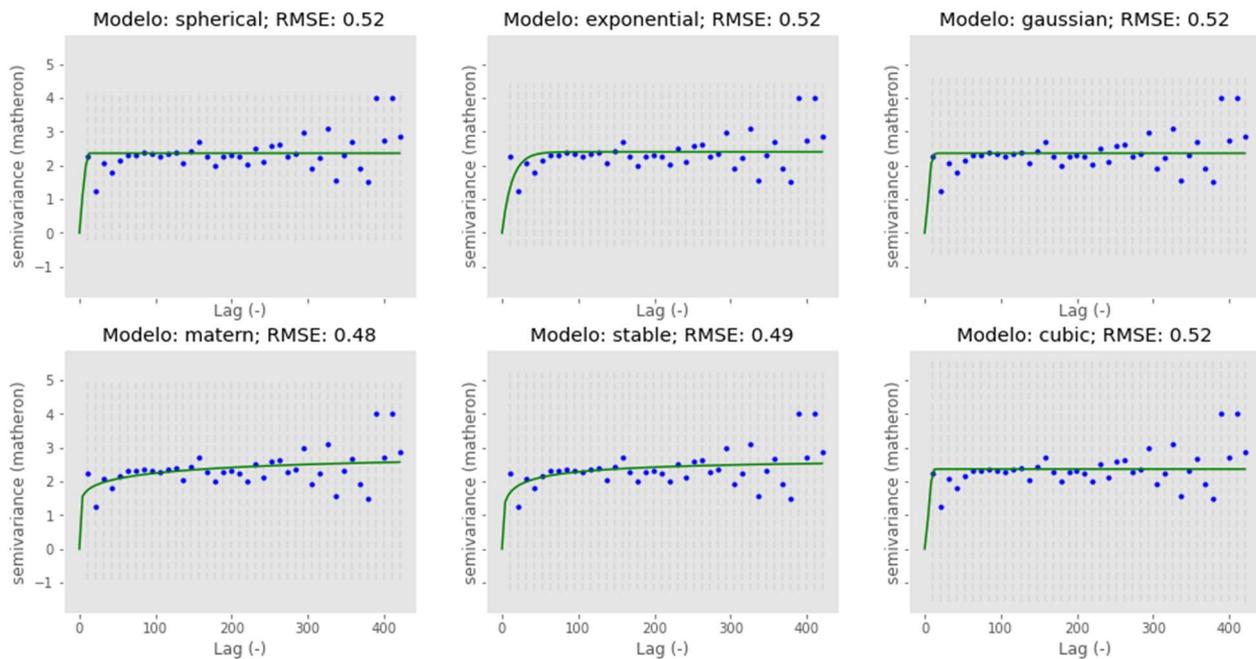


Figura 6. Variogramas omnidirecionais e ajustes com diferentes modelos da J01.

Dentre os modelos verificados da Figura 6, pode-se verificar que o valor de RMSE apresenta baixa variação. Foi então considerado o esférico para a análise, apesar de não ter apresentado o menor valor de RMSE, é o modelo mais utilizado em análise geoestatística. O *lag distance* ( $h$ ) foi de 40m, e limite de 420,377m. Não há efeito de pepita ( $C_0$  foi nulo), logo  $C_1$  assumiu o valor da variância da amostra (2,277). A amplitude verificada ( $a_1 = 49,621m$ ) do ajuste foi superior a  $h$  considerada inicialmente. O modelo esférico, que apresentou uma RMSE de 0,52, teve  $R^2$  de 0,306. A Figura 7 mostra o detalhe do variograma da J01 com o modelo de ajuste esférico e a frequência de informações das informações plotadas.

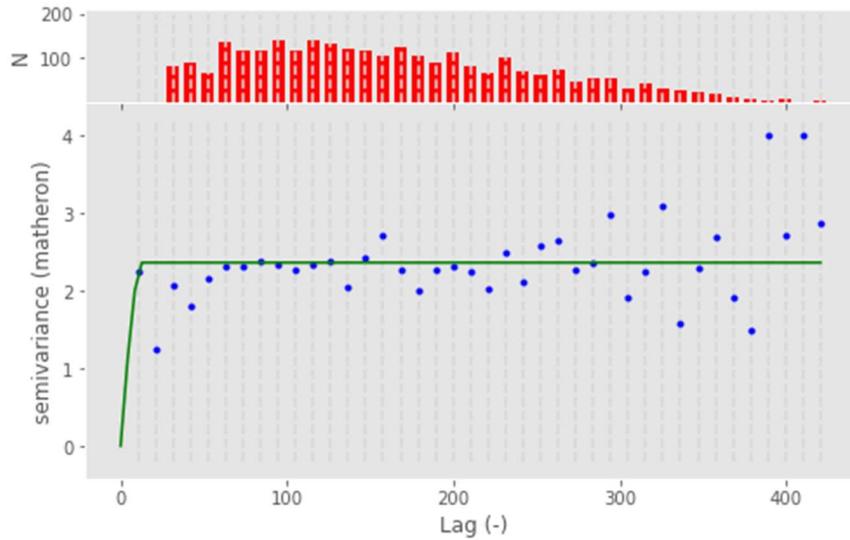


Figura 7. Variograma da J01 com o modelo de ajuste esférico.

### Variogramas da Jazida 2

Assim como ocorreu na J01, os valores  $a_1$  encontrados da modelagem nas direções testadas mostraram que a variável CBR não apresenta anisotropia. Logo, a direção considerada foi a omnidirecional para a análise dos dados da J02, cujos variogramas estão representados na Figura 8, com os ajustes obtidos pelos modelos disponíveis na biblioteca do Python. A Figura 9 apresenta o variograma com o modelo de ajuste esférico adotado para a análise.

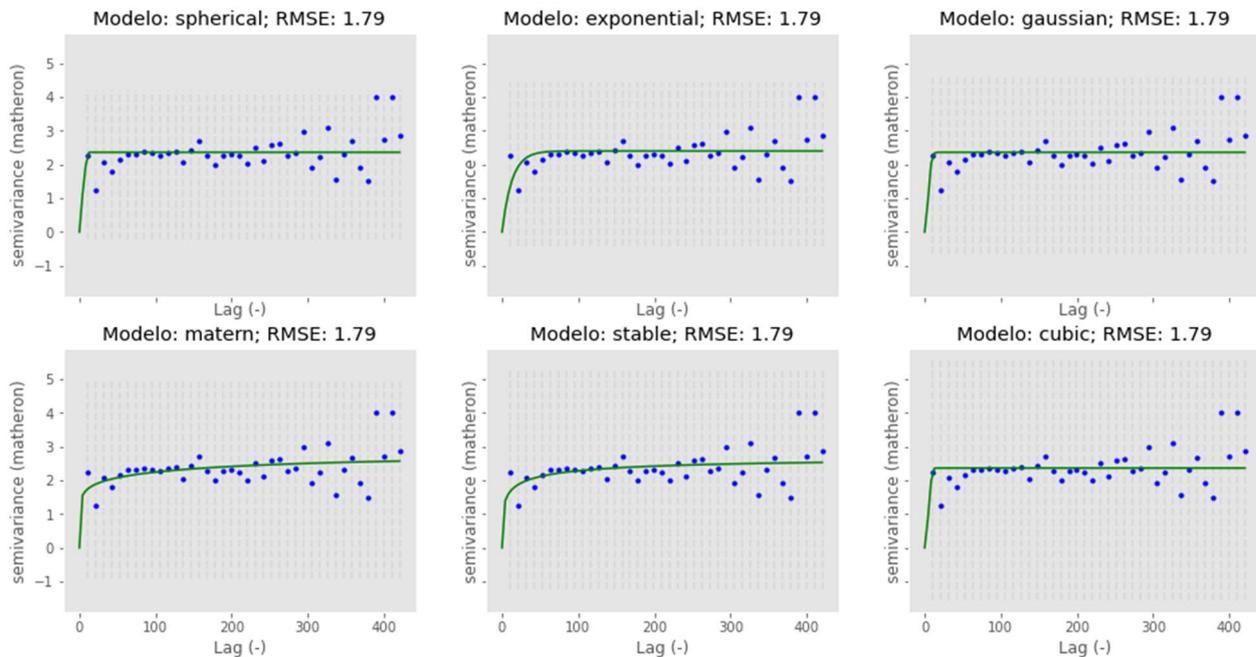


Figura 8. Variogramas omnidirecionais e ajustes com diferentes modelos da J02.

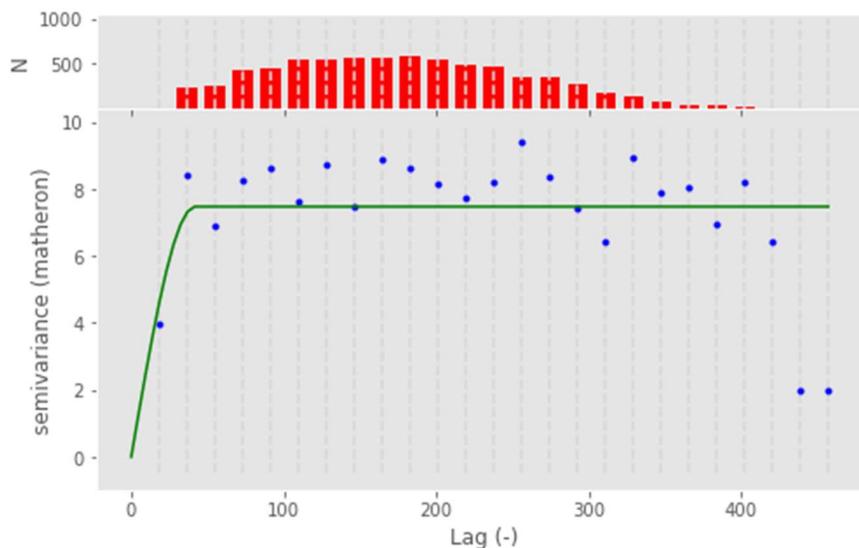


Figura 9. Variograma da J02 com o modelo de ajuste esférico.

Diferente da J01, que apresentou variação dos valores de RMSE (embora próximos), na J02 os modelos de ajuste testados obtiveram o mesmo resultado, de 1,79, superior aos identificados na jazida anterior. Assim, o modelo de ajuste adotado para a análise foi o esférico, apresentado com a frequência de informações. Não foi identificado efeito de pepita,  $C_1$  foi igual à variância da amostra (8,086) e  $a_1$  foi de 43,401m, também superior a  $h$  definido inicialmente, de 25m.

### Interpolação

Com as informações obtidas dos variogramas dos valores de CBR das duas jazidas, foi realizada uma interpolação por krigagem ordinária. Para isso, foi definido um polígono externo à malha de pontos como limite da área de interpolação, para minimizar possíveis erros oriundos da distância. A interpolação utilizou uma malha com tamanho de *pixel* (1m x 1m) e no máximo 8 vizinhos a serem considerados. Em ambas as jazidas, o raio de busca considerado foi o respectivo valor de amplitude fornecido pelos variogramas omnidirecionais.

As Figuras 10 e 11 apresentam os mapas interpolados da J01 e J02, respectivamente. Os valores estimados de CBR para J01 foram de 24,84% a 30,04% e na J02 variaram entre 23,05% e 38,85%. Também foi realizada uma validação cruzada entre os dados estimados e os dados observados. Na J01, a RMSE foi de 1,638 e o  $R^2$  de 0,011. Na J02, os valores de RMSE e  $R^2$  foram de 3,190 e 0,001, respectivamente, sendo essa a jazida que apresentou os piores resultados de estimação.

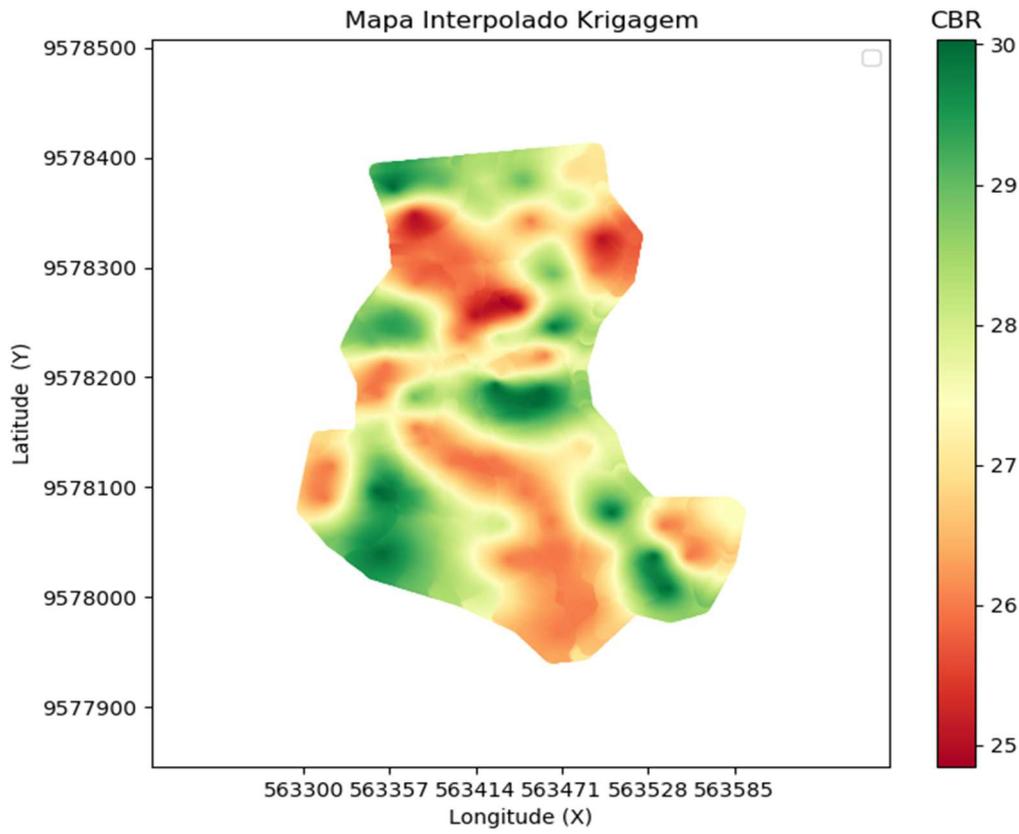


Figura 10. Mapa de interpolação por krigagem ordinária da J01.

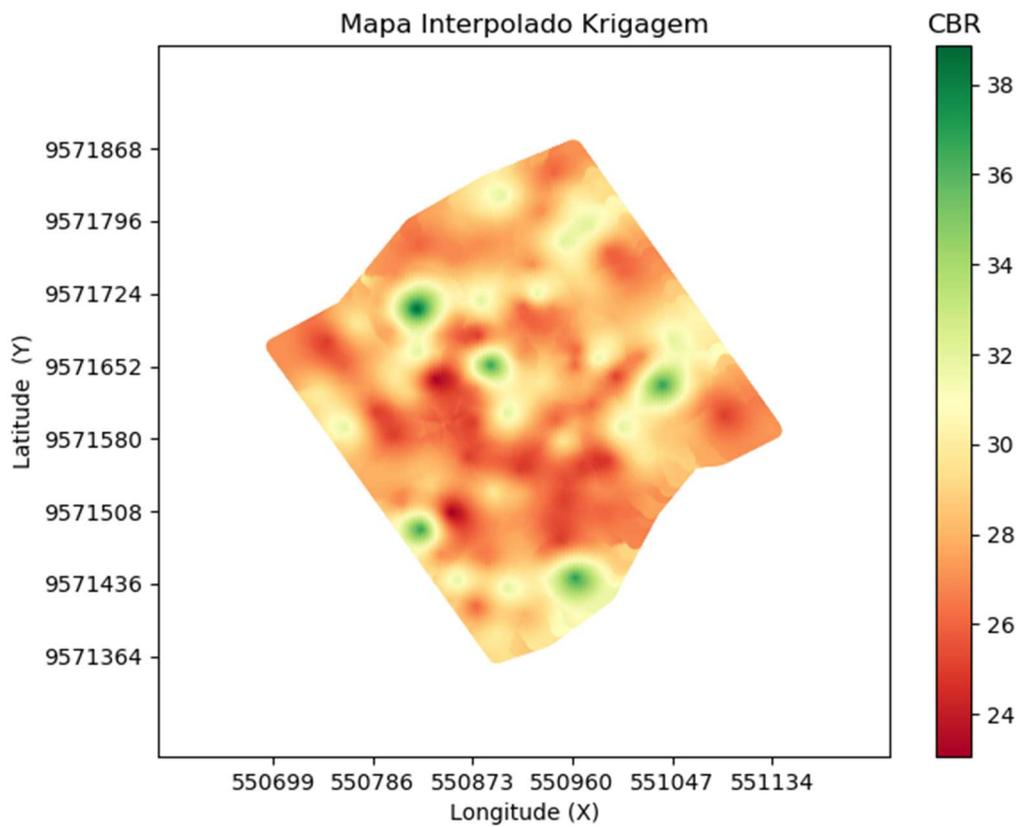


Figura 11. Mapa de interpolação por krigagem ordinária da J02.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como a direção ideal de análise dos dados de CBR das jazidas foi a omnidirecional, pode-se constatar que há uma homogeneidade de variação espacial dessa informação nas jazidas estudadas. Essa afirmação não pode ser extrapolada a outras jazidas, pois, como citado, as analisadas neste trabalho apresentaram o mesmo tipo de material, um solo A-2-4 conforme Classificação AASHTO.

Nos dois conjuntos de dados, ao analisar os variogramas, nenhum apresentou efeito de pepita, para os diferentes modelos de ajuste analisados. As amplitudes foram superiores aos *lag distances* adotados e foram, portanto, considerados como o raio na estimativa por interpolação.

Ao analisar a interpolação por krigagem ordinária, por meio da validação cruzada, pode-se afirmar que os resultados não são satisfatórios, uma vez que o  $R^2$  apresentou valores considerados baixos. Essa baixa qualidade da estimação pode estar ligada ao modelo de ajuste adotado. Como os variogramas apresentaram valores muito próximos (J01) ou até iguais (J02), o modelo considerado (esférico) pode não ser o mais adequado.

Recomenda-se análise espacial para explorar informações oriundas dos ensaios de solos extraídos de jazidas para determinar um parâmetro representativo, verificar a homogeneidade do material ou estimar os valores nos pontos não amostrados. A Geoestatística é um método viável para a realização dessa análise, colaborando com os projetos de pavimentação rodoviária.

## REFERÊNCIAS

- Bárdossy, A. (2019) Introduction to Geostatistics. Institute of Hydraulic Engineering. University of Stuttgart. Disponível em: <https://osf.io/6jzpn/>. Acesso em: 01 dez. 2021.
- Bayamack, J. F. N.; Onana, V. L.; Mvindi, A. T. N.; Ze, A. N.; Ohandja, H. N.; Eko, R. M. (2019) Assessment of the determination of Californian Bearing Ratio of laterites with contrasted geotechnical properties from simple physical parameters. *Transportation Geotechnics*. 19, 84-95. DOI: 10.1016/j.trgeo.2019.02.001.
- Benedetto, A.; Tosti, F.; Ortuani, B.; Giudici, M.; Mele, M. (2013) Soil moisture mapping using GPR for pavement applications. 2013 7th International Workshop on Advanced Ground Penetrating Radar. Nantes, France. DOI: 10.1109/IWAGPR.2013.6601550.
- Bharath, A.; Manjunatha, M.; Tangadagi, R. B.; Reshma, T. V.; Preethi, S. (2021) Influence and correlation of maximum dry density on soaked & unsoaked CBR of soil. *Materials Today: Proceedings*. 2214-7853. DOI: 10.1016/j.matpr.2021.04.232.
- Chilès, J. P.; Delfiner, P. (2012) *Geostatistics - Modeling Spatial Uncertainty*. 2<sup>nd</sup> edition. John Wiley & Sons, Inc. New Jersey.
- DNIT (2006) Manual de Pavimentação. IPR-719. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro.
- DNIT (2018) Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. ME-134. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro.
- DNIT (2021) Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. IS 247. Instrução de Serviço. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro.
- Janjua, Z. S.; Chand, J. (2016) Correlation of CBR with index properties of soil. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*. 7 (5), 57–62. Disponível em: <http://iaeme.com/Home/issue/IJCIET?Volume=7&Issue=5>. Acesso em: 12 nov. 2021.
- Kiš, I. M. (2016) Comparison of Ordinary and Universal Kriging interpolation techniques on a depth variable (a case of linear spatial trend), case study of the Šandrovac Field. *The Mining-Geology-Petroleum Engineering Bulletin*. DOI: 10.17794/rgn.2016.2.4.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



Lakshmi, S. M.; Gani, M. A.; Kamalesh, V.; Mahalakshmi, V.; Padmesh, P. M. (2020) Correlating unsoaked CBR with UCC strength for SC and SP soil. *Materials Today: Proceedings*. 43(2), 1293-1303doi: 10.1016/j.matpr.2020.09.029.

Li, T.; Kong, L.; Liu, B. (2020) The California Bearing Ratio and Pore Structure Characteristics of Weakly Expansive Soil in Frozen Areas. *Applied Sciences*. 10, 7576. DOI: 10.3390/app10217576.

Owoyemi, O.; Go, Adeyemi. (2017) Variability in the Highway Geotechnical Properties of Two Residual Lateritic Soils from Central Nigeria. *Journal of Geology & Geophysics* 6(3). DOI: 10.4172/2381-8719.1000290.

Preethi, S.; Tangadagi, R.; Manjunatha, B. M.; Bharath, A. (2020) Sustainable Effect of Chemically Treated Aggregates on Bond Strength of Bitumen. *Journal of Green Engineering*. 10(9) 5076-5089.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

Bento Gonçalves, Rio Grande do Sul - 09 a 13 de agosto de 2022

### ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS MODIFICADAS COM ZEÓLITA

*Ana Letícia Feitosa de Macêdo<sup>1</sup>, Laiana Ferreira da Costa<sup>2</sup>; Lêda Christiane de Figueiredo  
Lopes Lucena<sup>3</sup>*

#### RESUMO

O uso de material resultante da fresagem de pavimentos, do inglês Reclaimed Asphalt Pavement (RAP), tem sido cada vez mais recorrente em misturas asfálticas, visto a importância de procurar alternativas mais sustentáveis para a prática da construção de pavimentos. Devido ao envelhecimento e a alta rigidez deste material, tornam-se necessárias alternativas para viabilizar sua utilização. Neste contexto, podemos citar os aditivos de misturas asfálticas mornas, com destaque para a zeólita, mineral que apresenta um efeito espumante quando submetido a altas temperaturas, auxiliando na compactação e trabalhabilidade das misturas asfálticas contendo material fresado. Esta pesquisa teve por objetivo avaliar o desempenho das misturas asfálticas recicladas com adição de zeólita, variando o teor deste aditivo, a temperatura e o tempo de condicionamento das misturas. Para isto, foram realizados ensaios de caracterização do RAP e do ligante recuperado. As misturas asfálticas recicladas (de referência e com aditivo) foram confeccionadas com 100% de RAP e os teores de zeólita avaliados foram de 0,3 e 0,6%. Os corpos de prova foram submetidos aos ensaios de resistência à tração e módulo de resiliência e a uma avaliação do volume de vazios. Os resultados obtidos indicam que a adição de zeólita em misturas asfálticas tem potencial de melhorar os valores de resistência à tração em temperaturas de usinagem inferiores, e em menor tempo de condicionamento, contrário ao que acontece com os valores de módulo de resiliência e volume de vazios, que apresentam melhorias em suas características com o aumento do tempo de condicionamento e de temperatura, respectivamente.

**PALAVRAS-CHAVE:** misturas asfálticas, pavimentos reciclados, zeólita.

#### ABSTRACT

The use of material resulting from pavement milling (Reclaimed Asphalt Pavement - RAP) has been increasingly recurrent in asphalt mixtures, given the importance of looking for sustainable alternatives for the practice of pavement construction. Due to the aging and high rigidity of this material, alternatives are needed to enable its use. In this context, we can mention the additives of warm asphalt mixes, especially zeolite, a mineral that has a foaming effect when subjected to high temperatures, aiding in the compaction and workability of asphalt mixtures containing milled material. This

<sup>1</sup> Aluna do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Campina Grande/UFCG – Campus Sede; leticiamacedo.engcivil@gmail.com

<sup>2</sup> Professora do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal Rural de Pernambuco/UFRPE/UACSA; laiana.ferreira@ufrpe.br

<sup>3</sup> Professora do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Campina Grande/UFCG – Campus Sede; ledach@uol.com.br

research aims to evaluate the performance of recycled asphalt mixtures with the addition of zeolite, varying the content of this additive, the temperature, and the conditioning time of the mixtures. For this, assays to characterize the RAP and the recovered ligand were carried out. The recycled asphalt mixtures (reference and additive) were made with 100% RAP and the evaluated zeolite levels were 0.3 and 0.6%. The specimens were subjected to tensile strength and resilient modulus tests and an evaluation of the void volume. The results obtained show that the addition of zeolite in asphalt mixtures has the potential to improve the tensile strength values at lower machining temperatures, and in a shorter conditioning time, contrary to what happens with the values of resilient modulus and void volume, which show improvements in their characteristics with increasing conditioning time and temperature, respectively.

**KEY WORDS:** Asphalt Mixtures; Recycled Pavements; Zeolite.

## INTRODUÇÃO

O aumento da infraestrutura rodoviária traz consigo a necessidade de buscar soluções que levem a implementação de práticas construtivas mais sustentáveis. Entre elas, uma destinação mais adequada para o Reclaimed Asphalt Pavement (RAP), material resultante da fresagem de pavimentos degradados. Segundo Dai (2016) a reciclagem de pavimento asfáltico antigo pode trazer benefícios como a economia de espaço (devido a mitigação da necessidade de aterro sanitário para resíduos de pavimento asfáltico antigo) e menores custos (devido à necessidade de uma quantidade menor de agregados e ligante asfáltico virgens). Além disso, as técnicas utilizadas para a reciclagem muitas vezes permitem a redução na temperatura de usinagem, gerando menos gastos com energia. (PHAM, 2020)

A reintrodução do RAP em novas misturas asfálticas vem se tornando uma prática cada vez mais recorrente. Entretanto, a alta rigidez deste material pode trazer prejuízos mecânicos à mistura asfáltica final tais como trincas precoces, portanto, novas formas para a utilização do fresado têm sido estudadas para tornar viável sua utilização. Nesse contexto, destaca-se uso de aditivos de misturas asfálticas mornas, que, como mostram os estudos de Sengoz et al. (2006) e González-León et al. (2014), têm proporcionado ganhos de trabalhabilidade e compactabilidade nas misturas asfálticas, além de uma menor quantidade de envelhecimento do pavimento e maior vida de fadiga. Entre estes aditivos, encontra-se as zeólitas, minerais que podem ser encontradas em formas naturais e sintéticas.

O efeito espuma, devido ao elevado teor de água na composição das zeólitas, age quando o material é submetido a altas temperaturas, e o vapor gerado causa este efeito, reduzindo temporariamente a viscosidade da mistura e melhorando sua trabalhabilidade (AMONI, 2019). Nas zeólitas, especificamente, esse efeito de espuma ocorre por meio de uma liberação gradual de água entre 6 a 7 horas, que permanece durante a queda de temperatura até cerca de 100°C (D'ANGELO, 2008). Propiciando a produção de misturas mornas (WMA) e abaixo da faixa de temperatura determinada pela curva de viscosidade (SILVEIRA et al., 2007).

Barthel et al., (2005) apud Mamani (2018) e Hurley e Prowell (2005) indicam que o material zeolítico apresenta potencial em reduzir a quantidade de vazios das misturas asfálticas, parâmetro que tem influência direta nas propriedades mecânicas dos pavimentos. O potencial em diminuir a temperatura de mistura e compactação, reduz os custos de energia empregados no processo, assim como a emissão de poluentes, tendo em vista a grande emissão de gases e processos tóxicos que envolvem a produção do pavimento utilizando misturas quentes (HMA) (CHIU et al., 2008). Conclusões semelhantes foram encontradas por Sanchez-Alonso et al. (2020) que destacam que a microespuma formada por meio da interação entre a zeólita e o ligante asfáltico permite um melhor revestimento dos agregados na mistura quando a temperatura é reduzida.

Portanto, este trabalho tem o intuito de avaliar a influência da adição de zeólita em misturas asfálticas com 100% de material fresado quando essas misturas são submetidas a condições diferentes de temperaturas de produção e tempos de condicionamento.

## MATERIAIS

O RAP utilizado nesta pesquisa foi proveniente dos serviços de fresagem da rodovia federal BR 230, do trecho compreendido entre os quilômetros 35,7 e 42.

A zeólita clinoptilolita, de origem natural e proveniente da Eslováquia, foi cedida pela Celta Brasil, localizada em Cotia, São Paulo. Para esta pesquisa, foram utilizados teores de 0,3% e 0,6% recomendados pelo fornecedor.

## METODOLOGIA

O fluxograma apresentado na Figura 1 mostra as etapas desta pesquisa divididas em caracterização dos materiais, produção das misturas e ensaios para determinação do volume de vazios e das propriedades mecânica. Todos os ensaios e procedimentos foram feitos seguindo especificações técnicas da Associação Brasileira de Normas técnicas (ABNT), do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT) e da American Society for Testing and Materials (ASTM). Foram utilizadas misturas com 100% de RAP, logo, a caracterização foi feita para este material, e para o ligante nele contido.

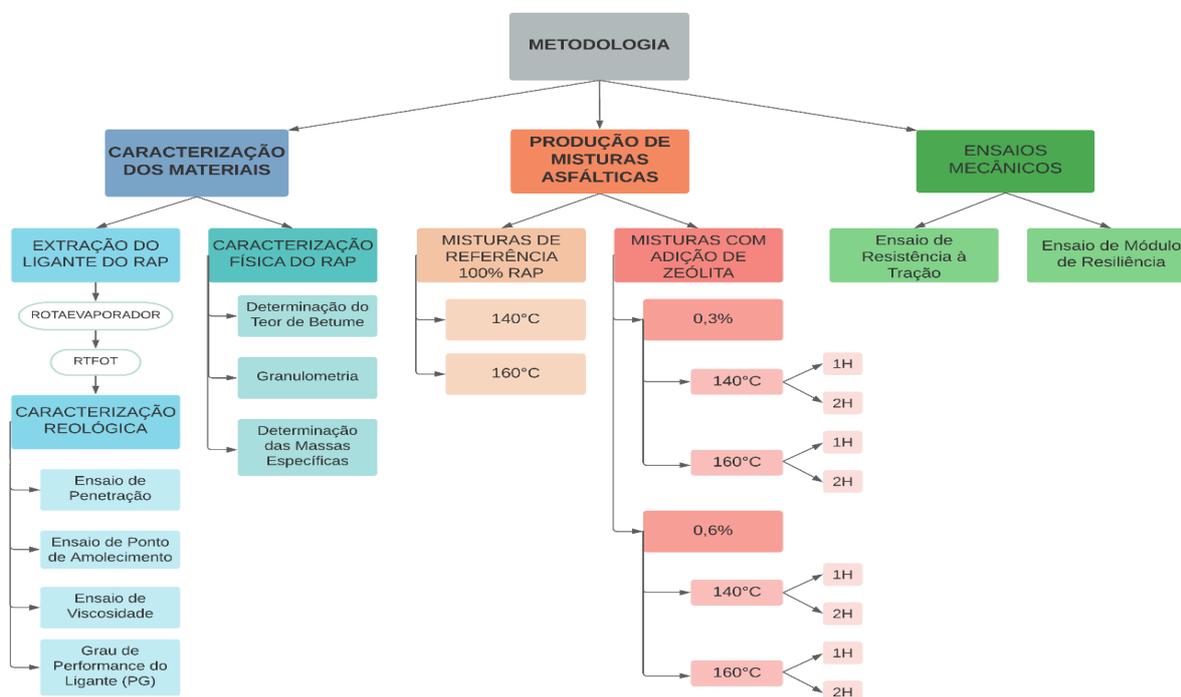


Figura 1. Fluxo metodológico (AUTOR, 2022)

### Caracterização dos Materiais

Nesta etapa da pesquisa, procedeu-se com a análise granulométrica do RAP (com e sem ligante) e com a caracterização física e reológica do ligante recuperado.

#### Determinação do Teor De Betume

O ensaio de determinação do teor de betume foi realizado de acordo com a Norma ASTM D2172 – 05, utilizado para determinar a quantidade de ligante em uma amostra por meio de um

extrator centrífugo. O ensaio foi realizado a partir da inserção do material fresado em um aparelho – rotarex -, acrescido do solvente tricloroetileno, na qual ocorreu uma centrifugação gerada pelo aparelho fazendo com que o ligante se separasse dos agregados existentes no RAP. Os resultados do ensaio estão apresentados na Tabela 1.

Por meio da média de duas amostras obtidas aleatoriamente, concluiu-se que o teor de ligante do material fresado utilizado nesta pesquisa é de 5,6%.

Tabela 1. Teor de Betume no RAP.

Material	% de Ligante	Média de % de Ligante
RAP - Amostra I	5,6	5,6
RAP - Amostra II	5,7	

### Granulometria

O ensaio de granulometria foi realizado de acordo com a Norma ASTM C136 C136M-14, e foi utilizado para determinar o tamanho dos grãos e suas proporções em uma amostra de RAP, com e sem ligante. Foi executado por meio do processo de peneiramento em uma série de peneiras de malhas quadradas e aberturas pré-definidas e padronizadas. A partir daí, foi possível classificar os grãos em faixas denominadas gráudo, miúdo e de enchimento.

Os resultados observados na Figura 2 mostram que, após a extração do ligante, a curva apresenta comportamento semelhante, e não indica um grande aumento no teor de finos, ou seja, não houve uma quebra considerável de agregados durante a operação de fresagem. Portanto, não se fez necessário ajustes nas proporções granulométricas do material para realização da mistura asfáltica, visto que o gráfico mostra padrões semelhantes no formato das curvas antes e depois da remoção do ligante, o que indica que o mesmo estava distribuído “uniformemente” entre os grãos.

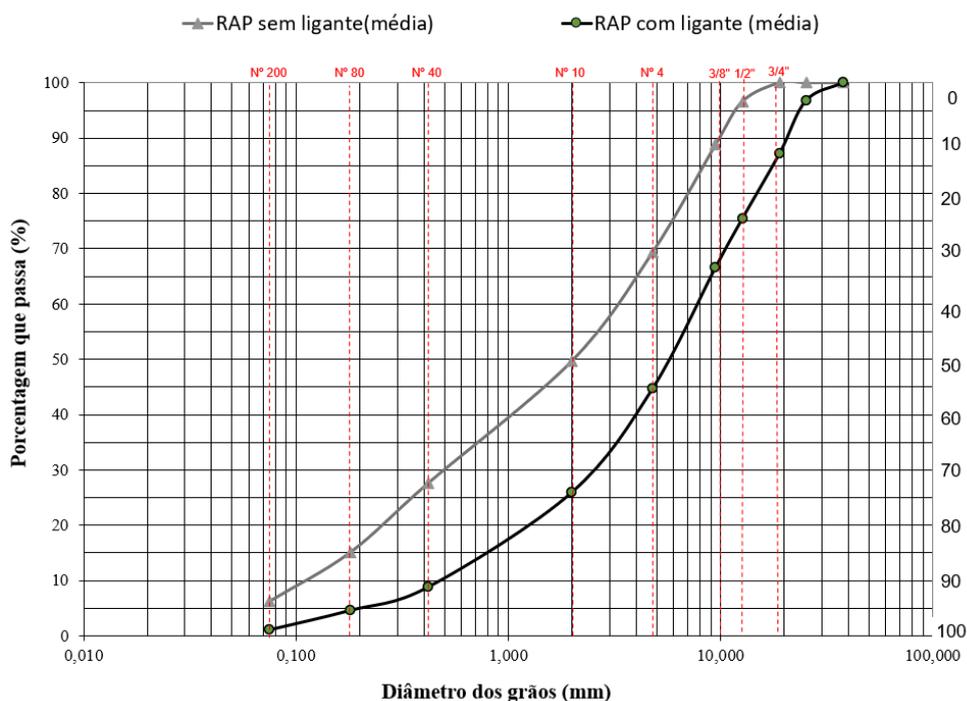


Figura 2. Curva granulométrica das amostras de RAP antes e após extração do ligante (AUTOR, 2022)

## Massas Específicas do RAP

A massa específica do RAP foi obtida seguindo o manual técnico “*Recommended Use of Reclaimed Asphalt Pavement in the Superpave Mix Design Method*”, de acordo com a AASHTO T 2019 (2020).

Após análise granulométrica do material fresado, foram determinados os valores de massa específica máxima teórica, efetiva e aparente do RAP. Os valores médios calculados estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Massas Específicas do RAP.

<b>Massa específica máxima teórica do RAP (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b><math>G_{mm}</math></b>	<b>2,52</b>
<b>Massa específica efetiva do RAP (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b><math>G_{se}^{RAP}</math></b>	<b>2,76</b>
<b>Massa específica aparente do RAP (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b><math>G_{sb}^{RAP}</math></b>	<b>2,80</b>

## Extração do Ligante Do RAP

Para extração do ligante do RAP, foi utilizado o Rotaevaporador, que faz uma espécie de “destilação” da amostra, onde o material é submetido a um vácuo e aquecido, fazendo com que o vapor gerado pelo processo seja transferido até um condensador e armazenado em outro recipiente.

Após a etapa do rotaevaporador, a amostra do ligante extraído do RAP foi submetida a estufa a vácuo e ao ensaio de RTFOT, a fim de eliminar o solvente residual. Os ensaios de caracterização do ligante após RTFOT são regidos pela norma ASTM D2872/2019.

## Caracterização Física e Reológica do Ligante RAP

O ensaio de penetração foi realizado de acordo com a Norma ASTM D5/D5M-19<sup>a</sup>, e determina a profundidade que uma agulha de massa padronizada de 100g penetra em uma amostra de ligante asfáltico de volume também padronizado durante 5 segundos, a temperatura controlada de 25°C.

O ensaio de ponto de amolecimento foi realizado de acordo com a Norma ASTM D36/D36M-14. As amostras são imersas em água e submetidas a uma temperatura controlada com o uso do conjunto denominado “anel e bola”, até que cada esfera toque a placa de referência. São feitas duas leituras de temperatura e a média entre elas determina o “ponto de amolecimento”. Este ensaio permite avaliar o quanto o ligante asfáltico é susceptível a temperaturas.

A viscosidade do ligante foi determinada conforme a Norma ASTM D4402/D4402M-15. O ensaio de viscosidade foi feito utilizando o viscosímetro rotacional, conhecido como viscosímetro de *Brookfield*, permitindo caracterizar o ligante envelhecido quanto à sua viscosidade.

A determinação do grau de performance do ligante foi realizada de acordo com a Norma ASTM D6373-16. O PG é um método de classificação de ligantes que permite a determinação de uma faixa de temperatura onde o ligante atenda a critérios de desempenho como resistência às deformações permanentes a altas temperaturas e a trincamentos térmicos.

Os resultados destes ensaios (Tabela 3) se aproximam dos valores encontrados para penetração e ponto de amolecimento por Unger Filho (2019), e a classificação de PG se mostra semelhante aos resultados que Suzuki (2019) observou em sua pesquisa. Estas semelhanças indicam que os valores obtidos estão em conformidade com os que geralmente são observados em ligantes extraídos de material fresado por outros autores. Nos resultados representados na Figura 3 observa-se valores elevados na curva de viscosidade.

Em razão do ligante extraído ser proveniente de um material reciclado, pode-se observar que o envelhecimento tornou o material rígido e pouco viscoso.

Tabela 3. Caracterização do ligante extraído do RAP.

Ensaio	Unidade	Ligante Extraído do RAP
Penetração	0,1mm	5,33
Ponto de Amolecimento	°C	92
Grau de Performance (PG) – high temperature	°C	82

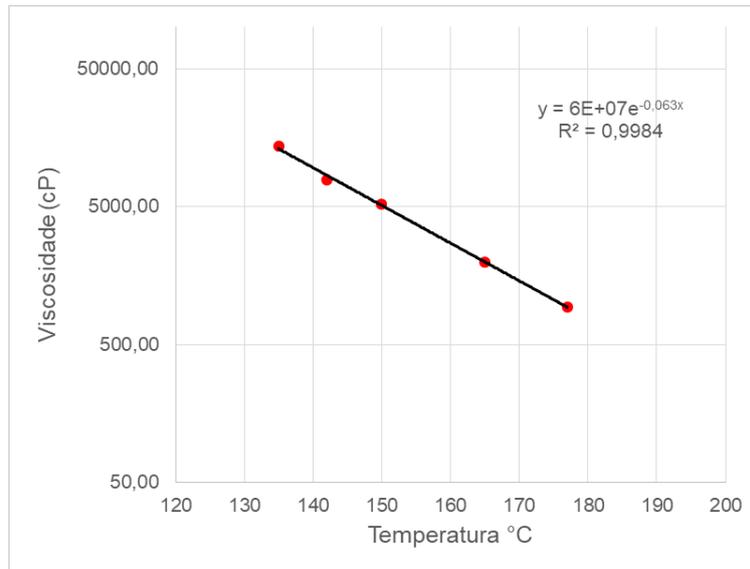


Figura 3. Viscosidade do ligante após RTFOT (AUTOR, 2022)

## PROCESSO DE PRODUÇÃO DAS MISTURAS

As misturas foram produzidas utilizando o método SUPERPAVE, de acordo com o manual técnico “*Recommended Use of Reclaimed Asphalt Pavement in the Superpave Mix Design Method*”. Os corpos de prova foram confeccionados utilizando o compactador giratório (*Superpave Giratory Compactor – CGS*) com a aplicação de 100 giros.

As misturas de referência e as misturas com zeólita foram confeccionadas com 100% de RAP, nas temperaturas de 140°C e 160°C. A incorporação do aditivo nas misturas foi feita em dois teores recomendados pela empresa fornecedora da zeólita, 0,3% e 0,6%. Os tempos de condicionamento avaliados para as misturas com zeólita foi de 1h e 2h.

A variação das temperaturas e tempos de condicionamento permitiram verificar o efeito espumante da zeólita na mistura, que ocorre devido a expansão volumétrica quando as moléculas de água da estrutura da zeólita são liberadas em forma de vapor (OTTO, 2009). Sendo assim, esse efeito de “asfalto espumado” traria a mistura melhoras na trabalhabilidade e encobrimento os agregados.

Foram produzidos 4 corpos de prova para cada teor, temperatura e tempo de condicionamento. As nomenclaturas das misturas referentes a cada situação avaliada estão mostradas na Tabela 4.

Tabela 4. Nomenclatura das misturas.

MISTURA	TEMPERATURA	TEMPO DE CONDICIONAMENTO	NOMENCLATURA
Mistura de Referência	140°C	2h	REF - 140
	160°C	2h	REF - 160
0,3% de Zeólita	140°C	1h	0,3Z - 1h - 140
		2h	0,3Z - 2h - 140
	160°C	1h	0,3Z - 1h - 160
		2h	0,3Z - 2h - 160
0,6% de Zeólita	140°C	1h	0,6Z - 1h - 140
		2h	0,6Z - 2h - 140
	160°C	1h	0,6Z - 1h - 160
		2h	0,6Z - 2h - 160

## VOLUME DE VAZIOS

O volume de vazios influencia nas características mecânicas dos materiais, portanto este parâmetro é um indicativo do desempenho que as misturas terão quando aplicadas em campo. Logo, foi utilizada a norma DNIT 428/2020 - ME para determinação das propriedades volumétricas dos corpos de prova.

Os resultados de volume de vazios para todas as misturas avaliadas estão apresentados na Figura 4. O gráfico mostra que a mistura de referência apresentou menor valores de porcentagem de vazios a 140°C. Nota-se que, de uma forma geral, a incorporação da zeólita diminuiu o volume de vazios em relação as misturas de referência. Resultados semelhantes também foram observados por Hurley e Prowell (2005), que utilizaram zeólita sintética (Aspha-min) e perceberam redução nos valores de quantidade de vazios em corpos de prova moldados no compactador giratório.

A variação do teor de zeólita e do tempo de condicionamento não induziram a diferenças expressivas nos valores de volume de vazios. Por outro lado, a variação na temperatura para as misturas asfálticas recicladas com a adição zeólita causaram uma influência perceptível neste parâmetro volumétrico. Em temperaturas mais altas houve um decréscimo de valores de Vv, mostrando melhor comportamento nas misturas asfálticas preparadas a 160°C quando comparadas com as misturas preparadas à 140°C.

Portanto, pode-se observar que a zeólita é capaz de contribuir para uma maior redução do volume de vazios na temperatura de 160°C, e que este comportamento se mantém semelhante mesmo com as variações de teor de zeólita e tempo de condicionamento.

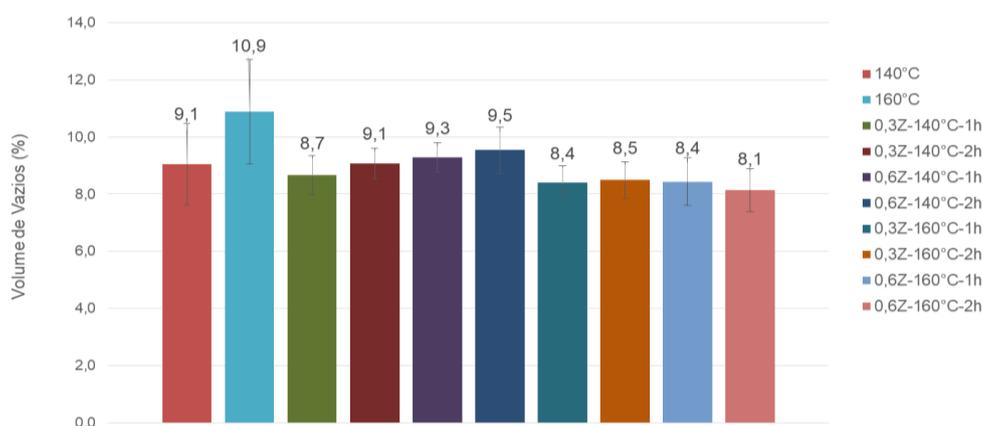


Figura 4. Volume de vazios nas misturas.

## Resistência à Tração

O ensaio de determinação da resistência à tração máxima do corpo de prova até sua ruptura foi realizado seguindo as orientações DNIT 136/2018 – ME, previamente os corpos de prova que serão submetidos ao ensaio são medidos, a fim de aferir seu diâmetro e altura, necessários para posterior determinação da resistência à tração. O ensaio é feito submetendo o corpo de prova a um carregamento vertical distribuído em duas forças opostas.

## Módulo de Resiliência

O ensaio de determinação do módulo de resiliência de misturas asfálticas foi realizado como recomendado pela Norma DNIT 135/2018 – ME, e executado utilizando um equipamento de compressão diametral de carga repetida. Para este caso foi utilizada a Prensa UTM-25, submetendo o corpo de prova a uma carga vertical aplicada repetidamente, gerando um deslocamento diametral causado pela tensão gerada, medido pelo equipamento.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Resistência à Tração

A Figura 5 apresenta os resultados de resistência à tração para as misturas avaliadas. Percebe-se que todas as misturas submetidas ao ensaio de resistência à tração mostraram resultados superiores a 0,65 Mpa, valor mínimo requerido pela DNIT 031/2006 – ES, com valores médios de 1,59MPa e 1,44MPa para misturas com adição de zeólita a 140°C e 160°C, respectivamente, incluindo a variação no tempo de condicionamento; e 2,38MPa para as misturas de referência. Lima (2003) também destacou uma tendência de aumento da RT conforme o valor de RAP na mistura é maior, o que justifica os valores elevados de RT para todas as misturas, já que a taxa de reciclagem foi de 100%.

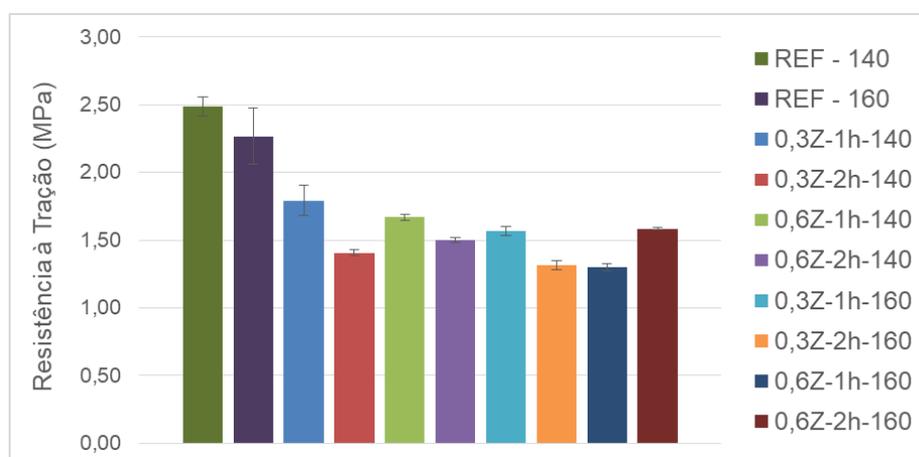


Figura 5. Resistência à Tração nas misturas (AUTOR, 2022)

Por meio da Figura 5, comparando as misturas de referência com as misturas contendo zeólita, pode-se observar uma tendência de decréscimo nos valores de RT, com a adição da zeólita. Quando há variação no teor de zeólita adicionado a mistura, de 0,3% para 0,6%, nota-se uma estabilidade nos valores de RT dos corpos de prova.

Nas variações de tempo de condicionamento, há um aumento de 19% nos valores de RT quando o tempo é reduzido de 2h para 1h ao teor de 0,3% de zeólita, porém, quando o teor passa a ser de 0,6%, os valores de resistência diminuem em média 4% quando o tempo de condicionamento é reduzido de 2h para 1h. Quando analisamos as variações de temperatura, podemos notar uma redução de aproximadamente 10% nos resultados de RT, tanto para 0,3% quanto para 0,6% de teor de zeólita incorporada. Comparando os resultados de RT entre os tempos de condicionamento para misturas preparadas a 140°C, encontramos um aumento de 16% quando o tempo é reduzido de 2h para 1h, porém, fazendo o mesmo comparativo para misturas a 160°C, não nota-se alteração expressiva nos resultados.

Portanto, a partir dos resultados obtidos, tem-se que os valores de resistência a tração de misturas asfálticas recicladas modificadas por zeólita são mais susceptíveis as variações na temperatura e no tempo de condicionamento durante a preparação da mistura, especificamente apresentando melhores resultados para misturas preparadas a 140°C com 1h de tempo de condicionamento.

Logo, tendo em vista que os valores de RT não foram prejudicados pela diminuição de temperatura no processo de mistura, e semelhante ao que foi encontrado por Amoni (2019) em sua pesquisa, pode-se afirmar que a utilização da zeólita apresenta potencial para reduzir as temperaturas e duração da usinagem e compactação, reduzindo também o gasto energético e emissão de gases, sem que haja prejuízo nas propriedades mecânicas do asfalto.

### Módulo de Resiliência

A Figura 6 mostra os resultados de módulo de resiliência médio para as misturas avaliadas, utilizando 10% do valor encontrado de RT como sendo a tensão aplicada. Apesar do acentuado desvio padrão na mistura de referência a 160°C, pois os corpos de prova ensaiados tinham um aspecto mais solto entre seus grãos, verifica-se uma constância nos resultados de MR, mesmo com a variação de incorporação e teor de zeólita, tempo de condicionamento da mistura e temperatura.

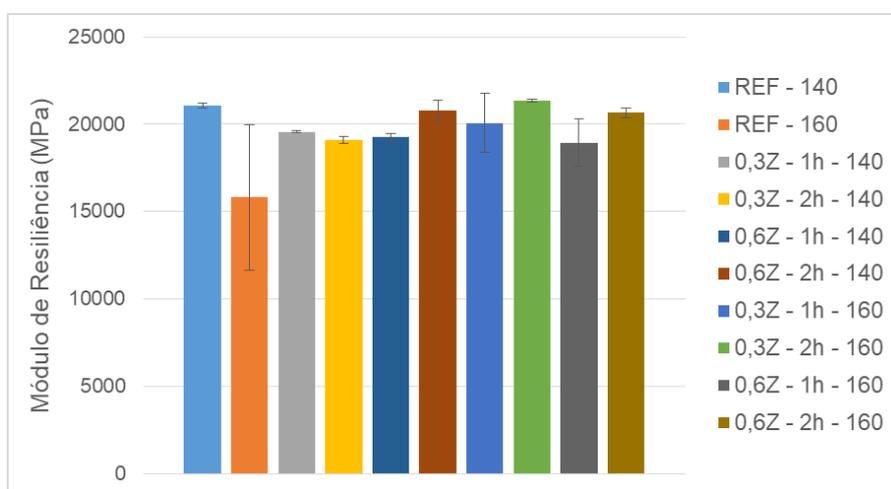


Figura 6. Módulo de Resiliência nas misturas (AUTOR, 2022)

Como pode ser visto na Figura 6, quando compara-se as misturas asfálticas de referência com as misturas asfálticas com adição de zeólita, percebe-se que não há influência tão significativa do aditivo nos valores de módulo de resiliência. Essa análise é semelhante ao que foi encontrado por Hurley e Prowell (2005).

A variação de teores de zeólita de 0,3% para 0,6% também não mostra mudança relevante nos valores de MR. Por outro lado, quando compara-se as misturas asfálticas recicladas com o uso de

zeólita quanto ao tempo de condicionamento, pode-se notar uma tendência de aumento nos valores de modo de resiliência quando a mistura é condicionada por 2h.

## CONCLUSÃO

Com base nos resultados obtidos por meio das análises feitas durante esta pesquisa acerca da influência da adição de zeólita em misturas 100% RAP com variação de teor, temperatura e tempo de condicionamento, pode-se concluir que:

- A adição de zeólita proporcionou um decréscimo nos valores de volume de vazios em mistura asfáltica produzidas a 160°C;
- Quanto a resistência à tração, temos que a incorporação da zeólita nas misturas asfálticas causa uma redução nos valores de RT, quando comparado as misturas asfálticas de referência, no entanto, os valores ainda ficaram acima do limite mínimo recomendado pelo DNIT.
- Ainda para resistência à tração, nota-se que os resultados mais promissores ocorrem quando, aliada a incorporação da zeólita, há também a redução no tempo de condicionamento e temperatura de mistura. Isto mostra que a adição da zeólita em misturas asfálticas recicladas apresentam potencial em utilizar temperaturas e tempos de usinagem menores, sem que haja perdas em resistência.
- Quanto aos valores de módulo de resiliência encontrados, tem-se que a variação no teor de zeólita não afetou de forma significativa os resultados de MR, assim como para a variação na temperatura de mistura. Porém, mostrou uma tendência de aumento nos valores de MR quando a mistura asfáltica é submetida a um maior tempo de condicionamento.

Para futuras pesquisas, sugere-se a avaliação do dano por umidade das misturas asfálticas recicladas com adição de zeólita, pois o efeito espumante deste aditivo tem sido relatado em muitos trabalhos como uma influência na sensibilidade a água do pavimento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMONI, Bruno de Castro. **Desenvolvimento de um método de síntese de zeólita tipo A utilizando cinzas volantes de carvão: avaliação do uso como aditivo de mistura asfáltica morna**. 2019. 120 f. Tese (Doutorado em Química) - Centro de Ciências, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2019.

Asphalt Institute. **The Asphalt Handbook**, Manual Series No 4 1989 Edition.

ASTM D2172 / D2172M-17e1, **Standard Test Methods for Quantitative Extraction of Asphalt Binder from Asphalt Mixtures**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, [www.astm.org](http://www.astm.org)

ASTM C136 / C136M-14, **Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, [www.astm.org](http://www.astm.org)

ASTM D2041 / D2041M-19, **Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Asphalt Mixtures**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, [www.astm.org](http://www.astm.org)

ASTM D2872-19, **Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test)**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, [www.astm.org](http://www.astm.org)

ASTM D5 / D5M-19, **Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, [www.astm.org](http://www.astm.org)

ASTM D36 / D36M-14(2020), **Standard Test Method for Softening Point of Bitumen (Ring-and-Ball Apparatus)**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, [www.astm.org](http://www.astm.org)

ASTM D4402 / D4402M-15, **Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, [www.astm.org](http://www.astm.org)

ASTM D6373-16, **Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016, [www.astm.org](http://www.astm.org)

BARTHEL, W., J.P. Marchand, M. Von Devivere (2005). **Warm asphalt mixes by adding a synthetic zeolite**. Eurovia. [www.asphamin.com](http://www.asphamin.com)

BERNUCCI, Liedi Bariani *et al.* **Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros**. 3. ed. Rio de Janeiro: Petrobrás: Abeda, 2008. 504 p.

CHIU, Chui-Te *et al.* Life cycle assessment on using recycled materials for rehabilitating asphalt pavements. **Sciencedirect**. Taiwan, p. 545-556. jan. 2008.

D'ANGELO, John A; HARM, Eric E; BARTOSZEK, John C; BAUMGARDNER, Gaylon L; CORRIGAN, Matthew R; COWSERT, Jack E; HARMAN, Thomas P; JAMSHIDI, Mostafa; JONES, H Wayne; NEWCOMB, David E; PROWELL, Brian D; SINES, Ronald A; YEATON, Bruce A. **Warm-Mix asphalt : european Practice**. 1. ed. [s. l.] : United State Government, 2008. 194 p.

DAI, Lu Xuan. **Evaluation of warm mix asphalt performance incorporating high reclaimed asphalt pavement content**. 2016. 116 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia em Transportes, University Of Canterbury, Christchurch, Nova Zelândia, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **428: Pavimentação – Misturas asfálticas – Determinação da densidade relativa aparente e da massa específica aparente de corpos de prova compactados – Método de ensaio**. Brasília: 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **136: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio**. Brasília: 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **135: Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio**. Brasília: 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **031: Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço**. Brasília: 2006.

FILHO, Wilson Unger. **Estudo de mistura asfáltica reciclada a frio produzida com 100% de revestimento asfáltico fresado e agente de reciclagem emulsionado**. 2019. 169 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.

GONZÁLEZ-LEÓN, Juan A. *et al.* Properties of Warm Mix Asphalts with Reclaimed Asphalt Pavement. In: **PROCEEDINGS OF THE FIFTY-NINTH ANNUAL CONFERENCE OF THE**

CANADIAN TECHNICAL ASPHALT ASSOCIATION (CTAA), 2014, Winnipeg, Manitoba. Canadian Technical Asphalt Association, 2014. p. 115-128.

HURLEY, Graham C.; PROWELL, Brian D.. **Evaluation of aspha-min® zeolite for use in warm mix asphalt**. Auburn, Alabama: Ncat, 2005.

LIMA, A. T. **Caracterização Mecânica de Misturas Asfálticas Recicladas a Quente**. 2003. 99 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

MAMANI, Luis Alberto Mamani. **Incidencias de la adición de Zeolita natural a la mezcla asfáltica en su comportamiento mecánico**. 2018. 252 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Ingeniería Vial, Universidad Ricardo Palm Escuela de Posgrado, Lima - Perú, 2018.

MCDANIEL, Rebecca; SOLEYMANI, Hamid; LAFAYETTE, West; ANDERSON, R.Michael, TURNER, Pamela; PETERSON, Robert. (2000). **Recommended Use of Reclaimed Asphalt Pavement in the Superpave Mix Design Method**. Transportation Research Board, Project D9-12.

OTTO, Gustavo Garcia. **Misturas Asfálticas Mornas – Verificação da Fadiga e do Módulo Complexo**. 2009. 179 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

PASCHE, Eduardo *et al.* **Estudo das características tecnológicas do fresado e suas utilizações em camadas de pavimento no rio grande do sul**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis - Ibp, 2014. 9 p.

PHAM, N. H. *et al.* Fatigue and Thermal Cracking of Hot and Warm Bituminous Mixtures with Different RAP Contents. **Sustainability** 2020, v.12. 23. ed. n. 9812, 2020.

SANCHEZ-ALONSO, E. *et al.* Experimental Study to Design Warm Mix Asphalts and Recycled Warm Mix Asphalts Using Natural Zeolite as Additive for Sustainable Pavements. **Sustainability** 2020, v.12. 3. ed. n. 980, 2020.

SENGOZ, Burak; TOPAL, Ali; ONER, Julide; YILMAZ, Mehmet; DOKANDARI, Peyman Aghazadeh; KOK, Baha Vural. Performance Evaluation of Warm Mix Asphalt Mixtures with Recycled Asphalt Pavement. **Periodica Polytechnica Civil Engineering**, [S.L.], 2016. Periodica Polytechnica Budapest University of Technology and Economics. <http://dx.doi.org/10.3311/ppci.8498>.

SILVEIRA, L. E. M. *et al.* Avaliação das propriedades mecânicas de misturas asfálticas mornas pela inserção de zeólitas utilizando cimento asfáltico de petróleo modificado por polímero. **Congresso Brasileiro de P&D em Petróleo e Gás, 4º, 2007, Campinas – SP**.

SUZUKI, Karina Yukiro. **Avaliação de misturas asfálticas recicladas a quente com diferentes teores de material fresado**. 2019. 155 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.

UNGER FILHO, Wilson. **Barthel, W., J.P. Marchand, M. Von Devivere (2005). Warm asphalt mixes by adding a synthetic zeolite. Eurovia. Recuperado de: www.asphamin.com**. 2019. 169 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.

## 24<sup>º</sup> Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA GERENCIAMENTO E AQUISIÇÃO DE DADOS DE ENSAIO TRIAxIAL DE CARGAS REPETIDAS

*Tarcísio de Souza Sapucaia<sup>1</sup>; Acbal Rucas de Andrade Achy<sup>1</sup>; Mario Sergio de Souza Almeida<sup>2</sup>;  
Caroline Dias Amancio de Lima<sup>3</sup> & Weiner Gustavo Silva Costa<sup>1</sup>*

#### RESUMO

A partir da evolução tecnológica e aumento do conhecimento quanto ao comportamento dos materiais e mecânica dos pavimentos surgiram novos equipamentos para realização de ensaios. Muitos desses equipamentos são de custo elevado, havendo ainda poucos em operação pelo país. A presente pesquisa traz a proposta de apresentar a automação realizada em um equipamento triaxial dinâmico e o desenvolvimento de um programa de computador específico para operacionalizá-lo. Vale salientar que este trabalho está inserido em um estudo mais abrangente que visa a automação e o desenvolvimento de um único software capaz de realizar seis rotinas de ensaios que fazem parte das exigências do novo método mecanístico-empírico de dimensionamento nacional para pavimentação asfáltica do DNIT, conhecido como MeDiNa. Os ensaios contemplados seriam os já indicados para o referido equipamento: determinação do módulo de resiliência (MR) para solos e materiais granulares, DNIT 134 (DNIT, 2018a), MR de materiais estabilizados quimicamente, DNIT 181 (DNIT, 2018c) e deformação permanente (DP) para solos e materiais granulares, DNIT 179 (DNIT, 2018b). Até então foi possível realizar a elaboração do software apenas para execução da rotina do ensaio que determina o MR de solos e materiais granulares. Espera-se realizar e apresentar atualizações futuras incorporando todos esses ensaios através de uma única ferramenta computacional.

**PALAVRAS-CHAVE:** programa de computador, arduino, triaxial de cargas repetidas, módulo de resiliência.

#### ABSTRACT

The technological evolution and increase of knowledge regarding the materials behavior and pavement mechanics influenced the emergence of new equipments to perform different tests. Many of these equipments are expensive and there are still few throughout the country. The present research aims to present the automation performed in a repeated load triaxial equipment and the development of a specific computer program to operate it. It is worth noting that this work is part of a broader study that aims equipment's automation and the development of a single software capable of performing six test routines that are part of the requirements of the new national mechanistic-empirical asphalt pavement design method of the DNIT, known as MeDiNa. The contemplated tests would be those already indicated for this equipment: determination of the resilient modulus (RM) for soils and granular materials, DNIT 134 (DNIT, 2018a), RM of chemically stabilized materials, DNIT 181 (DNIT, 2018c), and permanent deformation (PD) for soils and granular materials, DNIT 179 (DNIT, 2018b). Until then, it was possible to carry out the development of the software only to perform the test routine that determines the RM of soils and granular materials. It is expected to perform and present future updates incorporating all these tests through a single computational tool.

**KEY WORDS:** computer program, arduino, repeated load triaxial equipment, resilient modulus.

<sup>1</sup> Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB): Rua Rui Barbosa, 710, Centro, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. [tarcisiosapucaia27@gmail.com](mailto:tarcisiosapucaia27@gmail.com), [acbal@ufrb.edu.br](mailto:acbal@ufrb.edu.br), [weiner@ufrb.edu.br](mailto:weiner@ufrb.edu.br)

<sup>2</sup> Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB): Rua Rui Barbosa, Centro, Cruz das Almas/BA, CEP: 44380-000. [mario.almeida@dnit.gov.br](mailto:mario.almeida@dnit.gov.br), [mario.almeida@ufrb.edu.br](mailto:mario.almeida@ufrb.edu.br)

<sup>3</sup> Universidade Federal da Bahia (UFBA) Rua Prof. Aristίδes Novis, 2, Federação, Salvador/BA, CEP: 40210-910. [carolinedal@ufba.br](mailto:carolinedal@ufba.br)

## INTRODUÇÃO

Em um país como o Brasil, no qual o principal meio de transporte é o rodoviário, há uma necessidade incessante por inovações e tecnologias que garantam o conforto e a segurança dos usuários das vias de tráfego. Por outro lado, a tecnologia e os investimentos necessários na infraestrutura rodoviária não foram priorizados pelas políticas governamentais nas últimas décadas. De acordo com a Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2017), grande parte da malha rodoviária brasileira foi construída na década de 1960 e a maioria já estão com sua vida útil ultrapassada necessitando de manutenções adequadas ao período atual. A antiga metodologia que era utilizada para dimensionar pavimentos já estava defasada há quase 40 anos. Os projetos que foram executados e que seguiam a metodologia antiga apresentam diversas deficiências técnicas. Outro ponto importante é que o cenário atual acrescenta diversos outros fatores que devem ser considerados, como maior número de eixos, maior volume de carga transportada, possíveis sobrepesos e o impacto das variações climáticas sobre as técnicas e os materiais utilizados na construção das rodovias.

Dados esses e outros fatores iniciou-se os estudos para determinação de um novo método de dimensionamento do pavimento alinhado com as atuais normas internacionais. Em 2009, um projeto financiado pela Petrobras junto com o Instituto de Pesquisas em Transportes (IPR) e a Rede Temática de Asfaltos, formada por diversas universidades no país, pavimentou diversos trechos de rodovia, de 200 e 300 metros, em todo o país nos quais serviram para monitoramento do desempenho em relação as diferentes situações climáticas e que serviu como base de dados para o método que foi desenvolvido. Segundo a CNT (2018), o novo método de dimensionamento nacional (MeDiNa) para pavimentos flexíveis e semirrígidos do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) é o grande diferencial tecnológico hoje vinculado com a realidade brasileira. Por assim dizer, com a implementação deste novo método, exigências por ensaios laboratoriais mais sofisticados vêm se tornando realidade a frente dos diversos laboratórios de pavimentação asfáltica do país.

No Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB) os estudos relacionados às exigências do novo método começaram em 2019 a partir de cessão de equipamentos realizada pelo DNIT à UFRB. Um dos equipamentos foi o triaxial de cargas repetidas que tornou-se foco para funcionalização por meio de automação e também desenvolvimento de uma ferramenta computacional capaz de realizar a aquisição de dados e o gerenciamento de diferentes ensaios dinâmicos, rígidos por dois métodos e uma instrução de ensaio com características de normas técnicas, como: módulo de resiliência (MR) para solos e materiais granulares, DNIT 134 (DNIT, 2018a), deformação permanente (DP) para solos e materiais granulares, DNIT 179 (DNIT, 2018b) e MR de materiais estabilizados quimicamente, DNIT 181 (DNIT, 2018c). Dentre os ensaios, neste trabalho é abordado o processo para determinação do MR para solos e materiais granulares, de acordo com a norma DNIT 134 (DNIT, 2018a).

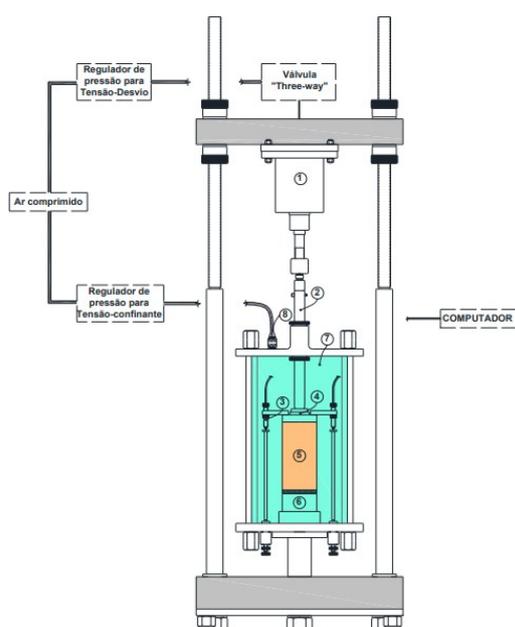
## MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção estão descritos todos os materiais e métodos utilizados no processo de criação e automação da ferramenta computacional, que foi nomeada inicialmente de Ensaio Dinâmico para Pavimentação (EDP), no equipamento triaxial de cargas repetidas.

## Materiais

### *Equipamento triaxial de carga repetida*

O equipamento em questão é o responsável por realizar o ensaio de MR de solos e materiais granulares. É composto por uma estrutura feita em aço na qual uma base rígida é presa a duas hastas roscáveis e com uma viga seccionada acima, fazendo com que a alguns elementos possam ser fixados. Os elementos fixados podem ser vistos enumerados na Figura 1, dos quais têm-se, um (1) cilindro de pressão, um (2) pistão de carga, (3) sensores de deslocamento, um (4) cabeçote, (5) o que seria o corpo de prova, uma (6) base de apoio e uma (7) câmara triaxial. Ainda na Figura 1 é possível observar o equipamento utilizado neste estudo.



(a)



(b)

Figura 1. Equipamento triaxial de cargas repetidas: (a) esquema da norma (DNIT 134, 2018a) e (b) foto do equipamento utilizado neste trabalho.

### *Regulador de pressão para tensão desvio*

A pressão de desvio é controlada por uma válvula pneumática Proporcional modelo MPPE-3-1/2- 10-010B da marca FESTO (Figura 2). Esta pressão de ar comprimido é ajustada em uma pressão compatível para a tensão desvio que será utilizada no decorrer do ensaio a depender dos pares de tensão aplicado. De maneira prática, esse regulador de pressão foi projetado para controlar as pressões de ar comprimido de uma forma dinâmica. Ele utiliza de um valor de tensão elétrica como referência para entender em qual intensidade deve-se controlar a abertura de sua válvula de tal modo que fique uma vazão constante na pressão de ar requerida de acordo com o valor de tensão que lhe é ofertado. O seu circuito converte de maneira prática um valor de 1 volt de tensão em 1 bar de pressão a uma vazão quase que constante. Além disso, ele é calibrado para devolver os valores de tensão, em tempo real, na intensidade da pressão de ar comprimido que venha a estar controlando.

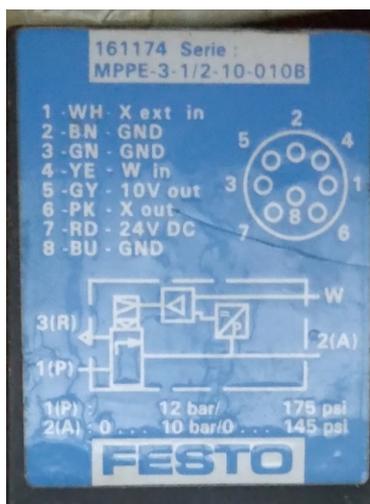


Figura 2. Informações do fabricante no equipamento utilizado neste estudo.

### ***Válvula Three-way aplicadora pressão de golpe***

É a válvula responsável por controlar os golpes na frequência desejada. Para esse trabalho, essa válvula funciona em duas situações: com sua abertura total (liberando o fluxo de ar comprimido, em pressões já controladas pelo regulador proporcional de pressão) ou com o seu fechamento total (impedindo o fluxo de ar comprimido).

### ***Regulador de pressão para tensão confinante***

Para auxiliar no controle da tensão confinante foi decidida a utilização de um filtro regulador B73G-3GK-QT3-RMN da marca NORGREN com faixa de ajuste de pressão de saída entre 0,3 e 10 bar. Trata-se de um regulador de pressão que ajusta a pressão através da rotação de um botão de ajuste de baixo torque.

### ***Motor de passos***

Para controlar o filtro regulador utilizou-se de um motor elétrico do qual necessita de uma tensão de 5 volts a uma corrente equivalente à de 1 ampere por fase. O motor utilizado tem uma quantidade de 200 passos por volta completa. É com o controle das rotações desse motor de passos que conseguiu-se criar a automação para o regulador de pressão para a tensão confinante. Em outras palavras, o motor é que será responsável em controlar a pressão para a tensão confinante.

### ***Sensor transmissor de pressão***

O transmissor de pressão selecionado é um sensor eletrônico, o qual foi utilizado para checar e obter eletronicamente as pressões de ar comprimido que são ajustadas, por assim dizer, pelo motor de passos. Esse instrumento foi adicionado logo na saída do filtro regulador com o intuito de ter sempre a pressão de saída que será convertida em tensão confinante. Esse sensor trabalha a uma tensão de 24 volts e retorna uma tensão na faixa de 0 a 10 volts, compreendida pela sua calibração interna, a uma faixa de 0 a 10 bar de pressão.

### *Sensores de deslocamento*

Os sensores de deslocamento utilizados são do tipo régua potenciométrica (Figura 3). Segundo a norma, são necessários dois sensores de deslocamento a fim de usar a média de deslocamento entre os dois sensores. Segundo LEMAQS (2022), a régua utilizada tem uma variação de comprimento de 25 milímetros e uma resistência interna máxima de 2 k $\Omega$  (quilo-ohms) com um erro relativo de  $\pm 0,05\%$ .



Figura 3. Régua potenciométrica (LEMAQS, 2022).

### *Plataforma Arduino Due*

Optou-se em utilizar a placa Arduino Due (Figura 4) para automatizar todo o sistema do ensaio. A escolha do Due foi feita por ele oferecer diversas vantagens. Uma delas é devido ao seu poder de processamento. Da família dos arduino, o Due é o que tem o maior poder de processar informações, graças ao seu microcontrolador SAM3X8E que possui uma arquitetura chamada Cortex-M3 com um clock de 84 MHz, 512 KB (quilobyte) de memória flash e 96 KB de memória SRAM (memória de acesso aleatório estática), além de possuir 54 pinos digitais, 12 pinos analógicos e 2 pinos DAC (digital para analógico). Além disso, o Arduino Due possui seus 12-bit de resolução, tanto para o ADC (analógico para digital) quanto para o DAC e que será de suma importância para a precisão da coleta de dados dos sensores de deslocamento (LIMA, 2014). Vale salientar que o Arduino é uma plataforma de prototipagem eletrônica de hardware livre e que utiliza da linguagem de programação C++. Para a sua programação utilizou-se da plataforma Arduino IDE (*Integrated Development Environment*).

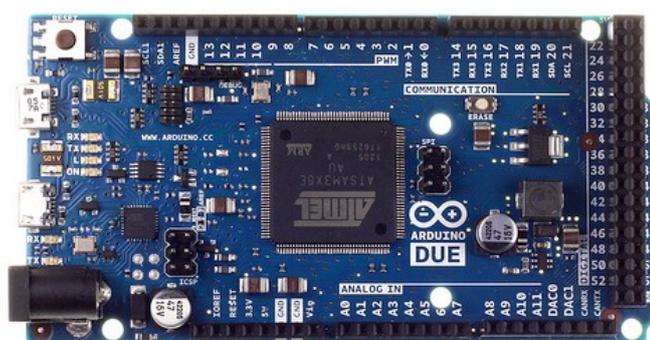


Figura 4. Arduino Due (LIMA, 2014).

## Métodos

Para o desenvolvimento do programa computacional foi adotada uma estratégia programática de dividir a sua elaboração em três etapas principais, sendo a primeira etapa referente à construção do software, a segunda etapa a de construção do hardware e a terceira etapa a de integralização das duas etapas anteriores. Por fim, seguiu-se para uma última fase, a fase de calibração e de testes com realização de ensaios e verificação dos resultados obtidos.

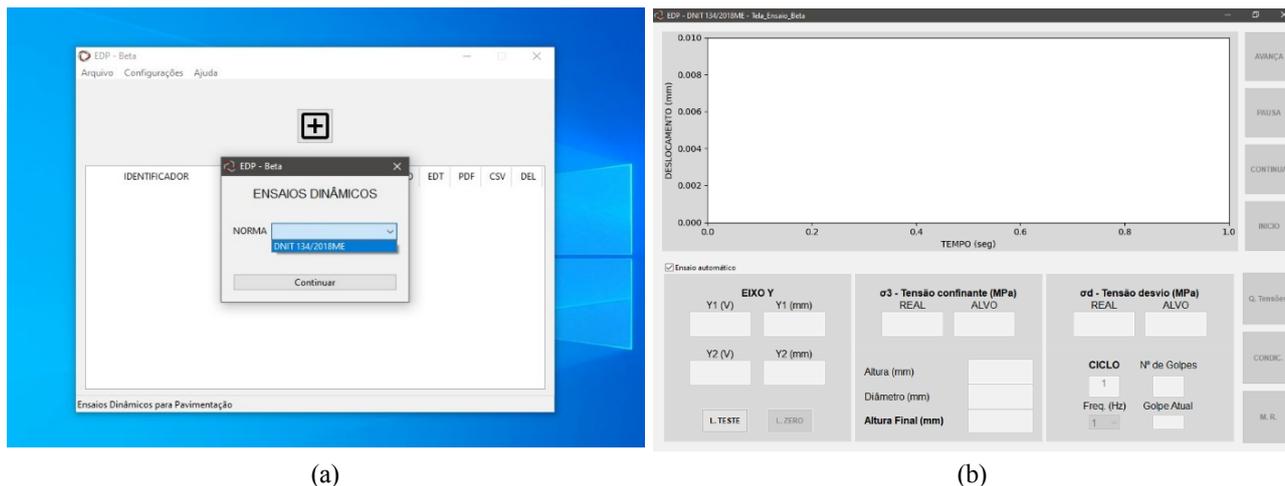
### *Etapa da construção do software*

Dado o objetivo principal, que é o de obter uma ferramenta computacional que seja capaz de realizar os ensaios dinâmicos, utilizando-se de todos os equipamentos citados anteriormente, optou-se por esquematizar o problema de acordo com a principal necessidade naquele momento. A ideia foi iniciar todo o processo de codificação primeiramente com a norma DNIT 134 (DNIT, 2018a), a fim de que sua validação viesse delinear as bases para criação da automação dos outros dois métodos de ensaio, DNIT 179 (DNIT, 2018b) e DNIT 181 (DNIT, 2018c).

O método de ensaio DNIT 134 (DNIT, 2018a) trata de um teste simples, que utiliza todo o equipamento triaxial de cargas repetidas e gasta um tempo relativamente curto para realização de toda a sua rotina de ensaio. Estes fatores fizeram com que o referido método viesse a ser o pioneiro para criação do software computacional EDP. As atividades iniciaram com o estudo da norma, listando todas as nuances e criando um protótipo interativo, um simulador apresentável do que seria o software antes de começar definitivamente sua programação, já que poderia ocorrer mudanças na forma em que seria apresentado ao usuário. Baseado no fato de que a construção do software segue realmente esse conceito de comunicação entre usuário e máquina, pensou-se em um programa de computador que tivesse uma abordagem simples para quem está utilizando. Após definir toda a interface gráfica do software e as estratégias de comandos e ações que o mesmo iria atuar, iniciou-se o processo de codificação.

A linguagem Python foi a linguagem de programação escolhida para o desenvolvimento do software. Trata-se de uma linguagem de programação de alto nível (rápida aprendizagem) e bastante comum nos dias atuais. A escolha dessa linguagem de programação está relacionada a qualidade, devido ao seu excelente suporte a mecanismos de reutilização de código; a produtividade, por ser uma linguagem enxuta mantendo poucas linhas de código; a portabilidade, por ser possível sua utilização em diversos sistemas operacionais; e a integração de componentes, por permitir a interação com outras linguagens de programação (LUTZ; ASCHER, 2007).

Após demandar bastante tempo nessa etapa, conseguiu-se criar uma ferramenta computacional de gerenciamento e realização de ensaio referente ao método de ensaio DNIT 134 (DNIT, 2018a). A Figura 5 contém duas imagens referentes ao layout/interface de execução do software EDP. O software ainda se encontra na versão beta, mas espera-se que no lançamento de sua primeira versão este possa realizar, gerenciar e extrair resultados do ensaio do módulo de resiliência para solos e materiais granulares.



(a)

(b)

Figura 5. Telas do software EDP versão beta: (a) Tela inicial de seleção do ensaio a ser realizado; (b) Tela utilizada para gerenciamento do ensaio pela norma DNIT 134 (DNIT, 2018a).

### Etapa de construção do hardware

Um instrumento físico deve ser projetado para que as ações da ferramenta computacional possam acontecer de fato no equipamento de realização do ensaio. A etapa de construção do hardware trata exatamente disto, de como foi projetada cada parte do instrumento de comunicação máquina e máquina. O instrumento escolhido, para essa comunicação entre computador e o equipamento triaxial, foi o Arduino. Para melhor entendimento, a etapa da construção do hardware foi dividida em diversas sub etapas, como as descritas a seguir.

### Automação da válvula Three-way

Segundo o método de ensaio para determinação do MR, DNIT 134 (DNIT, 2018a), o processo de aplicação de carga deve ser em uma frequência de 1Hz. Ou seja, é um pulso de carga que deve acontecer em um intervalo de 0,1 segundos e depois ter um descanso de 0,9 segundos. A Figura 6 ilustra o mencionado.

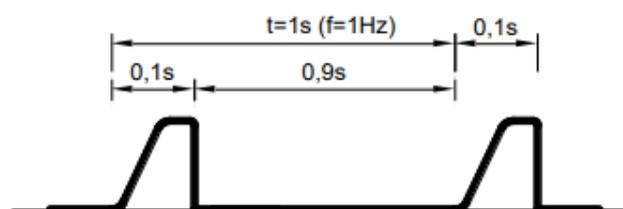


Figura 6. Esquema da carga repetida com frequência de 1Hz para o ensaio de MR (DNIT, 2018).

Para essa automação utilizou-se do pino digital número 12 do Arduino Due com intuito de haver esse controle em conformidade com o tempo. Na parte de programação, utilizando o Arduino IDE, optou-se em trabalhar com a função *millis()*, do tipo *time*, de tal modo que exista condições temporais, na medida que for requisitado, esse pino fosse direcionado como *HIGH* (alto = tensão de referência 3,3 volts) ou como *LOW* (baixo = tensão de 0 volts), querendo expressar respectivamente, a abertura total da válvula ou o seu fechamento total.

### *Automação do regulador de pressão para tensão desvio*

Também de acordo com a norma de MR (DNIT, 2018), deve-se aplicar uma sequência variada de tesões-desvios ao corpo de prova de tal modo que obtenha-se o deslocamento recuperável ou resiliente do material ensaiado. Para que essa tensão chegue ao corpo de prova é necessário entender que há um desconto devido a tensão confinante a qual o corpo de prova está sendo submetido no ciclo ou estágio da carga atual. Portanto, deve-se considerar que a pressão de ar comprimido que deve chegar no pistão é a  $\sigma_1$  (tensão principal maior), de tal modo que, com o desconto da tensão confinante ( $\sigma_3$ ), apenas a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) chegue ao corpo de prova.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d \quad (1)$$

Outro fato a se considerar é a área interna do cilindro pneumático. Por se tratar de tensões a serão aplicadas no corpo de prova em função da pressão de ar comprimido que será aplicada na área circular do cilindro pneumático, existe uma relação quase que direta entre a área do cilindro pneumático  $A1$  e a área do corpo de prova  $A2$ .

$$P1 = \frac{A1}{A2} \cdot P2 \quad (2)$$

Onde,  $P1$  é a pressão de ar requerida pelo cilindro pneumático e  $P2$  é a tensão que chega no corpo de prova.

Dada essas considerações, o hardware foi elaborado de maneira prática para receber um valor de pressão  $P1$  já com as tratativas de conversão para atuar a tensão desvio no corpo de prova. Para conseguir esse feito, é necessário poder indicar valores em voltagem para a o Regulador proporcional de pressão. Para isso, projetou-se um circuito amplificador que pega o valor de referência enviado pela porta DAC0 do Arduino Due (o DAC tem um range que varia de 0 volts até a tensão de referência que é 3,3 volts) e amplia de tal maneira que atinge as pressões de ar comprimido que se deseja alcançar. Lembrando que o Regulador proporcional de pressão considera a conversão direta de volts para bar, ou seja, 1 volt corresponde a pedir o regulador proporcional para controlar a pressão de ar comprimido em 1 bar de pressão. Para ter certeza desses valores, o próprio regulador de pressão tem um Transmissor de pressão embutido no qual envia valores de tensão referente a pressão de ar comprimido que está controlando internamente, sendo esses valores de tensão captados pelo microcontrolador Arduino através do pino analógico A5.

### *Automação do Regulador de pressão para a tensão confinante*

Além da pressão para a aplicação dos golpes, precisa-se, em cada ciclo, ajustar a tensão confinante de tal modo que esteja o mais próximo possível dos valores tabelados pela norma DNIT 134 (DNIT, 2018a). Neste caso também poderia ser utilizado um outro Regulador de Pressão Proporcional, porém, devido ao seu custo elevado, optou-se em empregar outra técnica de automação utilizando um motor de passos, um Filtro Regulador e um Transmissor de pressão. A ideia é que o Arduino Due controle o motor abrindo ou fechando a válvula do Filtro Regulador, controlando essa abertura ou fechamento checando os valores de tensão provenientes do Transmissor. A programação foi feita de modo que o microcontrolador receba um valor de pressão em bar e o mesmo tenha a competência

de ajustar a abertura e o fechamento da Filtro Regulador de tal forma que as leituras feitas provenientes do Transmissor estejam coniventes com os valores de tensão confinante tabelados pela norma DNIT 134 (DNIT, 2018a). Utilizou-se dos pinos digitais 8, 9, 10 e 11 para controle do morto e o pino analógico A4 para captar os valores de tensão do Transmissor de pressão.

### *Sensores de deslocamento*

Segundo a norma DNIT 134 (DNIT, 2018a), o sistema de aquisição de dados deve garantir uma precisão na leitura do deslocamento de  $1 \times 10^{-3}$  milímetros. Com o Arduino Due consegue-se utilizar as portas analógica com até 12-bit de resolução. Além disso, utilizou-se de uma biblioteca chamada de *Oversampling*, na qual consegue melhorar a resolução do ADC por sobreamostragem da média (BAUBLYS, 2022). Com essa biblioteca consegue-se, por exemplo, aumentar a resolução de 12-bit para 16-bit (máximo valor recomendado). Portanto, para calcular qual a precisão das leituras provenientes deste sistema, a uma resolução de 16-bit, utilizou-se a razão entre o comprimento total da régua potenciométrica sobre a quantidade de graduações geradas pelo conversão analógica- digital (resultado obtido elevando uma base 2 ao expoente da resolução utilizada).

$$\text{Precisão} = \frac{L_{\text{máx}}}{2^{\text{resolução}}} = \frac{25\text{mm}}{2^{16}} = 0,0004\text{mm aproximadamente} \quad (3)$$

Com esse resultado, têm-se que a precisão do equipamento é bem menor do que é requisitado pela norma. A norma pede também que sejam utilizados dois sensores de deslocamento e para os cálculos utilize a média dos dois sensores. Para isso foram direcionados dois pinos analógicos para esses sensores, o pino A0 e o pino A2.

### *Integralização do software com o hardware*

O Arduino é um instrumento que precisa ser programado para conseguir agir e comandar os outros elementos do sistema. Utilizou-se da mesma comunicação feita para carregar o código *sketch* no Arduino para criar a comunicação com a interface do programa computacional feita em Python. A conexão foi feita através de um cabo USB (*Universal serial bus*), o que pelo programa computacional é conhecida por comunicação serial. É através da comunicação serial que todos os dados informam ações para o sistema e todos os dados são também coletados pelos sensores em tempo real. A ferramenta computacional capta esses dados do microcontrolador, realiza o tratamento instantâneo, guardando-o na memória RAM do computador esperando o momento exato para salvar esses dados em banco de dados, que descreve o processo de salvamento dos dados necessários para extração dos relatórios no disco.

### *Calibração do equipamento*

A calibração do software foi realizada fazendo vários testes pontuais nos quais foram registrados diversos pontos na saída dos respectivos sensores a partir de comandos de execução, gerando curvas de calibração por interpolação, nas quais utilizou-se dos coeficientes A e B da reta gerada. Por exemplo, para o Regulador de pressão, eram inseridos alguns valores digitais em uma determinada

seqüência, e ao mesmo tempo, se registrava as leituras proveniente dos sensores que correspondiam a valores que antes foram setados. Já as régua potenciométrica foram calibradas comparando os seus valores digitais registrados pelo Arduino com a de um relógio comparador de precisão 0,01 mm.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após a realização de diversos testes pontuais de funcionalidade do programa computacional e após a calibração do sistema como um todo, iniciou-se a etapa de realização de ensaios testes com a finalidade de testar todo o equipamento e ter uma noção de quais ajustes técnicos precisariam ser feitos e quais aprimoramentos podem ser incrementados, além de ter uma noção da dimensão e da qualidade dos resultados que estão sendo obtidos e gerados pelo programa. Utilizando-se de um corpo de prova de Nylon realizou-se três ensaios nos quais obteve-se os seguintes resultados apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Resultados dos três ensaios de Módulo de Resiliência obtidos pelo programa EDP no equipamento triaxial de cargas repetidas automatizado neste estudo.

CICLO	Tensão Confinante [MPa]	Tensão Desvio [MPa]	MR do CP 01 [MPa]	MR do CP 02 [MPa]	MR do CP 03 [MPa]
1	0,020	0,020	301	288	190
2	0,020	0,040	449	395	319
3	0,020	0,060	493	446	378
4	0,035	0,035	290	251	193
5	0,035	0,070	390	375	318
6	0,035	0,105	480	432	377
7	0,050	0,050	283	280	226
8	0,050	0,100	402	395	337
9	0,050	0,150	478	474	426
10	0,070	0,070	285	275	241
11	0,070	0,140	429	421	381
12	0,070	0,210	494	510	493
13	0,105	0,105	291	308	280
14	0,105	0,210	458	481	435
15	0,105	0,315	557	595	541
16	0,140	0,140	328	352	313
17	0,140	0,280	497	516	492
18	0,140	0,420	620	670	647

Para entender melhor os resultados obtidos, plotou-se os valores do módulo de resiliência, em gráfico de comparação entre os três ensaios realizados (Figura 7), e de deslocamento para o quarto par de tensões, de acordo com o método DNIT 134 (DNIT, 2018a), que corresponde a 0,035 MPa de tensão confinante e 0,035 MPa de tensão desviadora (Figura 8).

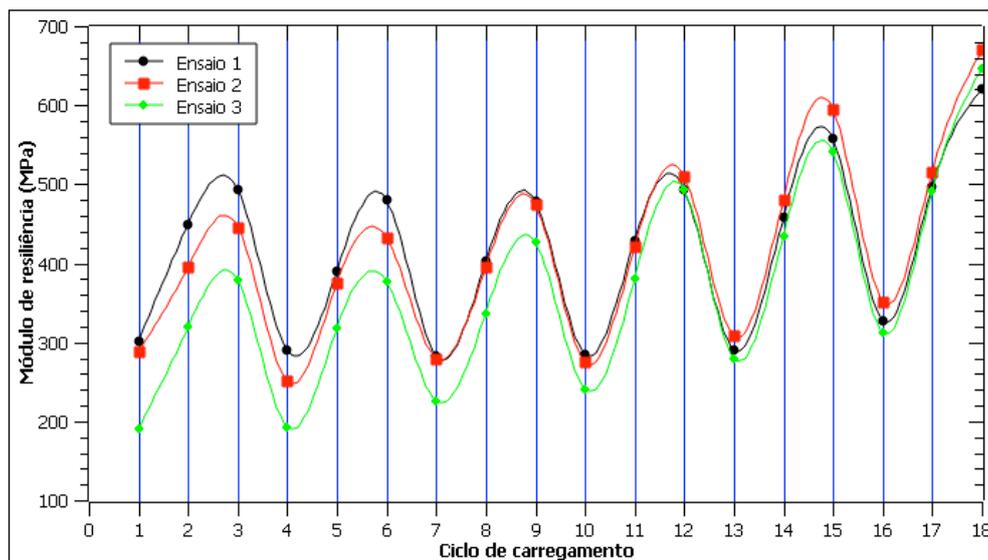


Figura 7. Resultados dos três ensaios do Módulo de Resiliência para 18 pares de tensões.

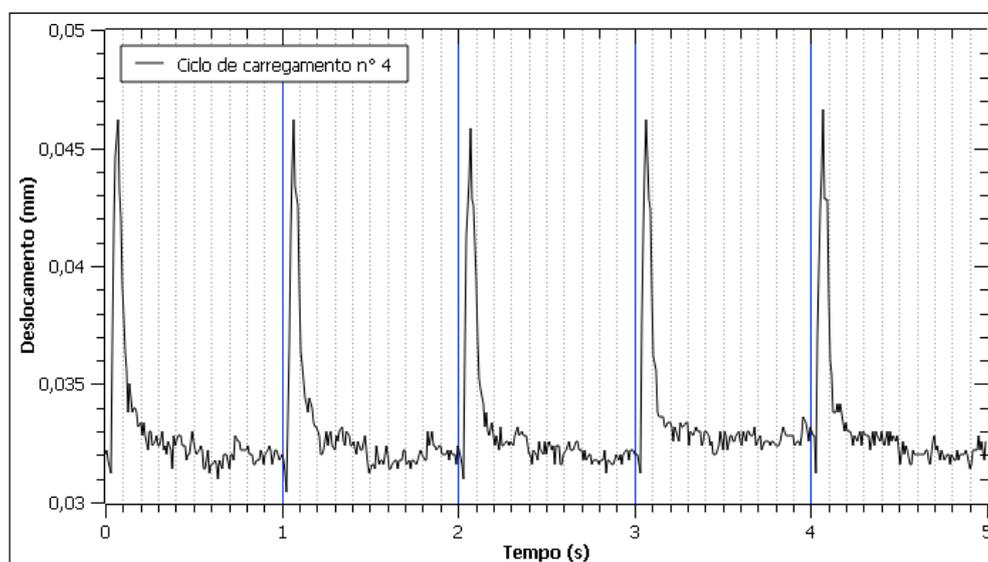


Figura 8. Evolução do deslocamento em ciclos de carregamento do ensaio do Módulo de Resiliência.

Na Figura 7 é possível observar que há um padrão na curva dos resultados, havendo apenas algumas pequenas discrepâncias e que, estatisticamente, são mais relevantes nos primeiros pares de tensão ou nos primeiros ciclos. Era esperado resultados desse tipo, compreendendo-se que os resultados dos ensaios, para um mesmo material, devem convergir para um valor em comum. Por outro lado, de acordo com a Figura 8, percebe-se que em cada subdivisão de ciclo de carga aplicado, o máximo deslocamento ocorreu com 0,1 s, atendendo o preconizado pelo método de ensaio DNIT 134 (DNIT, 2018a).

## CONCLUSÃO

De modo geral, pode-se concluir que os resultados obtidos pelos três ensaios de MR apresentaram um desempenho animador. O programa computacional demonstrou que consegue realizar as tarefas para qual foi projetado, tendo também sido realizada uma validação ao comparar estes resultados com os de outro equipamento triaxial de cargas repetidas. Considera-se, portanto, que as expectativas do desenvolvimento dessa ferramenta computacional foram atingidas a medida que alcançou o objetivo principal inicial do presente estudo, que era de realizar os procedimentos do ensaio previsto pela norma DNIT 134 (DNIT, 2018a).

Logo, com a realização desses ensaios testes, esse primeiro estudo aponta grande potencial dessa ferramenta computacional que pode ser considerada de baixo custo ao realizar comparação entre os valores dos equipamentos empregados para automatização e o de aquisição de máquinas novas para realização dos ensaios dinâmicos.

A ferramenta ainda se encontra em fase de aperfeiçoamento e de testes de eficiência. Lembrando que o software EDP ainda está em sua fase beta, sendo aguardado o lançamento da sua primeira versão. A partir desse lançamento, tudo que foi aplicado para o ensaio da norma DNIT 134 (DNIT, 2018a) poderá ser reaplicado para a execução dos demais ensaios dinâmicos, gerando assim um software capaz de receber diversas atualizações.

## AGRADECIMENTOS

A FAPESB e a Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB) pela concessão da bolsa de iniciação científica, a qual viabilizou o desenvolvimento do presente estudo.

## REFERÊNCIAS

- Confederação Nacional de Transporte – CNT. Por que os pavimentos das rodovias do Brasil não duram? Brasília, 2017. Disponível em: <https://cnt.org.br/>. Acesso em: 04 de abr. 2022.
- Confederação Nacional de Transporte – CNT. DNIT deve implementar novo método de pavimentação asfáltica. Brasília, 2018. Disponível em: <https://cnt.org.br/>. Acesso em: 04 de abr. 2022.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT ME 134. Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018a. 18p.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT IE 179. Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018b. 20p.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT ME 181. Pavimentação – Material estabilizado quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018c. 16p.
- LEMAQS - Folha de dados da régua potenciométrica 25mm. Nota técnica da LEMAQS 5p. 2019.
- LIMA, T. Bolg, *embarcados: Arduino Due*. 2014. Disponível em: <https://www.embarcados.com.br/arduino-due/>. Acesso em: 05 de abr. 2022
- LUTZ, M.; ASCHER, D. *Aprendendo Python*; tradução João Tortello. 2. ed. Porto Alegre: Editora: Bookman, 2007. 568 p.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO DIÂMETRO MÁXIMO DE CURVAS GRANULOMÉTRICAS NOS PARÂMETROS DE DOSAGEM E FUNCIONALIDADE DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS

*LEONARDO AQUILES TURCO<sup>1</sup>; BRENO SALGADO BARRA<sup>2</sup>; YADER ALFONSO GUERRERO  
PÉREZ<sup>3</sup>; THIAGO PERSIKE<sup>4</sup>; RAFAEL CRISTYAN FRONZA<sup>5</sup>; FELIPE EVALDT<sup>6</sup>*

#### RESUMO

O objetivo principal deste trabalho é avaliar os efeitos da variação do diâmetro máximo de curvas granulométricas nos parâmetros de dosagem e funcionalidade de misturas asfálticas densas usinadas a quente. Para tanto, a composição granular das misturas asfálticas foi formulada a partir do método teórico, fazendo uso da equação de Fuller-Talbot. Foram definidas três curvas granulométricas, em que o parâmetro variável foi o diâmetro máximo do granular, a saber: 19,1 mm, 12,7 mm e 9,5 mm. O ligante betuminoso utilizado para a elaboração das misturas asfálticas foi o cimento asfáltico de petróleo (CAP) 50/70. Os granulares utilizados são oriundos de jazida localizada na região metropolitana da cidade de Joinville/SC, provenientes de maciço rochoso de gnaiss. O teor ótimo de ligante betuminoso para cada uma das diferentes misturas asfálticas foi determinado com base na metodologia Marshall, devido ser homologada oficialmente no Brasil. As dosagens testadas em cada formulação foram as seguintes: 4,22%, 4,54%, 4,86%, 5,18%, 5,50%, 5,82% e 6,14%. Ensaio complementares como altura da mancha de areia e drenabilidade também foram realizados, a fim de avaliar o comportamento funcional das misturas asfálticas, como a rugosidade superficial e a capacidade de escoamento da água sobre as suas composições. De acordo com a campanha experimental realizada, a curva granulométrica com o diâmetro máximo dos granulares de 19,1 mm apresentou os melhores resultados de resistência mecânica e funcionais entre todas as misturas asfálticas testadas, compreendendo maior drenabilidade e rugosidade superficial, além de menor consumo de ligante betuminoso no teor ótimo de dosagem determinado, em que pese os cuidados a serem considerados quanto ao empirismo da metodologia Marshall adotada.

**PALAVRAS-CHAVE:** camada de ligação, grave-bitume, ligante betuminoso, misturas asfálticas.

#### ABSTRACT

The main aim of this research is to evaluate the effects of the variation with regards to the maximum granular size of aggregate gradations on the dosage and functional parameters of dense hot asphalt mixes. For achieving this purpose, the granulometric curves were formulated based on a theoretical method, with use of Fuller-Talbot equation. Three granulometric curves were established, in which the only variability was related to the maximum diameter, such as: 19.1mm, 12.7mm and 9.5mm. The asphalt binder taken into account for dosing the asphalt mixes was classified by penetration test as 50/70. The granular fractions were extracted from a quarry located in the metropolitan region of Joinville/SC, provided by a gneissic massive rock. The optimum binder content for each aggregate gradation was determined by using the Marshall methodology, due to be officially homologated in Brazil. The binder contents tested for each formulation were 4.22%, 4.54%, 4.86%, 5.18%, 5.50%, 5.82% and 6.14%. Complimentary tests were carried out, so-called sand path height and drainability, in order to evaluate functional properties of the asphalt mixes, such as surface roughness and run off capacity. According to the experimental campaign, the granulometric curve with maximum diameter of 19.1 mm presented the best results, with regards to mechanical strength and functional parameters, comprising higher surface roughness and drainability, besides lower asphalt binder consumption at the optimum content, although some care is needed about the empirical context of the Marshall methodology adopted.

**KEY WORDS:** binder layer, grave-bitume, asphalt binder, asphalt mixes.

<sup>1-6</sup>Afiliação: Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Rua Dona Francisca, nº 8300; Distrito Industrial Norte, CEP: 89.219-600; Joinville, SC; e-mail: leoturcco@gmail.com, breno.barra@ufsc.br, yagcivil@gmail.com, thiago@grupoprecisaosc.com.br, rafael.c.fronza@gmail.com, felipe\_pereira\_evaldt@hotmail.com.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

De acordo com o Ministério da Infraestrutura (BRASIL, 2018a), o modal rodoviário é o principal meio de transporte no Brasil, tanto para cargas como para passageiros. Entretanto, Andrade (2018) afirma que uma quantidade significativa da malha rodoviária se encontra danificada por diversos motivos, a saber: cargas excessivas por eixo, má formulação das misturas asfálticas, falta de manutenção nas rodovias e falhas nos projetos.

Apesar da grande dependência de rodovias no Brasil, o cenário preocupante da infraestrutura nacional é ocasionado pela insuficiência de investimentos no setor, além do uso de técnicas obsoletas de projeto e construção.

Para embasar este contexto em números, tem-se que dos 57,2 mil quilômetros de rodovias federais pavimentadas no Brasil, sob administração do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), apenas 33,7 mil (59%) são consideradas em bom estado de conservação, de acordo com o Índice de Condição da Manutenção (ICM) (BRASIL, 2018b).

Corroborando com esse cenário, o Tribunal de Contas da União (TCU) a partir do Acórdão nº 328/2013, revelou que os empreendimentos rodoviários apresentam problemas estruturais precocemente, em média, sete meses após a entrega da obra (BRASIL, 2013).

Barra (2005) aponta que o modelo de elaboração do arranjo estrutural dos granulares recomendada pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) se vale da tentativa de enquadramento da composição granulométrica dentro de limites, denominados faixas, estabelecidos como aceitáveis.

A utilização do conceito de faixa granulométrica permite o enquadramento de diferentes curvas em seus limites, gerando assim misturas asfálticas que apresentam comportamentos distintos, podendo tanto ser bons como ruins. Uma forma de obter curvas granulométricas bem definidas é se utilizando da equação de Fuller-Talbot, onde é possível calcular a distribuição quantitativa de cada fração a ser utilizada, com base no percentual de material passante através da peneira de menor diâmetro da curva granulométrica e do diâmetro máximo do granular (BÚRIGO, 2015).

As propriedades dos concretos asfálticos são afetadas em decorrência do tamanho máximo dos granulares utilizados. Em relação às propriedades mecânicas das misturas asfálticas, o aumento do tamanho dos granulares aumenta a resistência à tração e o seu módulo resiliente, mas tem pouco efeito na avaliação do parâmetro de estabilidade do ensaio Marshall (BROWN e BASSET, 1990).

Momm (1998) corrobora a tendência de maiores valores do módulo de rigidez complexo para formulações de concretos asfálticos com maior tamanho máximo na curva granulométrica. Entretanto, complementa que estas composições tenderam a suportar deformações menores para se romperem à fadiga. Foi atribuída a esta condição, o fato dos granulares maiores tornarem os concretos asfálticos mais rígidos, e por consequência, a suportarem deformações menores, ensejando a necessidade de maiores espessuras de concreto asfáltico nas estruturas de pavimento.

Desta forma, a principal contribuição deste trabalho consiste em avaliar a influência da variação do diâmetro máximo de curvas granulométricas na formulação de misturas asfálticas densas, utilizando o método teórico de Fuller-Talbot, em relação aos parâmetros de dosagem pela metodologia Marshall, e funcionalidade, a partir da realização de ensaios complementares como altura da mancha de areia e drenabilidade.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Materiais

O material pétreo foi coletado de pedreira localizada na região metropolitana da cidade de Joinville/SC, com maciço rochoso de origem gnáissica. Os resultados dos procedimentos de caracterização são apresentados na Tabela 1, a partir de pesquisa previamente executada por Eing (2018), que utilizou frações granulares provenientes do mesmo lote aportado para este trabalho.

Tabela 1. Caracterização do material pétreo (EING, 2018).

Ensaio	Norma	Resultado	Limite
Desgaste por abrasão Los Angeles	DNER-ME 035/98 e DNER-ME 37/97	17,50%	≤ 50%
Índice de Forma	ABNT NBR 7809/2006	0,6	≥ 0,5
Resistência ao ataque químico (Durabilidade)	DNER-ME 089/94 e DNER-ME 37/97	5,30%	≤ 12%
Adesividade ao agregado graúdo	DNER-ME 78/94	Má	-
Equivalência de areia	DNER-ME 54/97	78%	-
Teor de material pulverulento	DNER-ME 266/97 e DNER-ME 37/97	0,4	≤ 1,0%
Absorção	ABNT NBR 7211/2009	0,50%	-

A adesividade do material granular foi atestada como má. Entretanto, se trata de uma condição já esperada, pois de acordo com Siroma (2018) e Clara (2020) após efetuarem análises de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), com Espectroscopia por Energia Dispersiva (EDS), além de Fluorescência (DRF) e Difração (DRX) de Raio-X, foi verificada uma predominância de Dióxido de Silício ( $\text{Si}^4\text{O}_2^{-2}$ ) na composição da rocha gnáissica utilizada ( $\cong 60\%$ ), acarretando uma matriz fortemente eletronegativa, e por consequência, repelente à carga elétrica predominante ( $> 80\%$ ) da matriz Carbônica ( $\text{C}^{-4}$ ) de mesma característica eletronegativa do ligante betuminoso (LEITE e MENEZES, 2003).

De qualquer modo, é importante esclarecer que nesta pesquisa não foram utilizados aditivos ou adições para corrigir o problema referente à adesividade entre os materiais, a fim de que não houvesse qualquer influência sobre o desempenho real das misturas asfálticas formuladas.

O Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) utilizado, doravante denominado de ligante betuminoso, foi classificado por penetração como 50/70, em sua forma pura, oriundo de refinaria localizada no Estado de São Paulo e distribuído por empresa com sede em Curitiba/PR. A Tabela 2 apresenta os resultados da caracterização do material, com base na pesquisa de Zagolin (2016), que utilizou amostras provenientes do mesmo lote aportado para este trabalho.

Tabela 2. Caracterização do ligante betuminoso CAP 50/70 (ZAGOLIN, 2016).

Ensaio	Norma	Resultado	Limite
Ponto de amolecimento Anel e Bola	DNIT-ME 131/2010	49 °C	> 46 °C
Penetração	DNIT-ME 155/2010	52 (0,1 mm)	50-70
Índice IP	Resolução nº19 (ANP, 2005)	-1,5	de -1,5 até 0,7
Visc. Saybolt-Furol	ABNT NBR 14950/2003	Compactação: 137°C a 142°C Usinagem: 148°C a 153°C	-
Massa Esp. Real	ABNT NBR 6296/2012	1,007 g/cm <sup>3</sup>	-

## Métodos

### Definição das curvas granulométricas

As curvas granulométricas foram calculadas utilizando o método teórico, com o uso das Equações 1 e 2 de Fuller-Talbot.

$$\%p = a \left( \frac{d}{D} \right)^n \quad (1)$$

onde:

- %p: percentagem em peso que passa na peneira de abertura d;
- a: constante, tomada igual a 100;
- d: abertura da peneira, em mm;
- D: tamanho máximo, abertura da peneira que passa 100%, em mm;
- n: expoente de graduação da curva granulométrica, obtido pela Equação (2).

$$n = \frac{\log(\%p_{200}) - \log(100)}{\log\left(\frac{d}{D}\right)} \quad (2)$$

onde:

- n: expoente indicador de graduação da curva granulométrica;
- %p<sub>200</sub>: percentagem de material passante na peneira de nº 200;
- d: abertura da peneira de menor diâmetro da série utilizada;
- D: tamanho máximo, abertura da peneira que passa 100%, em mm.

O método teórico utiliza diâmetros bem definidos para a composição da curva granulométrica, ou seja, individualizados peneira por peneira, não dispondo de frações comerciais heterogêneas. Por estas razões, dispensa o uso de enquadramento em faixas limítrofes como é procedido no método por tentativa largamente utilizado no Brasil, conduzindo a um forte empirismo e ausência de controle preciso da distribuição granulométrica de cada fração (ANDRADE, 2018).

Foram concebidas três curvas granulométricas distintas, denominadas curvas teóricas (CT), em que foi fixada a percentagem de material passante na peneira com abertura de 0,075 mm (%p<sub>200</sub>), e variou-se o diâmetro máximo (D<sub>máx</sub>) do granular utilizado em cada formulação de mistura asfáltica, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros fixados para a formulação das curvas granulométricas.

Curva granulométrica	Parâmetros	
	%p <sub>200</sub> (%)	D <sub>máx</sub> (mm)
CT-01	6,0	9,5
CT-02	6,0	12,7
CT-03	6,0	19,1

A escolha do percentual de 6,0% passante na peneira de abertura 0,075 mm foi realizada com base na pesquisa de Momm (1998), em que após extenso estudo bibliográfico e laboratorial, verificou que as curvas granulométricas densas formuladas por métodos teóricos que apresentaram os melhores resultados mecânicos e funcionais, tinham percentual passante na peneira 0,075 mm entre 5,0% e 7,0%.

A Figura 1 ilustra as curvas granulométricas formuladas. O diâmetro máximo do granular em cada caso é representado pela percentagem passante de 100% do material, na maior abertura da malha de peneira da série escolhida pelo projetista.

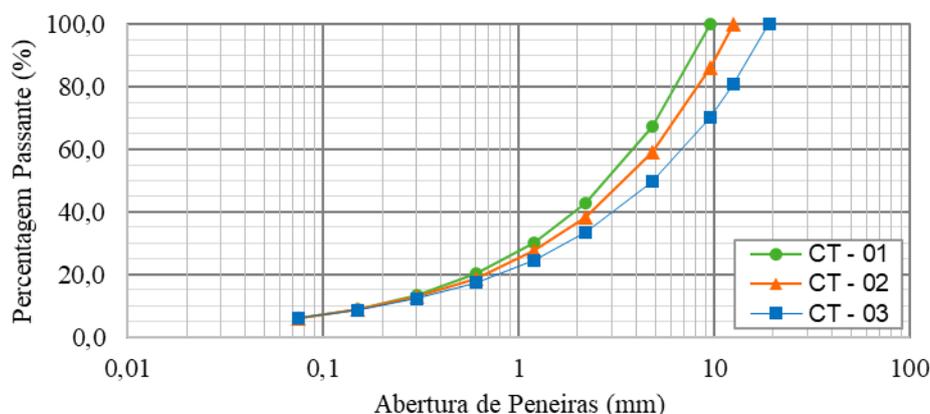


Figura 1. Curvas granulométricas formuladas.

Observando a Figura 1, é possível perceber a variação na trajetória das curvas granulométricas, em razão da modificação do diâmetro máximo do granular, acarretando em três formulações distintas, condição indicada pelos expoentes 'n' de 0,58 (CT-01), 0,55 (CT-02) e 0,51 (CT-03), determinados com o uso da Equação 2. Logo, as disposições gráficas ilustradas juntamente com a Tabela 4 demonstram que a CT-01 possui maior aporte de frações finas em sua composição, seguida pela CT-02 e CT-03, nesta ordem.

Desta forma, tem-se que as considerações discorridas acerca da distribuição granulométrica das misturas asfálticas são corroboradas pelo critério de Duriez previsto na Equação 3 (Manuel LPC, 2007), o qual leva em conta a distribuição percentual das frações para cálculo das superfícies específicas das misturas asfálticas. Neste contexto, verifica-se que a ordem decrescente das superfícies específicas é a seguinte: 11,88 m<sup>2</sup>/kg (CT-01), 11,54 m<sup>2</sup>/kg (CT-02) e 11,12 m<sup>2</sup>/kg (CT-03), respectivamente.

$$100\Sigma = 0,25G + 2,3S + 12s + 150f \quad (3)$$

onde:

$\Sigma$ : superfície específica (m<sup>2</sup>/kg);

G: percentagem de granulares na curva superior a 6,3 mm;

S: percentagem de granulares na curva entre 6,3 mm e 0,250 mm;

s: percentagem de granulares na curva entre 0,250 mm e 0,063 mm;

f: percentagem de granulares na curva abaixo de 0,063 mm.

### Procedimentos Laboratoriais

Para determinar a dosagem de ligante betuminoso em cada uma das misturas asfálticas formuladas, foi aplicada a metodologia Marshall (DNER-ME 043, 1995), em razão de ser o procedimento oficial adotado no Brasil pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Neste contexto, tem-se que 5 amostras foram moldadas para cada teor de ligante considerado, a saber: 4,22%; 4,54%; 4,86%; 5,18%; 5,50%; 5,82% e 6,14%.

A partir da amostragem de corpos de prova moldados, foram determinadas as propriedades funcionais das misturas asfálticas, como a rugosidade superficial pelo método da mancha de areia

(AFNOR NF P 98 216-1, 1993) e o tempo de escoamento superficial da água no ensaio de drenabilidade (AFNOR NF EN 12697-19, 2020).

Nesta pesquisa, devido à pequena superfície dos corpos de prova Marshall, foi necessária a adaptação da quantidade de areia utilizada, em relação aos 25,0 cm<sup>3</sup> previstos em norma, para um volume de 1,0 cm<sup>3</sup> de uma areia calibrada com densidade de 2,6 g/cm<sup>3</sup>, o que corresponde a 2,6 g de amostra por unidade ensaiada. Para o cálculo do diâmetro da mancha de areia (Equação 4) foi utilizada a média aritmética de três medidas equidistantes. No caso do ensaio de drenabilidade, foi determinado o tempo de escoamento da água entre as marcações padronizadas do equipamento denominado drenômetro. Em todos os casos foi calculado o valor médio característico para cada teor de ligante testado.

$$HS = \frac{4 \cdot V}{\pi (D_m)^2} \quad (4)$$

onde:

HS: altura média da macrotextura, em cm;

V: volume de areia a ser espalhado, em cm<sup>3</sup>;

D<sub>m</sub>: diâmetro médio do espalhamento da areia, em cm.

A Figura 2 ilustra uma visão geral dos ensaios realizados na campanha experimental.

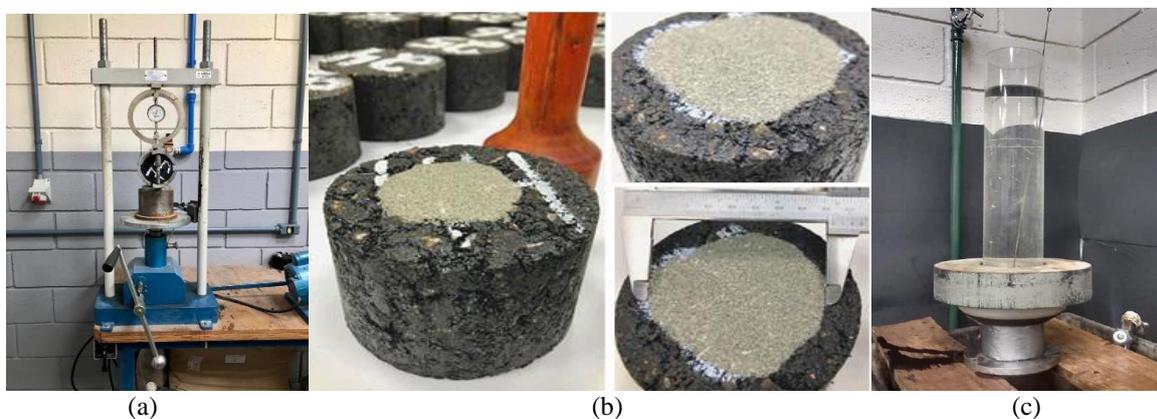


Figura 2. Visão geral dos ensaios realizados durante a campanha experimental: (a) Marshall, (b) altura da mancha de areia e (c) drenabilidade.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

No que diz respeito ao procedimento de dosagem Marshall para cada uma das misturas asfálticas formuladas, tem-se que foram escolhidos os teores de ligante de trabalho com base nos seguintes parâmetros (Figura 3): (a) estabilidade, (b) massa específica aparente (MEA), (c) teor de vazios, (d) relação betume-vazios (RBV) e (e) fluência.

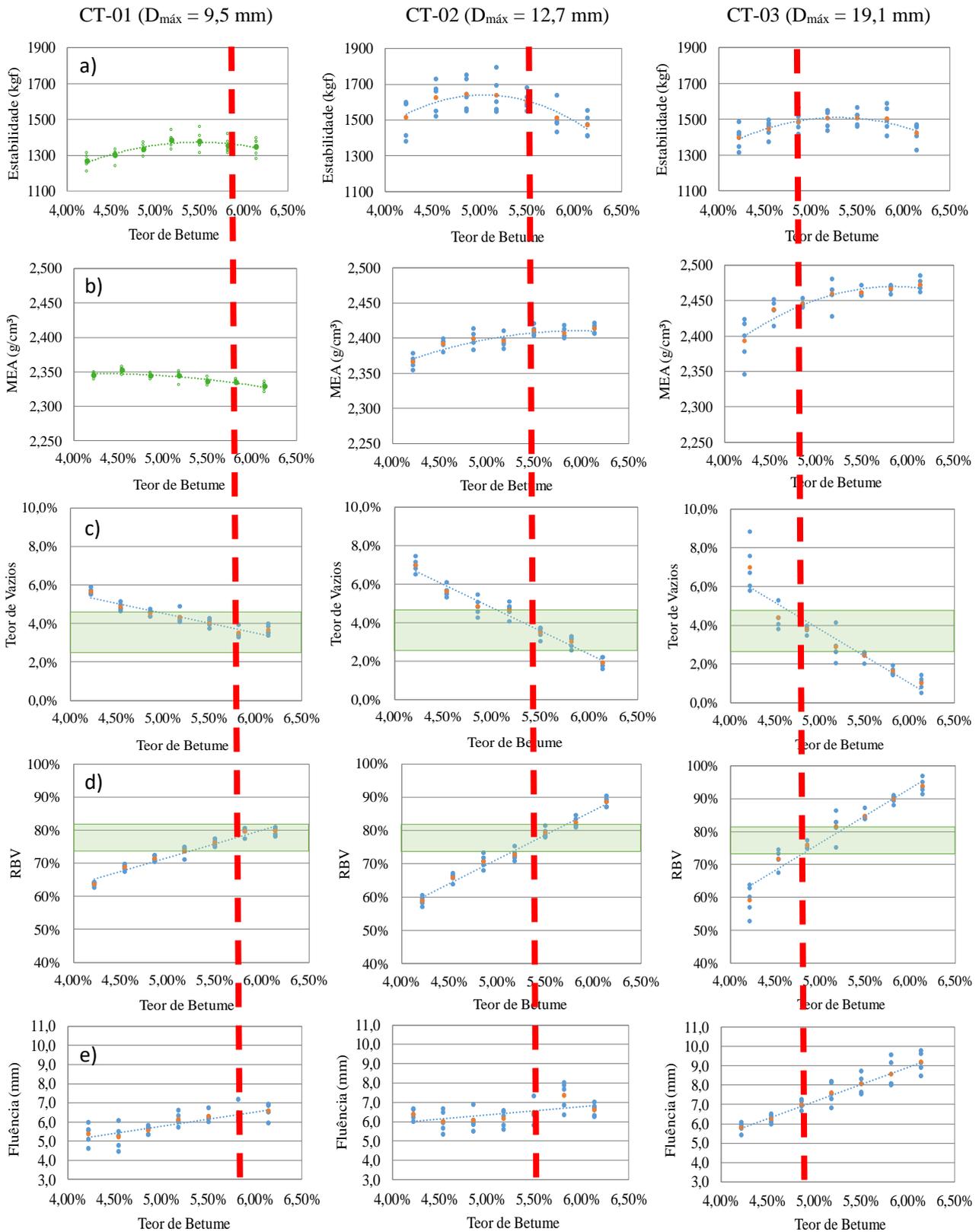


Figura 3. Parâmetros de dosagem da metodologia Marshall das misturas asfálticas testadas.

Com base nos parâmetros de dosagem avaliados na Figura 3, verifica-se que os teores de trabalho indicados pela metodologia Marshall apontam para as seguintes tendências: 5,85% (CT-01), 5,50% (CT-02) e 4,86% (CT-03).

Analisando os resultados obtidos para as três diferentes formulações, tem-se que a mistura asfáltica CT-03, utilizando granulares com diâmetro máximo de 19,1 mm, apresentou os melhores resultados em relação ao consumo de ligante, devido à menor área de superfície específica (11,12 m<sup>2</sup>/kg), abordada na seção de abordagem metodológica, bem como os maiores valores obtidos nos parâmetros de estabilidade (Figura 3a), os quais estão relacionados diretamente ao desempenho mecânico dos corpos de provas testados, no contexto da metodologia Marshall.

Isto se explica em razão de que o procedimento de ruptura dos corpos de prova no ensaio Marshall é realizado à compressão diametral, o que favorece as curvas granulométricas compostas por partículas mais robustas, devido possuírem maior resistência a este tipo de solicitação, em razão da maior inércia exigir uma intensidade mais elevada da carga aplicada para se atingir a ruptura do material.

A curva com D<sub>máx</sub> de 9,5 mm (CT-01), devido apresentar maior concentração de frações finas entre todas as formulações testadas (Figura 1), faz com que a superfície específica da composição granulométrica da mistura asfáltica seja a mais elevada (11,88 m<sup>2</sup>/kg) entre todas as formulações testadas, conseqüentemente necessitando de uma quantidade maior de ligante betuminoso para o envolvimento dos granulares. Como resultado, tem-se um aumento da lubrificação das faces de contato direto das partículas, acarretando na diminuição dos valores de estabilidade para o mesmo teor testado quando comparados às demais formulações com diâmetro máximo superior.

Os valores de fluência obtidos foram considerados elevados em geral, se tomado em conta que as formulações testadas possuem característica densa. Entretanto, esta condição foi influenciada sobretudo pela utilização de um ligante betuminoso (50/70) com elevada penetração ((52 (0,1 mm)) e baixo ponto de amolecimento (49 °C), que resultaram em um índice de suscetibilidade térmica crítico no que diz respeito à deformabilidade das misturas asfálticas (-1,5), conforme apresentado na Tabela 2. Verificou-se também que os valores de fluência se apresentaram maiores com o aumento do teor de vazios das misturas asfálticas, corroborando às tendências observadas nos resultados de massa específica aparente, pois quanto maior o diâmetro máximo das composições granulométricas, mais vazios tendem a ser formados no processo de intertravamento granular.

Todavia, as tendências de comportamento obtidas nesta pesquisa não são corroboradas pela pesquisa executada por Momm (1998), pois concluiu que as composições com maior diâmetro máximo tenderam a suportar deformações menores de ruptura por fadiga para 10<sup>6</sup> ciclos ( $\epsilon_6$ ), em razão dos granulares maiores apesar de tornarem os concretos asfálticos mais rígidos, os conduzem a uma tendência de comportamento mais frágil, logo, suportando deformações menores, ensejando a necessidade de maiores espessuras de concreto asfáltico nas estruturas de pavimento.

Cabe esclarecer, contudo, que a pesquisa de Momm (1998) foi executada a partir de ensaios de módulo complexo e fadiga realizados com corpos de prova trapezoidais à flexão alternada, com controle do deslocamento em modo contínuo, de acordo com a metodologia francesa, detentora de estreita relação campo/laboratório entre 0,9 e 1,3 (MANUEL LPC, 2007). Portanto, com acurácia e confiabilidade cientificamente comprovadas, ao contrário do ensaio Marshall, que é realizado com corpos de prova produzidos por impacto e com mecanismo de ruptura por compressão diametral com controle da força, ou seja, sem qualquer relação com as condições de solicitação dos pavimentos observadas no campo.

Di Benedetto et al. (2003) também demonstraram após um estudo interlaboratorial de caráter internacional, que os ensaios executados com o controle da força à compressão diametral, a partir da aplicação de esforços de tração indireta (ITT) sobre corpos de prova oriundos de moldagem no ensaio Marshall, apontaram os piores resultados quanto à deformação  $\epsilon_6$ , correspondente à ruptura

por fadiga de misturas asfálticas para o critério universal de  $10^6$  ciclos de solicitação. Para tanto, foram realizados estudos comparativos com diversas geometrias submetidas a testes com o controle do deslocamento, a saber: tração/compressão, viga dois pontos (2PB), viga três pontos (3PB) e viga quatro pontos (4PB).

Estas condições esclarecem as razões pelas quais a metodologia Marshall dispõe de deficiência quanto aos aspectos de acurácia, sensibilidade à variação dos níveis de carregamento aplicados e, portanto, de forte cunho empírico e sem qualquer relação campo/laboratório. Logo, deve-se ter muito cuidado ao interpretar de forma tácita os resultados obtidos em seu contexto de execução.

Quanto à rugosidade superficial, considerando a classificação textural das misturas asfálticas proposta por Pasquet (1968), tem-se que as formulações CT-01 e CT-02 enquadraram-se na condição fina nos teores de trabalho indicados na Figura 3 pela metodologia Marshall (0,26 mm e 0,30 mm, respectivamente), com indicação para uso preferencial em vias urbanas. Por outro lado, a CT-03 atingiu o patamar médio (0,50 mm), habilitando-a para aplicação em superfícies sujeitas ao tráfego com velocidades entre 80 km/h e 120 km/h, compreendendo, portanto, vias de categoria nobre, como as rodovias federais de elevado tráfego (Figura 4).

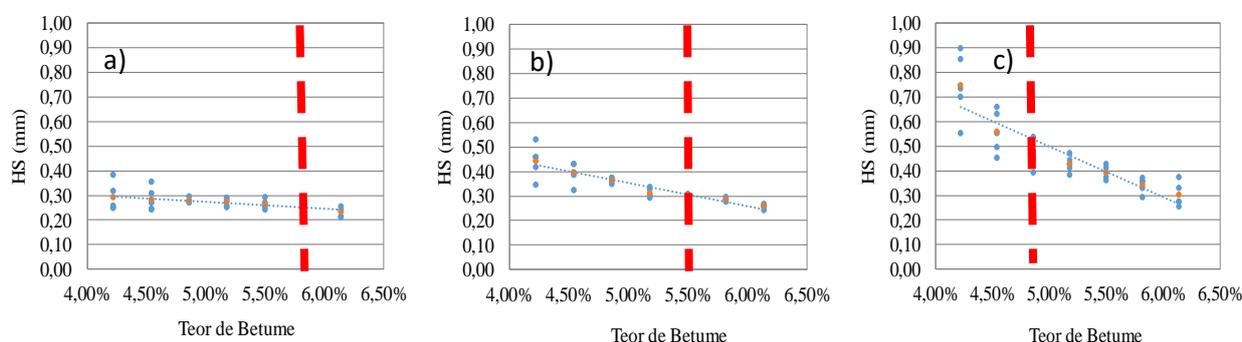


Figura 4. Altura da mancha de areia das misturas asfálticas testadas: (a) CT-01 ( $D_{\text{máx}} = 9,5$  mm), (b) CT-02 ( $D_{\text{máx}} = 12,7$  mm) e (c) CT-03 ( $D_{\text{máx}} = 19,1$  mm).

Estas tendências corroboram o fato de que quanto maior o diâmetro máximo da curva granulométrica das misturas asfálticas densas, mais rugosa será a macrotextura superficial, e que com o aumento do teor de betume para uma mesma formulação, ocorre a diminuição desta rugosidade, devido ao preenchimento gradual dos canais de curiose formados na superfície do material pelo ligante betuminoso. Neste contexto, é importante reiterar que a compactação Marshall é muito distinta da compactação em campo, ou seja, mais severa, tendendo a gerar superfícies menos rugosas que nos processos de rolagem executados na prática, assim como a dimensão dos corpos de prova possuem superfícies muito reduzidas para análise. Cabe neste trabalho, portanto, uma análise de cunho relativo e não absoluto dos valores obtidos quanto a esta propriedade. O mesmo raciocínio se aplica aos dados de drenabilidade.

Em condição análoga à macrotextura superficial, verifica-se que a drenabilidade das misturas asfálticas é maior à medida que os diâmetros máximos das curvas granulométricas aumentam. Entretanto, com o aumento do teor de betume, ocorre a diminuição da capacidade de escoamento devido à redução dos canais de curiose que constituem a rugosidade superficial destes materiais, conforme ilustra a Figura 5.

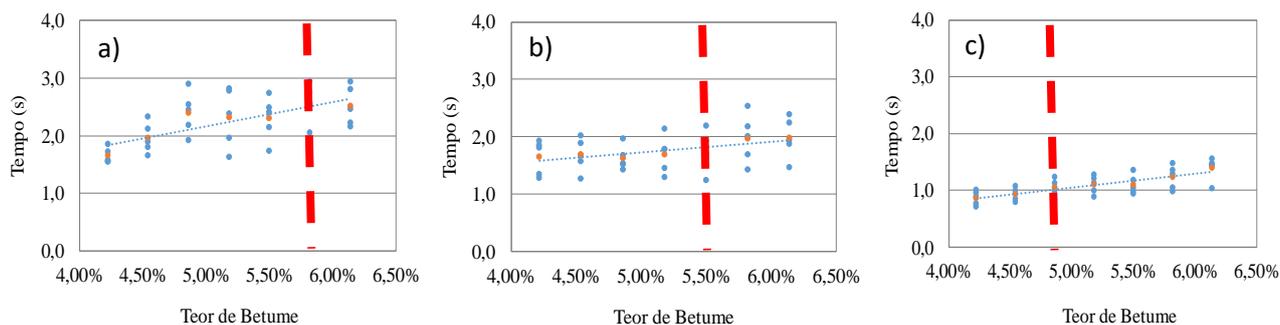


Figura 5. Drenabilidade das misturas asfálticas testadas: (a) CT-01 ( $D_{\text{máx}} = 9,5$  mm), (b) CT-02 ( $D_{\text{máx}} = 12,7$  mm) e (c) CT-03 ( $D_{\text{máx}} = 19,1$  mm).

Os resultados apresentados demonstram coerência com o grau de macrotextura verificado no ensaio de mancha de areia, uma vez que os menores tempos de escoamento foram observados para os menores teores de betume, isto é, nas condições de maiores rugosidades, bem como os tempos de escoamento em geral foram menores para as formulações com maior diâmetro máximo.

Além disso, os tempos de escoamento obtidos para os teores de betume de trabalho em todos os casos estão abaixo de três segundos, sendo uma escala de valores bem aceitável para fins de aplicação em rodovias, pois indica rápida retirada da água precipitada sobre a superfície do pavimento, evitando a formação de lâminas d'água que possam gerar o fenômeno da hidroplanagem e o efeito spray.

## CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos experimentalmente e das análises realizadas neste trabalho, pode-se concluir que misturas asfálticas densas formuladas com diâmetros máximos maiores apresentam melhor resistência à ruptura quando testadas pela metodologia Marshall, devido à maior capacidade de suportar carregamento das frações granulares mais graúdas sob esforço mecânico de compressão diametral. Entretanto, esta tendência não é corroborada por resultados de pesquisas que utilizaram ensaios tecnologicamente mais avançados, com controle do deslocamento e no domínio frequencial, tomando em conta análises de resistência à fadiga.

A escolha dos ligantes betuminosos a serem utilizados na formulação das misturas asfálticas é um aspecto que requer atenção, pois matrizes com elevada suscetibilidade térmica, como o ligante 50/70, tendem a promover um forte grau de deformabilidade dos materiais, conforme observado nos resultados do parâmetro de fluência das dosagens testadas. Agravam esta condição o aumento da massa específica aparente, e conseqüentemente do teor de vazios, associados às formulações com maiores diâmetros máximos.

Quanto aos aspectos funcionais, verificou-se que com o aumento do diâmetro máximo da curva granulométrica, mais são favorecidos os aspectos de rugosidade superficial e drenabilidade, em razão de permitir melhores condições de aderência pneu-pavimento e menor tempo de permanência da água na superfície de rolamento dos pavimentos, evitando a ocorrência de fenômenos como o efeito spray e hidroplanagem, contribuindo para a diminuição da distância de parada durante os procedimentos de frenagem, aumentando a qualidade e segurança de dirigibilidade dos usuários.

## REFERÊNCIAS

- AFNOR NF EN 12697-19 (2020), *Mesure des Propriétés Liées à la Perméabilité des Matériaux des Mélanges Hydrocarbonés – Partie 3: Essai au Drainomètre de Chantier*. Association Française de Normalisation. Paris, France.
- AFNOR NF P 98 216-1 (1993). *Mesure de Propriétés Liées à la Texture des Mélanges Hydrocarbonés: Essai de Mesure de l'Hauteur au Sable*. Association Française de Normalisation. Paris, France.
- ANDRADE, V. D. (2018), *Influência da formulação de esqueletos minerais na deformação permanente de misturas de concreto asfáltico densas*. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 167 p. Joinville, SC.
- BARRA, B. S. (2005), *Avaliação do desempenho mecânico de misturas asfálticas densas utilizando materiais do estado do Pará com emprego de pó calcário*. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 202 p. Florianópolis, SC.
- BRASIL (2018a), *Anuário Estatístico dos Transportes: 2010-2018*. Ministério da Infraestrutura. Brasília, DF. 53 p. Disponível em <http://www.infraestrutura.gov.br>. Acesso em fevereiro de 2022.
- BRASIL (2018b), *Índice de Condição de Manutenção 2018: DNIT divulga avaliação das rodovias federais pavimentadas*. Ministério da Infraestrutura. Brasília, DF. Disponível em <http://transportes.gov.br>. Acesso em fevereiro de 2022.
- BRASIL (2013), *Tribunal de Contas da União. Acórdão nº 328/2013*. Disponível em <https://contas.tcu.gov.br/sagas/SvlVisualizarRelVotoAcRtf?codFiltro=SAGAS-SESSAO ENCERRADA&seOcultaPagina=S&item0=450081>. Acesso em fevereiro de 2022.
- BROWN, E. R.; BASSETT, C. E. (1990), *Effects of maximum aggregate size on rutting potential and other properties of asphalt-aggregate mixtures*. *Transportation Research Record*, v. 1259, pp. 107-119.
- BÚRIGO, A. S. (2015), *Influência da formulação de esqueletos minerais no comportamento mecânico de misturas de concreto asfáltico*. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville (CTJ), Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 60 p. Joinville, SC.
- CLARA, E. (2020), *Avaliação de misturas asfálticas densas com a incorporação de cinza de carvão mineral*. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 164 p. Joinville, SC.
- DNER-ME 043 (1995), *Misturas Betuminosas a quente - Ensaio Marshall*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DI BENEDETTO, H.; BAAJ, H.; PRONK, A. & LUNDSTRÖM, R. (2003), *Fatigue of Bituminous Mixtures: different approaches and RILEM Group contribution*, in *Proceedings of the 6<sup>th</sup> International RILEM Symposium*; pp. 15-38. Zurich, Switzerland.
- EING, M. A. (2018), *Análise da incorporação de cinza volante e pesada em dosagens de misturas asfálticas densas*. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville (CTJ), Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 71 p. Joinville, SC.
- LEITE, L. F. M. e MENEZES, S.M.C. (2003), *Efeito da composição química dos ligantes na resistência ao descolamento de misturas asfálticas*. In: XVII Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET, CD-ROM, Rio de Janeiro, RJ.
- MANUEL LPC (2007), *Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés*. Groupe de Travail RST "Formulation des enrobés". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 199 p. Paris, France.
- MOMM, L. (1998), *Estudo dos Efeitos da Granulometria Sobre a Macrotextura Superficial do Concreto Asfáltico e Seu Comportamento Mecânico*. Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo, SP.
- PASQUET, A. (1968), *Campagne Nationale de Glissance 1967 en France*. In: *Colloque International sur La Glissance et la Sécurité de la Circulation sur Routes Mouillées*, Berlin, pp. 717-732.
- SIROMA, R. S. (2018), *Avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas densas formuladas com areia descartada de fundição (ADF)*. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 196 p. Joinville, SC.
- ZAGOLIN, P. A. (2016), *Influência do tipo de ligante betuminoso na dosagem e no comportamento de fluência e estabilidade de misturas asfálticas densas*. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville (CTJ), Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 71 p. Joinville, SC.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### Influência da composição granulométrica na vida de fadiga de misturas asfálticas contendo agregados siderúrgicos

**LISLEY MADEIRA COELHO<sup>1</sup>; ANTÔNIO CARLOS RODRIGUES GUIMARÃES<sup>2</sup>; FILIPE  
ALMEIDA CORRÊA DO NASCIMENTO<sup>3</sup>; CARMEN DIAS CASTRO<sup>4</sup>**

#### RESUMO

O presente estudo tem por finalidade reutilizar agregado siderúrgico no concreto asfáltico, avaliando seu potencial mecânico, a partir do método granulométrico tradicionalmente utilizado no Brasil e o método de *Bailey*. Adotando a metodologia de dosagem *Marshall*, e utilizando o CAP 30/45, as características mecânicas da mistura asfáltica foram avaliadas com base nos resultados de estabilidade *Marshall*, resistência à Tração indireta, módulo de resiliência, vida de fadiga por compressão diametral e deformação permanente (*Flow Number*). A análise dos resultados dos ensaios de Fadiga e *Flow Number* e, ainda, a partir do estudo de um trecho hipotético com escória de aciaria para a cidade do Rio de Janeiro, utilizando o software brasileiro de dimensionamento mecanístico-empírico (MeDiNa), constata-se que os melhores resultados foram obtidos, para a mistura que utilizou o método de *Bailey*, proporcionando uma mistura mais compacta e intertravada, apresentando melhor desempenho quanto a porcentagem de área trincada e nas condições estudadas, uma redução de até 35% da espessura do pavimento. Sendo assim, o método de *Bailey* proporcionou nesse estudo um pavimento asfáltico viável utilizando escória de aciaria.

**PALAVRAS-CHAVE:** Mistura asfáltica; Escória de aciaria; Vida de fadiga; MeDiNa.

#### ABSTRACT

The present study aims to reuse steel aggregate in asphalt concrete, evaluating its mechanical potential, using the granulometric method traditionally used in Brazil and the *Bailey* method. Adopting the *Marshall* dosage methodology, and using CAP 30/45, the mechanical characteristics of the asphalt mixture were evaluated based on the results of *Marshall* stability, indirect tensile test, resilient modulus, diametral compression and permanent deformation (*Flow Number*). The analysis of the results of the Fatigue and *Flow Number* tests and, still, from the study of a hypothetical stretch with steel slag for the city of Rio de Janeiro, using the Brazilian mechanistic-empirical design software (MeDiNa), it appears that the best results were obtained for the mixture that used the *Bailey* method, providing a more compact and interlocking mixture, presenting better performance in terms of the percentage of cracked area and, under the conditions studied, a reduction of up to 35% in pavement thickness. Thus, the *Bailey* method provided in this study a viable pavement asphalt using steel slag.

**KEY WORDS:** Asphalt mix; steel slag; diametral compression fatigue life; MeDiNa.

## INTRODUÇÃO

<sup>1</sup> Doutoranda em Engenharia de Defesa- Instituto Militar de Engenharia (IME). Email: madeiralisley@gmail.com

<sup>2</sup> Docente, Departamento de Engenharia, Instituto Militar de Engenharia (IME). Email: cap-guimaraes@hotmail.com

<sup>3</sup> Docente, Departamento de Engenharia, Instituto Militar de Engenharia (IME). Email: filipe.nascimento@ime.eb.br

<sup>4</sup> Pesquisadora, Departamento de Engenharia, Instituto Militar de Engenharia (IME). Email: carmendc14@gmail.com

Dentre os modais de transporte brasileiro, o rodoviário consiste no mais utilizado, tanto para escoamento de produtos quanto para o deslocamento da população. Segundo Castelo Branco (2004), a construção de estradas representa um terço da demanda por agregados.

De acordo com Tavares *et al.* (2011), a pavimentação consome um volume elevado de materiais, sendo a maior parte composta por agregados. Assim, destaca-se o uso de escórias de aciaria como agregado em obras rodoviárias, mostrando-se como alternativa de redução do custo e da degradação ambiental causada pela extração de materiais de jazidas. A utilização de agregados alternativos é de suma importância para um país como o Brasil, que possui diversas características regionais e com uma gama rica e diversificada em relação a agregados.

Além disso, avaliar os efeitos das propriedades das partículas de agregados sobre o comportamento mecânico global de misturas asfálticas, e buscar métodos de escolha granulométrica que proporcionem a alternativa adequada das faixas de agregados, são formas de melhorar o desempenho dos pavimentos, proporcionando maior resistência e durabilidade. Misturas asfálticas compostas por granulometrias mal selecionadas têm potencial para desenvolver falhas, reduzindo a vida útil do pavimento e gerando gastos, antes do previsto, com reabilitação.

Dentre os defeitos possíveis a serem encontrados em um pavimento asfáltico, destacam-se o afundamento de trilha de roda e o trincamento por fadiga. De acordo com Guimarães (2009) e Bastos (2017), o afundamento de trilha de roda se dá pela atuação direta do tráfego, pelo clima e/ou pelos materiais utilizados na construção do pavimento. A deformação permanente pode ocorrer de maneira generalizada ou localizada, prejudicando a drenagem no pavimento e facilitando a ocorrência de hidroplanagem.

O trincamento por fadiga ocorre devido à repetição de solicitações de tráfego (ASTM, 1979; Nascimento, 2015). A fadiga do material da camada de rolamento proporciona a propagação de trincas e a consequente perda da capacidade de resistir aos esforços solicitantes, gerando o desprendimento e a exposição das camadas subjacentes.

Portanto, dentre os principais defeitos, optou-se, no novo método de dimensionamento nacional (MeDiNa), considerar o trincamento por fadiga como balizador do dimensionamento das espessuras das camadas, enquanto o afundamento de trilha de roda é controlado na escolha de materiais que sejam julgados suficientemente resistentes a esse defeito. Dentre outros motivos, a escolha deve-se ao trincamento por fadiga ser um defeito primário, isto é, que dá origem a outros defeitos funcionais e estruturais nos pavimentos, e por ser de relativamente fácil apreciação em campo (presença de trincas e panelas).

Face ao exposto, a pesquisa em questão tem por objetivo geral avaliar mecanicamente, o uso de escória de aciaria em substituição aos agregados convencionais em misturas asfálticas, analisando a influência da seleção granulométrica na vida de fadiga das misturas utilizando o ensaio de fadiga por compressão diametral e o software MeDiNa.

## **SELEÇÃO GRANULOMÉTRICA**

### **Método das Tentativas – Faixa C do DNIT**

Neste método são utilizados procedimentos generalistas e relativamente simples que fornecem uma faixa granulométrica e o teor de ligante a ser utilizado após avaliar algumas características dos agregados a serem empregados.

De acordo com Bernucci *et al.* (2010), primeiramente devem ser feitas as determinações das massas específicas dos materiais constituintes da mistura, bem como a determinação da granulometria dos agregados a serem utilizados; em seguida deve ser feita a escolha da faixa granulométrica, que é realizada de acordo com faixas pré-determinadas pelo DNIT, na qual devem ser enquadrados os quantitativos de materiais de acordo com a necessidade do projeto.

A norma DNIT 031/2006 – ES estabelece faixas granulométricas para aplicação em misturas asfálticas, de acordo com as especificações de projeto e considerando a granulometria a ser utilizada e o tipo de camada a ser executada.

## Método de Bailey

O método Bailey baseia-se no intertravamento e empacotamento dos agregados, e tem o propósito de determinar a melhor composição granulométrica para a mistura asfáltica de modo a atingir os requisitos volumétricos de dosagem e resultar em adequadas características de compactação (Vavrik, 2000).

De acordo com Mendes (2011), os dois princípios básicos utilizados pelo método Bailey são o arranjo de agregados e a definição de agregados graúdos e miúdos, que se diferencia das definições utilizadas normalmente. Inicialmente, seleciona-se o grau de intertravamento dos agregados que torna a mistura capaz de resistir à deformação permanente.

Parâmetros de proporção, como de Agregados Graúdos (AG), proporção Graúda do Agregado Miúdo (GAM) e Fina do Agregado Miúdo (FAM) são usados para realizar a análise granulométrica. São determinados a partir das peneiras de controle, adotando o seguinte jogo de peneiras para obter a granulometria Bailey: 19; 12,5; 9,5; 6,25; 4,75; 2,36; 1,18; 0,6; 0,3; 0,15; 0,075. A Tabela 1 resume os valores recomendados para os parâmetros de proporção. Espera-se que composições granulométricas que respeitem esses parâmetros sejam resistentes à deformação permanente, possuindo elevada estabilidade e boa durabilidade.

Tabela 1: Parâmetros Bailey.

Parâmetro	Expressão de Cálculo	Intervalo Recomendado
AG	$(PM-PCP) / (100-PM)$	0,50-0,65 (TMN de 12,5 mm)
		0,60-0,75 (TMN de 19,0 mm)
GAM	PCS/PCP	0,35-0,50
FAM	PCT/PCS	0,35-0,50

## MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO- MeDiNa

O Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos-MeDiNa é produto de uma pesquisa desenvolvida entre 2015 e 2018 pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR e o Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE com a colaboração do Centro de Pesquisas da Petrobrás - CENPES e de diversas Universidades do Brasil. Tal trabalho intitula-se: Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método mecanístico – empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos (IPR, 2018).

É uma ferramenta computacional de dimensionamento de estruturas de pavimentos asfálticos dentro da metodologia mecanística - empírica, vindo na condição de elemento chave para a nova proposta de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNIT. O MeDiNa é uma atualização do programa SISPAV desenvolvido por Franco (2007) em sua tese de doutorado.

Por meio da rotina **AEMC** de análise de múltiplas camadas que realizam o cálculo de tensões no interior das camadas dos pavimentos (AEMC) e modelos que avaliam o desempenho do pavimento, é realizado o dimensionamento do pavimento. É imperativo que para a boa avaliação ou dimensionamento estrutural de um pavimento o conjunto de informações de entrada sejam suficientemente precisos. As informações passam pelo conhecimento do subleito e das demais camadas constituintes do pavimento, que são determinados com ensaios laboratoriais.

Os modelos de previsão de defeitos têm como entrada, portanto, parâmetros de laboratório advindos de ensaios como de rigidez e de fadiga (parâmetros mecanicistas), e resultam em %AT ao longo dos anos determinados a partir de projeto, por meio de equações empíricas de correlação

desenvolvidas para trechos controlados. A esses modelos que relacionam defeitos em campo e ensaios laboratoriais atribui-se o nome de Funções de Transferência (FT) (NCHRP, 2004).

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Escória de Aciaria

A escória de aciaria empregada no trabalho foi fornecida pela empresa siderúrgica Ternium, situada no bairro de Santa Cruz no município do Rio de Janeiro. A análise granulométrica do agregado siderúrgico foi realizada de acordo com a norma DNER-ME 083/98. A Figura 1 apresenta a escória na forma úmida e seca, e a Figura 2 representa a curva granulométrica da escória utilizada.



Figura 1: Escória utilizada no estudo.

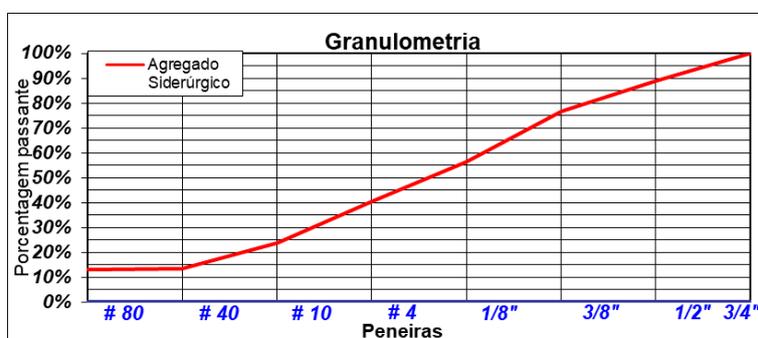


Figura 2: Granulometria do agregado siderúrgico

As densidades (real e aparente) e a absorção da água da escória de aciaria graúda foram obtidas através da média entre os valores de dois ensaios consecutivos de acordo com a especificação DNER-ME 081/98, sendo que para a escória miúda foi utilizada a norma DNER- ME 084/95. Os resultados são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Valores de densidade e absorção da escória.

Amostra	Densidade Real	Densidade Aparente	Absorção
Escória Graúda (EG)	3,3 g/cm <sup>3</sup>	2,62 g/cm <sup>3</sup>	3,60%
Escória Miúda (EM)	3,105 g/cm <sup>3</sup>	-	-

O ensaio de absorção (3,6%) obteve resultado insatisfatório de acordo com a norma DNER-EM 262/94 que preconiza absorção de água de 1 a 2%. Para o ensaio de equivalente de areia, de acordo com a norma DNER-ME 054/97 com a EM, obteve-se resultado de 68,52% que atende a norma DNIT-ES 031/2006 que preconiza o valor igual ou superior a 50% em agregados miúdos e comprova a pequena presença de frações argilosas na escória.

O ensaio de adesividade foi realizado conforme o método DNER- ME 078/94 e obteve-se resultado satisfatório para a escória com o ligante puro. Ainda, foram feitos dois ensaios para fins da

avaliação de sua perda ao choque com a EG, utilizando-se o equipamento Treton. De acordo com a norma DNER-ME 399/99, o valor médio de T igual a 9,2% indica que a amostra analisada possui elevada resistência ao choque, visto que o limite é  $T < 60\%$  (Bernucci *et al.*, 2007), fato favorável à sua utilização como material de pavimentação.

O ensaio de abrasão Los Angeles, feito conforme a norma DNER-ME 035/98, na EG resultou de 21,57%, atendendo aos limites preconizados nas normas DNIT-ES 031/2006 e DNIT 114/2009.

Além disso, foi realizado o ensaio de Expansibilidade (DNIT 113/2009 – ME) para potencial de expansão da escória, obtendo valor de 1,24%, indicando que o material está de acordo com o limite de expansão de 3%.

## Ligante

As amostras de CAP utilizadas nesta pesquisa foram coletadas na Usina de asfalto do Caju-Prefeitura do Rio de Janeiro. As características do ligante são apresentadas a seguir, sendo possível concluir de acordo com a Tabela 3 que se trata de um CAP 30/45.

Tabela 3: Características do ligante utilizado no estudo.

ENSAIO	UND	LIMITE CAP 30/45	Resultados	NORMA
Ponto de Fulgor,mín.	°C	mín 235	283	DNER-ME 148/94
PeneTração (100g, 5s, 25 °C)	0,1 mm	30 a 45	33	DNIT ME 155/10
Ponto de Amolecimento	°C	mín 52	61	DNIT ME 131/10
Índice de Susceptibilidade Térmica	-	(-1,5) a (+0,7)		--
Viscosidade Rotacional	cP	mín 374	482	NBR 15184/05
		mín 203	255	
		76- 285	88	
Ensaio no Resíduo Após RTFOT				ASTM 2872/12
Varição em Massa	% massa	$\leq 0,5$		--
Varição do Ponto de Amolecimento	°C	máx 8	4	DNIT ME 131/10
PeneTração Retida	%	mín 60%	69%	DNIT ME 155/10

## DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA

A metodologia a ser aplicada é a de experimentação por meio de ensaios, onde será verificado o comportamento apresentado pelo agregado siderúrgico aplicado em misturas asfálticas, em substituição ao agregado natural. Para efeito comparativo, serão elaboradas dosagens de massa asfáltica com diferentes curvas granulométricas (a faixa granulométrica C do DNIT e o método Bailey). As curvas granulométricas da escória após tratamento granulométrico (escória graúda I (passante na #3/4 e retida na #1/2), escória graúda II (passante na #1/2 e retida na #10) e escória miúda (passante na #10) são apresentadas na Figura 3.

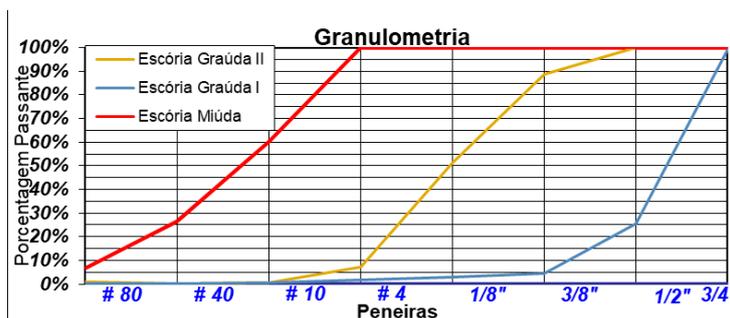


Figura 3: Granulometria da escória tratada.

## Método Tradicional

Foram moldados corpos de prova (CPs) considerando agregados de escória de aciaria, encaixados na faixa C da norma DNIT- ES 031/2006 e obtido o teor de ligante da mistura. O traço 01 foi feito utilizando 12% de escória graúda I, 60% de escória graúda II e 28% de escória miúda. Com essas porcentagens, foi possível moldar CPs com três teores de ligante: 7, 7,5 e 8%.

Na Figura 4, tem-se o enquadramento granulométrico do traço 01. Sendo, assim, possível observar o enquadramento da mistura dentro dos limites inferior e superior.

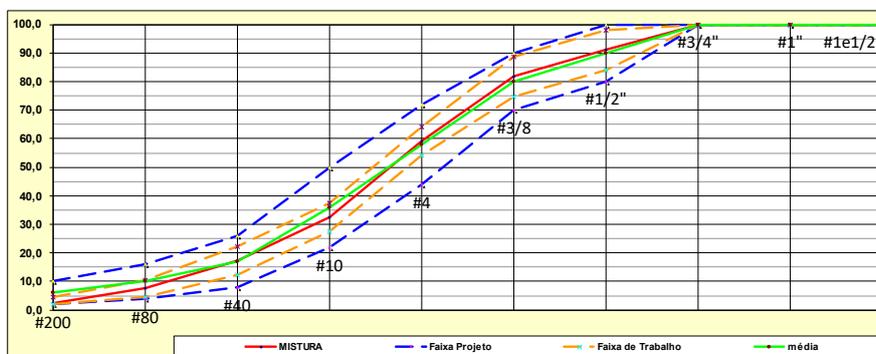


Figura 4: Traço Tradicional enquadrado na faixa C

Os CPs foram moldados com a aplicação de 75 golpes por face e, com os mesmos, realizados os ensaios de volumetria e mecânicos. Os resultados de volumetria, estabilidade, resistência à Tração, e módulo de resiliência utilizando os teores 7, 7,5 e 8% de ligante são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Características volumétricas Traço Tradicional.

% Ligante	Gmm	Vazios	RBV	Estabilidade	VAM
7	2,856	7,7	70,3	1850,4	25,8
7,5	2,861	7,0	73,7	1848	26,5
8	2,766	3,6	85,2	1624	24,5

De acordo com os valores da Tabela 4, foi determinado, para a análise no método das Tentativas, a porcentagem de 8% de ligante. Esse traço foi o que mais apresentou valores próximos dos exigidos em norma.

Além disso, comparando-se a Tabela 4 com os requisitos de dosagem de concreto asfáltico da norma do DNIT-ES 031/2006, fica claro que a mistura não atendeu ao valor de Relação Betume Vazio (RBV), mas superou o da estabilidade mínima exigida.

## Método de Bailey

Para a definição da estrutura granulométrica, foram moldados CPs considerando agregados de escória de aciaria, enquadrando os parâmetros de proporção, como: de AG, de GAM e a de FAM para realizar a análise da estrutura granulométrica. O traço 02 foi feito utilizando 24,8% de escória graúda I, 49% de escória graúda II, 24,5% de escória miúda e 1,7% de *filler* calcário. Com essas porcentagens foi possível moldar CPs com três teores de ligantes: 6, 6,5 e 7%.

A Figura 5 apresenta a curva granulométrica. Percebe-se que a mistura não se enquadra nos limites da faixa C e tampouco nos pontos de controle Superpave. Os valores dos parâmetros de proporção exigidos nesse método estão apresentados na Tabela 5.

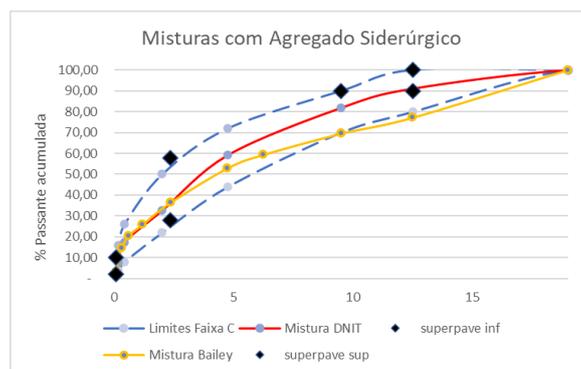


Figura 5: Faixa granulométrica das misturas.

Tabela 5: Resultados dos parâmetros Bailey para o traço.

Parâmetro/Mistura	AG	GAF	FAF
<b>Agregados</b>	0,57	0,56	0,45
<b>Limite</b>	0,50 – 0,65	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50

Com o aumento da Proporção GAF, o agregado fino, fica mais compactado, devido ao aumento, em volume, da proporção fina do agregado fino. Esse tipo de mistura, quando analisada no gráfico de potência 0,45, mostra normalmente um desvio para baixo na porção fina, o que indica uma mistura potencialmente fraca. Apesar disso, os valores volumétricos e mecânicos foram satisfatórios (Tabela 6). Além disso, destaca-se que diversos trabalhos vêm sendo desenvolvidos no Brasil com a utilização do método Bailey e a obtenção de curvas granulométricas que atendam integralmente aos intervalos sugeridos é uma dificuldade encontrada, conforme consta em Cunha (2004), Mendes (2011), Wargha Filho (2013) e Ferreira et al. (2016).

Tabela 6: Parâmetros volumétricos Traço Bailey.

% Ligante	RICE	Vazios	RBV	Estabilidade	VAM
6	2,932	9,6	61,9	1775,4	25,2
6,5	2,792	4,1	80,8	1619,5	21,1
7	2,787	3,3	84,7	1878	21,8

De acordo com os valores da Tabela 6, a porcentagem de 6,5% de ligante apresentou valores dentro dos requisitos de dosagem de concreto asfáltico da norma do DNIT-ES 031/2006. Para determinação do teor ótimo, consideram-se as seguintes características: teor do CP com menor volume de vazios para atender norma DNIT-ES 031(2006) e teor do CP com maior RT e MR.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Devido à variabilidade dos parâmetros volumétricos obtidos nesses tipos de misturas, a caracterização mecânica foi importante para avaliação (Freitas, 2007). A Tabela 7 apresenta os resultados de RT e MR.

Tabela 7: Resultados Mecânicos (RT e MR).

% CAP	Método Tradicional		% CAP	Método de Bailey	
	RT	MR		RT	MR
<b>7</b>	1,12	11406	<b>6</b>	1,01	12049
<b>7,5</b>	1,28	9825	<b>6,5</b>	1,05	10693
<b>8</b>	1,12	8700	<b>7</b>	1,1	10588

Analisando-se a Tabela 7 com os requisitos de valor de Resistência a Tração da norma do DNIT-ES 031/2006, pode-se verificar que em todas as porcentagens o critério mínimo de 0,65 foi atendido.

Neste estudo, foram encontrados valores de MR elevados, se comparado a outras pesquisas contendo agregado siderúrgico. Essa discrepância de valor provavelmente tenha ocorrido, devido ao fato de ter sido utilizada uma maior porcentagem de escória na mistura, em torno de 88,3 a 100% de material, como, também, aplicação de um ligante mais rígido (CAP 30/45).

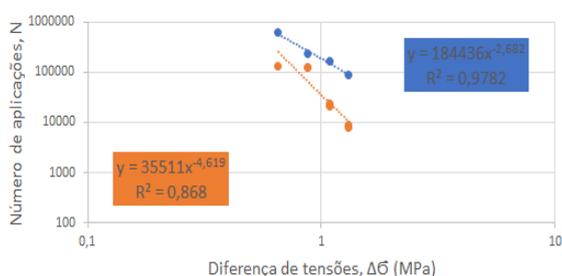
Além disso, o valor de MR mais elevado para a mistura Bailey ocorre pela distribuição granulométrica da mistura, que permitiu um aumento da capacidade de resistência, devido a presença de partículas maiores em maior porcentagem.

Branco (2004) encontrou valores de MR para a mistura asfáltica tipo C.B.U.Q. contendo 40% de escória de aciaria igual a 2.276 MPa, para a mistura contendo 60% de escória de aciaria MR igual a 1.836 MPa e para a que continha 80% de escória MR igual a 2.188 MPa. Além dos resultados apresentados de misturas elaboradas a partir do método Marshall, Cavalcante et al. (2009), utilizando a metodologia Superpave, encontraram valor de MR para mistura asfáltica do tipo C.B.U.Q. denominada MII, contendo 57% de escória de aciaria, igual a 2.241 MPa.

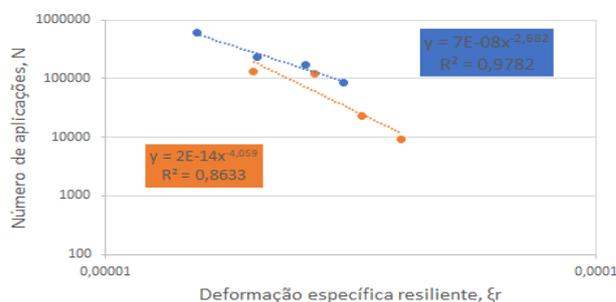
## Vida de Fadiga

O ensaio de vida de fadiga (DNIT- ME 183, 2018) foi realizado no laboratório de pavimentação do IME. O ensaio foi realizado para CPs moldados nos teores de ótimos definidos para cada método granulométrico, com a variação do nível de tensão na faixa de 15% a 30% da Resistência à Tração Indireta (RT). Não foram utilizados sensores LVDT. O teor de projeto ótimo adotando os critérios acima citados: para a mistura 1 (utilizando método Tradicional) foi 8% de CAP e a mistura 2 (utilizando método Bailey) 6,5% de CAP.

Dessa maneira, foi possível estabelecer as curvas de diferença de tensões ( $\Delta\sigma$ ) x número de ciclos necessários à ruptura (Nf), conforme a Figura 6 (a). E quando foi considerada a característica resiliente de cada mistura através do MR, uma relação da deformação resiliente ( $\epsilon_r$ ) também foi estabelecida com Nf (Figura 6 (b)). Os coeficientes de regressão e de correlação estão dispostos na Tabela 8.



(a)



(b)

Figura 6: Vida de fadiga x Diferença de tensões/Deformação específica resiliente

Tabela 8: Parâmetros de regressão das curvas de vida de fadiga das misturas analisadas

Mistura	$Nf = a1(\Delta)^{b1}$			$Nf = a1(\epsilon_r)^{b2}$		
	a1	b1	R <sup>2</sup>	a2	b2	R <sup>2</sup>
<b>Tradicional</b>	35511	-4,619	0,868	2,00E-14	-4,059	0,868
<b>Bailey</b>	184436	-2,682	0,9782	7,00E-08	-2,682	0,9782

Verifica-se que há um comportamento uniforme nas duas misturas ensaiadas, levando a constatação que as diferenças de N obtidas são oriundas das resistências das misturas. Na Figuras 6

6 nota-se que a mistura selecionada pelo método de Bailey apresenta maiores valores de N, obtendo melhor desempenho à vida de fadiga, em todos os níveis de tensão analisados.

Ainda, nota-se (Tabela 8) que as curvas apresentaram bons coeficientes de determinação  $R^2$ , evidenciando a qualidade do ajuste dos modelos em relação aos pontos observados. A curva do método Bailey foi a que apresentou menor dispersão, ou seja, valores de  $R^2$  mais próximos de 1, enquanto que a curva do método Tradicional apresentou resultados mais dispersos.

Merighi (2015) explica que fatores como o volume de vazios e a disposição da matriz de agregados influenciam diretamente nos resultados da vida de fadiga. Por isso, os resultados das misturas selecionadas granulometricamente por métodos distintos são de fato resultados de comparação de desempenho.

Júnior (2008) explica que o coeficiente “b2” indica a inclinação da curva e que para os gráficos de diferença de tensões “b1” indica a susceptibilidade ao estado de tensões, ou seja, maiores valores indicam maior sensibilidade do comportamento de fadiga das misturas em relação às variações na diferença de tensões. Assim, de acordo com os dados da Tabela 9, a mistura com o método Tradicional é a que apresenta maiores valores de “b2”, sendo dessa forma consideradas mais suscetíveis às variações do estado de tensões.

É de suma importância enfatizar que as diferenças de tensões que ocorrem no pavimento dependem de sua estrutura como um todo e do valor de rigidez de cada camada, dessa forma, ao avaliar o desempenho à fadiga de misturas asfálticas, deve ser considerado para análise todo o sistema de camadas constituintes do pavimento, e não apenas a curva de fadiga gerada para a mistura asfáltica, como ressaltam Medina e Motta (2005).

### **Análise das interações**

A partir do traço selecionado em cada método granulométrico estudado, foi feita uma análise da interação da composição granulométrica e dos efeitos médios de deformação permanente (FN) e vida de fadiga. O estudo foi parametrizado em função da variável de referência (Método Tradicional) e os resultados apresentados na Tabela 9.

Tabela 9: Efeitos médios do tipo de composição granulométrica sobre o percentual de susceptibilidade ao estado de tensão à fadiga e a deformação permanente

Componente		Susceptibilidade ao estado de tensões	Percentual sobre a referência	Efeito Médio	Percentual sobre a referência
Método	Traducional	4,059		625	
	Bailey	2,682	34%	1316	110,6%

Quanto aos efeitos médios, pode-se afirmar, de acordo com o Tabela, que a variação da composição granulométrica na mistura influencia significativamente os resultados de deformação permanente e vida de fadiga. De maneira geral, a variação do método granulométrico do DNIT para o Bailey causou um ganho médio de 110,6% no número de Flow Number. Já o papel desempenhado na vida de fadiga mostrou-se mais preponderante, impactou em uma sensibilidade do comportamento de fadiga da mistura em relação às variações na diferença de tensões em torno de 34% inferior.

### **Análise Mecânica-empírica**

Os resultados obtidos em termos de distribuição volumétrica de defeitos no material asfáltico, como a simulação da danificação no revestimento asfáltico devido à repetição de ciclos foram observados utilizando uma estrutura padrão de pavimento avaliando-o pelo software MeDiNa.

Sendo assim, após a entrada dos parâmetros de caracterização dos materiais e do modelo de fadiga do concreto asfáltico, o software realiza e mostra uma classificação da mistura asfáltica que permite a diferenciação das misturas avaliadas em função da Classe de Fadiga. Para isto, o software calcula, de forma automática, um fator de fadiga da mistura (FFM) para cada modelo de fadiga inserido.

Confrontando esse valor com o módulo da mistura, é calculada a Classe de Fadiga do material. Quanto maior a Classe de fadiga (as classes vão de 1 até 4), melhor é o comportamento mecânico da mistura asfáltica.

A estrutura do pavimento calculada utilizou as espessuras das camadas definidas hipoteticamente conforme os dados abaixo e a Figura 7.

**Base** de material granular Gnaiss C1 de MR = 259MPa; **Sub-base** de solos finos, siltosos ou argilosos de MR = 189MPa; **Subleito** de solos finos, siltosos ou argilosos de MR = 189MPa; **Tráfego** de eixo de roda simples com volume do 1º ano: 9,96x10<sup>4</sup> (Tráfego Leve); 5x10<sup>5</sup> (Tráfego Médio); 5x10<sup>6</sup> (Meio Pesado); **Vida do Projeto** = 10 anos; **Carga do eixo** = 8,2tf; **Pressão dos pneus** = 0,56MPa; **Região** = Rio de Janeiro.

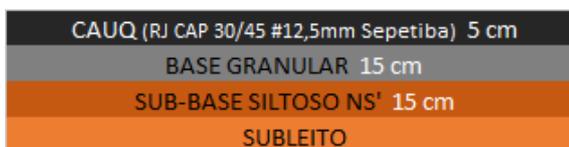


Figura 7 – Estrutura padrão hipotética como critério de análise

As características das misturas asfálticas utilizadas estão apresentadas nas telas geradas pelo programa e são apresentadas na Figura 8:

CONCRETO ASFÁLTICO		CONCRETO ASFÁLTICO	
Projeto DNIT Escória		Projeto Bailey Escória	
<b>Parâmetros</b>		<b>Parâmetros</b>	
Espessura (cm)	5,0	Espessura (cm)	0,0
Coefficiente de Poisson	0,30	Coefficiente de Poisson	0,30
Contato	Não Aderido	Contato	Não Aderido
<b>Módulo (MPa)</b>		<b>Módulo (MPa)</b>	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear	Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	8700	Módulo (MPa)	10693
<b>Características</b>		<b>Características</b>	
Tipo de CAP	30/45	Tipo de CAP	30/45 SECONSERVA
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,766	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,792
Resistência à tração (MPa)	1,16	Resistência à tração (MPa)	1,09
Teor de asfalto (%)	8	Teor de asfalto (%)	6,5
Volume de vazios (%)	3,6	Volume de vazios (%)	4,1
Faixa Granulométrica	Faixa C	Faixa Granulométrica	método Bailey
Abração Los Angeles (%)	...	Abração Los Angeles (%)	...
Norma ou Especificação	DNIT ES 31	Norma ou Especificação	DNIT ES 31
<b>Curva de Fadiga</b>		<b>Curva de Fadiga</b>	
Modelo:	k1 .(et ^ k2)	Modelo:	k1 .(et ^ k2)
Coefficiente de Regressão (k1):	2e-14	Coefficiente de Regressão (k1):	7,0e-08
Coefficiente de Regressão (k2):	-4,059	Coefficiente de Regressão (k2):	-2,682
Classe de Fadiga:	1	Classe de Fadiga:	4
FFM (100µ a 250µ):	0,69	FFM (100µ a 250µ):	1,21

(a)

(b)

Figura 8 – Telas do programa MeDiNa que apresentam as características das misturas.

(a) Mistura escória pelo método Tradicional; (b) Mistura escória pelo método de Bailey

Como observado nas figuras acima, a partir caracterização de cada mistura asfáltica na base de dados do programa, foram definidos pelo software a Classe de Fadiga e o valor de FFM para cada modelo de fadiga inserido. É possível perceber a expressiva influência da composição granulométrica na característica de fadiga das misturas, visto que a mistura 2 (Bailey) obteve Classe de fadiga 4, de melhor comportamento mecânico. Enquanto que a mistura 1 e a mistura referência apresentam Classe de Fadiga 1 e 2, respectivamente.

A Tabela 10 são apresentados os resultados obtidos do dimensionamento no MeDiNa, com relação a porcentagem de área trincada (%AT) e ao Afundamento de Trilha de Roda (ATR), nos níveis de tráfego leve, médio e pesado.

Tabela 10: Resultados da % de área trincada e afundamento de trilha de roda dos pavimentos analisados pelo MeDiNa nos tráfegos leve, médio e pesado.

Tráfego Leve (N 9,96x10 <sup>5</sup> )			Tráfego Médio (N de 5x10 <sup>6</sup> )			Tráfego pesado (N 5x10 <sup>7</sup> )		
Método	% AT	ATR (mm)	Método	% AT	ATR (mm)	Método	% AT	ATR (mm)
Tradicional	14,2	6,3	Tradicional	26,3	3,6	Tradicional	28,5	2,2
Bailey	5,2	6,1	Bailey	15,4	6,8	Bailey	28,9	3,5

Analisando-se a influência da composição granulométrica no dimensionamento da estrutura projetada considerando os níveis de tráfego testados, a mistura com escória de aciaria no método Bailey apresentou melhor desempenho em relação às demais misturas, como também verificado no trabalho de Mendes (2011).

Na Figura 9, tem-se um resumo das estruturas dimensionadas para um tráfego leve, médio e pesado, respectivamente, em um nível de confiança de 95% (Via de sistema arterial principal) para as misturas testadas neste estudo.

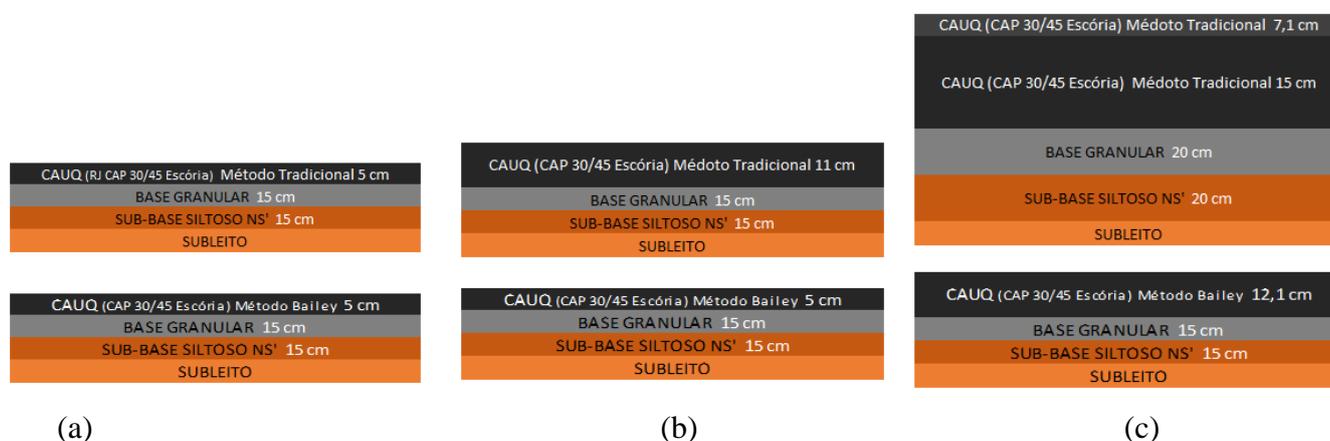


Figura 9 – Representação do resumo das estruturas dimensionadas com o MeDiNa. (a) Tráfego Leve; (b) Tráfego Médio; (c) Tráfego Pesado

## CONCLUSÕES

A seleção granulométrica dos agregados pelos métodos Tradicional e Bailey permitiu compor misturas aplicáveis, uma vez que apresentaram resistência adequada às exigências normativas.

Apesar da mistura de Bailey não se enquadrar na faixa C-DNIT e nem nos pontos de controle Superpave, através do dimensionamento mecânico-empírico (MeDiNa), foi possível analisar resultados satisfatórios quanto a vida de fadiga (classe de fadiga 4 e menores valores de %AT); menores espessuras de revestimento, mesmo aumentando o nível de tráfego; uma redução de até 35% da espessura total do pavimento; Além disso, com a utilização da composição de Bailey na mistura com agregado siderúrgico, tem-se a possibilidade de redução da porcentagem de ligante no projeto. Fato este, interessante para a disseminação do uso desse agregado no revestimento asfáltico, já que interfere no valor de custo da mistura.

Diante disso, a composição granulométrica, em especial a de Bailey, pode ser considerada um fator representativo na redução de defeitos no pavimento e agente melhorador do comportamento

mecânico, como também um caminho para minimizar altos teores de CAP nas misturas com escória de aciaria.

## REFERÊNCIAS

- BASTOS, J. B. S. Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico. Tese (Tese de Doutorado) — Universidade Federal do Ceará, 2016.
- BERNUCCI, L.B., MOTTA, L.M.G., CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B. Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros. 1. ed. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2007.
- BERNUCCI, L.L.B.; MOTTA, L.M.G; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J. B. Pavimentação asfáltica - Formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS/ABEDA, 2010.
- BRANCO, V. T. F. C. Caracterização de Misturas Asfálticas com o Uso de Escória de Aciaria como agregado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- CASTELO BRANCO, V. T. F. Caracterização de Misturas Asfálticas com o Uso de Escória de Aciaria como Agregado. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.
- CAVALCANTE, E. S. B.; BESSA, I. S.; BRANCO, V. T. F. C.; SOARES, J. B. Dosagem de misturas asfálticas segundo metodologia Superpave utilizando escória de aciaria como agregado. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS E PROJETOS DE REFORÇO, 4. Anais. Fortaleza, 2009.
- CUNHA, M. B. Avaliação do Método de Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas. 2004. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo - EESC, São Paulo, 2004.
- FERREIRA, J. L. S.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. Métodos de seleção granulométrica com foco na resistência à deformação permanente. Revista Transportes, v. 24, n. 2, p. 46-52, 2016.
- FREITAS, H. B. Misturas asfálticas de módulo elevado com uso de escória de aciaria como agregado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.
- GIERHART, D. Analysis of Oklahoma mix designs for the National Center for Asphalt Technology test track using the Bailey method. In: TRANSPORTATION RESEARCH CIRCULAR EC124 – PRACTICAL APPROACHES TO HOT-MIX ASPHALT MIX DESIGN AND PRODUCTION QUALITY CONTROL TESTING, 2007
- GUIMARÃES, A. C. R. Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Programa de engenharia civil da COPPE/URFJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.
- MENDES, Larissa de Oliveira. Utilização do método Bailey para a seleção de agregados em dosagem de misturas asfálticas. Dissertação (Mestrado). 131p. Programa de Pós-Graduação em Ambiente Construído. Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, 2011.
- NASCIMENTO, L. A. H. Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com Uso do Compactador Giratório e Foco na Deformação Permanente. 204p. Dissertação (Mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2008.
- SANTOS, G. P. Um Estudo Sobre a Utilização da Escória de Ferroníquel em Pavimento Rodoviário. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2013.
- TAVARES, D. S.; ODA, S.; MOTTA, L. M. G. Utilização do Agregado Siderúrgico (Escória de Aciaria) em Pavimentação Asfáltica. In: ANPET, 24. Anais. Salvador, 2010.
- VAVRIK, W. R. Asphalt mixture design concepts to develop aggregate interlock. Dissertation (Doctor of Philosophy). University of Illinois. Champaign, Illinois/EUA, 2000.



**EIXO 6**

# **Metodologia BIM Aplicada à Infraestrutura**



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### CONTRIBUIÇÃO DOS TERMOS DE COOPERAÇÃO PARA A IMPLANTAÇÃO DA METODOLOGIA BIM PARA INFRAESTRUTURA RODOVIÁRIA NO DER-PR

*Melissa Midori Yamada*<sup>1</sup>; *Larissa Vieira*<sup>2</sup>; *Pedro Luis Soethe Cursino*<sup>3</sup> & *Maria Augusta Zanella*<sup>4</sup>

#### RESUMO

O desenvolvimento da metodologia *Building Information Modeling* (BIM) aplicada para infraestrutura, em especial a de transportes, tem enfrentado nos últimos anos uma escalada rápida. Os famosos pilares da implementação da metodologia BIM, que são processos, pessoas e tecnologia, são essenciais para uma boa estruturação e um planejamento de ações concatenadas para uma implementação organizada e clara. O Brasil vem discutindo sobre e metodologia desde 2016 quando assinou um Termo de Cooperação com o Reino Unido para a implementação e disseminação BIM no Brasil. Em 2017, foi criado o Comitê Estratégico de Implementação BIM (CE-BIM), com o objetivo de propor a Estratégia Nacional de Disseminação de BIM, que culminou com o estabelecimento das Estratégias BIM BR e BIM PR, instituídas em 2019. Nesse contexto, encontra-se o Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná, com o Plano de Implantação da metodologia BIM para infraestrutura rodoviária. Foram organizadas as estratégias, ações e atividades a serem desenvolvidas ao longo desses anos para que seja possível alcançar os objetivos das Estratégias BIM BR e PR. Nesse processo, os acordos de cooperação técnica têm um papel fundamental na promoção do conhecimento compartilhado, principalmente os firmados com empresas desenvolvedoras de soluções tecnológicas que viabilizam o BIM. Esse trabalho apresenta parte dos resultados alcançados até o momento, em virtude das parcerias firmadas ao longo dos últimos dois anos.

**PALAVRAS-CHAVE:** BIM, Plano de Implantação, Infraestrutura Rodoviária.

#### ABSTRACT

The development of the Building Information Modeling (BIM) methodology applied to infrastructure, especially transport, has faced rapid escalation in recent years. The famous pillars of the implementation of the BIM methodology, which are processes, people and technology, are essential for a good structuring and planning of concatenated actions for an organized and clear implementation. Brazil has been discussing this methodology since 2016, when signed a Cooperation Agreement with the United Kingdom for the implementation and dissemination of BIM in Brazil. In 2017, the BIM Implementation Strategic Committee (CE-BIM) was created, with the objective of proposing the National BIM Dissemination Strategy, which culminated in the establishment of BIM BR and BIM PR Strategies, instituted in 2019. In this context, the Paraná Department of Highways is present, with the Implementation Plan for the BIM methodology for road infrastructure. Strategies, actions and activities to be developed over these years were organized so that it is possible to achieve the objectives of BIM BR and PR Strategies. In this process, technical cooperation agreements play a key role in promoting shared knowledge, mainly those signed with companies that develop technological solutions that enables BIM. This work presents part of the results achieved so far, due to the partnerships established over the last two years.

**KEY WORDS:** BIM, Implementation Plan, Road Infrastructure.

<sup>1</sup> Consórcio Supervisor Strata-Proes lotada no Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, Av. Iguazu 420 - Rebouças, Curitiba - PR, 80230-020. E-mail: melissayamada@der.pr.gov.br

<sup>2</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, Av. Iguazu 420 - Rebouças, Curitiba - PR, 80230-020. E-mail: larissavieira@der.pr.gov.br

<sup>3</sup> Autodesk do Brasil, Rua James Joule 65, 04576-080, São Paulo-SP. Email: pedro.soethe@autodesk.com

<sup>4</sup> Pars Produtos de Processamento de Dados, Avenida das Américas 700, salas 229 a 239. E-mail: mariaaugusta.zanella@pars.com.br



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

O Brasil vem passando por um processo de aceleração rumo à inovação estimulada por iniciativas vindas de diversas instâncias. A primeira dessas iniciativas vem do Ministério da Indústria, Comércio Exterior e Serviços – MDIC, que desde 2010 estabeleceu a estratégia para modernização da indústria da construção civil, baseada na adoção de produtos e métodos de construção industrializada, coordenação modular e BIM. E em 2016, firmou uma parceria com o Reino Unido para a implantação e disseminação BIM. Essa iniciativa da esfera federal, culminou e efetivou-se com a Estratégia Nacional de Disseminação do BIM lançada em 2019 com o Decreto Federal nº 9.983 de 22 de agosto de 2019, que dispõe sobre a Estratégia Nacional de Disseminação do BIM e institui o Comitê Gestor da Estratégia do BIM. No ano seguinte, estabeleceu a partir do Decreto Federal nº 10.306 de 2 de abril de 2020 a utilização do BIM na execução direta ou indireta de obras e serviços de engenharia realizada pelos órgãos e pelas entidades da administração pública federal.

Essa estratégia veio, ao longo dos anos, sendo seguida e replicada pelos Estados que determinaram as suas próprias estratégias estaduais. Nesse sentido, o Estado do Paraná, considerando a proposta de inovação do governo estadual, instituiu, a partir do Decreto Estadual nº 3080/2019, a Estratégia Estadual de Fomento e Implantação do BIM chamada de Estratégia BIM PR: Paraná Rumo à Inovação Digital nas Obras Públicas. No dia 17 de janeiro de 2022, foi assinado o Decreto Estadual nº 10.086/2022 que regulamenta, no âmbito estadual, a nova Lei de Licitações e Contratos (Lei nº 14.133/21). O Paraná foi o primeiro Estado a regulamentar a nova legislação, promulgada em 01 de abril de 2021 pelo governo federal, que estabelece as normas gerais de licitação e contratação para as administrações públicas federais, estaduais e municipais.

A luz dessas duas grandes diretrizes, o Governo do Estado do Paraná pautou a sua estratégia na estruturação do Comitê Gestor BIM PR/CG-BIM, composto pela Secretaria de Estado de Infraestrutura e Logística, Casa Civil, Secretaria de Estado de Desenvolvimento Urbano e de Obras Públicas, Secretaria de Estado de Planejamento e Projetos Estruturantes, Secretaria de Estado da Fazenda e Companhia de Tecnologia da Informação e Comunicação do Paraná. A principal atribuição do CG-BIM é a definição e orientação das ações necessárias para o alcance dos objetivos da Estratégia BIM PR, e para isso conta com o apoio do Grupo Técnico - GTEC-BIM, constituído por membros dos órgãos ou entidades do poder executivo diretamente afetados por essas determinações. O Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná é um desses órgãos, considerando que é o ente responsável por executar o programa rodoviário, e dessa forma, o DER-PR realiza as contratações de projetos e obras rodoviárias com o apoio das superintendências regionais distribuídas pelo Estado.

Nesse contexto, o DER-PR desenvolveu em 2020 o seu Plano de Implantação InfraBIM, aprovado pelo CG-BIM, para planejar e realizar as ações necessárias ao longo de dois anos, prazo estipulado pelo Decreto nº 3080/2019 para implantação pelos órgãos para suas contratações.

Considerando a restrição de tempo e a necessidade de um esforço conjunto entre as diversas partes envolvidas e interessadas, como os órgãos contratantes, a cadeia produtiva, as instituições de ensino e as empresas desenvolvedoras de softwares, os termos de cooperação viabilizaram uma troca de experiências entre os diferentes organismos para a construção dos processos, o que fez com que se tornasse fundamental para a evolução contínua e rápida dos trabalhos.

Um ponto principal para a efetiva implantação da metodologia é o estudo das soluções existentes no mercado. Nesse sentido, é também interesse da Autodesk do Brasil firmar acordos de cooperação com entidades públicas afim de promover ações em conjunto para disseminar e apoiar a adoção tecnológica, retroalimentando as soluções aos desafios do mercado brasileiro.

## PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

A efetiva implantação da metodologia BIM se baseia em três dimensões fundamentais: **tecnologia**, **pessoas** e **processos**, concatenados entre si por Procedimentos, Normas e Boas Práticas, como ilustra a Figura 1.

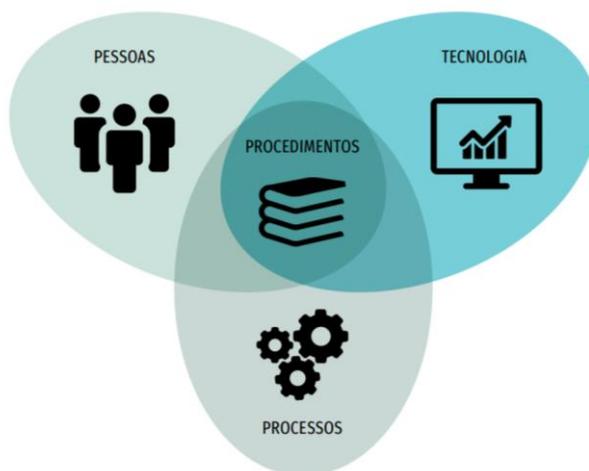


Figura 1. As três dimensões fundamentais da metodologia BIM (adaptado pelo AUTOR, 2020)

A **tecnologia** versa sobre a infraestrutura necessária para a operação, os programas e equipamentos ou computadores, a conexão com a internet e a rede interna, a segurança e o armazenamento de arquivos e o treinamento e aculturação adequado de seus usuários no processo BIM. As escolhas devem ser baseadas nos prós e contras que cada decisão desencadeia. O processo de transição é importante de ser destacado e envolve também o treinamento de equipe de acordo com suas funções e participação no processo, o que nos leva à próxima dimensão. As **pessoas** são fundamentais na estratégia de implantação. Um dos enfoques principais do processo BIM é ser um processo colaborativo, com o intuito de discutir as questões relativas ao projeto e/ou obra, com os técnicos envolvidos para a tomada de decisão e com as informações necessárias para sua correção ou viabilização da melhoria. Os profissionais devem estar preparados para a utilização dos recursos de forma colaborativa para que possam extrair o melhor desse processo. E por fim, o **processo** abrange não apenas os novos processos internos a serem adotados, como também os processos interempresariais. Compreendem o plano de trabalho: o fluxo de trabalho, o cronograma, a especificação dos entregáveis, o método de comunicação, a definição de funções, o sistema de concentração de dados, arquivos e informações, o nível de detalhe em cada fase e a especificação do uso do modelo em todos os ciclos de vida.

Baseado nessas três dimensões e no diagnóstico da situação atual da instituição, levantando o que existe de infraestrutura física de equipamentos, *softwares*, rede lógica e armazenamento, do quadro de pessoal técnico disponível, e suas funções ao longo dos processos e fluxos de trabalho, conforme apresentado no Quadro 1, foi possível a estruturação do Plano, elencando as ações necessárias nessas dimensões para se chegar aos objetivos definidos.

Quadro 1. Resumo da situação atual no DER em relação à Pessoas, Tecnologia e Processos (AUTOR, 2020)

	PESSOAS	TECNOLOGIA	PROCESSOS
POTENCIALIDADE	Experiências dos engenheiros do DER.	Compra de 20 computadores realizada em 2019.	Definição dos processos de análise: <i>checklist</i> .
		Processo de aquisição de drones. Verificar o processo de compra conjunta.	Existência de <i>Template</i> feito em CAD 2D, facilita a discussão e transição para o BIM.
		Aquisição de <i>software</i> – suíte Autodesk – por 3 anos (válido até julho de 2023).	
FRAGILIDADE	Falta de técnicos, muitos dos engenheiros estão se aposentando.	Falta planejamento para a aquisição e continuidade das aquisições dos <i>softwares</i> .	Falta de continuidade nos processos e as informações acabam ficando nos departamentos e não são automaticamente compartilhados.
	Fragilidade na contratação de novos técnicos, contratações temporárias.	Falta estrutura de equipamento e <i>softwares</i> para os técnicos do DER.	Falta de efetividade na execução de alguns processos.
	Falta de pessoal especializado nas tecnologias para a implantação InfraBIM.		

O objetivo geral do Plano é a implantação gradual da metodologia BIM para infraestrutura rodoviária no âmbito do DER/PR. Considerando a complexidade deste objetivo, a proposta é que seja implementado em etapas, seguindo as instruções do Governo Federal e Estadual. Desta forma, este Plano está sendo organizado conforme Decreto Estadual para 2022, mas considerando as datas sugeridas pela Estratégia BIM BR. Assim, as Fases levam em consideração dois momentos (Figura 2):

Fase 1 – 2021 - a contratação e fiscalização de **projetos** utilizando a metodologia BIM e estruturação dos dados para a operação; e

Fase 2 – 2022 – contratação e fiscalização de **obras** utilizando tecnologias compatíveis à metodologia BIM, e o desenvolvimento de estudo de traçado internamente.

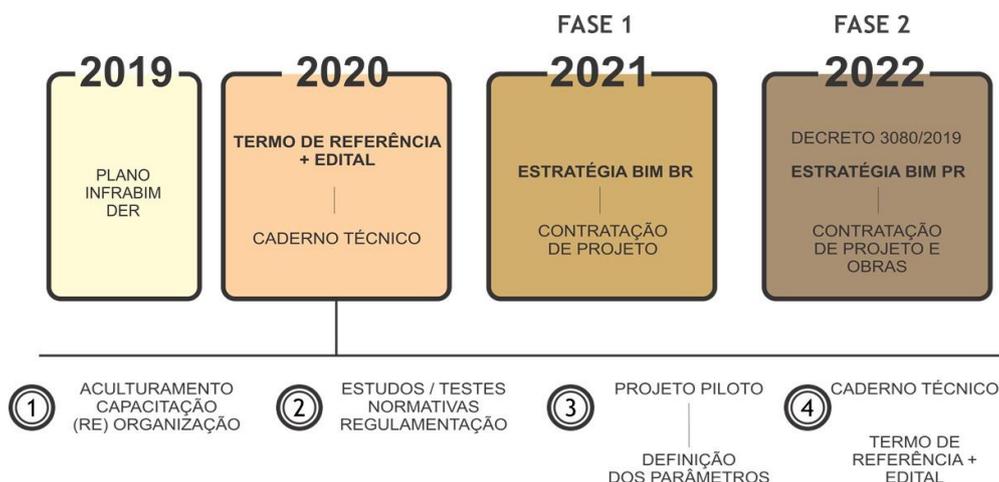


Figura 2. Linha do tempo das diretrizes do Plano de Implantação InfraBIM no DER (AUTOR, 2020)

### Colaboradores Internos e Externos

Os colaboradores internos e externos são os técnicos que tem contato com o DER por meio de consultorias e os técnicos de empresas que se dispuseram a discutir o tema com o GT InfraBIM DER. E estão organizados de acordo com o apresentado na Figura 3, e que são a base de apoio ao GTEC e diretorias. A disponibilidade e cooperação desses técnicos visa a construção conjunta, mas para a efetiva implantação da metodologia, será necessário, em determinados momentos, técnicos especialistas de áreas específicas para a definição de parâmetros e critérios de análise e que de fato estejam dedicados à implantação InfraBIM no DER.

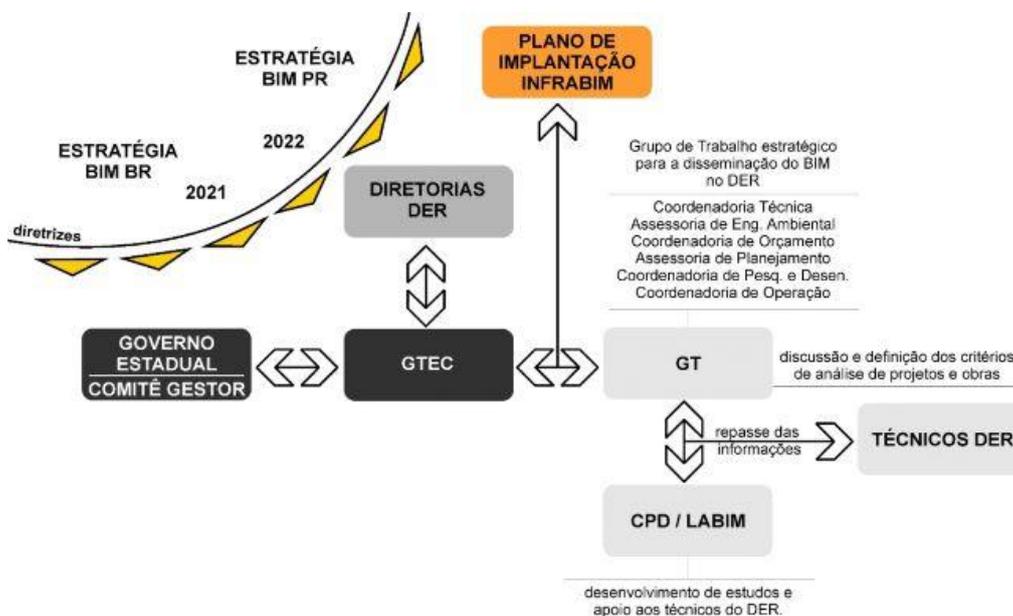


Figura 3. Fluxograma dos envolvidos na implantação InfraBIM no DER (AUTOR, 2020)

## Termos de Cooperação Técnica (TCT)

O Plano de Fomento ao BIM da SEIL estruturou-se nos Termos de Cooperação Técnica junto à academia, empresas desenvolvedoras de *software* e cadeia produtiva. O DER/PR por ser uma autarquia vinculada à SEIL pode aproveitar parte dessas cooperações para a discussão da implantação da metodologia voltada à infraestrutura rodoviária. E seguindo o modelo de cooperação que funcionou muito bem no fomento ao BIM da SEIL, o DER/PR adotou como uma de suas estratégias na construção do Plano as cooperações técnicas com definição de Planos de Trabalho envolvendo os objetivos e as temáticas do Plano de Implantação.

Esses termos encontram-se na seguinte situação:

- Autodesk (firmado TCT com DER/PR – assinatura 2020);
- DNIT (firmado TCT com a SEIL e DER – assinatura 2020);
- DER de outros Estados: foi criado o Grupo de Trabalho (GT) Infra dentro da Câmara Técnica BIM do Consórcio de Integração Sul e Sudeste (COSUD), formado pelos DERs do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Rio de Janeiro, Espírito Santo e Minas Gerais. (constituído no final de 2021).

Os TCTs foram construídos com Planos de Trabalho voltados para a colaboração na discussão e resolução de temas pertinentes à implantação BIM nos órgãos, assim como no nivelamento do conhecimento entre todos. Dessa forma, esses acordos de cooperação visavam também a capacitação dos profissionais e técnicos envolvidos, seja do órgão ou da comunidade, com a realização de eventos de diferentes modalidades.

### TCT com Autodesk

O acordo firmado entre o DER-PR e Autodesk tem exatamente a proposta de entender de forma conjunta os desafios que cada um dos envolvidos possuem na estruturação do BIM para Infraestrutura, foi então determinado uma série de ações a serem desenvolvidas conforme ilustra o Quadro 2.

Quadro 2. Plano de Trabalho determinado no TCT entre DER-PR e Autodesk (AUTOR, 2020)

Trabalho	6 meses	12 meses	18 meses	24 meses
Realização de operações assistidas para projetos de infraestrutura rodoviária (EV, PE, Orçamento, planejamento)	25%	50%	100%	
Discussões técnicas para estruturação de templates, relatórios e objetos paramétricos (automatização de modelagem, codificação)		25%	50%	100%
Promover Workshops Técnicos de Hands-on por meio de realização de Eventos Técnicos	22%	44%	100%	
Promover reuniões entre as equipes do DER-PR e da AUTODESK para compartilhar experiências, informações técnicas, materiais e conhecimento técnico sobre InfraBIM	25%	50%	75%	100%
Discussão técnica sobre a integração do InfraBIM e GIS			50%	100%

Pode-se ver que o Quadro 3 é o resultado direto das ações que ainda se encontram em desenvolvimento por meio do TCT.

## Plano de Capacitação

O Plano de Capacitação está embasado em três públicos diferentes, e por isso, com focos diferenciados. Existem as ações voltadas ao GT InfraBIM/DER e colaboradores, aos técnicos do DER e ao público externo, que envolvem a cadeia produtiva que deverá estar ciente das demandas técnicas da instituição, e para isso o fomento à comunidade profissional.

As ações voltadas ao GT/DER e colaboradores são técnicas, e envolvem um grau mais elevado de conhecimento da metodologia. São destinados à construção do conhecimento e discussão das definições da estratégia de Implantação InfraBIM no DER, dividindo-se em: Reuniões Técnicas, Operação Assistida, Treinamentos e Visitas Técnicas. Todas possuem direcionamento às empresas desenvolvedoras de *software* e de equipamentos, para o entendimento das funcionalidades disponíveis no mercado para a elaboração de projetos e obras de infraestrutura rodoviária.

Enquanto isso, as ações voltadas aos técnicos do DER/PR, como os cursos internos e externos, tem como objetivo o acultramento e a sensibilização dos servidores. São os engenheiros não envolvidos diretamente na discussão da Implantação da metodologia BIM, mas detentores de conhecimento, que podem ao longo do processo, demandar e discutir em seus setores a possibilidade de inclusão para melhoria de suas rotinas.

E ao final, o fomento ao público externo, seja participando de eventos onde o DER apresenta as ações que vem desenvolvendo e seus resultados, seja na organização de eventos em que disponibiliza a apresentação de novas tecnologias e em *workshops* que podem capacitar tecnicamente a cadeia produtiva vinculada ao mercado de infraestrutura rodoviária.



Figura 4. Organização das tipologias de capacitação (AUTOR, 2020)

O GT foi formulado para que os técnicos nomeados tenham um papel estratégico na disseminação do conhecimento junto aos seus departamentos, assim como na indicação de técnicos do seu setor para a participação em determinados eventos.

Sabendo da descrença e da dificuldade no entendimento da metodologia BIM, em especial, no relacionamento da tecnologia com a realidade do cotidiano, a estratégia da abordagem foi a inserção do tema da tecnologia nos Encontros Técnicos, realizados anualmente com programação organizada pelo DER em parceria com a Associação dos Engenheiros do DER-PR AEDER), mas

sempre relacionada ao tema apresentado pelo técnico do DER, de forma a ser possível o relacionamento da tecnologia nas atividades desenvolvidas pelos técnicos do DER.

Para o entendimento do processo como um todo, considerando as Fases, os três eixos de atuação e as atividades, o esquema a seguir apresenta sucintamente os objetivos e o caminho a ser trilhado para esses fins.

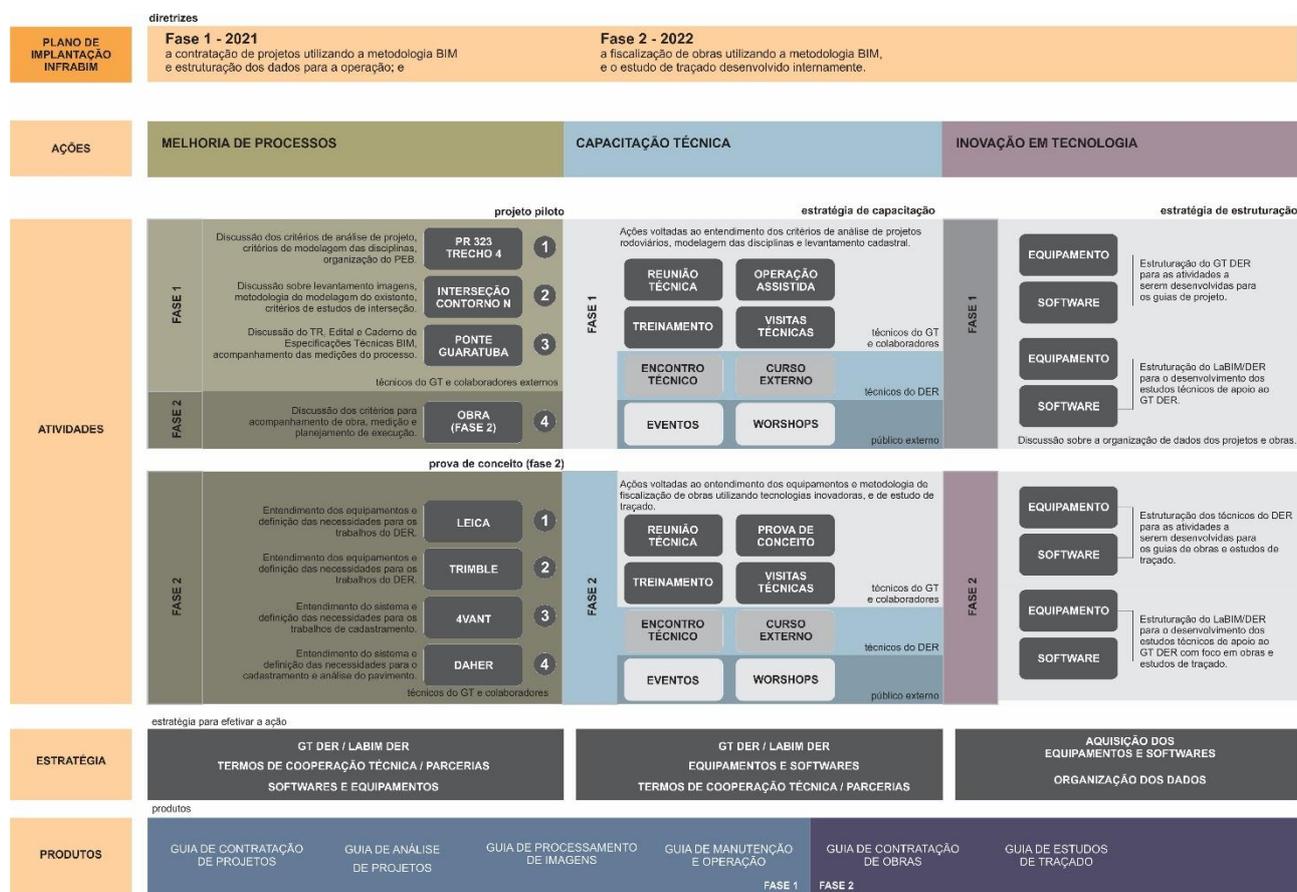


Figura 5. Esquema das atividades por ação com as estratégias e produtos (AUTOR, 2020).

E nesse caso, o propósito deste artigo é focar na importância dos termos de cooperação, das trocas de experiência, para a viabilização da implantação BIM. Considerando que é um processo em construção para a área de infraestrutura, e ainda com muito a ser desenvolvido em diversos aspectos, seja a parte tecnológica, processual de equipamentos e até mesmo de maturidade dos profissionais, os resultados apresentados a seguir tem o foco nas atividades desenvolvidas por essas parcerias.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Considerando o recorte dos TCTs firmados, e as contribuições e aprendizados resultantes desse processo colaborativo, serão apresentados os resultados e os ganhos desse trabalho. O GT Infra do COSUD foi formado recentemente, de forma que os resultados ainda não são evidentes. O TCT com o DNIT envolveu questões de ordem conceitual e de viabilidade institucional, considerando as contratações públicas focadas em Obras de Arte Especiais, Proarte do DNIT.

Para a apresentação dos resultados, será enfatizado o TCT com a Autodesk, dentro do qual o Plano de Trabalho desenvolvido foi realizado de maneira mais abrangente e objetiva, trazendo questões importantes de serem levantadas para a viabilização da implantação BIM na prática. O Plano de Trabalho envolve a organização das atividades de acordo com determinada Fase, conforme o Quadro 3.

Quadro 3. Organização das atividades realizadas em 2020 e 2021 (AUTOR, 2022).

FASE	ATIVIDADE
Planejamento das atividades	Reunião Autodesk
	Reunião de alinhamento / planejamento
	Instalação suítes
	Assinatura Termo de cooperação técnica Autodesk / DER
	Reunião fechamento de 2021
	Reunião de alinhamento / planejamento 2022
Realização de operações assistidas para projetos de infraestrutura rodoviária (EV, PE, Orçamento, planejamento)	1º Imersão Autodesk - BIM 360 / processamento de imagem RECAP
	1º Imersão Autodesk - Infracore interseção 1 contorno norte (PR 418)
	1º Imersão Autodesk - apresentação Caderno BIM SEIL / Compatibilização no Navisworks / Country kit DER-PR
	2º imersão Autodesk / DER
	Reunião técnica Autodesk - Desktop connector
Discussões técnicas para estruturação de templates, relatórios e objetos paramétricos (automatização de modelagem, codificação)	Reunião técnica Templates e album tipo
	2º imersão Autodesk / DER - Subassembly
	3º imersão Autodesk / DER - Dynamo
	State kit
Promover Workshops Técnicos de Hands-on por meio de realização de Eventos Técnicos	Infracore
	Autodesk Experience
Promover reuniões entre as equipes do DER-PR e da AUTODESK para compartilhar experiências, informações técnicas, materiais e conhecimento técnico sobre InfraBIM	Análise usando o Infracore
	Geotechnical Module
	ACC
	Fluxo de trabalho Navisworks - Mapeamento das informações - fluxo 4D e 5D
	Geração superfície Geotechnical Module
	Geotechnical module
	Nota de serviço - Civil 3D
	Autodesk Construction Cloud
	Properties Sets
	BIMSinc
	Classificação da informação - Eduardo Soethe
Integração do InfraBIM e GIS	Será realizada esse ano de 2022

Os encontros foram realizados on-line devido às condições sanitárias pelas quais passamos desde 2020, e foram sendo organizadas de acordo com o processo do ciclo de vida do projeto. Dessa forma, a discussão iniciou com o processamento das imagens utilizando o Recap, passou pelas questões sobre a modelagem dos dados das sondagens, houve o momento das imersões sobre análise e planejamento com o Infracore e Navisworks, e *subassembly composer* e *dynamo*.

Ao longo de 2021 foram realizados encontros com uma determinada frequência para trocar informações e levantar questões de resolução de problemas para questões pontuais que vinham sendo discutidas para a elaboração do Caderno BIM para infraestrutura rodoviária elaborada em parceria com a SEIL, como pode ser visto na Figura 6 a seguir.

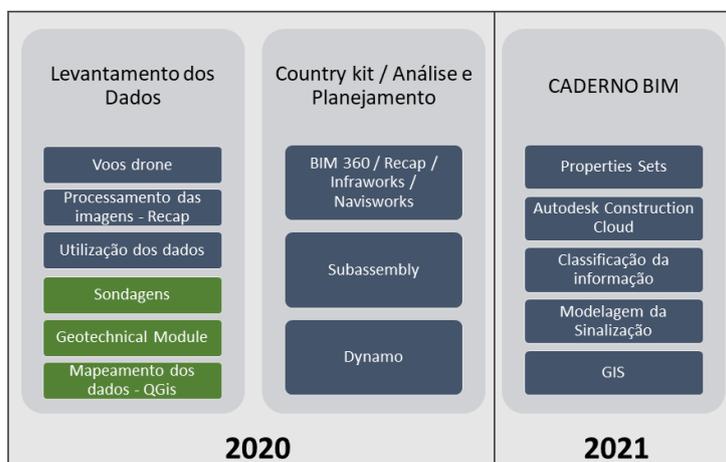


Figura 6. Organização das atividades por tema e por ano (AUTOR, 2022).

A Figura 7 mostra um exemplo extraído de uma sequência de reuniões/imersões entre Autodesk e DER-PR. Neste exemplo, é possível a visualização de um caso de levantamento de drones realizado pela Coordenadoria Técnica em uma interseção na PR-418 (Contorno Norte). Essa rodovia de pista simples tem um histórico de registros de acidentes de trânsito devido às conversões à esquerda, e por isso foi escolhida pelo GT InfraBIM do DER para que fosse possível o desenvolvimento de estudos. As discussões sobre seu processamento utilizando o Recap foi realizado, com encontros para entendimento dos processos e das limitações e possibilidades desse fluxo de trabalho. E, por fim, foi utilizada essa nuvem de pontos para o estudo de alternativa de traçado no Infracworks, realizado em uma das imersões. Nesse momento, foi possível o entendimento da ferramenta, e das possibilidades de sua utilização de forma rápida e objetiva para estudos de traçado.

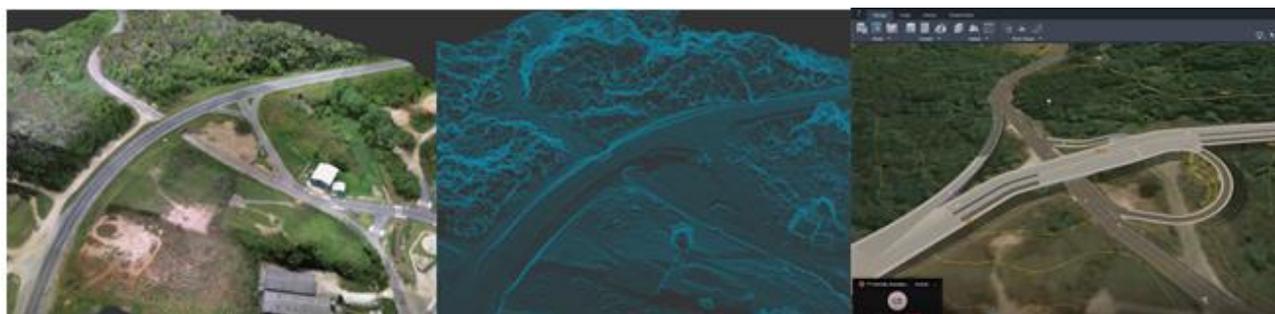


Figura 7 - Exemplo de exercício realizado em interseção na PR 418 (AUTOR, 2022).



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## CONSIDERAÇÕES FINAIS

O planejamento das ações para a implantação é ponto central para sucesso de metas e objetivos. No caso do DER-PR, esse planejamento associado às ações práticas materializadas pelos TCTs faz com que a evolução ocorra de forma progressiva e ampliada.

Os TCTs trouxeram uma série de possibilidades de agregar informações e soluções a questões que foram surgindo ao longo do processo de desenvolvimento e de implantação BIM no DER-PR. E nesse sentido, a diversidade de cooperações com diferentes tipos de entidades possibilitou a resolução de problemas comuns nos tópicos afins, como por exemplo, as questões pertinentes às formas e especificações para contratação de projetos e obras foram e vem sendo discutidas com o DNIT, mas a viabilidade de execução de certas especificações puderam ser esclarecidas com a Autodesk e com empresas parceiras. Dessa forma, o processo colaborativo na troca de informação fecha um ciclo interessante para a prática da metodologia.

Do ponto de vista do desenvolvedor do software para modelagem BIM, os TCTs podem trazer um aprendizado grande para a empresa, pois contribuem para a compreensão das reais necessidades de um órgão público como o DER-PR na implementação de uma metodologia como a apresentada neste artigo. O caráter pragmático exercido nas discussões levou a um rápido entendimento do uso das ferramentas e também a aplicação imediata das mesmas.

Apesar da possibilidade de aplicação imediata, existe uma ponderação que deve ser feita sobre o processo de maturidade BIM, pelo qual a instituição vem passando, e que não é necessariamente linear, fazendo com que o conhecimento seja revisitado de tempos em tempos, seja pela necessidade, seja pela oportunidade de pessoas para o desenvolvimento de um tema específico. E por isso a importância do registro das atividades em relatórios ou vídeos.

Como exemplo, as imersões que foram realizadas final de 2020 foram retomadas final de 2021 quando estávamos em um momento de discussão sobre a readequação do álbum tipo do DER-PR, devido à contratação de consultoria que está fazendo a revisão do mesmo. E foi possível a retomada desse tema, já com aquele conhecimento organizado.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BLOG, Fiorin, Pricilla Fiorin. Autodesk firma acordo de cooperação técnica com o DER/PR, Paraná, 01 de fevereiro 2021. Disponível em: <https://blogs.autodesk.com/por-dentro-da-autodesk-brasil/2021/02/01/autodesk-firma-acordo-de-cooperacao-tecnica-com-o-der-pr/> . Acesso em 13 de abril de 2022.

BRASIL. Decreto Federal nº 9.983, de 22 de agosto de 2019. Dispõe sobre a Estratégia Nacional de Disseminação do BIM e institui o Comitê Gestor da Estratégia do BIM. Brasília, Presidência da república, Secretária-geral, Subchefia para assuntos jurídicos, 2019. Disponível em [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2019-2022/2019/decreto/D9983.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2019/decreto/D9983.htm) . Acesso em 25 de maio de 2022.

\_\_\_\_\_. Decreto Federal nº 10.306, de 2 de abril de 2020, Estabelece a utilização do Building Information Modelling na execução direta ou indireta de obras e serviços de engenharia realizada pelos órgãos e pelas entidades da administração pública federal, no âmbito da Estratégia Nacional de Disseminação do Building Information Modelling. Brasília, Presidência da república, Secretária-geral, Subchefia para assuntos jurídicos, 2020. Disponível em:



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2019-2022/2020/decreto/D10306.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/decreto/D10306.htm) . Acesso em 25 de maio de 2022.

KASSEM, Mohamad Kassem; R.Leusin, Sergio R.Leusin de Amorim. BIM building information modeling no brasil e na união europeia. 1 ed. MDIC – Ministério da Indústria, Comércio Exterior e Serviços, 2015. 159 p.

PARANÁ. Decreto Estadual nº 3080, de 15 de outubro de 2019. Estratégia BIM PR: - Paraná rumo à inovação digital nas obras públicas. Paraná, Casa Civil, Sistema Estadual de Legislação, 2019. Disponível em: <https://www.legislacao.pr.gov.br/legislacao/pesquisarAto.do?action=exibir&codAto=227620&codTipoAto=11&tipoVisualizacao=original> . Acesso em 25 de maio 2022.

\_\_\_\_\_ Decreto Estadual nº 10.086, de 17 de janeiro de 2022. Regulamenta, no âmbito da Administração Pública estadual, direta, autárquica e fundacional do Estado do Paraná, a Lei nº 14.133, de 01 de abril de 2021, que “Estabelece normas gerais de licitação e contratação para as Administrações Públicas diretas, autárquicas e fundacionais da União, dos Estados, do Distrito Federal e dos Municípios”, a aquisição e incorporação de bens ao patrimônio público estadual, os procedimentos para intervenção estatal na propriedade privada e dá outras providências. Paraná, Casa Civil, Sistema Estadual de Legislação, 2022. Disponível em: <https://www.legislacao.pr.gov.br/legislacao/pesquisarAto.do?action=exibir&codAto=259084&indicacao=1&totalRegistros=1&dt=25.3.2022.10.54.46.993> . Acesso em 25 de maio de 2022.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA BIM NO DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E ESTRADAS DE RODAGEM DE MINAS GERAIS

*Anna Luiza Braga Amaral Bicalho<sup>1</sup>; Bruna Cristina Beltrão Silva Beleigoli<sup>2</sup>; Maria de Fátima Amazonas de Sá Araújo<sup>3</sup>; Vitor Calixto Curi<sup>4</sup>*

#### RESUMO

O BIM (Building Information Modeling) é uma metodologia aplicada ao processo de concepção de anteprojetos, elaboração de projetos básico e executivo, construção virtual e simulação de construção, cronograma, orçamento, além de documentação para a contratação e execução de uma obra. Permite, fazer o acompanhamento da construção, o histórico de adequações e o gerenciamento de ativos.

No Brasil é comum o aumento de custos e prazos nos contratos de obras públicas, resultando em inúmeras desvantagens competitivas para o país. Percebe-se que as causas desse aumento surgem a partir da fragilidade no planejamento e da dificuldade de monitoramento e controle dos projetos e obras.

O BIM tornou-se uma questão de Estado, pelo Governo Federal através do decreto Nº 9.337/2018 e em Minas Gerais pelo Decreto Nº 48.146/2021.

A implementação do BIM em obras públicas possibilita a gestão de informações multidisciplinares em tempo real ao unificar e interligar todos os processos da construção de maneira coordenada e transparente.

O LaBIM /DER/MG foi implantado, com o apoio da CODEMGE, e foram realizados diagnósticos internos, mapeando o nível de maturidade BIM na instituição, formação de um Grupo de Estudos, para o acultramento interno e disseminação do BIM.

O DER/MG participa da CÂMARA TEMÁTICA DA ESTRATÉGIA DO BIM COSUD, e através de parcerias, benchmarking e participação em Seminários, vem ampliando o seu conhecimento em BIM. Recentemente, foi realizado o escaneamento a laser e modelagem de uma ponte envolvendo 10.000 m<sup>2</sup>, contratação do escaneamento a laser de 6 hospitais regionais, como levantamento cadastral da ordem de 150.000 m<sup>2</sup> e o Edital Piloto do Hemonúcleo de São João del Rey.

Os próximos passos a serem dados, serão as experiências dos pilotos direcionadas para o desenvolvimento do marco regulatório, da Biblioteca BIM, do caderno de especificações para licitações em BIM e da publicação do primeiro edital que contemple o conceito BIM.

Apesar de dificuldades na efetivação da implementação do BIM, temos conseguido achar alternativas como parcerias, convênios e cooperações técnicas, inclusive com outros órgãos e Estados para contornar as adversidades.

**PALAVRAS-CHAVE:** BIM, Transparência, Tecnologia, Obras públicas, LaBIM/DER/MG

#### ABSTRACT

BIM or Building Information Modeling is a process for creating and managing information on a construction project across the project lifecycle. The generate model draws on information assembled collaboratively and updated at key stages of a project.

In Brazil, the increase in costs and terms in public works contracts is common, resulting in numerous competitive disadvantages for the country. It is known that the causes of this increase is due to the weakness in planning and the difficulty in monitoring and controlling projects and works.

BIM became a matter of State, by the Federal Government through Decree No. 9337/2018 and in Minas Gerais through Decree No. 48146/2021.

The implementation of BIM in public works will enable the management of multidisciplinary information in real time by unifying and interconnecting all construction processes in a coordinated and transparent manner.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



The LaBIM was implemented, with the support of CODEMGE, and internal diagnoses were carried out, mapping the level of BIM maturity in the institution, formation of a Study Group, for the internal acculturation and dissemination of BIM.

DER/MG participates in the THEMATIC CHAMBER OF THE BIM COSUD STRATEGY, and through partnerships, benchmarking and participation in Seminars, has been expanding its knowledge in BIM. Recently, the laser scanning and modeling of a bridge involving 10,000 m<sup>2</sup> was carried on, laser scanning of 6 regional hospitals was contracted, with a cadastral survey of around 150,000 m<sup>2</sup> and the Pilot Notice of the Hemonúcleo de São João del Rey.

The next steps will be the experiences of the pilots aimed at the development of the regulatory framework, the BIM Library, the specification for bidding in BIM and the publication of the first notice that contemplates the BIM concept. Despite difficulties in implementing BIM, we have been able to find alternatives such as partnerships, agreements and technical cooperation to overcome the adversities.

**KEY WORDS:** BIM, Transparency, Technology, Public Works, LaBIM/DER/MG

<sup>1</sup> Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais  
Avenida dos Andradas, 1120, Bairro Santa Efigênia - Centro, Belo Horizonte - MG, 30120-016.  
Grupo de Trabalho BIM-MG  
[anna.braga@der.mg.gov.br](mailto:anna.braga@der.mg.gov.br)

<sup>2</sup> Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais  
Avenida dos Andradas, 1120, Bairro Santa Efigênia - Centro, Belo Horizonte - MG, 30120-016.  
Representante Suplente Comitê Gestor da Estratégia BIM-MG  
[bruna.beleigoli@der.mg.gov.br](mailto:bruna.beleigoli@der.mg.gov.br)

<sup>3</sup> Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais  
Avenida dos Andradas, 1120, Bairro Santa Efigênia - Centro, Belo Horizonte - MG, 30120-016.  
Secretária Executiva Grupo de Trabalho BIM DER/MG  
[fatima.amazonas@der.mg.gov.br](mailto:fatima.amazonas@der.mg.gov.br)

<sup>4</sup> Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais  
Avenida dos Andradas, 1120, Bairro Santa Efigênia - Centro, Belo Horizonte - MG, 30120-016.  
Representante Titular Comitê Gestor da Estratégia BIM-MG  
[vitor.curi@der.mg.gov.br](mailto:vitor.curi@der.mg.gov.br)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 1. INTRODUÇÃO:

O Building Information Modeling (BIM) vem sendo cada vez mais utilizado como ferramenta no gerenciamento das informações ao longo de todo o ciclo de vida de empreendimentos na construção civil. Isso exige, no entanto, mudanças radicais na maneira de pensar dos projetistas, que precisam trabalhar de uma maneira digitalmente colaborativa. (MacDonald, 2012).

No que diz respeito ao setor de infraestrutura, o BIM é representado por quatro elementos-chave: colaboração, representação, processo e ciclo de vida, que interagem entre si para criar um ambiente inovador e eficiente.

Apesar de amplamente utilizado na construção civil, o setor de infraestrutura encontra-se defasado na utilização do BIM. Esse setor pode ser dividido em cinco áreas: Infraestrutura de transportes (estradas, ferrovias, pontes, túneis e centros de transporte de massa); Infraestrutura energética (usinas de geração de energia, óleo e gás e mineração); Infraestrutura de utilidades (redes/dutos para entrega e remoção de eletricidade, gás, água e esgoto); Infraestrutura de instalações recreativas (Parques, estádios etc.), Infraestrutura ambiental (Estruturas para gestão de inundações e defesa costeira como barragens, diques, açudes ou taludes). O BIM pode ser aplicado em cada uma destas áreas, atingindo o intuito maior de inovar, facilitar os processos, aumentar a produtividade, identificar e gerenciar conflitos com transparência. No caso de estruturas lineares, ligados à infraestrutura de transportes, as principais dificuldades podem estar relacionadas às diferenças marcantes na estrutura de dados, conectividade, diversidade dentro da equipe colaborativa e tamanho do projeto, que é muito mais extenso do que os projetos de construção de edificações tradicionais. (Cheng, J.C.P. et. al., 2016).

Um modelo de projeto baseado em BIM pode contribuir para a sustentabilidade através de suas três dimensões principais que são ambiental, econômica e social e pode-se depreender que apesar de haver muitas melhorias na implementação do BIM, nos aspectos ambientais e econômicos da sustentabilidade, seu potencial impacto na dimensão social não foi explicitamente explorado, e mais estudos precisam ser realizados nesta área. (Sahar, 2016).

Padrões existem para fornecer orientação e melhores práticas em assuntos específicos e são eficazes dentro de um determinado domínio. As normas mais relevantes sobre o tema BIM em infraestrutura e construção estão contidas no IFC – Industry Foundation Classes, que foi desenvolvido pela BuildingSmart e documentado como norma internacional em sua última versão de 2020 (ISO16739:2013), com o objetivo de prover uma definição semântica rígida e autoritária dos elementos ativos e relacionamentos associados, propriedades e informações descritivas para facilitar a consolidação do conhecimento em várias disciplinas e ferramentas BIM em um formato comum.

A EN ISO 29481-2016 visa facilitar a interoperabilidade entre aplicativos de software usados durante todas as etapas do ciclo de vida das obras de construção, incluindo briefing, projeto, documentação, construção, operação e manutenção e demolição. Promove a colaboração digital entre os atores do processo de construção e fornece uma base para a troca de informações precisa, confiável, repetível e de alta qualidade.

Apesar do desenvolvimento contínuo dos padrões de BIM, nem todas as suas dimensões são suportadas na mesma medida, sendo muitas vezes, insuficientes para dar suporte a cenários de automação de modelagem. (Vieira et. al., 2020). A defasagem do uso do BIM em estruturas lineares



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



pode também ser explicada devido ao IFC atuar como um mecanismo de transferência em grande escala para dados de projetos de infraestrutura e, no entanto, ter a desvantagem de objetos e tipos específicos não serem reconhecidos e serem transferidos como elementos desconhecidos, levando à perda de significado semântico. Certos aspectos, como IFC para pontes e a extensão de alinhamentos, recentemente lançados, estão bem desenvolvidos e começaram as etapas necessárias para incorporar ativos lineares dentro do ambiente IFC, mas o desenvolvimento adicional para incorporar totalmente estradas e ferrovias ainda está em desenvolvimento (Golparvar-Fard et al., 2010).

Se a detecção de conflitos e clareza de informações é uma vantagem da modelagem de edifícios, em projetos de rodovias tal detecção não agrega tanto valor. A vantagem em projetos lineares vem da coordenação e integração visual de dados não gráficos no modelo, e pode ser usada de forma mais eficiente durante as fases de pré-construção e construção, ligando as informações coletadas em campo e gerando modelos de informações BIM de projetos precisos e ricos em dados. (Bradley et al., 2016).

O grande volume de pesquisas na fase de construção também evidencia o conceito de que as dimensões de custo e prazo do BIM podem proporcionar aumento de ganhos em eficiência e qualidade no setor de infraestrutura. A exemplo de aplicação, temos Han et al. (2013) que relatam formas de monitoramento da construção usando imagens de satélite de alta resolução em BIM, necessárias em todo ciclo de vida da obra (projeto, construção, manutenção), e Kim et al. (2014), discorre sobre o uso de modelos integrados de custo e cronograma para avaliação rápida de alinhamentos de rodovias.

A Pandemia evidenciou carências nas áreas prioritárias, caso dos Hospitais Regionais, em Minas Gerais, com obras paralisadas por governos anteriores no Estado que apresentaram problemas de planejamento, projeto e execução. Recursos públicos estão cada vez mais escassos e devem ser usados com eficácia. A metodologia BIM é uma inovação para os setores de arquitetura, engenharia, construção e operação. Com a colaboração digital de diferentes disciplinas, desenvolve-se um modelo de construção virtual, com o qual é possível gerenciar interferências entre elementos de projetos, quantitativos e revisões, desde a concepção até a operação do empreendimento, causando ruptura do processo atual, que apresenta críticas por não atender às expectativas da sociedade. A implementação do BIM faz-se necessária como forma de modernizar, otimizar os gastos públicos, facilitar o compartilhamento de informações e melhorar a prestação de serviços públicos de engenharia.

No Estudo sobre as causas de aumentos de custos e de prazos em obras de edificações públicas municipais (Santos, Starling, & Andery, 2015) foram identificados, por meio de entrevistas, as cinco causas com maior potencial para afetar o prazo dos empreendimentos públicos em Minas Gerais: alterações contratuais de valor; duração do contrato irrealista; falta de compatibilização dos projetos; atraso em revisões e aprovações de documentos de projeto pelo contratante; erros nos levantamentos de quantitativos, planilha, e nas investigações de solo. Percebe-se que estas causas surgem a partir da fragilidade no planejamento e da dificuldade de monitoramento e controle dos projetos e obras.

Com o uso do BIM, os desenvolvedores, executores e fiscalizadores passam a ter acesso a todas as fases do empreendimento digitalmente, bem como cálculos mais precisos e confiáveis da quantidade de material necessária para cada etapa. A integração das informações permite antecipar



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



falhas e problemas no projeto, antes mesmo da execução, reduzindo a necessidade de aditivos contratuais e embargos que tão comumente encarece e atrasam as obras.

Assim, a implantação do BIM no Estado de Minas Gerais torna-se uma oportunidade para desenvolver e incrementar o planejamento das obras públicas, melhorando a capacidade de desenvolvimento dos projetos, monitoramento e fiscalização das obras e, conseqüentemente, a entrega de melhores serviços.

A adoção do BIM, nas instituições privadas do setor de infraestrutura ainda apresenta baixo grau de maturidade, porém superior à pública. Cada vez mais o setor público tem demonstrado interesse no assunto, podendo exemplificar órgãos que estão em fase de implantação da metodologia, tais como o Exército Brasileiro, Tribunal de Justiça de Minas Gerais, Secretaria de Infraestrutura e Logística do Paraná, Governo de Santa Catarina, entre outras.

A implementação do BIM depende da estruturação de uma rede colaborativa, sob a ótica do aproveitamento dos recursos humanos existentes nos órgãos, com objetivos de promover investimentos na infraestrutura, capacitação e gestão com a otimização dos recursos públicos. (Fanning, B et al., 2015)

De acordo com reportagem publicada pela Revista Construção Mercado, assinada por Fernando Augusto Corrêa da Silva, a implementação do BIM em Singapura obedeceu a um programa onde o setor público tomou a liderança, propondo um cronograma de implementação para os novos projetos, constituiu uma força tarefa para coordenar a entrega de projetos integrados tendo como objetivo melhorar a colaboração entre projetistas e construtores, removendo inconsistências antes das obras iniciarem, criou um Comitê de Diretrizes para confecção de normas, e indicação das áreas prioritárias para aplicação do modelo, divulgou gratuitamente manuais de referência para uso do BIM e investiu em educação e meritocracia.

## 2. HISTÓRICO:

No Brasil, o BIM tornou-se uma questão de Estado, em 2018 através do decreto Federal nº. 9.337 e teve duas atualizações: decreto nº. 9.983 em 22 de agosto de 2019 e decreto nº. 10.306 em 02 de abril de 2020.

Posteriormente, em Minas Gerais, o Decreto Estadual nº 48.146/2021 (Dispõe sobre a Estratégia estadual de disseminação do Building Information Modelling - Estratégia BIM-MG e institui o Comitê Gestor da Estratégia BIM-MG, 2021), que prevê a implantação da metodologia nos diversos empreendimentos em Minas Gerais, de forma gradual, planejada e estratégica, sendo o primeiro modelo a ser contratado ainda em 2021, e outras duas fases previstas para 2024 e 2028.

O Comitê Gestor da Estratégia BIM é composto por um representante titular e um suplente, da Secretaria de Estado de Infraestrutura e Mobilidade (SEINFRA), que exerce a presidência; da Secretaria de Estado de Educação (SEE), da Secretaria de Estado de Justiça e Segurança Pública (SEJUSP); da Secretaria de Estado de Planejamento e Gestão (SEPLAG) da Secretaria de Estado de Saúde (SES) e do Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais (DER/MG).



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



Em 2019 os Governos dos estados das regiões Sul e Sudeste do Brasil (Minas Gerais, Espírito Santo, Rio de Janeiro, São Paulo, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul) instituíram o Consórcio de Integração Sul e Sudeste (COSUD). Os estados participantes possuem os maiores Produto Interno Bruto (PIB) e representam 70% da economia do país. A formação do consórcio objetiva discutir pautas conjuntas entre os Estados relacionados às questões de segurança pública, combate ao contrabando, sistema prisional, saúde, desburocratização, turismo, educação, desenvolvimento econômico, logística e transportes, inovação e tecnologia.

O COSUD se desmembrou na Câmara Temática da Estratégia do BIM, que é um órgão consultivo do Grupo de Trabalho de Logística e Transportes, e tem o objetivo de auxiliar e coordenar as atividades relacionadas à implantação da Estratégia BIM COSUD. Entre suas atribuições, estão as de definir e gerenciar as ações necessárias para o alcance dos objetivos da Estratégia e atuar para que os programas, os projetos e as iniciativas dos órgãos e das entidades públicas estaduais que contratam e executam obras públicas sejam coerentes com a mesma.

Além disso, a Câmara também é um ambiente de compartilhamento de informações e experiências, com a capacidade de verificar o impacto das iniciativas setoriais e/ou estaduais relacionadas ao BIM, com vistas à harmonização e à promoção de eficiência e sinergia entre as ações dos órgãos e das entidades públicas estaduais.

A resolução nº 22, de 27 de novembro de 2019, indicou os representantes do Sistema de Infraestrutura e Mobilidade de Minas Gerais para compor a Câmara Temática da Estratégia do BIM e criação do Grupo de trabalho em infraestrutura – CT BIM COSUD.

### 3. PLANO DE IMPLEMENTAÇÃO

Atualmente o DER/MG segue executando a estratégia BIM-MG por meio do plano de implementação, criado em 2019 pela própria equipe do órgão, enfatizando nos seguintes componentes críticos: visão, capacitação, incentivos, recursos e plano de ação, para produzir melhores entregas dos serviços públicos aos usuários, com planejamentos mais assertivos, preços mais justos e com maior transparência. Considerando essa premissa, seguimos os seguintes objetivos específicos:

- Fomentar o Grupo de trabalho BIM, por meio de um ambiente colaborativo, para estimular a troca de conhecimentos sobre o BIM, entre servidores de diferentes setores.
- Estruturar o ambiente de aprendizagem da metodologia BIM, o Laboratório BIM (LaBIM/MG), onde são desenvolvidas as atividades necessárias para conhecer, desenvolver, aprimorar e aplicar a metodologia BIM aos processos de planejamento e execução de obras públicas.
- Desenvolver, no LaBIM/MG, o caderno de licitação de projetos e obras em BIM;
- Desenvolver termo de cooperação com os desenvolvedores de softwares interessados em contribuir para o projeto de Implementação do BIM.
- Definir, planejar e executar projetos-piloto;
- Estudar os fluxos de processos das unidades administrativas do DER e criar requisitos para contratação de projetos e obras na metodologia BIM, utilizando a contribuição do corpo técnico do próprio órgão;
- Estudar e implantar acordos setoriais;

- Estimular e promover o aprendizado coletivo do DER através de capacitações, treinamentos, visitas, acompanhamento técnico e seminários;
- Definir, justificar, planejar e executar as aquisições necessárias de softwares para órgãos do Estado;
- Planejar, divulgar e promover o acultramento interno e externo em órgãos e entidades da administração pública estadual e municipal;
- Incentivar a qualificação e a participação dos fornecedores do Estado, para que eles possam atender às demandas dos contratos em BIM;
- Mapear os riscos envolvidos e planejar ações preditivas, preventivas e corretivas a serem adotadas ao longo da implementação do projeto;
- Trabalhar primordialmente com versões universais abertas OpenBIM.

Os estudos foram conduzidos a partir da coleta e análise de dados internos, da opinião especialistas, de reuniões técnicas e da habilidade da equipe de coordenação, a partir de levantamento de vários hardwares, bem como o seu desempenho e disponibilidade; inventário dos softwares de engenharia disponíveis e a compatibilidade desses com o BIM; criação do organograma dos engenheiros e arquitetos por área de atividade a fim de dimensionar a infraestrutura do LaBIM/MG; obtenção de diagnóstico interno por meio de questionário eletrônico com questões estratégicas sobre o BIM.

A intenção da implementação do BIM em obras públicas do Estado de Minas Gerais é de possibilitar a gestão de informações multidisciplinares em tempo real, unificando e interligando todos os processos da construção de maneira coordenada e transparente. A expectativa de ganhos pela efetiva implantação do BIM no Estado de Minas Gerais está, principalmente, na gestão da informação e redução de custos durante todo o ciclo de vida do empreendimento. Busca-se facilitar a identificação de conflitos, ainda em fase de projeto, reduzir as incompatibilidades entre obra e projeto, sobretudo nos custos e prazos e substituir gradualmente papéis por modelos digitais, com informações detalhadas, possibilitando o compartilhamento do projeto de forma ampliada e unificada.

Com a implementação da metodologia, deseja-se otimizar o investimento do recurso público, através da eliminação dos custos em revisão de projetos, aditivos contratuais nas obras e prorrogação de prazos de conclusão e entrega da obra, fortalecendo o órgão, com processos bem definidos e simplificados. Desta forma, espera-se a elaboração de projetos e obras com maior qualidade, assertividade e efetividade ao usuário.

O Plano de Implementação possibilitou o dimensionamento da estrutura necessária para o atendimento ao objeto proposto, que foi consolidado com a idealização do LaBIM – DER/MG (Laboratório de Inovação em BIM). Para concretizar a sua estruturação, firmou-se um Convênio de Pesquisa e Desenvolvimento com a Companhia de Desenvolvimento de Minas Gerais – CODEMGE, no valor de R\$1.830.199,50, contemplando equipamentos, softwares, treinamentos e tendo como contrapartida o desenvolvimento de projetos-piloto, seminários e de cadernos de especificação de contratação de projetos em BIM.

Na área de recursos humanos, foram realizados diagnósticos, com o intuito, entre outros, de mapear o nível de maturidade BIM na instituição, e promover acultramento interno através da identificação das partes interrelacionadas no processo colaborativo BIM. Dentre essas partes, temos pelo DER, 48 engenheiros e 13 arquitetos, tornando-se desnecessária, inicialmente, a contratação



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



de servidores adicionais. Está sendo organizada uma estrutura de capacitação dividida em ciclos, com execução de projetos-piloto, separado em três áreas distintas: rodovias, edificações e obras de arte especiais. O treinamento destes profissionais deu início ao processo de multiplicação do conhecimento através da formação de grupo de estudos que além de incentivar a participação espontânea de toda a equipe interna, o grupo é aberto a participação de técnicos da área de engenharia/arquitetura das demais Secretarias e órgãos do Estado, da COPASA, da CEMIG, do Corpo de Bombeiros, Hemominas, Criarlim, Sitech, Sudacap, PucMinas, Sebrae, DNIT, HubBIM, FIEMG entre outros.

#### 4. Laboratório BIM do DER/MG

O LaBIM DER/MG, laboratório BIM, é um parque tecnológico multidisciplinar destinado ao aprendizado da metodologia BIM, que simula um ambiente colaborativo de contratação da modelagem em BIM e contribui para o desenvolvimento de modelos de contratações, cadernos de encargos e projetos padrão que serão disponibilizados ao público e às equipes técnicas das prefeituras e de outros órgãos do setor da construção civil.

Foram feitas parcerias com diversas entidades e empresas para obtenção de softwares, treinamento e execução de projetos piloto direcionados para o desenvolvimento do marco regulatório, da Biblioteca BIM, do caderno de especificações para licitações em BIM e da publicação do primeiro edital que contemple o conceito BIM.

O laboratório possui três finalidades arteriais para o plano: ser potencialmente o ambiente de referência em capacitação e aprimoramento do corpo técnico do Estado de Minas Gerais, realizando o treinamento dos servidores do DER; desenvolver projetos-piloto em BIM que irão abranger empreendimentos e concessões de infraestrutura rodoviária, ferroviária e de edificações, projetos-padrão para prefeituras, convênios de obras públicas e empreendimentos estratégicos. A terceira finalidade refere-se à difusão do conceito BIM em Minas Gerais. Entendendo a grandiosidade da extensão do estado e a sua heterogeneidade socioeconômica, o laboratório irá difundir o conceito BIM utilizando os benefícios comentados anteriormente, através de ações regionalizadas de pilotos e capacitações, que envolverão parceiros como instituições de ensino, tecnologia, prefeituras, entre outras entidades que já trabalham na disseminação do uso eficiente das tecnologias e dos procedimentos em BIM. A adoção de padrões abertos - Open BIM possibilitará melhor interoperabilidade, colaboração e transparência no processo.

#### 5. ESTUDOS DE CASO

Algumas iniciativas foram tomadas buscando a implantação da metodologia BIM e difusão da ideia ao Estado e seus colaboradores. São elas:

- Cooperação com a Potenza Engenharia para execução do escaneamento a laser e modelagem de uma ponte envolvendo 10.000 m<sup>2</sup>;
- Contratação do escaneamento a laser de 6 hospitais regionais que se encontram desativados como levantamento cadastral da ordem de 150.000 m<sup>2</sup>;
- Edital Piloto do Hemonúcleo de São João del Rey;
- Edital de projeto Aeroporto de Ipatinga (área terra/ar);
- Escaneamento a laser da MG-445, trecho: Porto Firme – Guaraciaba;

- Realização e apresentação de estudos de traçado em software BIM;

Algumas propostas de alternativas de traçados rodoviários são desenvolvidas e apresentadas a autoridades e a população em software BIM. As informações relevantes da região e características operacionais do projeto são modeladas com intuito de fornecer dados confiáveis, de fácil entendimento e visualização para todos.



Figura 1: Estudo de traçado (Jaboticatubas – MG-010)

Fonte: Os autores.



Figura 2: Vista em planta - Estudo de traçado (Jaboticatubas – MG-010)

Fonte: Os autores.

Ainda com o intuito de difundir a metodologia BIM para entidades públicas, foram co-realizados os 3º e 4º SEBIM (Seminário BIM), em atendimento ao decreto Nº 48146 DE 02/03/2021, que dispõe sobre a estratégia estadual de disseminação do BIM, com participação presencial de mais de 500 pessoas. Para ampliar a divulgação do Bim, foi criado um sítio na internet (<https://www.bim.mg.gov.br>), com atualização periódica de informações sobre o processo de implantação da metodologia.

A Estratégia BIM-MG é formada por uma rede atuante de apoiadores que, assim como o Estado de Minas Gerais concordam com a importância da adoção do conceito BIM para o desenvolvimento



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



dos serviços e trabalhos relacionados à construção civil, além entender os ganhos de escala na sua adoção e os seus resultados como a produção de uma economia mais dinâmica e eficiente capaz de trazer maior efetividade dos empreendimentos públicos à sociedade.

## 6. CONCLUSÃO

Observa-se que ainda existem várias lacunas para a efetiva implementação do BIM no Estado. Estas lacunas estão relacionadas a comportamentos técnicos e culturais. As barreiras culturais vêm sendo derrubadas a cada dia, com o aperfeiçoamento da equipe, treinamentos e, principalmente, com a demonstração, na prática, dos benefícios que o processo possui.

Em relação as barreiras técnicas, temos, principalmente, a dificuldade com a integração de informações em um formato comum de dados, que gera desconfiança em um setor que já é conservador.

Também temos a barreira financeira, pois o custo de aquisição dos softwares BIM e as modalidades de comercialização atualmente predominante do tipo Aluguel (subscrição) é um desafio para os gestores de recursos públicos que enfrentam barreiras orçamentárias e burocráticas. Dialogar com os desenvolvedores de softwares, buscar alternativas no mercado, desenvolver ferramentas próprias, firmar cooperações e convênios com outros órgãos públicos são ações que temos feito para contornar as adversidades encontradas.

A estratégia do Estado de Minas Gerais segue os passos de outros locais onde o BIM já está mais consolidado como, por exemplo, o de Singapura (Revista Construção Mercado, 2016), onde o setor público teve que tomar algumas iniciativas, criando comitês de divulgação, colaboração e desenvolvimento de diretrizes, aconselhando e orientando empresas em quais áreas principais haveria uma aplicação eficaz do modelo. Com passos curtos mas contínuos, Minas Gerais, através do Plano de Implementação BIM do DER/MG, está conquistando a melhoria dos processos de contratação de projetos, obras e gestão de empreendimentos públicos.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial. Estrategia BIM BR. Fonte: <https://estrategiabimbr.abdi.com.br/estrategia> - (2018)

Bradley A., Li H., Lark R., Dunn S., BIM for Infrastructure: An overall review and constructor perspective, *Automation in Construction* 71 (2016) 139-152, <http://dx.doi.org/10.1016/j.autcon.2016.08.019>.

Cheng J.C.P, LU, Q., Deng, Y., Analytical review and evaluation of civil information modeling, *Autom. Constr.* 67 (2016) 31–47, <http://dx.doi.org/10.1016/j.autcon.2016.02.006>.

Decreto Estadual nº 48146 / 2021 - Dispõe sobre a Estratégia estadual de disseminação do Building Information Modeling - Estratégia BIM-MG e institui o Comitê Gestor da Estratégia BIM-MG.. Fonte: <https://www.legisweb.com.br/legislacao>. (3 de Março de 2021)

Fanning, B.; Clevenger, C.M.; Ozbek, O.E.; Mahmoud, H., *Implementing BIM on Infrastructure: Comparison of two bridges construction projects. Practice Periodical on Structural Design and Construction*. Reston, United States of America, v.20, n.4, p01-08, 2015



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



Golparvar-Fard., Savarese, S., Peña-Mora, F., Automated model-based recognition of progress using daily construction photographs and IFC-based 4D models, Construction Research Congress 2010: Innovation for Reshaping Construction Practice, Banff, AB, ISBN: 9780784411094 2010, pp. 51–60, [http://dx.doi.org/10.1061/41109\(373\)6](http://dx.doi.org/10.1061/41109(373)6).

Han, D., Construction monitoring of civil structures using high resolution remote sensing images, 13th International Multidisciplinary Scientific Geoconference and EXPO, SGEM 2013, Vol. 2, Albena, 595–600, <http://dx.doi.org/10.5593/SGEM2013/BB2.V2/S10.007>

International Organization for Standardization (ISO), ISO 16739:2013 Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries, International Organization for Standardization (ISO), Geneva, 2013.

International Organization for Standardization (ISO), EN ISO 29481-1:2017 Building information models - Information delivery manual - Part 1: Methodology and format, International Organization for Standardization (ISO), Geneva, 2016.

Kim H., Orr K., Shen Z., Moon H., Ju K., Choi W., Highway Alignment Construction Comparison Using Object-Oriented 3D Visualization Modeling, J. Constr. Eng. Manag. 140 (10) (2014), [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)co.1943-7862.0000898](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)co.1943-7862.0000898)

MacDonald, J.A., A framework for collaborative BIM education across the AEC disciplines. IN:37th Annual Conference of Australian University Building Educators Association, 2012, Sidney. Proceedings... Sidney: AUBEA, 2012.11 Sidney, Australia.

Moon H., Dawood N., Kang L., Development of workspace conflict visualization system using 4D object of work schedule, Adv. Eng. Inform. 28 (1) (2014) 50–65, <http://dx.doi.org/10.1016/j.aei.2013.12.001>.

Sahar, S., The Contributions of Building Information Modelling to Sustainable Construction. World Journal of Engineering and Technology, v.4, 2016

Santos, H. D., Starling, C. M., & Andery, P. R. Um Estudo sobre as Causas de Aumentos de Custos e de Prazos em Obras de Edificações Públicas Municipais. Ambiente Construido. doi:<https://doi.org/10.1590/s1678-86212015000400048> (Outubro - Dezembro de 2015).

Site Estadual da Estratégia BIM - MG, <http://www.bim.mg.gov.br>

Silva, Fernando A.C. As lições de Singapura - <http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/171/artigo364801-1.aspx>

Vieira, R., Carreira, P., Domingues, P., Costa, A.A., Supporting building automation systems in BIM/IFC : reviewing the existing information gap. Engineering, Construction and Architectural Management v. 29, 2020. <https://www.emerald.com/insight/content/doi/10.1108/ECAM-07-2018-0294/full/html>



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### METODOLOGIA BIM EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA: UMA REVISÃO SISTEMÁTICA

HELENA LUNKES STRIEDER<sup>1</sup> & GABRIEL GRASSIOLI SCHREINERT<sup>2</sup>

#### RESUMO

Embora a metodologia BIM venha sendo amplamente estudada e implementada em diversos campos da engenharia civil, sua difusão no âmbito das obras de infraestrutura é considerada ainda insipiente. Esse tipo de obra representa um grande gargalo enfrentado por países em desenvolvimento, tendo em vista uma inerente complexidade envolvida em projeto e execução somada a elevados investimentos públicos associados. Nesse sentido, a implementação de BIM na infraestrutura constitui uma transição tida como fundamental à evolução desse setor, possibilitando, entre outros aspectos, melhorias de controle e gestão, redução na fragmentação dos sistemas e aproximação das diversas áreas envolvidas. Com esse olhar, o objetivo do presente trabalho foi realizar uma revisão abrangente e atualizada da literatura acerca da metodologia BIM em obras de infraestrutura, a fim de contribuir para uma melhor compreensão do cenário atual desse âmbito de pesquisa. Para isso, foram avaliados e definidos termos específicos de busca, sendo empregadas duas bases de referências (*Scopus* e *Web of Science*). Os dados obtidos foram analisados com o auxílio do *software RStudio*, possibilitando a representação estatística e identificação de aspectos pertinentes. Os resultados evidenciaram que o tema se encontra em plena expansão, observando-se um significativo aumento no número de publicações nos últimos cinco anos. Contudo, constatou-se que ainda há poucas aplicações nos âmbitos técnico e científico a nível nacional. A partir da análise dos dados, conseguiu-se identificar também aspectos como autores e trabalhos mais relevantes, revistas científicas mais adotadas e assuntos de destaque. Posteriormente, foi realizada uma revisão de literatura focada especificamente na aplicação da metodologia em projetos rodoviários, identificando lacunas e tendências de estudos futuros dentro do atual estado da arte.

**PALAVRAS-CHAVE:** Modelagem da informação da construção, BIM, Infraestrutura, Revisão sistemática.

#### ABSTRACT

Although BIM methodology has been widely studied and implemented in different civil engineering fields, its diffusion in the infrastructure area is still considered incipient. Infrastructure constructions represent a significant challenge for developing countries due to their inherent complexity and high public investments associated. BIM implementation in infrastructure projects represents a fundamental transition to the development of this sector, allowing improvements in control and management, reduction in fragmentation and approximation of the areas involved. The objective of this study was to carry out a comprehensive and updated literature review on BIM methodology in infrastructure area, in order to contribute to a better understanding of the current scenario in this research field. Specific terms were defined and searched using two databases (*Scopus* and *Web of Science*). Data were analyzed using *RStudio* software, enabling the statistical representation and identification of relevant aspects. The results showed that this subject is in full expansion, exhibiting a significant increase in the number of publications in the last five years. However, there are still few applications in technical and scientific fields in the national scenario. The data analysis also identified aspects such as the most relevant authors and studies, the most adopted scientific journals, and the most used key words. Finally, a literature review was carried out specifically focused on the application of the methodology in road projects, identifying gaps and trends for future studies within the current state of the art.

**KEY WORDS:** Building Information Modelling, BIM, Infrastructure, Literature review.

<sup>1</sup> Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, [helena.strieder@ufrgs.br](mailto:helena.strieder@ufrgs.br)

<sup>2</sup> Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, [gabrielgrassiolif01@gmail.com](mailto:gabrielgrassiolif01@gmail.com)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, o BIM – *Building Information Modelling* ou Modelagem da Informação da Construção – tem se consolidado como uma inovadora e eficiente ferramenta no desenvolvimento de empreendimentos de engenharia e arquitetura. A metodologia BIM abrange as diversas fases de uma construção, desde as etapas de concepção, projeto e planejamento até a execução e realização da gestão e manutenção, integrando todo o ciclo de vida da obra em um ambiente comum de dados. Tendo em vista as evidentes vantagens de sua implantação, a metodologia vem ganhando espaço em outros ramos inicialmente não abrangidos, como na infraestrutura. A adoção de BIM nesse setor possibilita melhorias no controle e gerenciamento de um grande volume de dados, na compreensão dos projetos, na transparência e assertividade dos orçamentos e na gestão de riscos. Estudos iniciais já evidenciam que obras de infraestrutura conseguem alcançar, a partir da aplicação de BIM, ganhos significativos como economia de cerca de 22% no valor inicialmente orçado, redução no tempo de projeto e execução de até 33%, diminuição de erros em documentação em 33%, redução nas reclamações após a entrega da obra em 38% e, ainda, diminuição de atividades de retrabalho de até 44% (MCGRAW-HILL, 2013).

Nesse contexto, há uma tendência de crescimento na adoção de BIM em projetos de infraestrutura em diversos países. Pesquisas revelam, por exemplo, que a porcentagem de organizações do Reino Unido, França e Alemanha que utilizam BIM em pelo menos metade de seus projetos de infraestrutura expandiu de 20% em 2015 para 52% em 2017 (BUCKLEY, BRUCE; LOGAN, 2017). Nesses países, observa-se um grande incentivo governamental, como com a implantação da Estratégia de Construção do Governo do Reino Unido em 2011, tendo como foco principal a disseminação da metodologia nos empreendimentos públicos e privados (Cabinet Office U.K., 2011). O Brasil avança na mesma direção, onde o Departamento de Infraestrutura e Transportes (DNIT) tem a implementação do BIM como um objetivo estratégico desde agosto de 2017 (MDIC, 2018). Também houve a assinatura do Decreto nº 9.983 de agosto de 2019, onde o governo sinaliza a adoção de BIM como uma diretriz na contratação de obras públicas. Ainda, destaca-se a criação da rede BIM Gov Sul, uma parceria entre os governos estaduais da região sul do país para a implantação de BIM na gestão de projetos públicos, já sendo evidentes os reflexos desse movimento, citando-se o exemplo da Secretaria de Estado de Infraestrutura e Mobilidade de Santa Catarina que lançou, em outubro de 2021, a licitação para a construção do novo prédio da Fundação Catarinense de Educação Especial, que representa a primeira obra pública do estado que foi projetada e que será construída utilizando BIM (SIE/SC, 2021). Recentemente, foi lançado o Caderno de Especificações Técnicas para Contratação de Projetos para infraestrutura rodoviária em BIM pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná com o objetivo de orientar e definir critérios mínimos para elaboração de projetos rodoviários que utilizam as ferramentas BIM em seu desenvolvimento (DER/PR, 2022).

Apesar dos evidentes e promissores avanços para a implementação no setor, o uso de BIM em obras de infraestrutura, assim como o interesse técnico-científico nessa área, ainda é deficiente em comparação com a ampla difusão na construção civil. Nesse sentido, cogita-se que a utilização de BIM em infraestrutura esteja aproximadamente três anos defasada em relação ao uso em obras prediais (BRADLEY *et al.*, 2016). No entanto, cabe ressaltar que conforme o BIM vem sendo usado em projetos de construção vertical, amplia-se a perspectiva de sua disseminação na infraestrutura, a qual poderá ocorrer de forma mais acelerada em relação a aplicação em projetos de construção civil (MCGRAW-HILL, 2013).

A demanda por abordagens inovadoras e eficientes em projetos de infraestrutura é urgente. Além das possibilidades proporcionadas pela visualização tridimensional – à qual muitas vezes é associada – a metodologia BIM no desenvolvimento de custos integrados, cronogramas e detecção de conflitos pode fornecer grandes ganhos de eficiência e qualidade no setor. Estudos recentes apontam que a

associação de imagens aéreas e de satélite é uma efetiva forma de controle e gerenciamento de obras com grande extensão horizontal (JUSTO *et al.*, 2021). Uma fase madura do uso da tecnologia é a implantação de “gêmeos digitais”, ou seja, a captura de todas as informações e aspectos durante o ciclo de vida do projeto, orientando os processos de operação e manutenção. Atualmente, vem sendo desenvolvida a versão 5 do IFC, um modelo neutro para o compartilhamento de dados, com a fusão de várias extensões relacionadas à infraestrutura (*Bridges, Roads, Ports & Waterways, Tunnels, Rail, Common Schema e Landscape*), que pode orientar o desenvolvimento de especificações e fortalecer a digitalização do setor (BUILDINGSMART, 2021).

Apesar desse ambiente promissor, ainda há diversos desafios tecnológicos e humanos. De acordo com pesquisa realizada por Bawono *et al.* (2021), as empresas precisam motivar e impulsionar sua equipe técnica à adesão ao BIM. Nesse estudo, foi evidenciado que questões culturais, que incluem aspectos como a resistência à mudança e a falta de cooperação entre as partes envolvidas, são as principais barreiras em organizações tradicionais. Guo *et al.* (2022) apresentaram um estudo de caso identificando quatro principais desafios em projetos de infraestrutura que podem ser solucionados com a implementação do BIM: (i) isolamento das fases de projeto, (ii) incompatibilidade entre *softwares* nativos de diferentes disciplinas, (iii) falta de clareza na definição de requisitos e responsabilidades, e (iv) compartilhamento e documentação de informações ineficientes. Também cabe citar que obras de infraestrutura possuem, em geral, maior extensão horizontal e, com isso, alguns aspectos com pouca importância em construções verticais são fundamentais nesse tipo de projeto, como a integração de recursos do sistema de informação geográfica (GIS). Outra particularidade é o uso de *softwares* específicos, sendo os mais utilizados o *Infraworks* e o *Autocad Civil 3D*, ambos da *Autodesk* (LIMA, 2019).

Nesse cenário, o presente estudo buscou realizar uma revisão sistemática da literatura atual acerca da metodologia BIM em projetos de infraestrutura, a fim de contribuir para uma melhor compreensão sobre a panorama atual. Para atender ao objetivo proposto, foram definidos termos específicos de busca, sendo empregadas as bases de referências *Scopus* e *Web of Science*. Na sequência, os dados obtidos foram analisados com a utilização do *software RStudio*. Posteriormente, a revisão da literatura focou-se especificamente na aplicação da metodologia em projetos rodoviários, identificando lacunas e tendências de estudos futuros dentro do atual estado da arte.

## REVISÃO SISTEMÁTICA DE LITERATURA

Nessa seção é apresentada a metodologia da busca sistemática e a análise dos resultados obtidos.

### Metodologia

Optou-se por utilizar as bases de dados *Scopus* e *Web of Science* devido à relevância na área, cujo histórico de buscas realizadas está apresentado na Tabela 1. Com o intuito de identificar o panorama geral da literatura sobre o uso de BIM em infraestrutura, inicialmente, foi realizada uma pesquisa abrangente, selecionando todos as publicações que continham os termos “Building Information Modelling” ou “BIM” e “Infrastructure” no título, resumo ou palavras-chave (busca 1) e, na sequência foram adicionadas as palavras “Road” e “Highways” (busca 2). Nessa etapa, através da análise dos títulos, evidenciou-se que muitas publicações selecionadas focavam em infraestrutura predial. Dessa forma, buscando excluir esses resultados foi utilizado o operador “NOT” aliado a “Construction” (busca 3). Posteriormente, para filtrar as publicações focadas em infraestrutura rodoviária, uma nova busca foi feita contendo os termos “Infrastructure”, “Road” e “Highways” (busca 4).

A estrutura da busca 3, que retornou 420 documentos na *Scopus* e 271 na *Web of Science*, foi escolhida para realizar a coleta e análise dos dados. Os resultados das buscas foram extraídos no formato *BibTex*, contendo informações técnicas como título, autor, periódico, país de publicação, citações e

área de conhecimento. Na sequência, a análise dos dados amostrais foi realizada com o emprego do software *RStudio*, um *software* livre que disponibiliza um ambiente de desenvolvimento integrado para a linguagem de programação R, possibilitando a realização de cálculos estatísticos e visualização gráfica.

Tabela 1. Histórico de buscas

Busca	Termos de busca	Bases de dados	
		Scopus	Web of Science
1	("Building Information Modelling" OR BIM) AND (Infrastructure)	1105	517
2	("Building Information Modelling" OR BIM) AND (Infrastructure OR Road OR Highways)	1372	614
3	("Building Information Modelling" OR BIM) AND (infrastructure) NOT (construction)	420	271
4	("Building Information Modelling" OR BIM) AND (Infrastructure) AND (Road OR Highways)	173	77

Após unir as publicações de ambas as bases de dados, resultando em 691 publicações, foi evidenciado que 157 arquivos constavam em ambas as bases em análise. Aplicando critérios de exclusão, foram eliminadas as publicações que não estavam dentro do universo de tempo entre 2004 e 2021 e as repetidas. As buscas foram realizadas em janeiro de 2022, portanto, atingindo todas as publicações de 2021. Dessa forma, foi gerado um acervo com 534 publicações diferentes, as quais foram integralmente consideradas nas análises realizadas.

Cabe aqui relatar acerca da dificuldade encontrada quanto à definição dos termos de busca, especialmente em função da palavra “Building”. Como o propósito era evitar publicações referentes a construções prediais, a melhor opção para exclusão seria a palavra “Building”, relativa a “prédio” ou “edificação” em português. Contudo esse termo está inserido na terminologia "Building Information Modelling", mesmo quando aplicada em outros ramos da engenharia civil. Após análise de diversas opções, optou-se pela exclusão da palavra “Construction” com forma mais efetiva de se alcançar o propósito da busca.

## Resultados

A Figura 1 apresenta o histórico de publicações em função do tempo. Observa-se um aumento no número de publicações ao longo dos anos, o que indica um interesse crescente no assunto. Cabe destacar também o expressivo aumento nas publicações após 2016, concentrando mais de 80% do total de arquivos encontrados.

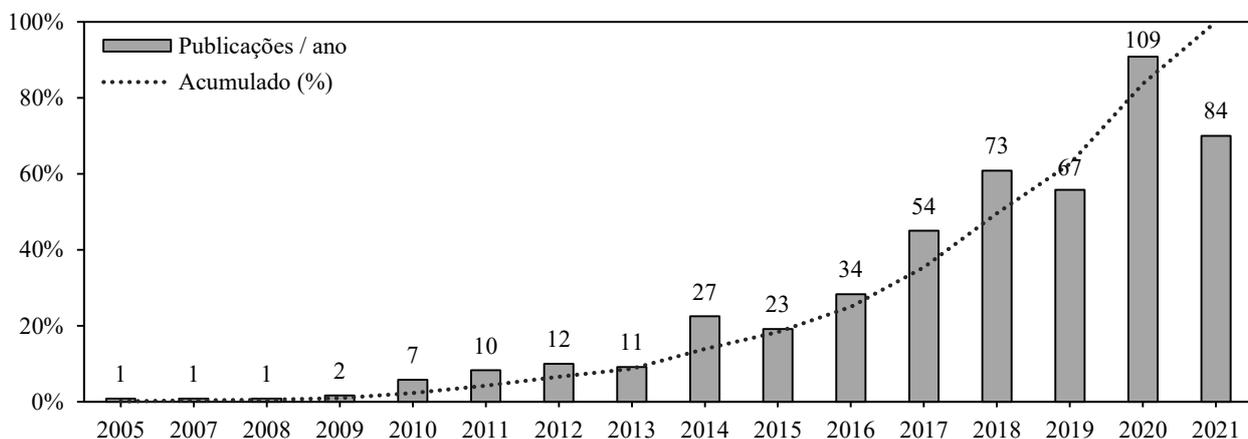


Figura 1. Distribuição de publicações por ano

A seguir, na Figura 2 é apresentada a lista dos autores com mais publicações sobre o tema. Esses autores podem servir como base para revisões de literatura futuras, visto que são grandes interessados pelo assunto. Borrmann A. e Li H. publicaram 10 e 8 artigos, respectivamente, destacando-se por terem publicado o maior número relacionados ao tema. Os autores subsequentes apresentados no gráfico tiveram entre 6 e 4 artigos publicados cada.

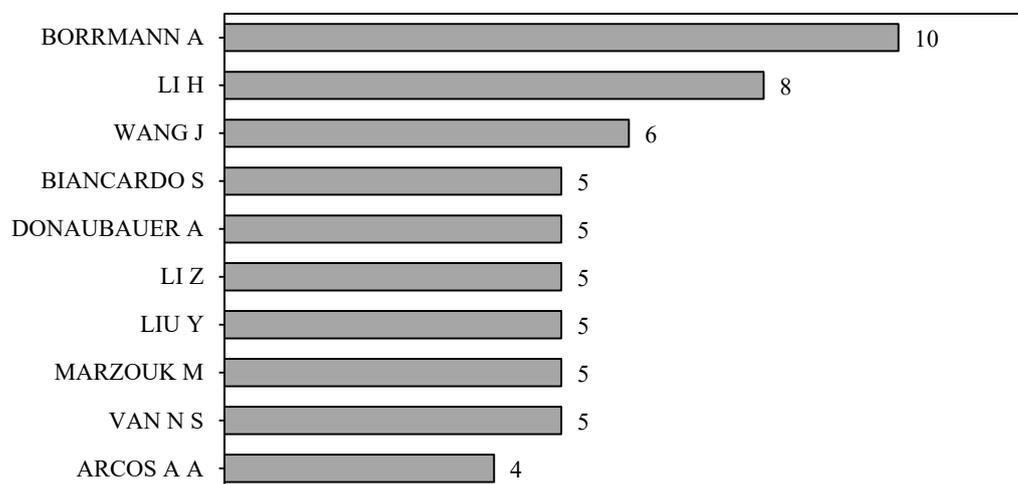


Figura 2. Número de publicações por autor

A Figura 3 mostra as principais as relações de co-citação entre os autores. Co-citação é a correlação entre dois artigos citados juntos em um terceiro artigo, assim, a partir dos links e grupos, é possível identificar os autores com artigos semelhantes e com o mesmo enfoque. Quanto maior a proximidade e o tamanho dos círculos com os vizinhos, maior a importância em relação ao mesmo grupo que se identifica pela cor.

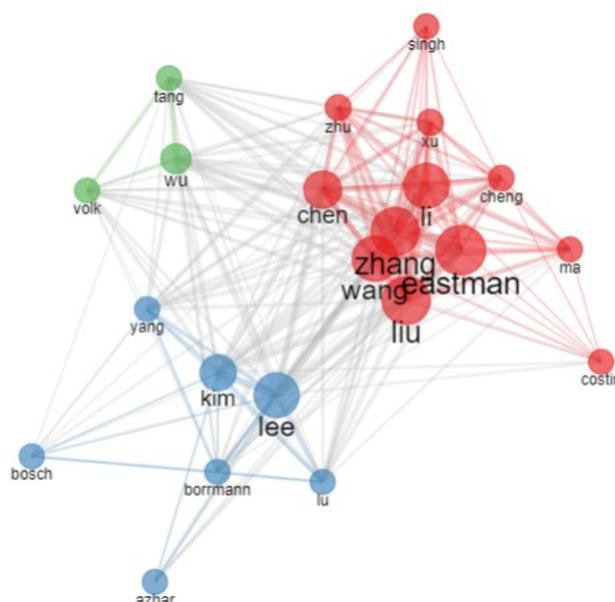


Figura 3. Interações de co-citação entre autores

A Tabela 2 apresenta os artigos científicos focados em BIM na infraestrutura com o maior número de citações dentro das bases de dados em análise. Uma vez que publicações mais recentes podem ter

sua relevância ofuscada devido ao número total de publicações ser inferior em relação a pesquisas mais antigas, também foi inserida a informação de citações por ano.

Tabela 2. Número de citações por autoria

Autoria	Título	Total de citações	Citações/ano
BRADLEY <i>et al.</i> (2016)	BIM for infrastructure: an overall review and constructor perspective	115	16
LIU <i>et al.</i> (2017)	A state-of-the-art review on the integration of Building Information Modeling (BIM) and geographic information system (GIS)	114	19
COSTIN <i>et al.</i> (2018)	Building Information Modeling (BIM) for transportation infrastructure – literature review, applications, challenges, and recommendations	102	20
BORRMANN <i>et al.</i> (2015)	Multi-scale geometric-semantic modeling of shield tunnels for GIS and BIM applications	84	11
CHONG <i>et al.</i> (2016)	Comparative analysis on the adoption and Use of BIM in road infrastructure projects	68	10

Na Figura 4 é possível observar os países com mais publicações sobre o tema. Além disso, uma vez que a pesquisa pode ter sido publicada em um país diferente do local que foi desenvolvida, também foi analisado o país de origem do autor principal. Dessa forma, foram identificadas publicações em mais de 50 países, demonstrando a relevância global do assunto. Alemanha, Estados Unidos, China e Itália se destacam entre os países com mais publicações, com mais de 100 artigos. O Brasil ficou na posição 14<sup>o</sup>, com dezesseis publicações e apenas 1 autor principal.

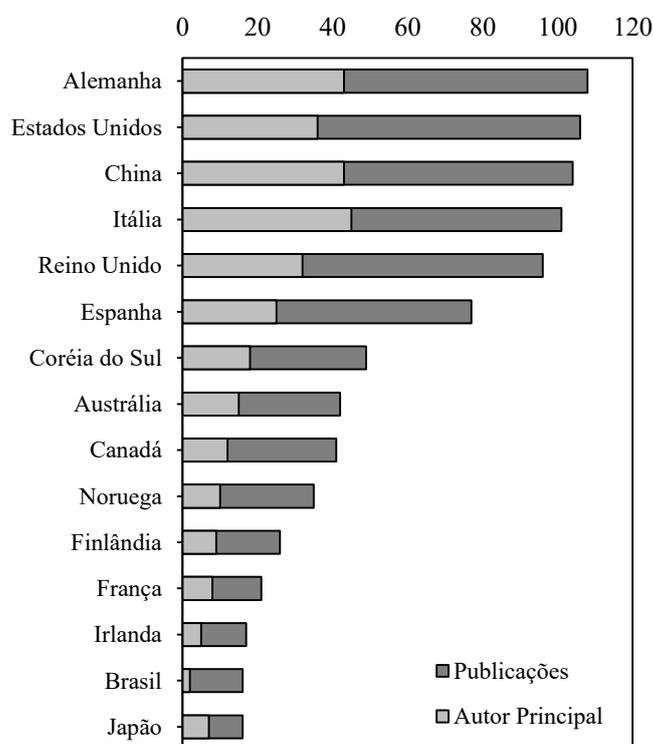


Figura 4. Número de publicações por países

A Tabela 3 apresenta as principais fontes de publicação. Essa análise é relevante para entender os assuntos mais pautados no acervo literário em análise. Dessa análise, é possível identificar especial interesse em aspectos relativo ao uso de tecnologia de informações aplicado à engenharia, a infraestrutura e obras de arte (como pontes, túneis e viadutos).

Tabela 3. Número de publicações por revista científica

Revista científica	Publicações
Automation in Construction	34
International Archives of the Photogrammetry Remote Sensing and Spatial Information Sciences	18
Bautechnik	15
Applied Sciences	8
Infrastructures	8
Computing in Civil and Building Engineering	7

A Figura 5 apresenta as palavras-chaves mais usadas pelos autores para definir os seus artigos. Através da análise das temáticas de pesquisa, foi possível identificar que o BIM está presente em todas as fases do projeto. Ou seja, embora os artigos abordem especialmente aspectos relativos a arquitetura e visualização de projeto, foram identificadas pesquisas relacionadas ao gerenciamento, manutenção, análise do ciclo de vida, entre outras. Confirmando a análise da Tabela 3, as palavras-chaves também estão associadas à tecnologia de informação (“information theory”, “geographic information systems”) e obras de arte (“bridges”).

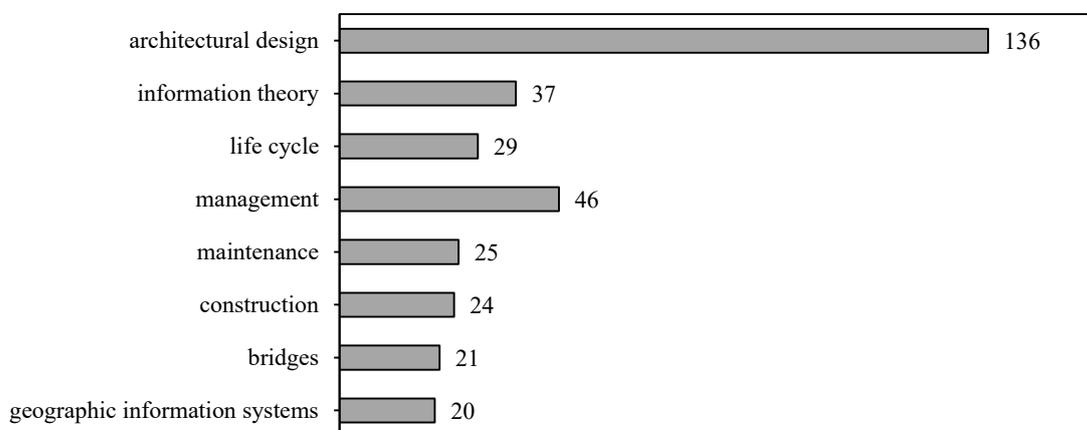


Figura 5. Palavras-chaves mais relevantes

## APLICAÇÕES DE BIM NA INFRAESTRUTURA RODOVIÁRIA

Segundo Bradley *et al.* (2016), o termo “infraestrutura” é muito amplo, pois se refere a vários tipos de instalações e estruturas, as quais podem ser divididas em cinco áreas principais: transportes, energia, petróleo e gás, mineração e instalações recreativas. Após a realização de uma revisão abrangente e atual sobre o tema, foi possível ter uma visão geral sobre o assunto e identificar as principais lacunas de conhecimento. Entretanto, a revisão sistemática desenvolvida retornou ao todo 534 publicações diferentes, o que é um número de documentos ainda consideravelmente elevado. Por isso, visando uma leitura mais objetiva e direcionada a conteúdos específicos de interesse, é necessária a aplicação de mais filtros e critérios de busca.

Dito isso, essa seção apresenta uma análise da aplicação de BIM em projetos rodoviários, elencando os principais potenciais de uso e lacunas de conhecimento identificadas. Para esse fim, foi



considerado o termo de busca 4, conforme Tabela 1, sendo adotada como critério de delimitação a inclusão de publicações a partir do ano de 2018.

## Projeto e execução

O emprego da metodologia BIM pode contribuir na avaliação de diferentes cenários e alternativas de projeto, uma vez que uma rodovia pode ter diferentes opções de traçado. Quando aliado ao GIS, permite o reconhecimento do local de implantação como, por exemplo, a identificação da hidrografia local, de interferências de linhas de transmissão, de existência rodovias e áreas de assentamento, permitindo minimizar ou remover conflitos de projeto e de restrições ambientais (D'AMICO *et al.*, 2020). Recentemente, a Autodesk lançou a ferramenta *ReCap*, um recurso para o *Infravorks*, onde o usuário pode inserir arquivos de nuvem de pontos ao modelo, funcionalidade que vem sendo utilizada para estudos de impacto de projetos em áreas pré-existentes (LIMA, 2019). Justo *et al.* (2021), por meio de processamento de nuvem de pontos coletada utilizando *laser scanner*, criaram modelos 3D contendo diferentes elementos rodoviários, como o alinhamento da rodovia, sinalização vertical e defensas metálicas, e ainda, propuseram uma metodologia de classificação dos dispositivos.

Outro aspecto que contribui para tornar os projetos mais ágeis, é a criação de modelos paramétricos, uma vez que o desenho geométrico de rodovias segue uma série de regras repetitivas ao longo de toda sua extensão – que dependem de sua velocidade diretriz, raios de curvas e larguras de pistas, por exemplo, dimensionadas com base em parâmetros definidos pelo projetista. Essas regras podem ser automatizadas pelo uso de ferramentas BIM, permitindo projetar uma rodovia de forma mais rápida e pouco trabalhosa (COSTIN *et al.*, 2018).

Além disso, o uso de BIM pode contribuir em diferentes fases de projeto e construção, pois fornece uma melhor representação visual, possibilitando a redução de erros e conflitos. Vignali *et al.* (2021), por exemplo, apresentaram um estudo de caso de uso de BIM para projetar um novo segmento rodoviário no norte da Itália e a sua ligação a uma linha rodoviária e a uma rodovia existentes. O terreno foi modelado a partir de nuvem de pontos e foram desenvolvidos traçados de um túnel sobre a ferrovia e uma rotatória para conectar a rodovia existente. Essa experiência mostrou que o uso da metodologia, além de uma ferramenta efetiva para otimizar e validar o projeto rodoviário de acordo com as normas pertinentes antes de sua construção, também contribui para avaliar o contexto ambiental real em que a obra será inserida. Castañeda *et al.* (2021) fizeram um estudo para análise e simulação de alternativas de interseção viária em um modelo BIM, integrando o projeto geométrico com o estudo de fluxo viário através de módulo de análise de tráfego do *Infravorks* (Autodesk). A automação proporcionada pela implementação do BIM em simulações de intersecções favoreceu a avaliação de diferentes alternativas de projeto em menos tempo, melhorando a qualidade dos processos de tomada de decisão ao explorar diferentes cenários. De acordo com os participantes do estudo de caso apresentado nesse estudo, alguns dos benefícios mais proeminentes foram a melhoria na compreensão e qualidade do projeto, a eficiência na comunicação entre os envolvidos, o esclarecimento do escopo e a redução do tempo de projeto.

## Gerenciamento de recursos e riscos

A aplicação da ferramenta BIM com a finalidade de planejamentos de tempo e custo têm se mostrado bastante útil na otimização de projetos de infraestrutura, através da gestão eficiente de recursos e redução de riscos e desperdícios. Recursos técnicos, financeiros e humanos podem ser organizados em um documento conhecido como Plano de Execução BIM (BEP), etapa que deve ser realizada na fase de pré-contrato e previamente ao início da construção. Diversas fontes apontam que os maiores obstáculos em projetos de obras públicas estão na falta de clareza nos orçamentos, especialmente na fase de licitação. Diante deste contexto, algumas iniciativas governamentais para a adoção do BIM



em obras públicas visam aumentar a qualidade dos projetos e assertividade de orçamentos, resultando em maior transparência e controle do fluxo de informações. Nesse cenário, Nunes *et al.* (2021) propuseram uma biblioteca de componentes BIM para projetos de licitações de estações de metrô, fornecendo elementos que auxiliam no desenvolvimento e controle das obras públicas. De acordo com essa pesquisa, um aspecto importante da biblioteca de componentes é relacionar cada elemento e material a tabelas de referência aprovadas por órgãos públicos, como o SICRO do DNIR, para realmente apoiar o processo de licitação,

BIM também pode auxiliar na detecção de conflitos de atividades e na tomada de decisões. As funcionalidades do BIM podem ser aplicadas para o gerenciamento de riscos, auxiliando na detecção de erros e incompatibilidades de projeto, o que aumenta a produtividade e reduz os riscos associados a tempo e custo, além de permitir a simulação e exploração de diferentes cenários antes da tomada de decisão (COSTIN *et al.*, 2018). Essa análise tem especial importância em obras de infraestrutura que, em geral, exigem agilidade e logística, além de demandarem uma elevada taxa de mecanização e equipamento de grande porte. Dessa forma, excesso de transporte de equipamentos e matérias-primas tem impacto significativo no orçamento, tornando obras mais onerosa (LIMA, 2019). Além disso, através de maior rigor no planejamento, programando a ordem e duração das tarefas, é possível ter redução dos desperdícios do processo em relação aos atrasos de transporte, falta de equipes e de insumos (COSTIN *et al.*, 2018).

## Documentação

A documentação das fases de execução e do “*as-built*” é um processo fundamental para o gerenciamento de empreendimentos de infraestrutura. Diversas vantagens estão relacionadas ao uso da metodologia BIM para a atualizações de dados da produção e a comunicação com o escritório de forma mais eficiente, sem a perda de informações durante o fluxo de trabalho, que é um problema frequentemente identificado em obras de grandes dimensões, várias fases de execução e diferentes equipes de trabalho (LIMA, 2019). A integração de BIM com tecnologias de captura, como varredura a laser e fotogrametria, pode contribuir na documentação das fases da obra. Acerca desse tema, Costin *et al.* (2018) sugerem como tópicos para pesquisas futuras o estudo de metodologias de análise dos dados capturados e a geração automatizada de documentos, relatórios de inspeção e controles executivos, e o desenvolvimento de métodos para o gerenciamento confiável e aprimorado de fases após a construção.

## Avaliação de impactos ambientais

Há uma demanda crescente por projetos mais eficientes, integrados com o entorno e com a adoção de diretrizes de *smart cities*, visando aumentar a resiliência das cidades e a qualidade de vida das pessoas. Apesar disso, segundo Costin *et al.* (2018), avaliações de sustentabilidade e de impactos ambientais no desenvolvimento de projetos de infraestrutura utilizando a metodologia BIM é um tema ainda muito defasado, sendo apontado como uma lacuna de conhecimento. Nahangi *et al.* (2021), por exemplo, fizeram a avaliação de gases de efeito estufa (GEE) em uma obra de renovação de uma ponte, utilizando a funcionalidade de extração de quantitativos do BIM, chegando a uma divergência de 212% entre a quantidade de GEE estimado antes da construção e após os ajustes no modelo, através de dados de quantidades de material e energia coletados no local durante obra, provando a limitação do uso da metodologia para esse fim.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## CONCLUSÕES

São evidentes os esforços que diversos agentes do campo da engenharia civil vêm empregando para a implementação de BIM em projetos de infraestrutura. Contudo, trata-se ainda de um cenário em pleno amadurecimento, demandando contribuições coletivas para uma melhor compreensão do panorama atual, possibilitando sua difusão e consolidação nesse setor. Nesse contexto, o presente trabalho realizou uma revisão sistemática da literatura acerca da metodologia BIM em obras de infraestrutura.

A análise dos resultados obtidos na revisão evidenciou que esse tema tem relevância internacional e vem ganhando atenção e novos adeptos a cada ano. No Brasil, esse interesse também se encontra em expansão, tornando-se um assunto recorrente no meio técnico-científico, principalmente após a implantação de exigências governamentais quanto à aplicação da metodologia em obras públicas de infraestrutura rodoviária. Entretanto, constata-se que ainda são poucos os casos de aplicação prática, bem como de estudos científicos em âmbito nacional. Nesse sentido, posteriormente a pesquisa bibliográfica foi direcionada para a aplicação de BIM em projetos rodoviários tendo um caráter exploratório e introdutório, a fim de orientar e contribuir para estudos futuros acerca do tema.

Estudos existentes evidenciaram que o uso da metodologia BIM pode contribuir em todo o ciclo de vida do projeto, gerando benefícios diversos para as partes envolvidas. No entanto, esse é um tema ainda recente e, por isso, torna-se necessário seguir investigando as limitações e potencialidades de uso das ferramentas BIM. Por fim, com base nesse estudo, são levantadas algumas alternativas de futuras pesquisas: (i) aplicação de BIM para explorar o conceito de *smart city*, incorporando toda a infraestrutura de transportes para vincular e propor soluções, (ii) avaliação de impactos ambientais, sugerindo alternativas sustentáveis aos projetos de infraestrutura, (iii) utilização de BIM no gerenciamento de riscos, avaliando diferentes cenários e procedimentos para prevenção e intervenção, (iv) emprego de BIM para a documentação, análise e geração de relatórios precisos de acompanhamento da execução e *as-built*, (v) orçamentação com a integração a planilhas referenciais de preços.

## REFERÊNCIAS

- BAWONO A.A., VON SCHUMANN C.M., LECHNER B. **Study of Building Information Modelling Implementation on Railway Infrastructure**. In: Toledo Santos E., Scheer S. (eds) Proceedings of the 18th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering. ICCCBE 2020. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 98. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-51295-8\\_26](https://doi.org/10.1007/978-3-030-51295-8_26). 2021.
- BRADLEY, A., LI, H., LARK, R., DUNN, S. BIM for infrastructure: An overall review and constructor perspective. **Automation in Construction**, v. 71, p. 139–152, 2016.
- BUCKLEY, BRUCE; LOGAN, K. **SmartMarket Report The Business Value of BIM for Infrastructure**. v. 42. 2017.
- BUILDINGSMART. **IFC Infrastructure Deployments**. Disponível em: <<https://www.buildingsmartusa.org/standards/rooms/infrastructure/ifc-bridge/>>. Acesso em: 17 dez. 2021.
- CABINET OFFICE, U.K. Government Construction Strategy. Disponível em [https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment\\_data/file/61152/Government-Construction-Strategy\\_0.pdf](https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/61152/Government-Construction-Strategy_0.pdf)
- CASTAÑEDA, K., SÁNCHEZ, O., HERRERA, R. F., PELLICER, E., PORRAS, H. BIM-based traffic analysis and simulation at road intersection design. **Automation in Construction**, v. 131, p. 103911, 2021.
- COSTIN, A.; ADIBFAR, A.; HU, H.; CHEN, S. Building Information Modeling (BIM) for transportation infrastructure – Literature review, applications, challenges, and recommendations. **Automation in Construction**, [s. l.], v. 94, n. July, p. 257–281, 2018.



D'AMICO, F., CALVI, A., SCHIATTARELLA, E., DI PRETE, M., & VERALDI, V. BIM And GIS data integration: a novel approach of technical/environmental decision-making process in transport infrastructure design. **Transportation Research Procedia**, v. 45, p. 803-810, 2020.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DER/PR). **Caderno de Especificações Técnicas para Contratação de Projetos para infraestrutura rodoviária em BIM**. Disponível em: <<https://www.bim.pr.gov.br/Pagina/Caderno-BIM-PR>>. Acesso em: 02 jun. 2022.

GUO, X., TIAN, C., CHEN, Y., & ZHANG, J. Case study of building information modeling implementation in infrastructure projects. **Transportation research record**, v. 2676, n. 2, p. 663-679, 2022.

JUSTO, A.; SOILÁN, M.; SÁNCHEZ-RODRÍGUEZ, A.; RIVEIRO, B. Scan-to-BIM for the infrastructure domain: Generation of IFC-complaint models of road infrastructure assets and semantics using 3D point cloud data. **Automation in Construction**, v. 127, 2021.

LIMA, J. P. A. **Aplicação da metodologia BIM para estudos de obras de infraestrutura de transporte: estudo de caso – projeto de pavimentação da via SC-436**. Trabalho de conclusão – curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

MACGRAW HILL CONSTRUCTION. **The Business Value of BIM for Infrastructure Challenges with Collaboration and Tecnology**. Belford, 2012.

MINISTÉRIO DA INDÚSTRIA, COMÉRCIO EXTERIOR E SERVIÇOS – MDIC. **Estratégia Nacional de Disseminação do Building Information Modelling – BIM**. Disponível em <https://www.gov.br/produtividade-e-comercio-exterior/pt-br/images/REPOSITORIO/sdci/CGMO/26-11-2018-estrategia-BIM-BR-2.pdf>.

NAHANGI, M.; GUVEN, G.; OLANREWAJU, B.; SAXE, S. Embodied greenhouse gas assessment of a bridge: A comparison of preconstruction Building Information Model and construction records. **Journal of Cleaner Production**, v. 295, p. 126388, 2021.

NUNES, S. C.; FERREIRA, S. L.; BRITO, J. T. S. BIM Component Library for Subway Public Works. In: **International Conference on Computing in Civil and Building Engineering**. Springer, Cham, 2020. p. 335-361.

OLANREWAJU, O *et al.* Modelling the relationship between Building Information Modelling (BIM) implementation barriers, usage and awareness on building project lifecycle. **Building and Environment**, v. 207, 2022.

SECRETARIA DO ESTADO DE INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE DE SANTA CATARINA (SIE/SC). **No aniversário de 95 anos da Secretaria da Infraestrutura, Governo lança o SC Mais Mobilidade**. Out. 2021. Disponível em: <<https://www.sie.sc.gov.br/noticia/2278>>. Acesso em: 11 nov. 2021.

VIGNALI, V.; ACERRA, E. M.; LANTIERIA C.; VINCENZO F.; PIACENTINI G.; PANCALDI S. Building information Modelling (BIM) application for an existing road infrastructure. **Automation in Construction**, v. 128, n. August, 2021.



# **Pavimentos Aeroportuários e Ferroviários**

**24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR)  
47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE DO  
COMPORTAMENTO RESILIENTE DE SOLOS TROPICAIS PARA  
APLICAÇÃO EM SUBLASTRO FERROVIÁRIO**

***JULIANA TANABE ASSAD DOS SANTOS<sup>1</sup>; MAELCKSON BRUNO BARROS GOMES<sup>1</sup>; ANTONIO CARLOS RODRIGUES GUIMARÃES<sup>1</sup>; FILIPE ALMEIDA CORRÊA DO NASCIMENTO<sup>1</sup>; LIDIANE HELLEN DOS SANTOS<sup>1</sup> & CIRO JOSÉ DE AZEVEDO JUNIOR<sup>2</sup>***

**RESUMO**

Os solos tropicais são encontrados de forma abundante em território brasileiro. Apesar de serem comumente divergentes das normas nacionais para a área de engenharia de transportes, esses materiais têm apresentado comportamento eficiente em obras rodoviárias e mais atualmente também em obras ferroviárias. Entende-se que os solos tropicais costumam apresentar elevados limites de plasticidade, grande quantidade de materiais fino e baixos valores de ISC. Esses aspectos confrontam as normas brasileiras de ambas as áreas. Dessa forma, o presente trabalho busca caracterizar dois solos encontrados em corte do traçado da Ferrovia de Integração Oeste-Leste (FIOL) e um solo de jazida próxima à construção para verificar a aplicabilidade desses materiais na camada de sublastro da ferrovia. São realizados os ensaios de compactação, de granulometria por peneiramento, de expansão, de ISC e dos limites de consistência. Em seguida, os resultados obtidos são analisados à luz dos parâmetros definidos pelo DNIT para materiais de sublastro. Além disso, as amostras são submetidas ao ensaio triaxial de cargas repetidas para análise do comportamento resiliente dos solos. Os resultados mostraram que enquanto um dos solos se enquadrara nos critérios avaliados, os demais divergiram do padrão normativo brasileiro no critério de composição granulométrica. No entanto, os elevados valores de módulo de resiliência dos três solos foram considerados um indicativo de bom comportamento mecânico. Dessa forma, sugere-se a execução de pesquisas sobre o comportamento hidráulico das amostras ou a estabilização granulométrica dos solos para aplicação no sublastro ferroviário.

**PALAVRAS-CHAVE:** Ensaio triaxial; Pavimento ferroviário; Propriedades mecânicas.

**ABSTRACT**

Tropical soils are abundantly found in Brazilian territory. Despite being commonly divergent from the Brazilian standards in the transportation engineering field, these materials have proven efficient behavior in road works and, more recently, also in railway works. It is understood that tropical soils usually have high plasticity limits, large amounts of fine material and low CBR values. These aspects confront Brazilian standards in both areas. In this way, the present work seeks to characterize two soils present in the section of the West-East Integration Railroad and a deposit soil close to the railroad. Compaction, sieving granulometry, expansion, CBR and consistency limits tests are carried out. Then, the results obtained are analyzed in light of the parameters defined by the DNIT for sub-ballast materials. In addition, the samples are submitted to repeated loads triaxial test to analyze the resilient behavior of the soils. The results showed that while one of the soils of the railroad track met the criteria evaluated, the others diverged from the Brazilian standard in the granulometric composition criterion. However, the high values of resilient modulus of these soils were considered indicative of good mechanical behavior. Thus, it is suggested to carry out research on the hydraulic behavior of the samples or the granulometric stabilization of the soils for application in the railway sub-ballast.

**KEY WORDS:** Triaxial test; Railway pavement; Mechanical properties.

<sup>1</sup> Instituto Militar de Engenharia. Praça Gen. Tibúrcio, 80 – Urca, Rio de Janeiro/RJ. [pgtse2@ime.eb.br](mailto:pgtse2@ime.eb.br)

<sup>2</sup> Centro Universitário Augusto Motta. Av. Paris, 84 - Bonsucesso, Rio de Janeiro/RJ

## INTRODUÇÃO

Os solos tropicais são solos encontrados em regiões de clima tropical e que apresentam peculiaridades em seu comportamento em função de processos associados à sua formação. Esses materiais podem ser divididos em três tipos: solos lateríticos, solos saprolíticos e solos transportados (VILLIBOR; ALVES, 2019).

Os solos lateríticos são encontrados em camadas superficiais e são decorrentes de intemperismos na parte superior das camadas. Já os solos saprolíticos são resultantes da degradação da rocha matriz. Por fim, os solos transportados são aqueles que resultam da deposição de materiais em áreas mais baixas por meio da ação de água, vento, etc (VILLIBOR et al., 2007).

Apesar da abrangência do material em quase todo território brasileiro, esses solos costumavam ser descartados pela engenharia de transportes devido ao não-enquadramento nas normas brasileiras empregadas. Os aspectos comumente divergentes são a presença de grande quantidade de solos finos, alto limite de plasticidade e baixos valores de Índice de Suporte Califórnia - ISC (GUIMARÃES, 2009).

No entanto, tendo como base trabalhos elaborados por Villibor e Nogami, os solos tropicais mostraram comportamento eficiente como componentes das camadas de pavimentos rodoviários. Dessa forma, foi desenvolvido um método de classificação exclusivo para os solos tropicais – a metodologia MCT – e diversas outras pesquisas foram desenvolvidas apontando à necessidade de uma avaliação específica para esses solos (VILLIBOR et al., 2007).

Nesse contexto, tendo em vista a maior consolidação do tema na área rodoviária, pesquisadores têm avaliado a aplicação de solos tropicais também em pavimento ferroviário. No Brasil, os critérios para utilização de materiais em camada de sublastro são definidas pela norma DNIT (2012) e perpassam pelos parâmetros de granulometria, expansão, índice de grupo, limites de consistência e ISC, conforme apresentado pela Tabela 1. As faixas granulométricas da AREMA recomendadas pela norma, encontram-se na Tabela 2.

**Tabela 1:** Valores aceitos pela norma para material de sublastro

<b>Critério</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Máximo</b>
Expansão	X	0.5
Índice de grupo	0	0
Limite de liquidez	X	40
Índice de plasticidade	X	15
ISC	20	X
Granulometria	Tabela 2	

**Tabela 2:** Faixas granulométricas recomendadas pela AREMA (2010)

<b>Peneira</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>F</b>
2"	100	100	X	X	X
1"	X	75 - 95	100	100	100
3/8"	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100	X
nº4	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85	70 - 100
nº10	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70	55 - 100
nº40	08 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45	30 - 70
nº200	2 - 8	5 - 20	5 - 15	5 - 20	8 - 25

Observa-se que a mesma dificuldade de enquadramento para aplicação em obras rodoviárias é encontrada na norma para sublastro. Em especial, a imposição de um valor máximo para limites de consistência e um valor mínimo de ISC limitam o uso dos solos tropicais nessa camada do pavimento ferroviário.

Por esse motivo, buscou-se também analisar o comportamento mecânico dos solos através da análise do Módulo de Resiliência (MR). O MR avalia o comportamento elástico dos solos e é obtido por meio de ensaio triaxial dinâmico com aplicação de diferentes pares de tensão, conforme indicado pela norma DNIT 134/2018.

O valor de MR é informado para cada sequencia de par de tensão e pode ser expresso por equações cujas constantes são obtidas através de regressão não linear. Diversos modelos buscam caracterizar o MR com base nas respostas às tensões aplicadas, como os exemplos apresentados na Tabela 3.

**Tabela 3:** Modelos de Módulo de Resiliência

Expressão	Modelo
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	Composto (SVENSON, 1980; MACÊDO, 1996)
$MR = k_1 \cdot (\theta/p_a)^{k_2} \cdot (\sigma_d/P_a)^{k_3}$	Witczak (1981)
$MR = k_1 \cdot P_a \cdot (\theta/p_a)^{k_2} \cdot (\tau_{oct}/P_a)^{k_3}$	Witczak e Uzan (1988)
$MR = k_1 \cdot P_a \cdot (\sigma_{sum}/p_a)^{k_2} \cdot (\sigma_d/P_a)^{k_3}$	Titi ; Mohammed e Sam (2006)
$MR = k_1 \cdot (\sigma_3/P_a + 1)^{k_2} \cdot (\sigma_d/P_a + 1)^{k_3}$	Ni et al. (2002)
$MR = k_1 \cdot P_a \cdot (\sigma_b/P_a)^{k_2} \cdot (\tau_{oct}/P_a + 1)^{k_3}$	NCHRP (2004)

MR = Módulo de resiliência  
k1, k2 e k3 = constantes de regressão do modelo  
Pa = Pressão atmosférica  
θ = Tensão volumétrica (σ1+ σ2+ σ3)  
τ<sub>oct</sub> = tensão cisalhante octaédrica  
σ<sub>3</sub> = tensão confinante  
σ<sub>d</sub> = tensão de desvio (σ<sub>1</sub> – σ<sub>3</sub>)

Dessa forma, o presente trabalho busca caracterizar dois solos tropicais proveniente de cortes do traçado da Ferrovia de Integração Oeste-Leste (FIOL) e um solo de jazida próximo ao local da obra. Com isso, pretende-se avaliar o enquadramento dessas amostras na norma do DNIT. Além disso, é apresentado o resultado do Módulo de Resiliência (MR) a fim de analisar o comportamento mecânico dos materiais.

## MATERIAIS

No presente trabalho foram avaliados três solos: dois provenientes do traçado da FIOL (Solos A e B) e um proveniente da Jazida Tabocas (Solo C), próxima ao local da obra. Como pode ser visto na Figura 1, amostra do Ponto A consiste em um solo pedregulhoso e de coloração avermelhada. Já o solo do Ponto B apresenta grande quantidade de material fino e coloração alaranjada. Por fim, a amostra da jazida, referente ao Ponto C, apresenta coloração amarelada e granulometria visivelmente heterogênea com presença de lateritas.



Figura 1: Aspecto físico dos solos A, B e C

## MÉTODOS

A metodologia do trabalho consiste na realização de ensaios de caracterização, sendo eles: Granulometria por peneiramento, expansão, ISC, limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP). A partir desses resultados, é feita uma análise da aderência dos materiais ensaiados à norma brasileira de escolha de material de sublastro.

De forma paralela, são feitos também ensaios triaxiais dinâmicos, precedidos do ensaio de compactação, para obtenção dos MRs das amostras. Esses resultados permitem uma análise do comportamento elástico das amostras.

A partir dessas duas análises são levantadas discussões a respeito da viabilidade da utilização dos solos tropicais estudados no pavimento ferroviário. A metodologia do trabalho encontra-se resumida no fluxograma da Figura 2.

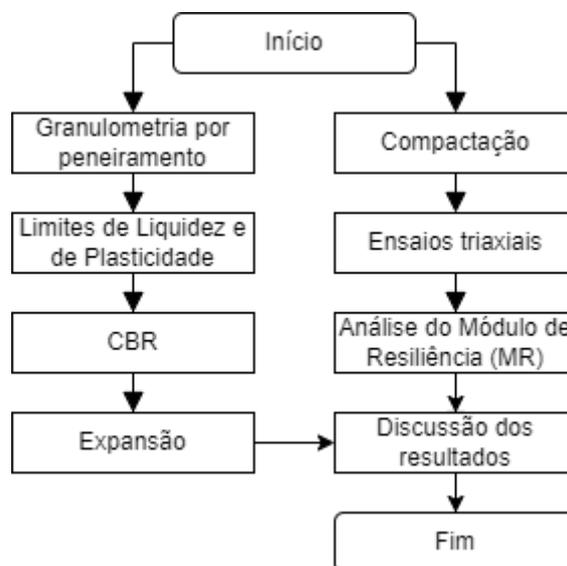


Figura 2: Fluxograma da metodologia (Elaborado pelos autores)

Os ensaios supracitados foram realizados conforme recomendações de normas brasileiras. As normas de referência são apresentadas na Tabela 4.

**Tabela 4:** Normas de referência dos ensaios realizados

Ensaio	Norma
Preparo das amostras	NBR 6457 (2016)
Análise granulométrica	NBR 7181 (2016)
Limite de liquidez	NBR 6459 (2016)
Limite de plasticidade	NBR 7180 (2016)
Compactação	NBR 7182 (2016)
ISC	NBR 9895 (2016)
Classificação MCT	DNER-ME 256, 258 e 259 (1994)
Módulo de resiliência	DNIT 134 (2018)

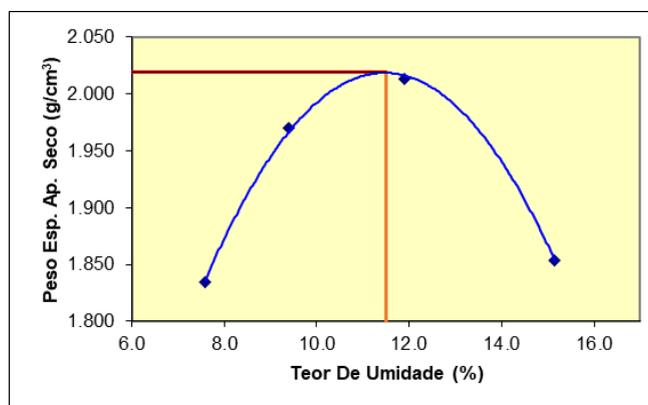
Para realização dos ensaios triaxiais, foi utilizada a prensa MS 151 da empresa Owntec soluções em Engenharia. Esse equipamento apresenta dois sensores transdutores de deslocamentos lineares (LVDTs), célula de carga com capacidade de 1000 kgf, aplicação de carga nas frequências de 1, 2 ou 5 Hz e compatibilidade com corpos de prova de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura e corpos de prova de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura.

Os corpos de prova foram compactados à energia de proctor intermediário em cilindro tripartido com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Os ensaios de módulo de resiliência foram realizados à frequência de 1 Hz, seguindo os pares de tensão recomendados pela norma do DNIT.

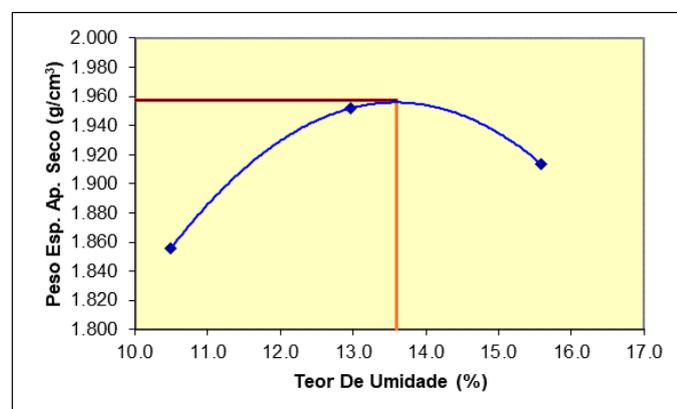
A partir dos resultados obtidos nos ensaios, o MR dos solos foi enquadrado em modelos apresentados no primeiro capítulo desse trabalho. Seguiu-se com o modelo com melhor aproximação para a obtenção de gráfico 3D do MR e avaliação do comportamento resiliente das amostras.

## RESULTADOS

As Figuras 3 – 5 apresentam os resultados dos ensaios de compactação das amostras. Os valores de umidade ótima e de peso específico máximo aparente encontram-se na Tabela 5.



**Figura 3:** Curva de compactação do Solo A



**Figura 4:** Curva de compactação do Solo B

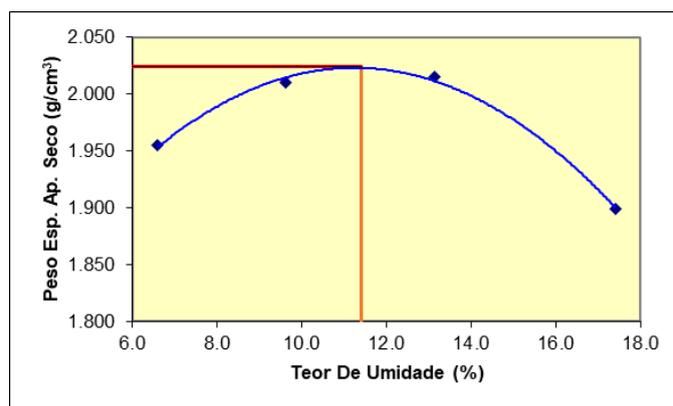


Figura 5: Curva de compactação do Solo A

Tabela 5: Resultados dos ensaios de compactação

	A	B	C
Umidade ótima (%)	13.6	11.5	11.4
Peso específico máximo aparente (g/cm <sup>3</sup> )	1.83	2.02	2.02

Em relação à composição granulométrica dos materiais, foram obtidas as curvas granulométricas dos solos A, B e C, como apresentado nas Figuras 6 – 8. O resultado da expansão e do ISC de cada material é apresentado na Tabela 6. Para o solo da jazida – solo C – foram executados oito ensaios de ISC cujos resultados variaram de 65 a 127.5. O valor apresentado na Tabela refere-se à média desses valores.

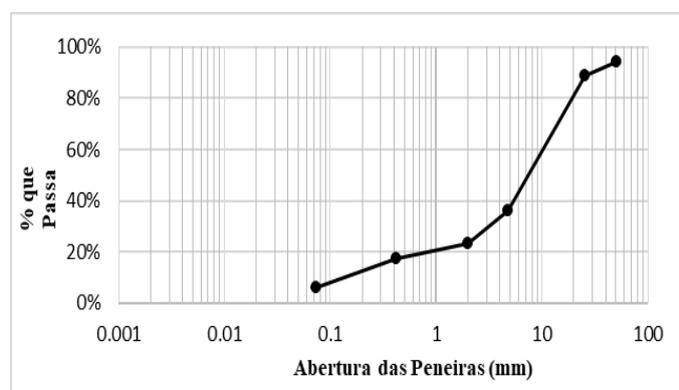


Figura 6: Curva granulométrica Ponto A

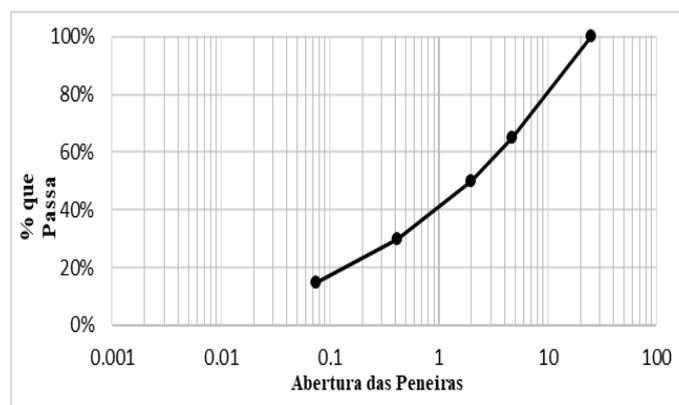


Figura 7: Curva granulométrica Ponto B

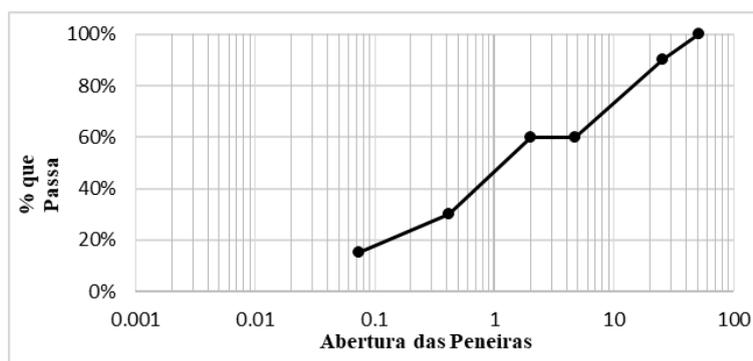


Figura 8: Curva granulométrica Ponto C

Tabela 6: Expansão e ISC dos solos

Ponto	Expansão (%)	ISC (%)
A	0,25	39.0
B	0,30	40.5
C	0,10	94.0

Os índices de consistência – Limite de liquidez e de plasticidade – foram obtidos apenas para os solos A e B, uma vez que o solo C é arenoso e, portanto, tem índice de plasticidade nulo (NP). O resultado obtido é apresentado na Tabela 7. O índice de grupo (IG) de todas as amostras foram nulos.

Tabela 7: Índices de consistência dos solos

Ponto	LL (%)	LP (%)	IP (%)
A	25.6	13.6	12
B	24.5	13.4	11.1
C	X	X	NP

O resultado do ensaio de módulo de resiliência é apresentado na Tabela 8. A partir do relatório obtido, os valores de MR foram enquadrados em diversos modelos encontrados na literatura, cujos coeficientes são indicados na Tabela 9.

Tabela 8: Relatório de módulo de Resiliência das amostras

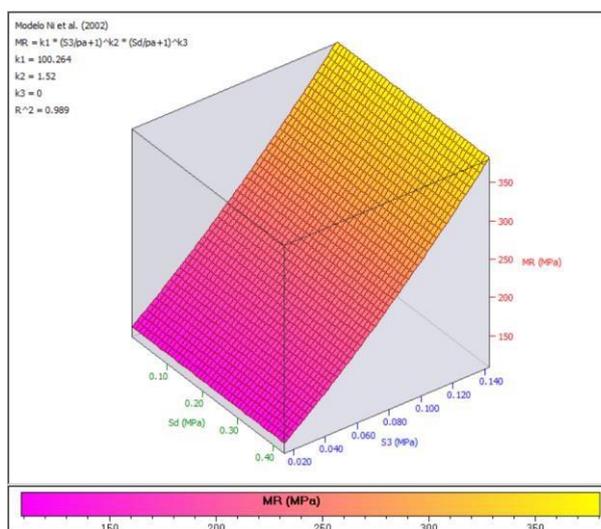
$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	Módulo de Resiliência (MPa)		
		A	B	C
0.020	0.020	130	178	169
0.020	0.040	128	200	132
0.020	0.060	121	195	132
0.035	0.035	154	264	170
0.035	0.070	151	240	175
0.035	0.105	147	227	180
0.050	0.050	208	322	243
0.050	0.100	184	280	215
0.050	0.150	176	266	231
0.070	0.070	234	399	232
0.070	0.140	210	340	278
0.070	0.210	227	304	312
0.105	0.105	290	403	379

0.105	0.210	294	336	426
0.105	0.315	302	293	492
0.140	0.140	365	421	494
0.140	0.280	364	335	578
0.140	0.420	365	295	672

**Tabela 9:** Coeficientes de modelo composto de MR para os solos estudados

	Composto	Witczak (1981)	Witczak e Uzan (1988)	Titi et al. (2006)	Ni et al. (2002)	NCHRP
A	k1	1172.8961	79.5532	598.9113	785.1286	100
	k2	0.6	0.96	0.96	0.96	1.52
	k3	0	-0.36	-0.36	-0.36	0
	R <sup>2</sup>	98.06%	98.13%	98.13%	98.13%	98.86%
B	k1	743.1097	129.1194	861.8654	1274.3089	212.5562
	k2	0.52	0.8	0.8	0.8	1.32
	k3	-0.24	-0.52	-0.52	-0.52	-0.44
	R <sup>2</sup>	84.60%	84.28%	84.28%	84.28%	77.13%
C	k1	2909.5858	91.409	799.8624	902.1366	93.3466
	k2	0.68	1.04	1.04	1.04	1.6
	k3	0.2	-0.16	-0.16	-0.16	0.36
	R <sup>2</sup>	96.22%	96.43%	96.43%	96.43%	98.82%

A partir das equações de MR, foram gerados gráficos tridimensionais (Figuras 9 – 11) através do *software Sysrain* segundo o modelo mais adequado para cada solo, utilizando como critério o valor do R<sup>2</sup>. Portanto, os solos A, B e C foram analisados conforme os modelos de Ni et al. (2002), NCHRP e Ni et al. (2002), respectivamente.



**Figura 9:** Gráfico de MR do solo A (Modelo de Ni et al., 2002)

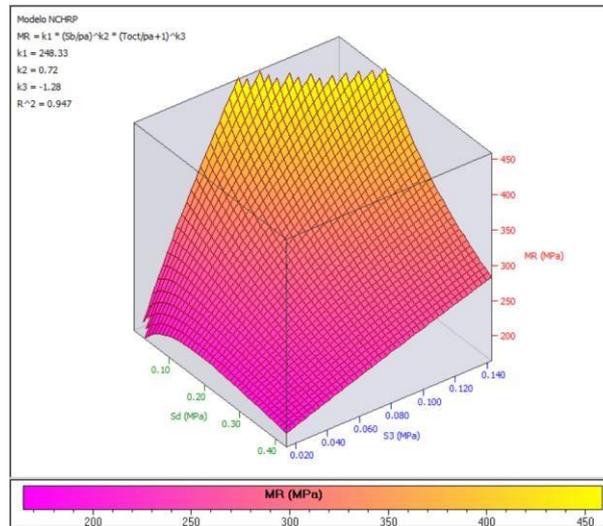


Figura 10: Gráfico de MR do solo B (NCHRP)

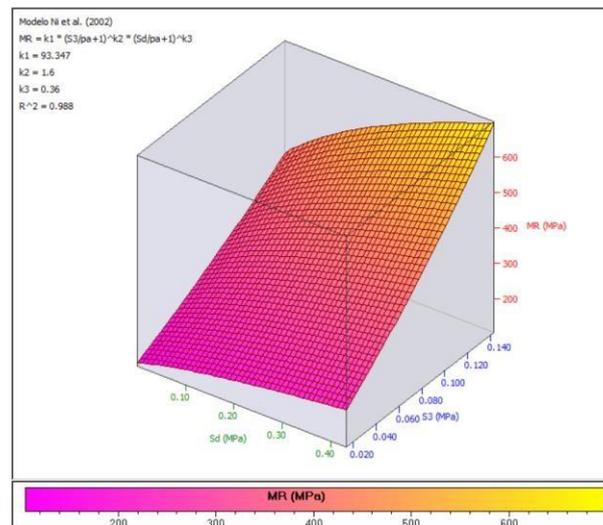


Figura 11: Gráfico de MR do solo C (Modelo de Ni et al., 2002)

## DISCUSSÕES

A partir dos resultados apresentados, é possível observar que todos os solos apresentaram expansão inferior a 0,5% e índice de grupo igual a 0. Além disso, os valores de limite de liquidez e o índice de plasticidade dos solos plásticos (A e B) estiveram dentro dos limites aceitos por norma. Os altos valores de ISC também foram superiores aos exigidos pelo DNIT.

No entanto, no que se refere à granulometria, apenas o solo A se enquadrou em uma das faixas recomendadas pela norma, no caso, a faixa B. O gráfico da granulometria do solo A e os limites da faixa B da AREMA é apresentado na Figura 12.

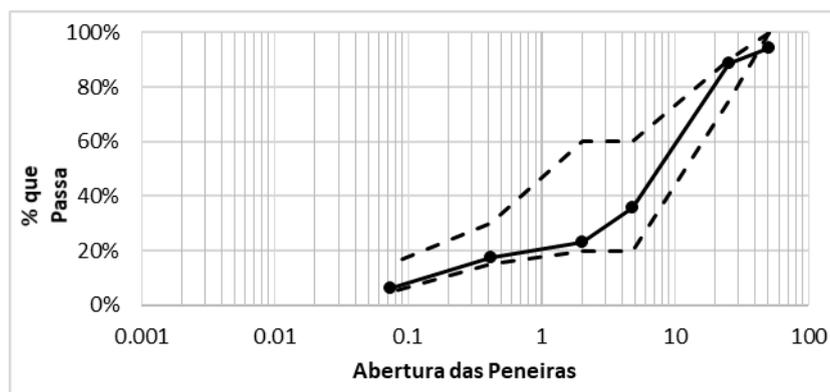


Figura 12: Granulometria do solo A enquadrado na faixa B da AREMA

Com isso, é possível observar que o solo A é considerado viável para aplicação em sublastro ferroviário segundo a norma brasileira. Já os solos B e C não concordam com o padrão de material aceito apenas no critério de granulometria (Tabela 10).

Tabela 10: Verificação de critérios para solos estudados

Critério	Mínimo	Máximo	A	B	C
Expansão	X	0.5	S	S	S
Índice de grupo	0	0	S	S	S
Limite de liquidez	X	40	S	S	S
Índice de plasticidade	X	15	S	S	S
ISC	20	X	S	S	S
Granulometria	Tabela 2		S	NS	NS

S - Satisfatório; NS - Não Satisfatório

No que se refere à análise do Módulo de resiliência dos solos, é possível observar através dos gráficos de MR que:

- A tensão de desvio ( $\sigma_d$ ) não apresenta grande influência no solo A. O comportamento resiliente desse solo é regido basicamente pela tensão confinante ( $\sigma_3$ );
- O solo B apresenta melhor desempenho em situações de baixas tensões confinantes e elevadas tensões de desvio;
- O solo C é influenciado fortemente tanto por  $\sigma_d$  quanto por  $\sigma_3$ , no entanto, apresenta melhores resultados para valores mais elevados de ambas tensões;

Além disso, os elevados valores de MR para os três solos são indicativos do bom comportamento mecânico do material aplicado em pavimento ferroviário. Por esse motivo, considera-se como alternativa para viabilização dos solos B e C na FIOL a execução de estabilização granulométrica, uma vez que esse foi o único critério não satisfatório.

No entanto, estudos recentes relataram casos que questionam a necessidade de estabilização. Autores como Silva Filho (2018), Rosa; Guimarães e Silva (2019), Dariva (2016), Delgado (2012) e Von der Osten (2012) avaliaram solos tropicais para aplicação em pavimento ferroviário com aspectos considerados inválidos pela norma brasileira e observaram que a variação de alguns aspectos não prejudicou o desempenho do solo no pavimento.

Com isso, propõe-se para os dois solos não aceitos por norma uma avaliação do comportamento hidráulico e estudo mais avançado do comportamento mecânico. O intuito dessa sugestão é verificar se a distribuição granulométrica das partículas é satisfatória para o critério de filtro de Terzagui e se existe a possibilidade de bombeamento de finos. Além disso, verificar a previsão de deformações permanentes e ocorrência do fenômeno de *shakedown*.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo avaliar a possibilidade de utilização de solos encontrados próximos à Ferrovia de Integração Oeste-Leste (FIOL) como sublastro da mesma ferrovia. Para isso, foi feita a análise tradicional através da norma brasileira DNIT ISF-212:2015, onde são verificados critérios como granulometria, expansão, ISC, índice de grupo e limites de consistência.

Dos três solos avaliados, apenas um se enquadrou em todos os critérios da norma – o solo A. Entretanto, estudos recentes relatam materiais com bom comportamento para camada de pavimento ferroviário apesar de divergirem do padrão normativo brasileiro.

Dessa forma, levando em consideração o bom comportamento mecânico dos solos observado através dos ensaios de Módulo de Resiliência, entende-se que existe a possibilidade de utilização desses solos. Os autores recomendam, portanto, uma avaliação mais específica para esses casos com intuito de verificar a capacidade dos materiais de compor o pavimento ferroviário.

## REFERÊNCIAS

- ABNT (2016) *NBR6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro/RJ.
- ABNT (2016) *NBR7181: Solo — Análise granulométrica*. Rio de Janeiro/RJ.
- ABNT (2016) *NBR6459: Solo — Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro/RJ.
- ABNT (2016) *NBR7180: Solo — Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro/RJ.
- ABNT (2016) *NBR7182: Solo — Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro/RJ.
- ABNT (2016) *NBR 9895: Solo — Índice de Suporte Califórnia (ISC) – Método de ensaio*. Rio de Janeiro/RJ.
- AREMA (2010) *Manual for Railway Engineering. Volume 1*. USA.
- Dariva, L. B. (2016) *Avaliação das Propriedades Físicas e Mecânicas de um Subleito de Pavimento de Via Férrea do Tipo Heavy Haul*. Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica da UFOP. Ouro Preto/MG.
- Delgado, B. G. (2012) *Análise da Deformabilidade de um Solo Tropical do Oeste do Maranhão Como Material de Sublastro na Estrada de Ferro Carajás*. Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica da UFOP. Ouro Preto/MG.
- DNER (1994) *ME-256: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão*. Rio de Janeiro/RJ.
- DNER (1994) *ME-258: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV*. Rio de Janeiro/RJ.
- DNER (1994) *ME-256: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura*. Rio de Janeiro/RJ.
- DNIT (2018) *Norma 134: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro/RJ.
- DNIT (2015) *ISF-212: Projeto de superestrutura da via permanente – lastro e sublastro*.
- Guimarães, A. C. R. (2009) *Um Método Mecânico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos*. Tese de doutorado. COPPE UFRJ. Rio de Janeiro/RJ.

Macêdo, J. A. G. (1996) Interpretação do ensaio de deflectometria para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis. Tese de doutorado em engenharia civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ.

NCHRP/TRB (2004) *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, Appendix RR: Finite Element Procedures for Flexible Pavement Analysis.

NI B., HOPKINS T. C., SUN L., BECKHAM T. L. (2002) *Modelling the resilient modulus of soils. Proceeding of 6th international conference on the bearing capacity of roads, Railways and airfield*, vol. 2. p. 1131–42.

Rosa, A. C., Guimarães, A. C. R., Silva, L. F. M. (2019) *Análise das propriedades físicas e mecânicas de um subleito de solos tropicais da Ferrovia Centro-Atlântica*. Monografia de especialização. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro/RJ

Silva Filho, J. C. (2018) *Contribuição para o Desenvolvimento de um Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Ferroviários com Foco nos Solos Tropicais*. Tese de doutorado. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro/RJ.

Svenson, M. (1980). Ensaio triaxial dinâmico para solos argilosos. Dissertação de mestrado em engenharia civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ.

Titi, H. H.; Mohammed, B. E.; Sam, H. (2006) *Determination of Typical Resilient Modulus Values for Selected Soils in Wisconsin*. University of Wisconsin, Department of Civil Engineering and Mechanics. National Technical Information Service 5285 Port Royal Road, Springfield, Milwaukee.

Villibor, D. F. e Alves, D. M. L. (2019) *Pavimentação de baixo custo para regiões tropicais. Projeto e Construções – Novas considerações*. Editora Tribo da Ilha. Florianópolis/SC.

Villibor, D. F., Nogami, J. S., Cincerre, J. R., Serra, P. R. M. e Zuppolini Neto, A. (2007) *Pavimento de Baixo Custo para Vias Urbanas. Bases Alternativas com Solos Lateríticos*. Editora Arte & Ciência. São Paulo/SP.

Von der Osten, F. B. (2012) *Avaliação de Quatro Solos Tropicais para Sublastro da Estrada de Ferro Carajás*. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro/RJ.

Witczak, M. W., and Uzan, J. (1988) *The universal airport pavement design system. Report I of V: Granular Material Characterization*, Dept. of Civ. Engrg., University of Maryland, College Park, Md



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### UTILIZAÇÃO DE FERRAMENTAS ESTATÍSTICAS E VISUAIS PARA A AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ADERÊNCIA DE UMA PISTA DE POUSO E DECOLAGEM BRASILEIRA

*Aldaianny de Oliveira Maia<sup>1</sup>; Francisco Heber Lacerda de Oliveira<sup>2</sup> & Carlos Augusto Uchôa da Silva<sup>3</sup>*

#### RESUMO

As informações sobre a aderência pneu-revestimento dos pavimentos aeroportuários são de fundamental importância para a garantia das condições de segurança operacional de pouso e decolagem. Assim, destaca-se a relevância de estarem devidamente estruturadas em um banco de dados de acesso facilitado. Diante disso, o presente trabalho tem como principal objetivo avaliar as condições de aderência relativas aos dados de coeficiente de atrito e macrotextura obtidos entre os anos de 2015 e 2019, de modo a compreender o comportamento dos dados existentes avaliados e realizar uma análise da sua forma de coleta, armazenamento e consulta. Para tanto, avaliaram-se as informações existentes para a Pista de Pouso e Decolagem (PPD) localizada na Região Nordeste do Brasil. Foram realizadas análises de estatística descritiva simples e de visualização, com auxílio de softwares computacionais. Observou-se que os relatórios obtidos para as medições estão em formato PDF digitalizado e em alguns casos não possuem qualidade adequada para obtenção das informações registradas. Notou-se que os dados de coeficiente de atrito se apresentaram mais homogêneos em relação aos de macrotextura, esses também foram menores no terço que continha a cabeceira predominante e registraram menores valores para a medição a 3m do eixo. Mediante a análise foi possível perceber o comportamento das condições de aderência para o período analisado, de modo a identificar as ferramentas estatísticas e de análise visual aplicadas como alternativas para uma melhor compreensão dessas informações, de modo a possibilitar o adequado gerenciamento dos pavimentos aeroportuários brasileiros e, por consequência, a garantia da segurança operacional.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pavimento, Aeroporto, Segurança, Banco de Dados.

#### ABSTRACT

The information related to tire-pavement adherence of airport runway pavements is fundamental to ensuring operational safety conditions, especially during the landing and take-off phases. Thus, the importance of being adequately structured in a database with facilitated access is highlighted. In this regard, the present work aims to evaluate the conditions of pavement adherence related to friction and macrotexture data obtained between the years 2015 and 2019 to understand the behavior of the existing evaluated data and perform an analysis of its form of collection, storage and consulting. To this end, the available information for the Runway (PPD) located in the Northeast Region of Brazil was evaluated. Simple descriptive statistics and visualization analyses were performed with the support of computer software. It was observed that the reports collected for the measurements are in scanned PDF format and in sometimes do not have the adequate quality of the information recorded. It was noted that the coefficient of friction was more homogeneous than the macrotexture, which was also lower in the third that contained the predominant headland and recorded lower values for the measurement at 3m from the axis. The analysis made it possible to perceive the behavior of the adherence conditions for the analyzed period, to identify the statistical tools and visual analysis applied as alternatives for a better understanding of this information, to allow the proper management of the Brazilian airport runway pavement and, consequently, the guarantee of operational safety.

**KEY WORDS:** Pavement, Airport, Safety, Database.

<sup>1</sup> Aluna do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, UFC. Fortaleza – CE. E-mail: [aldaiannymaia@det.ufc.br](mailto:aldaiannymaia@det.ufc.br).

<sup>2</sup> Professor Adjunto da Universidade Federal do Ceará -UFC. Campus do Pici, Fortaleza – CE. E-mail: [heber@det.ufc.br](mailto:heber@det.ufc.br).

<sup>3</sup> Professor Titular da Universidade Federal do Ceará -UFC. Campus do Pici, Fortaleza – CE. E-mail: [uchoa@det.ufc.br](mailto:uchoa@det.ufc.br)

## CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O desenvolvimento da sociedade, principalmente ao final do século XX, destacou a necessidade de deslocamentos mais rápidos e eficientes, e evidenciou a utilização do transporte aéreo como uma alternativa mais efetiva na locomoção de pessoas e mercadorias. De acordo com ANAC (2021) o Brasil apresentou aumento no número de passageiros transportados entre os anos de 2017 e 2019, chegando a 119,4 milhões em 2019. Para o ano de 2020, observou-se redução nesse número, para cerca de 52 milhões de passageiros, justificada pelo rígido controle de deslocamentos e medidas de isolamento social em decorrência da pandemia da COVID-19.

Diante disso, destaca-se a importância na garantia das condições da infraestrutura aeroportuária de modo a possibilitar maior segurança nas operações, sobretudo nas etapas de pouso e decolagem. Assim, a adequada utilização de ferramentas de gestão dos pavimentos aeroportuários, para monitorar o seu desempenho, é fundamental para o funcionamento adequado do sistema.

Niu *et al.* (2020) afirmam que para a segurança das operações é necessário que haja um adequado monitoramento e manutenção das condições de atrito da pista de pouso e decolagem. Os autores destacam a existência de fatores relacionados aos pavimentos que influenciam nas características do parâmetro como: tipo de pavimento, textura superficial, resistência ao polimento da superfície, temperatura, presença de contaminantes, presença de *grooving*, dentre outros.

Segundo Quariguasi *et al.* (2019), existe uma variação nos dados de macrotextura e coeficiente de atrito, referentes respectivamente, às incertezas no ensaio e as cíclicas dependentes das atividades periódicas de remoção de borracha do revestimento. Além disso, a deterioração da textura superficial do pavimento pode ser associada à ocorrência das cargas periódicas e recorrentes das aeronaves e aos efeitos ambientais durante sua vida útil. Ademais, a existência de más condições de aderência, associadas à situação de pavimento molhado, representa o estado mais crítico para eventos capazes de resultarem em acidentes em pistas de pouso e decolagem (CHEN *et al.*, 2008; ZHU *et al.*, 2021).

De Luca *et al.* (2016) observaram que o coeficiente de atrito é menor nas cabeceiras (sobretudo a predominante), devido à ocorrência das operações de pouso e decolagem. Além disso, os autores perceberam que o valor do coeficiente de atrito aumenta após à atividade de remoção do acúmulo de borracha do revestimento. Chen *et al.* (2008) também notaram redução do coeficiente de atrito devido ao acúmulo de borracha no pavimento, além de confirmarem a existência de correlação positiva entre a macrotextura e o coeficiente de atrito da superfície.

Biancardo *et al.* (2020) afirmam a necessidade em aprofundar o conhecimento dos procedimentos preliminares para o tratamento dos dados brutos relativos às características superficiais das pistas de pouso e decolagem. Além disso, os autores observaram a distinção entre os dados referentes aos baixos coeficientes de atrito, associados à perda temporária (pelo acúmulo de contaminantes) ou não recuperável do parâmetro (causadas pelo desgaste do pavimento). Nesse sentido, a existência de dados acessíveis sobre as condições funcionais, estruturais e de aderência é destacada como fator relevante para a tomada de decisão e o adequado monitoramento do pavimento, quanto à realização das atividades de manutenção e reabilitação (M&R).

Devido à relevância das condições de aderência para a segurança operacional nas pistas de pouso e decolagem, este trabalho tem como principal objetivo avaliar as condições de aderência relativas

aos dados de coeficiente de atrito e macrotextura de um aeroporto brasileiro entre os anos de 2015 e 2019. Assim, espera-se compreender o comportamento desses parâmetros e realizar uma análise da estrutura dos dados, sobretudo na sua forma de coleta, armazenamento e consulta.

## METODOLOGIA

### Dados Utilizados

O estudo foi realizado considerando uma pista de pouso e decolagem de um aeroporto localizado no Nordeste brasileiro, com, aproximadamente, 3.000m de comprimento e 45m de largura e revestimento em Concreto Asfáltico, com presença de *grooving*. Os dados usados foram obtidos por meio dos relatórios técnicos de medição de macrotextura e coeficiente de atrito, fornecidos pela Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC), para o período compreendido entre os anos de 2015 e 2019.

As medições realizadas para a obtenção dos dados de coeficiente de atrito e macrotextura para as pistas de pouso e decolagem brasileiras são especificadas em ANAC (2020). No documento são especificadas as frequências de medição, que dependem da quantidade de operações de pouso e decolagem existentes no aeroporto, assim como os limites recomendados para cada um dos parâmetros a depender do equipamento ou da técnica utilizada para a medição.

Os relatórios de macrotextura, baseiam-se no ensaio de mancha de areia, alternando medições entre os lados esquerdo e direito, a 3m do eixo da pista de pouso e decolagem a cada 100m. A execução do levantamento do coeficiente de atrito foi realizada pelo equipamento *Grip Tester*, com velocidade de 65 km/h, respectivamente a 3m e 6m, a partir do eixo da pista de pouso e decolagem, também em ambos os lados (direito e esquerdo). Para fins deste estudo, considera-se direita e esquerda no deslocamento da cabeceira predominante (P) para a não predominante (NP), conforme ilustrado na Figura 1.



Figura 1. Indicação da direção de análise adotada para o estudo (AUTOR,2022)

Para o coeficiente de atrito a análise foi realizada para cada lado da pista. Para fins de análise estatística e posterior modelagem dos dados, atribuiu-se uma variável, na qual o lado esquerdo é representado por 0 e o direito por 1. No caso das informações de macrotextura como os dados são registrados em cada lado, com espaçamento de 200m, considerou-se que o valor medido a cada 100m, alternados entre os lados, era representativo para ambos os lados.

### Análise Estatística dos Dados

Usou-se a linguagem de programação Python e suas bibliotecas a fim de melhor compreender as informações obtidas. Assim, realizou-se uma análise estatística descritiva dos dados, de modo a se obter as medidas de tendência central, dispersão e distribuição para cada um dos parâmetros avaliados e, observar os possíveis comportamentos para cada conjunto de dados em relação aos demais.

Para tanto, os dados foram avaliados por ano de medição, para valores médios da pista completa e para a média dos valores por terço, discretizados a cada 100m. Para a divisão dos terços de pistas considerou-se como primeiro terço o comprimento compreendido entre 0m e 1.000m, para o segundo terço de 1.000m a 2.000m e para o terceiro terço de 2.000m a 3.000m. Adotou-se a discretização na menor unidade possível devido ao entendimento de que assim haveria maior facilidade de compreensão das condições de aderência por trecho adotado. Além disso, quanto mais discretizado melhor o direcionamento de recursos nas atividades de M&R a serem utilizados para as regiões mais críticas, a depender dos resultados obtidos pelas medições.

### **Análise Visual dos Dados**

Para esta investigação realizou-se algumas análises gráficas, buscando-se a percepção temporal das alterações ocorridas ao longo dos anos considerados no estudo, para os resultados de macrotextura e coeficiente de atrito em todo o comprimento da pista. Adicionalmente, elaborou-se gráficos com os valores de coeficiente de atrito indicando o atendimento aos limites estabelecidos pela regulamentação.

Criou-se mapas de calor, com auxílio do *software* QGIS, capazes de demonstrar pela intensidade de cor (predominantemente azul), quais regiões da pista analisada continham os maiores e os menores valores de macrotextura e de coeficiente de atrito. Foi feito um recorte, especificamente, para a largura da PPD correspondente as faixas de levantamento, 3 m e 6 m a partir do eixo da PPD em ambos os lados. Assim, foi possível associar o desgaste das condições de aderência às atividades de manutenção, operações de pousos e decolagens ou mesmo aos fatores cíclicos ambientais.

### **RESULTADOS E DISCUSSÕES**

Quanto à organização e estruturação dos dados, observou-se que os relatórios referentes às medições de coeficiente de atrito e de macrotextura encontravam-se todos no formato *Portable Document Format* (PDF), como documentos digitalizados, dos quais apenas 32,3% eram arquivos com texto selecionável para o coeficiente de atrito e 52,4% para a macrotextura. Além disso, essas informações ficam armazenadas com acesso restrito, e sem adequada visualização e facilidade de uso.

Ressalta-se ainda que, devido ao processo de digitalização dos arquivos, alguns relatórios digitalizados apresentaram presença de manchas e riscos, e assim, tornaram difíceis a compreensão das informações existentes em alguns documentos. De um modo geral, ainda não existe uma metodologia de organização e estruturação dessas informações, relativas às condições de aderência das pistas de pouso e decolagem de aeroportos brasileiros.

### **Coefficiente de Atrito**

A análise estatística, realizada nos dados médios anuais de coeficiente de atrito do pavimento pode ser verificada na Tabela 1, na qual são apresentados os valores de média ( $\bar{x}$ ), desvio padrão ( $s$ ) e coeficiente de variação (CV). No geral, percebe-se que as médias para o coeficiente de atrito, tomadas a 3m do eixo, possuem maiores valores para o segundo terço da Pista de Pouso e Decolagem (PPD), exceto para os anos de 2015 e 2019, nos quais o maior valor médio está associado ao terceiro terço. O fato de se ter valores médios maiores para os anos de 2015 e 2019 no

terceiro terço pode ser influenciada pelos valores do terço superiores aos limites de manutenção estabelecidos, enquanto para o primeiro e segundo terço se observa a existência de valores inferiores ao limite estabelecido e que, conseqüentemente, diminuem o valor médio. Além disso, para o ano de 2019 houve obra de recapeamento da PPD, o que também pode ter influenciado no resultado.

Tabela 1. Médias, desvios e CV para os dados de atrito por terço, lado e ano de medição (AUTOR,2022)

Ano	Terço	Lado	3m			6m		
			$\bar{x}$	s	CV	$\bar{x}$	s	CV
2015	1º	0	0,637	0,072	11,2%	0,689	0,070	10,1%
	2º	0	0,672	0,069	10,2%	0,719	0,067	9,3%
	3º	0	0,673	0,055	8,1%	0,653	0,079	12,1%
	1º	1	0,634	0,068	10,7%	0,699	0,084	12,0%
	2º	1	0,665	0,079	11,8%	0,700	0,059	8,5%
	3º	1	0,668	0,054	8,0%	0,646	0,064	9,9%
2016	1º	0	0,625	0,087	13,8%	0,674	0,073	10,8%
	2º	0	0,676	0,080	11,8%	0,715	0,086	12,1%
	3º	0	0,620	0,091	14,6%	0,622	0,087	14,0%
	1º	1	0,610	0,088	14,4%	0,673	0,065	9,6%
	2º	1	0,667	0,078	11,6%	0,683	0,075	11,0%
	3º	1	0,617	0,083	13,4%	0,603	0,105	17,4%
2017	1º	0	0,694	0,091	13,1%	0,748	0,062	8,3%
	2º	0	0,746	0,074	9,9%	0,768	0,079	10,3%
	3º	0	0,690	0,068	9,9%	0,699	0,063	9,0%
	1º	1	0,701	0,088	12,5%	0,725	0,055	7,6%
	2º	1	0,737	0,081	11,0%	0,726	0,071	9,8%
	3º	1	0,711	0,068	9,5%	0,665	0,076	11,5%
2018	1º	0	0,663	0,076	11,4%	0,719	0,080	11,1%
	2º	0	0,699	0,098	14,0%	0,750	0,115	15,4%
	3º	0	0,682	0,123	18,1%	0,696	0,107	15,4%
	1º	1	0,667	0,106	15,9%	0,734	0,099	13,5%
	2º	1	0,701	0,109	15,5%	0,720	0,091	12,7%
	3º	1	0,678	0,116	17,1%	0,694	0,102	14,7%
2019	1º	0	0,623	0,093	14,9%	0,682	0,094	13,8%
	2º	0	0,682	0,075	10,9%	0,689	0,095	13,8%
	3º	0	0,720	0,078	10,8%	0,724	0,098	13,5%
	1º	1	0,656	0,064	9,8%	0,729	0,099	13,6%
	2º	1	0,709	0,077	10,9%	0,687	0,105	15,2%
	3º	1	0,746	0,095	12,7%	0,721	0,094	13,0%

Constata-se ainda que para aproximadamente 76,7% dos valores coletados, a média do coeficiente de atrito, medida a 6m do eixo, foi maior em relação às obtidas para a distância de 3m do eixo. Tal

fato pode se justificar pela maior solicitação que ocorre na faixa central durante as etapas de pouso e decolagem. Com base nos valores obtidos, percebe-se que para os dados medidos a 3m do eixo, o menor CV foi de 8,0%, enquanto para 6m do eixo foi de 8,3%. Os maiores CV para 3m e 6m foram de 18,1% e 17,4%, respectivamente.

Na Figura 2 são exibidos os *boxplots* para a variável coeficiente de atrito, medido a 3m do eixo para o ano de 2015, referentes ao terceiro terço da PPD, haja vista que foram os dados que apresentaram menor variação em torno do valor médio, que pode ter sido ocasionado por um menor desgaste do trecho para o ano avaliado. Observa-se que os valores medidos foram superiores aos níveis de manutenção estabelecidos em ANAC (2020), e variaram de forma similar, por medição, para cada um dos lados da PPD e, não demasiado distantes do valor médio obtido, como aliás, era esperado mediante o CV encontrado.

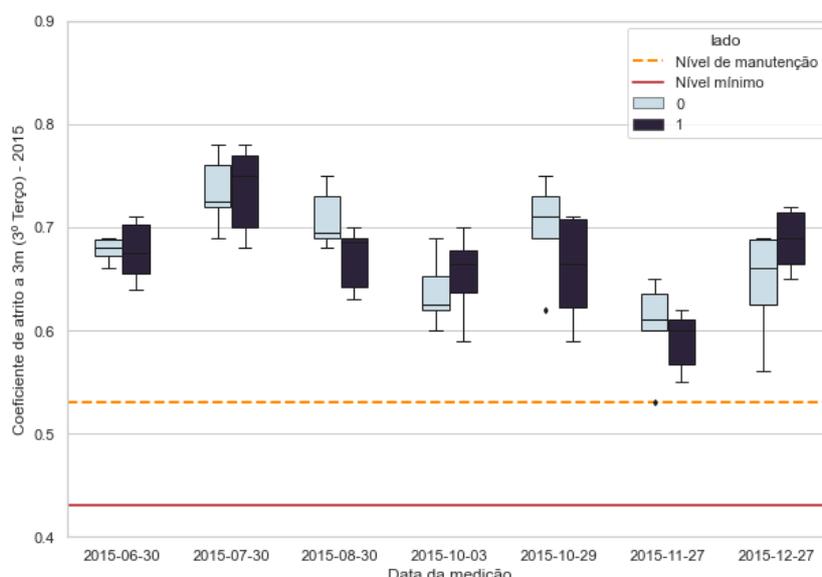


Figura 2. *BoxPlot* dos dados de coeficiente de atrito para o 3º terço da pista a 3m do eixo em 2015 (AUTOR,2022)

Na Figura 3 observa-se o *boxplot* com a distribuição do coeficiente de atrito, obtido a 3m do eixo da PPD, para o ano de 2018, que apresentaram os maiores CV dentre os conjuntos analisados. Mediante a análise do gráfico é possível perceber que a medição ocorrida em outubro apresentou valores de coeficiente de atrito abaixo do nível de manutenção indicado em ANAC (2020), o que pode ter ocasionado a redução no valor médio do terço e, conseqüentemente, uma maior variação dos dados em torno da média. Essa variação pode indicar a possibilidade de que o valor médio anual não se apresenta como o mais adequado para a compreensão do fenômeno.

A Figura 4 representa o trecho com maior CV para as medições realizadas a 6m do eixo da PPD, para os primeiros quatro meses do ano de 2016. Percebe-se que, principalmente, nos primeiros 200m do 3º terço há maior variação entre os valores de coeficiente de atrito medido. As medições realizadas nos meses de janeiro e fevereiro foram as que apresentaram menores valores para o terço para as medições efetuadas no ano em questão.

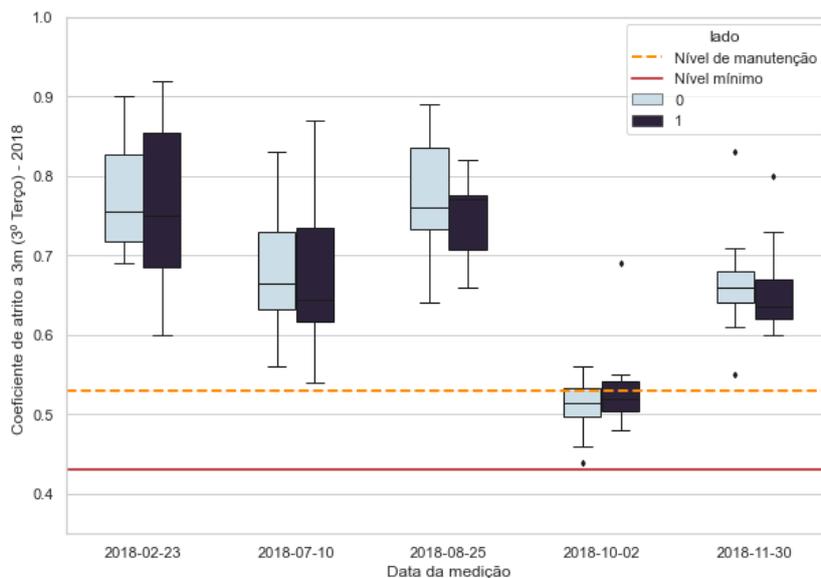


Figura 3. *BoxPlot* dos dados de coeficiente de atrito para o 3º terço da pista a 3m do eixo em 2018 (AUTOR,2022)

Na Figura 4, nota-se que a medição ocorrida em março de 2016, posterior a atividade de remoção de borracha (representada pela linha pontilhada em traços e dois pontos, na cor cinza), teve maiores coeficientes de atrito em relação as medições anteriores. Pela média anual dos valores para o terço observa-se, ainda, uma tendência de decaimento, em sentido a cabeceira não predominante. Além disso, percebe-se que para a distância de 2.600m, na medição de coeficiente de atrito em janeiro, um valor muito inferior ao restante dos coletados para a PPD e ao limite mínimo exigido, e pode ser interpretado como um possível outlier para a análise.

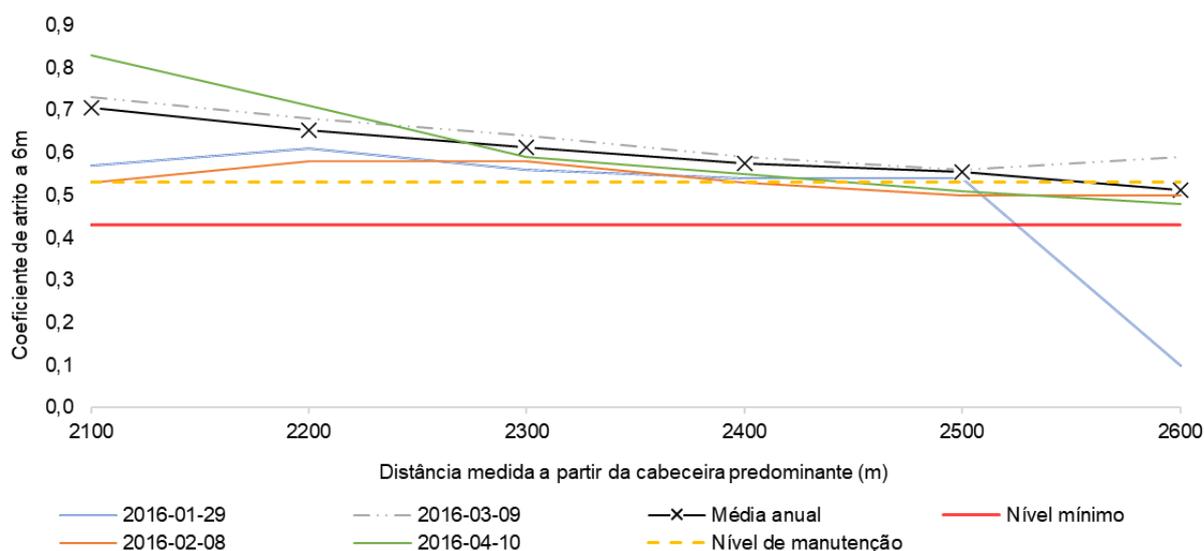


Figura 4. Dados de coeficiente de atrito para o 3º terço da pista a 6m do eixo em 2016 (AUTOR,2022)

Na Figura 5 pode-se visualizar a distribuição dos coeficientes de atrito, medidos a 3m do eixo da PPD, para o lado direito da pista, no ano de 2019, separados por terço de pista, para o qual os maiores valores registrados estão representados por uma maior intensidade na cor azul. Analogamente, ao se comparar os valores medidos a 3m e 6m do eixo da PPD (como apresentado na Figura 6) percebe-se que as medidas realizadas a 6m, possuem maior intensidade da cor azul e,

consequente, maiores valores de coeficiente de atrito. Além disso, observa-se pela Figura 6, que o terço central é aquele com menor coeficiente de atrito médio, medido no ano de 2019, como foi descrito anteriormente.

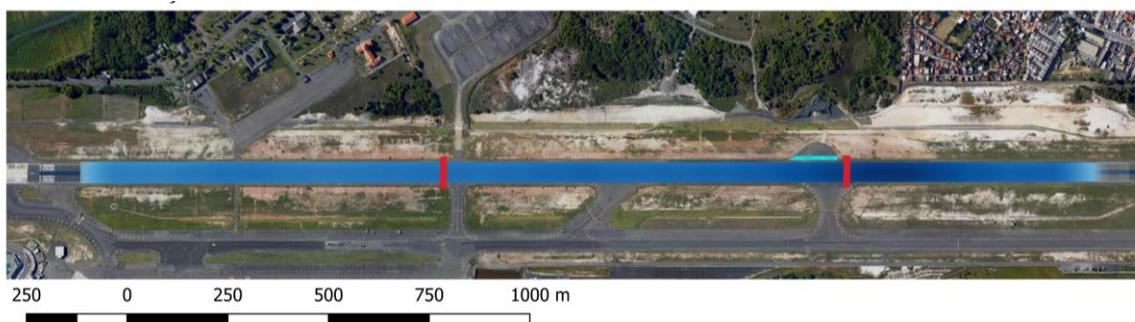


Figura 5. Distribuição da média anual de atrito em 2019 a 3m do eixo – Lado Direito (AUTOR,2022)

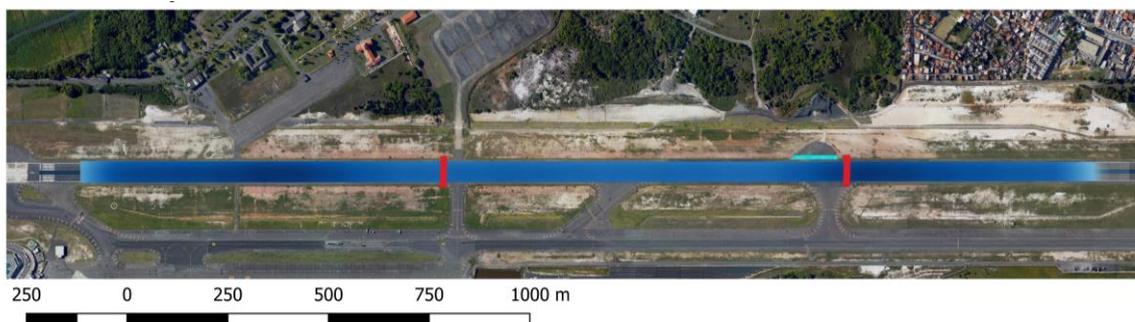


Figura 6. Distribuição da média anual de atrito em 2019 a 6m do eixo – Lado Direito (AUTOR,2022)

## Macrotextura

O resumo das informações de média, desvio padrão e CV para os dados de macrotextura pode ser verificado na Tabela 2. A heterogeneidade foi mais evidente nesta análise, em relação ao coeficiente de atrito, visto que houve indicações de trechos com CV superiores a 50%, o que indica que nesses casos a média não é um valor adequado para representação do parâmetro.

O maior CV ocorreu para o primeiro terço da PPD, para o ano de 2016 e, alcançou o valor de 68,2%. A análise do *boxplot*, apresentado na Figura 7, relativa ao primeiro terço, indica que, de modo geral, a mediana está mais próxima do valor mínimo obtido na medição, ou seja, metade dos dados estão com valores mais próximos da cauda inferior, e que indica o menor valor amostral encontrado. Além disso, observa-se que a cauda superior, que representa o valor máximo, é longa em relação a primeira metade de conjunto de dados o que é responsável por aumentar a média amostral.

Tabela 2. Médias, desvios e CV para os dados de macrotextura por terço e ano de medição (AUTOR,2022)

Ano	Terço	Macrotextura (mm)			Ano	Terço	Macrotextura (mm)		
		$\bar{x}$	s	CV			$\bar{x}$	s	CV
2015	1º	0,623	0,208	33,4%	2018	1º	1,776	0,362	20,4%
	2º	1,430	0,847	59,3%		2º	1,233	0,115	9,3%
	3º	1,821	0,551	30,3%		3º	1,739	0,456	26,2%
2016	1º	0,914	0,624	68,2%	2019	1º	1,254	0,180	14,3%
	2º	0,948	0,156	16,5%		2º	1,122	0,131	11,6%
	3º	1,511	0,408	27,0%		3º	1,025	0,148	14,4%
2017	1º	1,556	0,578	37,1%					
	2º	0,992	0,121	12,2%					
	3º	1,383	0,462	33,4%					

Nota-se, em relação à variabilidade dos dados médios anuais, que a macrotextura possui maior heterogeneidade, pelos maiores CV, em relação ao coeficiente de atrito. Fato que pode estar relacionado aos procedimentos de ensaio, tais como: condições ambientais, erro humano durante a medição, espaçamento dos locais de obtenção, ou até mesmos as premissas adotadas, para a realização da análise descrita.

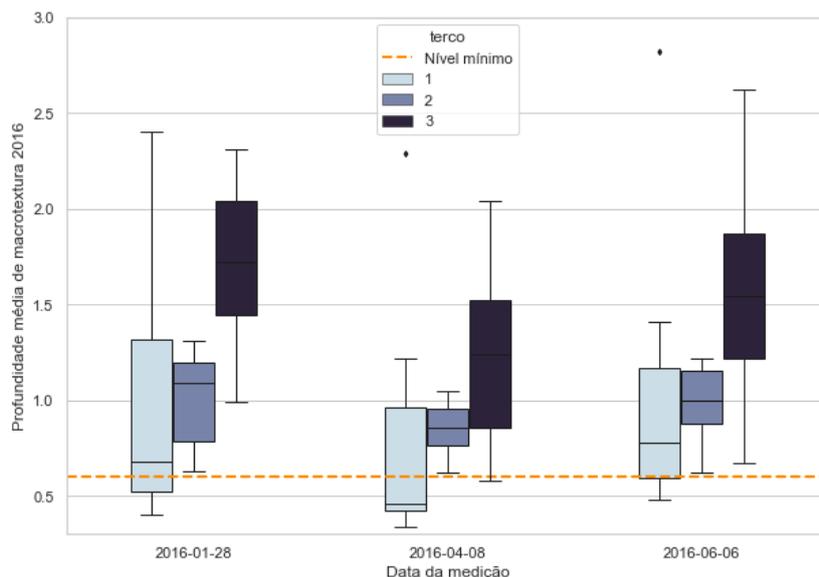


Figura 7. BoxPlot dos dados de macrotextura (mm) em 2016 (AUTOR,2022)

Na Figura 8 são exibidos os valores de macrotextura para o ano de 2018. Conforme Tabela 2, o segundo terço foi o que registrou menor CV para os dados médios. Tal resultado pode ser percebido, ao se analisar a maior proximidade dos valores, por medição, referentes à região central do gráfico.

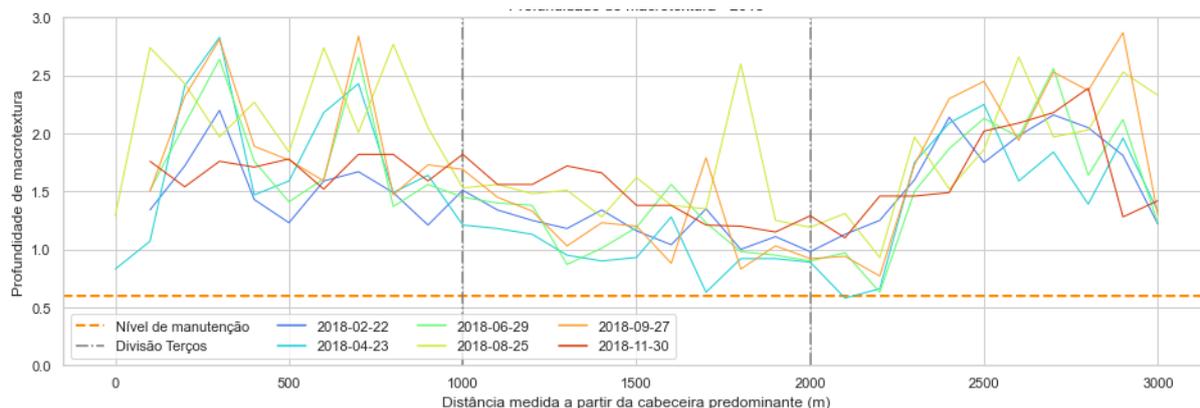


Figura 8. Distribuição dos dados de macrotextura (mm) em 2018 por data de medição (AUTOR,2022)

A Figura 9 possibilita uma análise visual, para os dados médios de macrotextura anual, para o ano de 2016 e, na Figura 10 para o ano de 2017. É possível perceber que, para o ano de 2016, o terceiro terço da pista, foi aquele no qual se encontrou os maiores valores de macrotextura e, o primeiro terço obteve os menores valores para esta variável. Enquanto isso, percebe-se que, para o ano de 2017, houve uma inversão de valores, na qual a cabeceira oposta foi a que apresentou maiores médias de macrotextura, ou seja, maior intensidade na cor de azul. Para o ano de 2016 só estavam disponíveis para análise relatórios referentes às medições do primeiro semestre, e não houve atividade de remoção do acúmulo de borracha na pista. Para o ano de 2017 as medições foram realizadas a cada 2 meses e ocorreram duas atividades de remoção de borracha ao longo do ano.

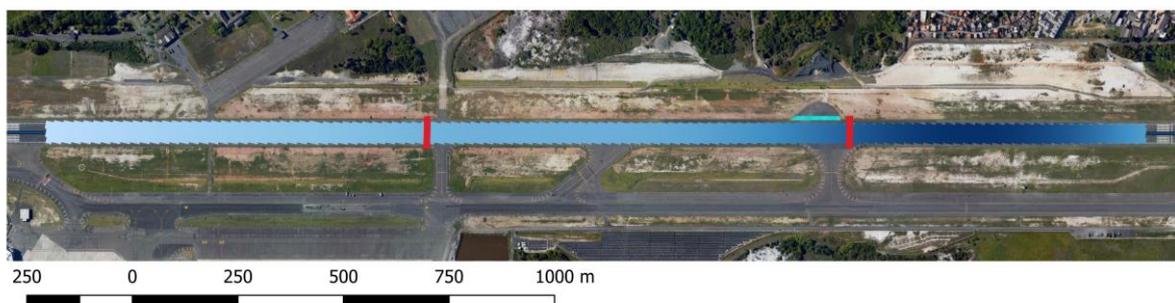


Figura 9. Distribuição da média anual de macrotextura (mm) em 2016 (AUTOR,2022)

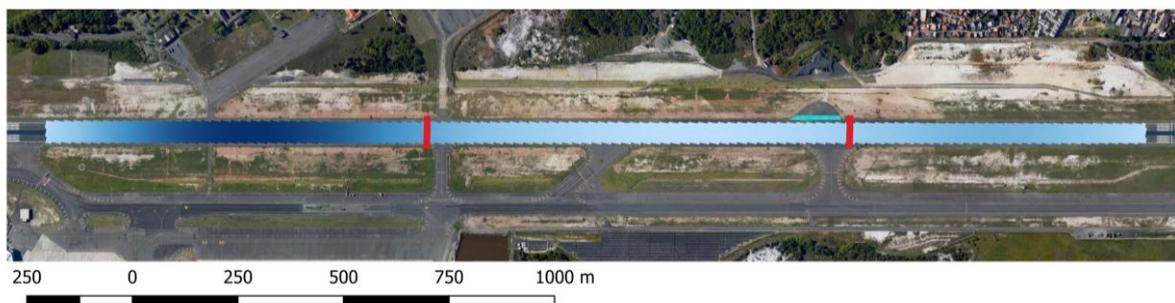


Figura 10. Distribuição da média anual de macrotextura (mm) em 2017 (AUTOR,2022)

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho analisou as condições de aderência, por meio de estudo de caso de uma pista de pouso e decolagem brasileira, com o objetivo de avaliar as condições de aderência a partir das variáveis coeficiente de atrito e macrotextura, obtidas entre os anos de 2015 e 2019. Em relação aos dados, observou-se que as informações são de acesso restrito e, que não se apresentam de forma estruturada em um banco de dados, e ainda, que os relatórios com os registros são documentos em formato PDF, em alguns casos digitalizados de forma inadequada, o que provocou arquivos digitais de baixa qualidade.

Verificou-se também que a discretização das variáveis analisadas por trechos, possibilitou uma melhor análise e compreensão do fenômeno ao longo da PPD, capaz de permitir um direcionamento mais adequado de recursos, para os trechos que apresentem piores condições de aderência. Notou-se, ainda, que o uso da média como medida central, nesse caso, não se apresenta como a melhor alternativa para a avaliação dos dados, visto que apesar de fornecer uma visão mais global pode enviesar a análise sobretudo em casos com alta variação nos dados amostrais.

Os resultados, obtidos por meio da análise estatística (tendência central e medidas de dispersão) e visual (mapas de calor), corroboram com aqueles encontrados na literatura. Os dados de coeficiente de atrito para o primeiro terço (onde fica a zona de toque das aeronaves durante pousos), em geral, foram menores e, ainda, que a atividade de remoção de borracha possibilitou um aumento nos valores do coeficiente de atrito. Além disso, notou-se que o coeficiente de atrito medido a 6m do eixo da PPD são maiores que aqueles medidos a 3m.

A análise da variável macrotextura indicou uma maior heterogeneidade em relação ao coeficiente de atrito, em função de maiores coeficientes de variação para a macrotextura. Diferentemente do que ocorre com o coeficiente de atrito, não houve um padrão nos valores médios que indicassem em quais regiões da pista, mereceriam maior atenção e, nos quais deveriam ser realizados primeiramente o ensaio de macrotextura.

Assim, a estruturação de um banco de dados descrita neste trabalho pode permitir uma célere recuperação, adequado tratamento e análise, estatística e visual, no sentido de oportunizar melhorias relacionadas à qualidade das informações. E a partir disso, refletir num adequado gerenciamento dos pavimentos aeroportuários, por meio da otimização dos recursos disponíveis, bem como propiciar a garantia da segurança operacional de pousos e decolagens.

### Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio da Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC) com os recursos financeiros para o desenvolvimento desta pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANAC (2020). Monitoramento da irregularidade longitudinal, atrito e macrotextura do pavimento da pista pouso e decolagem. Instrução Suplementar Número 153.205-001, Revisão B. Superintendência de Infraestrutura Aeroportuária. Brasília, DF, 2020.
- ANAC (2021). Anuário do Transporte Aéreo 2019. Brasília, DF.
- Biancardo, S. A., Abbondati, F., Russo, F., Veropalumbo, R., and Dell'Acqua, G. , (2020). A broad-based decision-making procedure for runway friction decay analysis in maintenance operations. *Sustainability*, 12(9), 3516. DOI: 10.3390/su12093516.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



- Chen, J. S., Huang, C. C., Chen, C. H., & Su, K. Y. (2008). Effect of rubber deposits on runway pavement friction characteristics. *Transportation Research Record*, 2068(1), 119-125. DOI: 10.3141/2068-13.
- De Luca, M., Abbondati, F., Pirozzi, M., & Žilionienė, D. (2016). Preliminary study on runway pavement friction decay using data mining. *Transportation Research Procedia*, 14, 3751-3760. DOI: 10.1016/j.trpro.2016.05.460.
- Niu, Y., Zhang, S., Tian, G., Zhu, H., & Zhou, W. (2020). Estimation for runway friction coefficient based on multi-sensor information fusion and model correlation. *Sensors*, 20(14), 3886.
- Quariguasi, J. B. F.; Almeida, L. C.; Oliveira, F. H. L.; Prado, L. de A.; (2019) Análise da Aderência Pneu-Pavimento Aeroportuário em Revestimento de Camada Porosa de Atrito. *Anais do 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Gramado, RS*. p. 1099–1109.
- Zhu, X., Yang, Y., Zhao, H., Jelagin, D., Chen, F., Gilabert, F. A., and Guarin, A., (2021). Effects of surface texture deterioration and wet surface conditions on asphalt runway skid resistance. *Tribology International*, 153, 106589. DOI: 0.1016/j.triboint.2020.106589.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA DE UM PAVIMENTO FERROVIÁRIO EM FUNÇÃO DO AUMENTO DA ESPESSURA DAS CAMADAS DE LASTRO E SUBLASTRO

*MAELCKSON BRUNO BARROS GOMES<sup>1</sup>; JULIANA TANABE ASSAD DOS SANTOS<sup>2</sup>;  
ANTÔNIO CARLOS RODRIGUES GUIMARÃES<sup>3</sup>; GLEYCIANE ALMEIDA SERRA<sup>4</sup>*

#### RESUMO

O presente artigo busca comparar o comportamento mecânico de um pavimento ferroviário em relação à variação das espessuras das camadas de lastro e de sublastro. Foi considerada uma seção típica de pavimento de cargas pesadas (*heavy haul*) e cargas de uma composição de dois vagões com peso bruto de 160 t acrescido do fator dinâmico de 1,4. Com esse intuito, elencou-se o SysTrain, software que faz uso do método dos elementos finitos, para análise do comportamento tensão x deformação na via permanente ferroviária em quatro cenários: combinações de lastros e sublastros com respectivas espessuras de 30 cm e 20 cm, 30 cm e 25 cm, 35 cm e 20 cm e 35 cm e 25 cm. Por fim, entende-se que o SysTrain se mostrou uma ferramenta viável para a modelagem proposta e permitiu verificar que os pavimentos propostos não atenderam aos critérios de projeto. No entanto os pavimentos com espessura de sublastro de 20 cm apresentaram melhor desempenho, não atendendo apenas aos critérios de tensão admissível no subleito. Dessa forma, acredita-se que a maior discretização da malha, aliado aos ensaios dos materiais utilizados no subleito sejam fundamentais para possibilitar a utilização do pavimento proposto.

**PALAVRAS CHAVE:** Pavimento Ferroviário. Simulação. SysTrain. Deformações.

#### ABSTRACT

This article seeks to compare the impact of variation in the thickness of the ballast and sub-ballast layers in mechanical behavior of a railway pavement. It was considered a typical section of pavement with heavy loads (*heavy haul*) and loads of a composition of two wagons with a 160 t weight multiplied by the dynamic factor of 1.4. For this purpose, SysTrain was listed, software that makes use of the finite element method, to analyze the stress x strain behavior in the permanent railway in four scenarios: combinations of ballast and sub-ballast with respective thicknesses of 30 cm and 20 cm, 30 cm and 25 cm, 35 cm and 20 cm and 35 cm and 25 cm. Finally, it is understood that SysTrain proved to be a viable tool for the proposed modeling and allowed to verify that the proposed layers did not meet the design criteria. However, pavements with a sub-ballast thickness of 20 cm showed better performance, not meeting only the subgrade criteria. Thus, it is believed that the greater discretization of the mesh, combined with tests of the materials used in the subgrade are fundamental to enable the use of the proposed pavement.

**KEYWORDS:** Railway Pavement. Simulation. SysTrain. Strains.

<sup>1</sup>Mestrando em Engenharia de Transportes no Instituto Militar de Engenharia (bruno.gomes@ime.eb.br)

<sup>2</sup>Mestranda em Engenharia de Transportes no Instituto Militar de Engenharia (juliana.tanabe@ime.eb.br)

<sup>3</sup>D. Sc. em Engenharia Civil, Chefe da Seção de Fortificação e Construção Instituto Militar de Engenharia (guimaraes@ime.eb.br)

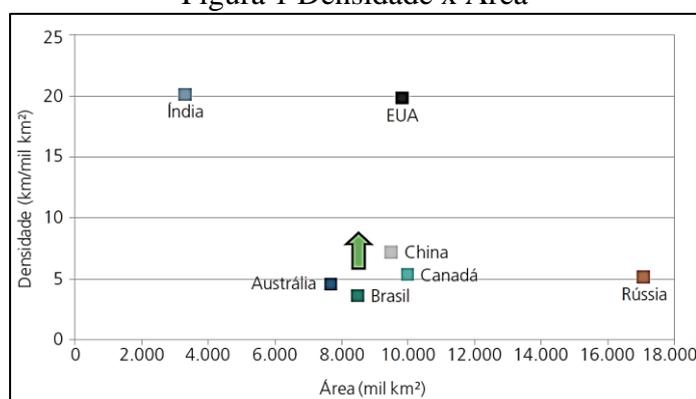
<sup>4</sup>Engenheira Civil na Egis Engenharia e Consultoria (gleyciakira@gmail.com)

## INTRODUÇÃO

O modal de transporte ferroviário representa uma significativa parcela da infraestrutura de transporte brasileira, com mais de 29 mil km de extensão (ANTF, 2020). Entre os atributos que colaboram para a consolidação da viabilidade desse modal de transporte destaca-se a segurança, o baixo custo, confiabilidade, etc (CNT, 2015).

Dentro da estrutura desse modal, destaca-se o sistema ferroviário de cargas brasileiro que apresenta uma das maiores produções mundiais, com 307 bilhões de tonelada por quilômetro útil (TKU) no ano de 2015 (BNDES, 2017). Considerando que a densidade da rede brasileira é bastante inferior aos demais países (Figura 1), com cerca de 15% segundo a EPL (2016), entende-se que a via é exposta a carregamentos mais elevados.

Figura 1 Densidade x Área

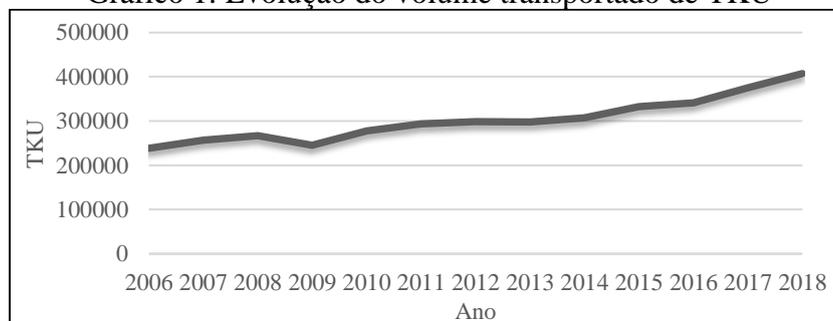


Fonte: BNDES (2017)

Além disso, nota-se também a evolução do volume transportado de TKU, como mostra o Gráfico 1. É evidenciado um aumento de aproximadamente 70% entre os anos de 2006 e 2018. Segundo o Plano Nacional de Logística (PNL, 2020), a infraestrutura ferroviária é saturada pelas cargas deslocadas, considerando a capacidade atual.

Com isso, ressalta-se que o aumento da carga por eixo gerada por essa evolução tem grande impacto no pavimento ferroviário. Como consequência, tem-se a degradação e redução da vida útil do pavimento, necessidade de intervenções precoces, problemas operacionais, etc (LOPES, et al, 2017).

Gráfico 1: Evolução do volume transportado de TKU



Dessa forma, para suprir a demanda do transporte ferroviário sem que haja comprometimento da via, é fundamental que exista o aumento da malha ferroviária. Aliado a isso, ressalta-se a importância da avaliação da capacidade do pavimento ferroviário para que se permita o aumento da carga por eixo. O objetivo desse estudo é, portanto, analisar os comportamentos dos elementos que compõem uma via férrea mediante a variação das espessuras das camadas de lastro e de sublastro. São realizadas

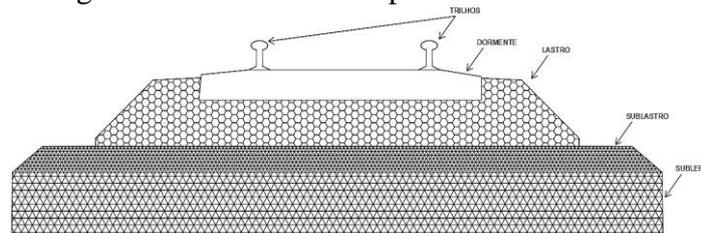
alterações nas espessuras de lastro e sublastro com as respectivas medidas de 30cm e 20cm, 35cm e 25cm, 30cm e 25cm, e 35cm e 20cm. O software escolhido para realização dessa análise comparativa foi o SysTrain, que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) devido à acessibilidade e praticidade da ferramenta.

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### Via Permanente Ferroviária

Segundo a ABNT NBR 7641:1980 a via permanente ferroviária, ou pavimento ferroviário, é definida como “Conjunto de instalações e equipamentos que compõem a infra e superestrutura da ferrovia”. Autores como Medina (1988), Guimarães (2015), Medina e Mota (2015) entre outros contribuem conceituando como uma complexa estrutura constituída por grade ferroviária (trilhos, dormentes e fixações) assente sobre camadas de lastro, sublastro e reforço edificada sobre o subleito (Figura 2). O pavimento ferroviário tem como função guiar as rodas dos veículos de forma estável e segura em diferentes condições operacionais, mantendo o alinhamento lateral e vertical da estrutura dentro dos níveis aceitáveis.

Figura 2: Estrutura de um pavimento ferroviário



Fonte: Adaptado de SELIG e WATERS, 1994

Dentro da literatura brasileira (ABNT NBR 7641:1980, NABAIS et al., 2014 e MEDINA e MOTTA, 2015) o pavimento ferroviário divide-se em duas. A primeira refere-se à superestrutura, parcela que recebe esforços de forma direta e os transmite à infraestrutura e é composta normalmente por trilhos, fixações e acessórios, dormentes, lastro, sublastro e aparelhos de mudança de via. Já a segunda parcela, a infraestrutura, é composta por subleito, terraplenagem, reforço, elementos de drenagem, taludes, obras de artes especiais e tuneis, e tem como função suportar a superestrutura.

### Lastro e Sublastro

Destaca-se nesse trabalho essas duas camadas por serem elementos fundamentais para o desenvolvimento do estudo. Segundo Brina (1988), o lastro é a camada responsável por distribuir os esforços no sublastro, reduzir trepidações ocasionadas por passagem de veículos, formar uma superfície uniforme para os trilhos e dormentes, facilitar a drenagem, etc. Podem ser utilizados materiais como terra, areia, cascalho, escórias e pedra britada.

A camada de sublastro está diretamente ligada à infraestrutura e tem como função o aumento da capacidade de suporte da plataforma, aumentar a resistência do leito à erosão, permitir elasticidade ao apoio do lastro, etc. Brina (1988) também elenca critérios que o solo deve obedecer para que possa ser utilizado como sublastro e ressalta que a taxa de utilização (cerca de 1,5m<sup>3</sup> por metro corrente) é elevada e, por esse motivo, se torna caro e de grande consumo.

Nesse sentido, considera-se nesse trabalho o uso da pedra britada no lastro devido à sua resistência e bom nivelamento proporcionado aos dormentes e aos trilhos, e um solo arenoso fino laterítico (SAFL) estudado por Silva Filho (2018) como sublastro. A escolha de um solo laterítico para compor o

pavimento se deve à abundância desse tipo de material em território brasileiro aliado aos estudos recentes que evidenciam a qualidade dos solos lateríticos para a pavimentação (GUIMARÃES, 2009).

### Critérios de projeto

Para que seja realizada a análise estrutural de uma via permanente ferroviária, se faz necessário a definição de critérios admissíveis de projeto. Destacam-se dentre eles: a tensão de flexão nos trilhos, a deflexão da estrutura, a tensão de contato admissível do lastro, do sublastro e do subleito, e a tensão vertical admissível no sublastro e subleito.

Em relação à tensão de flexão nos trilhos, Brina (1988) afirma que o trilho deve ser satisfazer à Equação 1. Além disso, o autor indica que o valor de  $\sigma_{adm}$  corresponde a 150.000 kPa.

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M \cdot c}{I} \leq \sigma_{adm} \quad (1)$$

Em que  $\sigma$ : tensão de tração ou compressão [kgf/cm<sup>2</sup>];  
M: momento fletor máximo [kgf.cm];  
W: módulo resiliente [cm<sup>3</sup>];  
c: distância entre base do trilho e linha neutra [cm];  
I: momento de inércia do trilho [cm];  
 $\sigma_{adm}$ : tensão de tração ou compressão admissível [kgf/cm<sup>2</sup>].

Para o lastro, o limite proposto pela AREMA apud. SPADA (2002), é uma tensão de contato admissível menor que 0,4 MPa. De forma simplificada, a análise da tensão vertical no sublastro e subleito pode ser feita por meio de relação com o CBR do subleito como proposto por Rangel (2017) na Equação 2 ou por Yoder e Witczak (1975) na Equação 3. Outro método bastante utilizado consiste em relacionar a tensão admissível no subleito com o módulo de resiliência e com o número de ciclos (Equação 4), que foi o método utilizado nesse trabalho.

$$\sigma_{adm} = 6,9 \cdot CBR \quad (2)$$

$$\sigma_{adm} = 3,87 \cdot CBR^{1,5} \quad (3)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006 \cdot M_R}{1 + 0,7 \cdot \log N} \quad (4)$$

Em que  $\sigma_{adm}$ : tensão vertical admissível no subleito [kgf/cm<sup>2</sup>];  
 $M_R$ : Módulo de resiliência do material [kgf/cm<sup>2</sup>];  
N: Número de ciclos, definido em função dos grupos da RFFSA (Tabela 1).

Tabela 1: Número de Ciclos

Grupo	N
1	2,2.10 <sup>6</sup>
2 e 3	1,6.10 <sup>6</sup>
4,5 e 6	1,0.10 <sup>6</sup>
7,8 e 9	0,6.10 <sup>6</sup>

Para esse artigo, adotou-se o número de ciclos do Grupo 1,  $N = 2,2 \cdot 10^6$ . Para a verificação da

deflexão total da estrutura, Lundgren et al. (1970) indica a utilização da Tabela 2 que define a deflexão máxima com o comportamento da via.

Tabela 2: Limites de deflexão da estrutura

Tipo	Comportamento da via	Deflexão (mm)
A	Intervalo de deflexão para via que irá durar indefinidamente.	0 – 5,1
A e B	Deflexão desejável máxima normal, para uma via de carga pesada, capaz de oferecer uma combinação de flexibilidade e rigidez	3,3 – 5,1
B	Deflexões normais em pavimentos de carga pesada, com boa combinação de rigidez e flexibilidade.	3,3 – 6,35
C	Deflexão desejável limite para uma via de construção leve, pavimentos com trilhos inferiores a 50 kg/m (TR-50)	9
D	Via com baixo nível de manutenção, apresentando algum problema e que irá deteriorar-se rapidamente.	>10

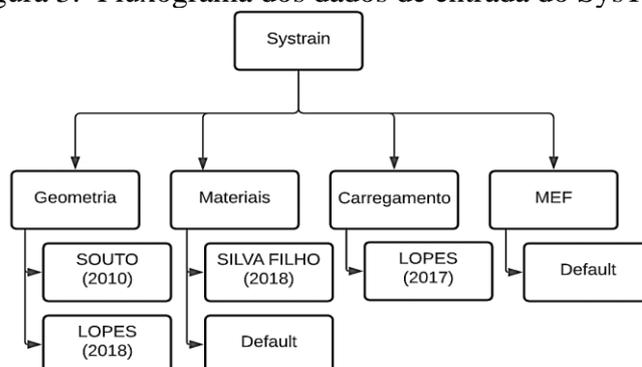
Além disso, como mencionado anteriormente, a Vale em parceria com a TTCI (Transportation Technology Center Inc.) realizaram estudos específicos para definir critérios de projeto voltado para a EFC (Estrada de Ferro Carajás). Os estudos oriundos desta parceria indicaram um valor máximo admissível de 4,4 mm para deflexão total, que é o valor adotado nesse trabalho. (SILVA FILHO, 2018)

## SysTrain

Segundo Rangel (2017), o SysTrain é um software desenvolvido em 2016 e que utiliza o MEF para a avaliação do comportamento estrutural do pavimento ferroviário. São dados de entrada dessa ferramenta informações sobre a geometria da via, os materiais e os carregamentos aplicados. Um dos grandes diferenciais do software está no fato de considerar o peso próprio dos materiais empregados no pavimento ferroviário. O fluxograma da Figura 3 mostra os tipos de dados necessários e a origem das informações.

O emprego desse software pode ser amplamente observado nos trabalhos de: Lopes et al (2017) que utilizou o software para comparar o efeito da variação de cargas em um pavimento ferroviário de cargas pesadas (*heavy haul*); Silva Filho (2018) em sua tese de doutorado compara resultados do SysTrain com resultados de outros programas (Ferrovia 3.0 e ANSYS) e Rosa, et al (2019) utilizaram o programa computacional para modelagem de tensões e deformações de pavimentos ferroviários do corredor centro sudeste paulista.

Figura 3: Fluxograma dos dados de entrada do SysTrain



## MÉTODOLOGIA

A metodologia desse trabalho consistiu em verificar com um auxílio de um software a variação de tensões e deformações em um pavimento ferroviário, através da adoção de 4 cenários usuais de espessuras para as camadas de lastro e sublastro. O software utilizado foi o SysTrain, da Elgayer, na versão 1.86. Os cenários analisados consistiram na combinação de sublastro com espessuras de 20 e 25 cm, bem como lastros com espessuras de 30 e 35 cm.

## Dados de Entrada

Inicialmente são definidas as geometrias das peças que vão compor o pavimento ferroviário (trilho, dormentes, lastro, sublastro e subleito). Em seguida são definidos e aplicados materiais que integram o sistema. São inseridos também as cargas, através da definição do vagão ferroviário. Por fim, são definidos os parâmetros de processamento e extraídos os resultados. Nos subtópicos seguintes é feito o detalhamento dos materiais, dos carregamentos aplicados e da geometria dos elementos.

## Geometria

Os parâmetros geométricos de cada elemento e de cada camada utilizados nas simulações estão descritas no Quadro 1 a seguir.

Quadro 1: Dados de entrada - Geometria do pavimento

Dados de entrada no Systrain				
Geometria do pavimento				
Trilho	Para todas os cenários foi adotado bitola de 1,60 m e seção TR-68			
Dormente				
Espaçamento (cm)	61			
Comprimento (cm)	280			
Altura (cm)	22,5			
Largura inf. (cm)	30			
Largura sup. (cm)	26			
Lastro				
Cenário	1	2	3	4
Altura (cm)	30	35	30	35
Características construtivas	Ombreira 40 cm; declive talude (H/V) 1; declive fundo 3%; tipo de declive: direita; e encobrimento do dormente			
Sublastro				
Cenário:	1	2	3	4
Altura (cm)	20	20	25	25
Características construtivas	Ombreira 0,5 cm; declive talude (H/V) 1,2; declive fundo 1%			
Subleito				
Altura (cm)	200			
Características construtivas	Ombreira 2 cm; declive talude (H/V) 1,5; declive fundo 1%			

## Materiais

Os parâmetros de cada elemento ou material dos pavimentos utilizados nas simulações estão descritas no Quadro 2 a seguir. Foram adotados valores padrões, que já estão na base de dados do software e são usuais para os materiais que compõem o pavimento, exceto para a camada de sublastro. Ao invés de adotar material britado na camada de sublastro, optou-se por adotar um material que é facilmente encontrado nos horizontes pedológicos A e B em boa parte do nordeste brasileiro, o solo arenoso fino laterítico (SAFL). Os valores do comportamento geotécnico do material são referentes às amostras estudadas por Silva Filho (2018), coletadas no município de Açailândia no estado do Maranhão.

Quadro 2: Dados de entrada - Materiais do pavimento

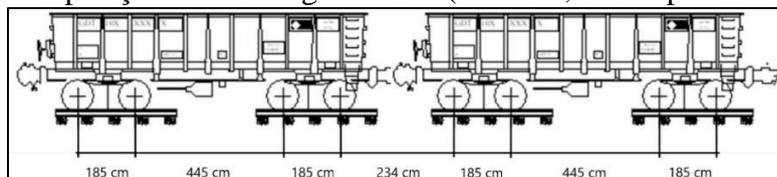
Materiais Superestrutura		Materiais Infraestrutura	
Trilho		Lastro	
Descrição	Aço	Descrição	Brita
Tipo	Linear Iso.	Tipo	Resiliente Elast. Lin.
$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	7850	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	1900
E (mPa)	210000	E (MPa)	200000
N	0,3	$\nu$	0,3
Dormente		Sublastro	
Descrição	Concreto	Descrição	SALF
Tipo	Linear Iso.	Tipo	Resiliente Argiloso
$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	2400	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	1835
E (MPa)	32000	K1	407,46
$\nu$	0,3	K2	-0,24
Grampo		$\nu$	0,4
Descrição	Grampo Ferroviário	Subleito	
Tipo	Mola	Descrição	Solo
Kx (kN/m)	7000	Tipo	Resiliente Elast. Lin.
Ky (kN/m)	7000	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	1800
Kz (tração) (kN/m)	70000	K1 (Mpa)	80
Kz (comp.) (kN/m)	70000	$\nu$	0,4

## Carregamentos

Foi adotado vagão do tipo GDU (vagão gôndola de descarga em viradores para bitola larga), dois truques, apresentado na Figura 4, e com os seguintes parâmetros:

- distância do engate ao eixo: 1,17 m;
- distância entre eixos: 1,85 m;
- distância entre truques: 6,3 m;
- diâmetro da roda: 965 mm.

Figura 4: Composição de dois vagões GDU (SOUTO, 2010 apud LOPES, 2018).



Foi considerada uma composição composta de vagões com peso bruto de 160 t acrescido do fator dinâmico (1,4). Para a determinação da carga dinâmica, usualmente se adota a metodologia norte americana do fator de carga, baseado na recomendação da AAR (Association of American Railroads), fornecido pelo manual da AREMA, conforme equações 5 e 6.

$$P_d = C_d \cdot P_s \quad (5)$$

$$C_d = 1 + \frac{5,2 \cdot V}{D_w} \quad (6)$$

Onde:

$P_d$  = carga de roda acrescida do efeito dinâmico (t);

$C_d$  = é o coeficiente dinâmico;

$P_s$  = carga estática da roda (t);

$V$  = velocidade (km/h);

$D_w$  = diâmetro da roda (mm);

Nos gráficos abaixo observamos a maneira como se relacionam o coeficiente dinâmico, a velocidade e a carga de roda acrescida do efeito dinâmico. Como citado anteriormente, foi utilizado o mesmo  $C_d$  utilizado por Lopes (2017), 1,4. Esse coeficiente foi adotado considerando uma velocidade de serviço de aproximadamente 80 km/h. Sendo assim, a carga total por composição foi da ordem de 224 t.

Gráfico 2: a) Coeficiente dinâmico x Velocidade b) Carga de roda acrescida do efeito dinâmico x velocidade.

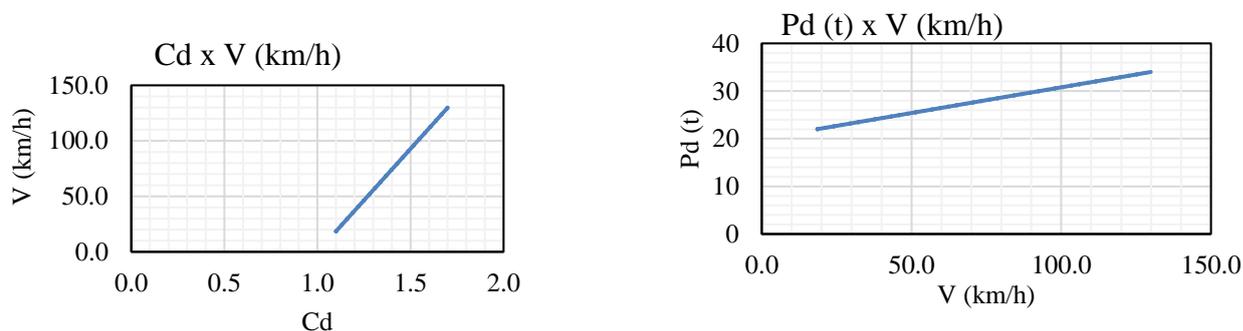


Tabela 3: Carga por roda considerando diferentes coeficientes dinâmicos.

$P_d$ (t)	$P_s$ (t)	$C_d$ (adm)	$D_w$ (mm)	$V$ (km/h)
23	20	1,15	965	27,8
24	20	1,20	965	37,1
25	20	1,25	965	46,4

26	20	1,30	965	55,7
27	20	1,35	965	65,0
28	20	1,40	965	74,2
29	20	1,45	965	83,5
30	20	1,50	965	92,8
31	20	1,55	965	102,1

### Configurações de processamento

O último item trata das configurações de processamento, como as opções de cálculo e a discretização da malha de elementos finitos. Nessa etapa, optou-se por utilizar o default do programa.

### RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos nos 4 cenários, estão descritos nos subtópicos a seguir.

#### Trilho

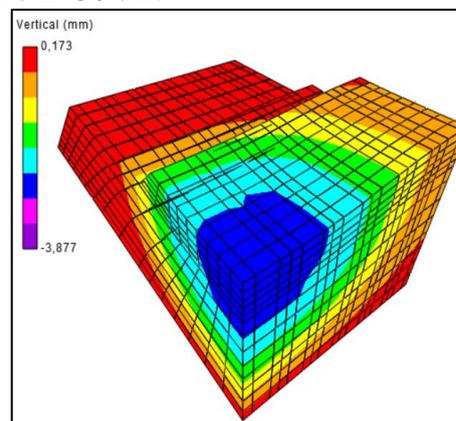
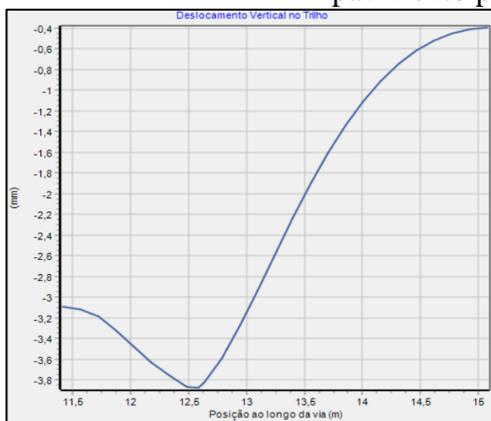
Os trilhos foram verificados quanto à deflexão máxima e à tensão máxima, os resultados estão descritos no Quadro 3.

Quadro 3: Verificação da deflexão.

Cenário	SubLastro	Lastro	Trilho		
	Altura (cm)	Altura (cm)	Deflexão (mm)	Deflexão máxima (mm)	Check Def.<Def. máx.
1	20	30	3,88	4,4	Ok!
2	20	35	3,85	4,4	Ok!
3	25	30	3,79	4,4	Ok!
4	25	35	3,76	4,4	Ok!

Como observado, em todos os cenários a deflexão obtida foi menor que a máxima admitida. Além disso, todos os cenários tiveram deflexões semelhantes, o que indica que a variação das espessuras não impactou consideravelmente nos deslocamentos do pavimento em geral. Na Figura 5 a) e b) observamos o detalhe da distribuição do deslocamento na porção simétrica do pavimento, no cenário em que o sublastro e lastro têm 20 e 30 cm, respectivamente.

Figura 5 a) e b): Deslocamento vertical no trilho e distribuição no segmento simétrico do pavimento para SL=20 cm e L=30 cm.



Analisando a tensão máxima no trilho, através da Equação 1, observa-se que em todos os 4 cenários o critério da tensão de máxima flexão foi atendido. Outrossim, fica claro que a variação das camadas impôs diferenças insignificantes no momento obtido nos trilho. Na Figura 6 observamos a distribuição do momento em um segmento simétrico do pavimento. Foi utilizado módulo resiliente (W) igual à 391,6 cm<sup>3</sup>.

Quadro 4: Verificação da tensão máxima nos trilhos.

Cenário	SubLastro	Lastro	Trilho			
	Altura (cm)	Altura (cm)	M (kN.m)	$\sigma$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{adm}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Check $\sigma < \sigma_{adm}$
1	20	30	55,86	1455	1500	Ok!
2	20	35	55,73	1451	1500	Ok!
3	25	30	55,38	1442	1500	Ok!
4	25	35	55,29	1440	1500	Ok!

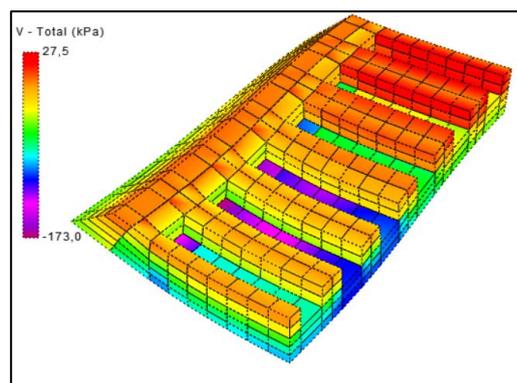
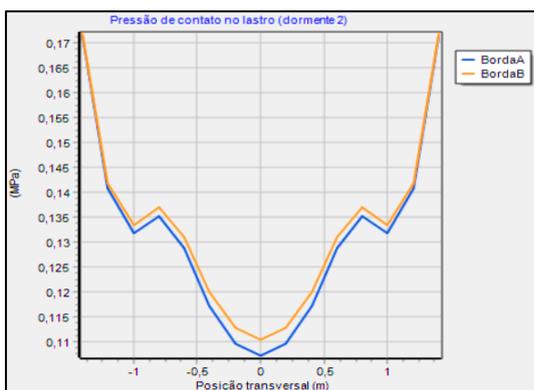
Figura 6: Distribuição do momento em um segmento simétrico do pavimento para o cenário 1, SL=20 cm e L=30 cm.



## Lastro

A tensão máxima de contato, nos 4 cenários analisados, é da ordem de 0,18 Mpa e atende a recomendação da AREMA. As tensões na camada de lastro para o cenário 1 podem ser verificada na Figura 7 a). Como esperado, o dormente mais solicitado é o dormente 2, próximo ao engate. A distribuição de pressão de contato no lastro pode ser vista na Figura 8 b), considerando um segmento simétrico do pavimento. Nela, observa-se a tensão máxima de contato da ordem de 173 kPa.

Figura 7: a) Pressão de contato no lastro para o dormente 2 do cenário 1, SL=20 e L=30 cm.  
b) Tensões distribuída do lastro ferroviário do cenário 1.



## Sublastro e Subleito

Para avaliação destas camadas, apesar de sua abordagem conservadora, é de uso comum a Equação 4, proposta por Heukelon e Klomp (1962). Como descrito anteriormente, foi adotado  $N = 2,2 \cdot 10^6$ . Para o sublastro foi adotado um módulo resiliente médio (MR) de 240 Mpa (2454 kgf/cm<sup>2</sup>), que é o valor da média dos MR encontrado por Silva Filho (2018), para os SAFL. Para o subleito foi adotado um MR de 80 MPa (88 kgf/cm<sup>2</sup>), valor default do programa. Os resultados obtidos estão no Quadro 5 abaixo.

Quadro 5: Verificação da tensão máxima no sublastro e lastro.

Cenário	SubLastro	Lastro	Check - Sublastro			Check - Subleito		
	Altura (cm)	Altura (cm)	$\sigma_v$ máxima (kPa)	$\sigma_v$ adm (kPa)	$\sigma_v$ máx < $\sigma_v$ adm	$\sigma_v$ máxima (kPa)	$\sigma_v$ adm (kPa)	$\sigma_v$ máx < $\sigma_v$ adm
1	20	30	183	265,457	Ok!	258	88	Nok!
2	20	35	187	265,457	Ok!	260	88	Nok!
3	25	30	477	265,457	Nok!	259	88	Nok!
4	25	35	492	265,457	Nok!	261	88	Nok!

Como observa-se no Quadro 5, os 4 cenários não atenderam a tensão admissível segundo a equação proposta por Heukelon e Klomp (1962). Todavia, convém ressaltar que o sublastro dos cenários 1 e 2 foram atendidos e como o subleito utilizado foi o default do programa, é provável que os cenários atendam em locais que o subleito apresente melhor desempenho quanto às propriedades geotécnicas.

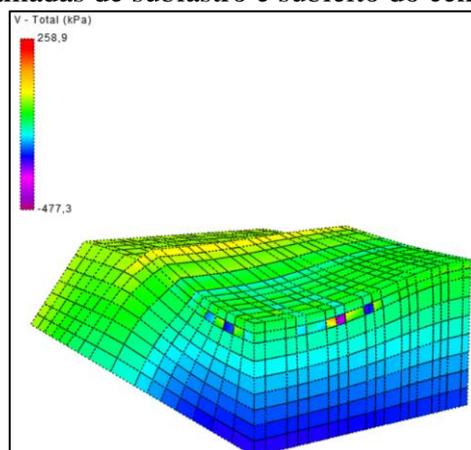
## CONCLUSÃO

No subtópico 4.1, verificou-se que a deflexão total do pavimento foi menor que a admissível. Esta deflexão é função não apenas das características do trilho, mas sim das propriedades elásticas de todas as camadas subsequentes. A deflexão é a principal restrição quanto ao dimensionamento de um pavimento ferroviário, uma vez que o deslocamento excessivo pode acarretar em tombamento ou descarrilamento.

No Quadro 5 observa-se que os cenários 3 e 4 (sublastro com 25 cm e lastro com 30 e 35 cm), apresentaram tensões verticais máximas consideravelmente superiores aos cenários 1 e 2 que

foram modelados com 20 cm de sublastro. Na figura 8 temos o mapa de tensões distribuídas nas camadas de sublastro e subleito. A causa dessa variação necessita de uma verificação mais refinada à luz da teoria da elasticidade aplicada a pavimentação. Não obstante, recomenda-se que sejam verificados os mesmos cenários otimizando o modelo proposto, como por exemplo, um refinamento da malha pela diminuição da divisão transversal dos dormentes na janela discretização.

Figura 8: Tensões nas camadas de sublastro e subleito do cenário 3, SL=25 e L=30 cm.



As simulações realizadas nesse artigo têm como objetivo avaliar o comportamento do pavimento, quanto às suas deformações e tensões, quando modificada a espessura de suas camadas. Como citado, optou-se pelas espessuras mais usuais, entretanto, para a implantação de pavimentos é necessário que sejam ensaiados os materiais que efetivamente serão utilizados no pavimento ferroviário, para que sejam analisadas as espessuras admissíveis. Além disso, deve ser definido o tráfego a que será submetido a via permanente, esses parâmetros são essenciais para um correto dimensionamento.

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- LOPES, L. S., GUIMARÃES, A. C. R., ARAGÃO, F. T. S. (2018) Análise Numérica da Influência do Aumento da Carga por Eixo no Comportamento de um Pavimento Ferroviário – Monografia de Especialização em Transporte Ferroviário de Carga. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro.
- SILVA FILHO, J. C. (2018) Contribuição para o Desenvolvimento de um Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Ferroviários com Foco nos Solos Tropicais. Tese de doutorado em Engenharia de Defesa do Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro.
- ANTF (2020) Mapa Ferroviário. Associação Nacional dos Transportadores Ferroviários. Disponível em: < <https://www.antf.org.br/mapa-ferroviario/>>. Acesso em: 18/12/2020.
- EPL – EMPRESA DE PLANEJAMENTO E LOGÍSTICA (2016) Transporte inter-regional de carga no Brasil. Panorama 2015.
- ROSA, A. C. et al (2019) Avaliação Estrutural de Pavimentos Ferroviários do Corredor Centro Sudeste Paulista Utilizando o Software Systrain. 33 Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET.
- SELIG, E. T., & WATERS, J. M. (1994). Track Geotechnology and Substructure Management. Londres, UK: Thomas Telford Services Ltd.
- BRINA, H.L. (1988) Estrada de Ferro 1 – Via Permanente. Rio de Janeiro. Livro Técnico e Científico S.A. 2<sup>a</sup> ed.
- LUNDGREN, J.R., MARTIN, G.C., HAY, W.W. (1970) A Simulation Model of Ballast Support and the Modulus of Track Elasticity, (Masters Thesis), Civil Engineering Studies, Transportation Series No. 4, Univ. of Illinois.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ESTUDO DO PROCESSAMENTO DIGITAL DE IMAGENS NO ACÚMULO DE BORRACHA EM PISTAS DE POUSOS E DECOLAGENS

*Gustavo Antonio Sousa Paz e Mota<sup>1</sup>; Francisco Heber Lacerda de Oliveira<sup>2</sup> & Yuri Lenon  
Barbosa Nogueira<sup>3</sup>*

#### RESUMO

Tendo em vista o crescimento do volume de tráfego aéreo no Brasil e a necessidade cada vez maior de realização de manutenções em pistas de pousos e decolagens (PPD), técnicas de avaliação e de monitoramento destes tipos de pavimentos são estudadas para contribuir com a segurança das operações. Para tanto, é necessária uma alternativa confiável e capaz de avaliar esses pavimentos e indicar um parâmetro seguro que indique suas condições funcionais, sobretudo àquelas relacionadas à aderência pneu-pavimento. Um mecanismo possível é examinar a PPD por imagens e realizar seus processamentos de modo que retornem os dados necessários. O presente trabalho desenvolve um estudo sobre o uso de processamento digital de imagens (PDI) de satélite da PPD do Aeroporto Internacional de Fortaleza, estado do Ceará, aplicada às áreas de acúmulo de borracha nas zonas de toque das aeronaves. O estudo foi feito com imagens capturadas via *Google Earth* e utilizou dados de macrotextura e de coeficiente de atrito da PPD para verificação da eficácia da aderência pneu-pavimento ao longo do tempo. Constatou-se que o uso de PDI possui potencial significativo para estabelecer uma métrica de avaliação das superfícies de PPD, e que métodos de captura e processamento podem ser mais bem desenvolvidos para ampliar o seu potencial nas tomadas de decisão por parte de operadores de aeródromos sobre a necessidade de remoção da borracha acumulada nos revestimentos das pistas.

**PALAVRAS-CHAVE:** Segurança, Processamento de Imagens, Macrotextura, Coeficiente de Atrito.

#### ABSTRACT

Because of the growing volume of air traffic in Brazil and the increasing need to perform maintenance on runways (RWY), evaluation and monitoring techniques for these types of pavements are being studied to contribute to the safety of operations. To this end, a reliable alternative is needed to evaluate these pavements and indicate a safe parameter that indicates their functional conditions, especially those related to tire-pavement adherence. One possible mechanism is to examine the RWY by images and process them in a way that returns the necessary data. The present work develops a study on the use of satellite digital image processing (DIP) of the RWY of the Fortaleza International Airport, state of Ceará, applied to the areas of rubber accumulation in the aircraft touchdown zones. The study was done with images captured via *Google Earth* and used macrotexture and coefficient of friction data from the RWY to verify the effectiveness of tire-pavement adhesion over time. It was found that the use of PDI has significant potential to establish a metric for evaluating RWY surfaces, and that capture and processing methods can be better developed to extend its potential in decision-making by airfield operators on the need for removal of accumulated rubber from runway surfacing.

**KEY WORDS:** Safety, Image Processing, Macrotexture, Coefficient of Friction.

<sup>1</sup> Universidade Federal do Ceará, Campus do Pici, Centro de Ciências, Fortaleza/CE, [gustavomota953@alu.ufc.br](mailto:gustavomota953@alu.ufc.br).

<sup>2</sup> Universidade Federal do Ceará, Campus do Pici, Centro de Tecnologia, Fortaleza/CE, [heber@det.ufc.br](mailto:heber@det.ufc.br).

<sup>3</sup> Universidade Federal do Ceará, Campus do Pici, Centro de Ciências, Fortaleza/CE, [yuri@dc.ufc.com](mailto:yuri@dc.ufc.com).



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Existem diferentes ocorrências que proporcionam a necessidade de uma manutenção em pavimentos aeroportuários. Dentre elas está a de acúmulo de borracha que provoca deficiências à aderência pneu-pavimento. Essa aderência é fundamental para uma frenagem adequada, sobretudo em situação de pista molhada, e se for comprometida, os riscos de acidentes são elevados (FAA, 1997). Dessa forma, é importante a remoção de borracha acumulada e o seu monitoramento ao longo do tempo.

Uma das maneiras de identificar esse acúmulo é pelo aspecto visual, a olho nu, da pista, que apresenta uma região mais escura sobre o revestimento ao longo do eixo. A frequência de monitoramento é pré-determinada pela ANAC (2019), mas pode ser modificada a depender de determinadas variáveis que sinalizam um acúmulo mais elevado ou fora do normal. Essas variáveis podem ser a quantidade de pousos e decolagens, o tipo de revestimento, a idade do revestimento, e o próprio aspecto visual do revestimento. Porém, diferentes condições durante as operações de pouso e decolagem proporcionam acúmulos diferenciados, e o aspecto visual torna-se um indicador na condição prática e imediata. Uma estratégia de medição rápida se faz necessária para a tomada de decisões em relação a uma remoção de borracha acumulada. Um mecanismo computacional que determine uma aproximação da porcentagem de borracha acumulada por meio de imagens vem a ser mais racional, menos suscetível a erros e imprecisões da análise humana, e com potencial de capturar mais detalhes.

Diante do exposto, a proposta deste trabalho é contribuir para o uso de imagens de satélite aplicado à análise das áreas de acúmulo de borracha na pista de pouso e decolagem (PPD) do Aeroporto Internacional de Fortaleza, estado do Ceará. Justifica-se a escolha do aeroporto mencionado pela uniformidade das imagens, tonalidade original do revestimento e condições de claridade pelo clima da cidade em que está localizado, entre outros. Os algoritmos e técnicas de Visão Computacional aplicados neste trabalho foram avaliados por meio de comparações com dados das medições realizadas na PPD. Os dados de remoções de acúmulo de borracha e os resultados obtidos foram avaliados tal como as performances desses algoritmos e técnicas, ao longo do processamento das imagens em relação ao resultado visual alcançado.

## TÉCNICAS E MÉTODOS DE PESQUISA

### Aquisição das Imagens

As imagens foram obtidas por meio da ferramenta *Google Earth Pro*, versão 7.3.4.8248, gratuita para *download* e para uso. Realizou-se a utilização do recurso para acessar imagens de satélite de datas mais antigas e salvá-las da tela. As propriedades de tamanho, inclinação e posicionamento das imagens são as mesmas; variam apenas em relação às datas. As imagens possuem resolução inicial de 3.840x2.160 *pixels*. As datas informadas no *Google Street View* e *Google Earth* correspondem às datas de capturas. A *Google* não revela o dia e a hora exatas, mas somente o mês corresponde. Dessa forma, assume-se que as imagens podem possuir menos de 30 dias de margem de erro (Google, 2020).

### Realce

As imagens originais estão com o mesmo aspecto geral da imagem da Figura 1: coloridas, com a pista inclinada e todo o aeroporto e arredores contidos na captura. O primeiro processamento aplicado foi o de escala de cinza, necessário para a etapa de segmentação. Em seguida, o corte e rotação para restar apenas a pista na imagem e, precisamente, na horizontal. Assim, assumindo a resolução de  $3.659 \times 80$  pixels. Apesar da resolução inicialmente alta, a área dentro da imagem que corresponde à PPD é reduzida. Desse modo, a altura da imagem cai para 80 pixels. É necessária uma resolução ainda maior, ou uma altura de captura no céu menor, para obter uma imagem capturando toda a pista e com mais detalhes da PPD. A imagem final apresenta-se como na Figura 2.



Figura 1. Imagem de satélite da PPD do Aeroporto Internacional de Fortaleza. (Google Earth PRO, 2016).



Figura 2. Imagem da Figura 1 após etapa de realce.

## Segmentação

Nesta etapa, a imagem é filtrada de modo que todas as intensidades acima de um valor de limiar são mantidas e todas as outras abaixo dele são consideradas plano de fundo e podem ser eliminadas (Gonzalez e Woods, 2008). Como a região de borracha é mais escura, seus pixels são mais próximos de zero e isolar esses pixels significa manter na imagem apenas a região de borracha acumulada. Para encontrar esse limiar que pode variar para cada imagem, foi utilizado o Método de Yen (Yen *et al.*, 1995). Após a obtenção dos limiares, as intensidades são reajustadas e uma nova escala utiliza-se em toda a imagem após esse ajuste variando de 0 a 1. Por meio desses valores, torna-se viável computar o percentual de área de acúmulo de borracha em relação a toda pista. O cálculo se dá através dos dados de resolução de imagem, em que se pode obter uma representação da área total; através dos pixels iguais ao valor de 1, a área de acúmulo de borracha. Assim, o percentual representa a área real capturada na imagem.

## Cálculo e Análise

Para a etapa de representação, calcula-se a porcentagem da área de acúmulo de borracha na imagem e projeta-se a imagem para uma visualização. Para isso, é necessário usar uma escala de 0 a 255. Dado que a imagem após o passo de segmentação está em escala de 0 a 1, uma nova conversão é realizada para a devida projeção. Isso justifica-se porque os valores 0 e 1 representam valores de preto tão próximos um do outro na escala padrão de 0 a 255 que, para o olho humano, a diferença seria indetectável e a imagem toda pareceria totalmente preta. Portanto, utiliza-se do produto entre cada valor de intensidade por 255 para criar um arquivo de imagem de melhor visualização. Desse modo, as intensidades iguais a zero permanecem iguais a zero, mas as iguais ao valor de 1 passam a



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



valer 255 (Gonzalez e Woods, 2008). Portanto, obtém-se imagens com fundo preto correspondendo a toda a região detectada como fundo e em branco a região de acúmulo.

## Metodologia para Experimentos e Análise

Foram desenvolvidos três experimentos. O primeiro experimento foi executado com objetivo de analisar os resultados obtidos com as primeiras configurações do processamento. O segundo foi realizado com interesse em avaliar o desempenho do processamento em filtrar a mancha de borracha na pista de pouso e decolagem do Aeroporto Internacional de Miami; assim, identificando o quão preciso é o algoritmo para extrair a área de borracha. Isso se deu pelo fato de que a pista do Aeroporto Internacional de Fortaleza é escura pelo material do revestimento ser de Concreto Asfáltico, o tipo de revestimento mais difundido entre os aeroportos brasileiros (Leocádio, 2014).

Todo o processamento foi desenhado para que fosse sensível à característica dos *pixels* relativos à pista e aos da mancha serem de intensidades tão próximas. Logo, uma dedução é a de que em um revestimento de Concreto de Cimento, por ser de tom mais claro, a diferença entre as respectivas intensidades é bem maior. O contraste é tal que a própria mancha do acúmulo de borracha será destacada pela fácil separação dos dois. Assim, esse experimento foi feito com objetivo de avaliar o resultado e identificar possíveis problemas por meio de apenas uma imagem do Aeroporto de Miami.

O terceiro experimento foi executado adicionando o processamento de equalização de histograma nas imagens (Gonzalez e Woods, 2008). Isso deu-se pelos resultados do segundo experimento que sugeriram a necessidade de balancear os níveis de brilho e contraste. Por meio deste processamento, avalia-se também o seu uso para aperfeiçoar os resultados nos dados originais.

Por fim, é feita uma análise dos valores obtidos com PDI para com os de coeficiente de atrito e de macrotextura. O objetivo é encontrar uma forma de validação e de correlacionar os dados de PDI com dados reais de parâmetros medidos na PPD do aeroporto em períodos semelhantes aos das imagens coletadas e analisadas. Possibilitando então demonstrar o poder de representação do estado da pista por meio de PDI quanto ao parâmetro do acúmulo de borracha. Foram escolhidos os parâmetros de coeficiente de atrito e de macrotextura pelo fato de que o acúmulo elevado de borracha prejudica o coeficiente de atrito e pode afetar a qualidade da macrotextura. Para fins dessa comparação, foram considerados os dados referentes apenas aos do 1º terço de pista por ser o terço de maior estresse durante a operação de pouso e decolagem de uma aeronave.

Todos os experimentos a seguir descritos foram executados usando as seguintes configurações de máquina: em um ambiente *Conda* versão 4.9.1, usando *Python* versão 3.9.5, sistema operacional Windows 10, memória RAM de 16 GB, processador *Intel Core i5* de 9ª geração.

## RESULTADOS

### Primeiro Experimento

A Figura 3 apresenta as áreas estimadas em porcentagem em relação à pista completa. As datas das remoções de acúmulo de borracha foram: 02/12/2013, 10/05/2014, 20/11/2014, 04/04/2015, 10/06/2015, 10/11/2015, 30/06/2016, 23/10/2016, 21/03/2017 e 08/11/2017 (Sales, 2019). Os primeiros resultados sugerem uma coerência com as datas de remoção de acúmulo de borracha. Há

quedas nas estimativas após períodos de remoção comparando-os com períodos anteriores, apesar de alguns deles pontualmente apresentarem altas. Por outro lado, há valores muito elevados de forma desbalanceada para com as outras estimativas (considerados como *outliers*).

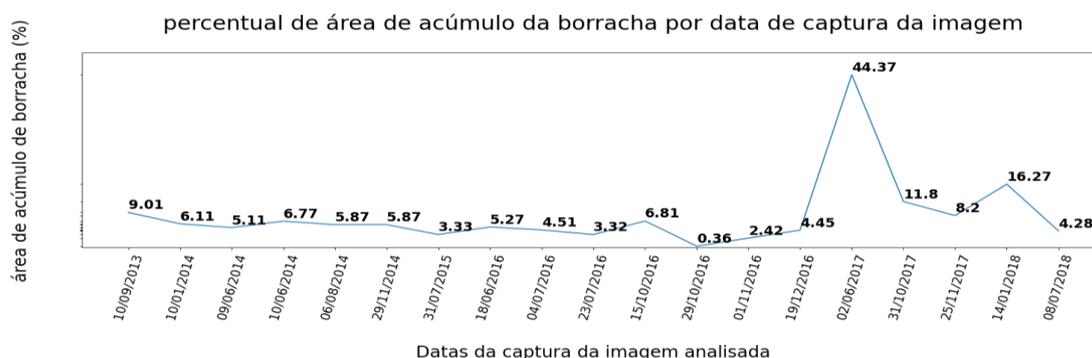


Figura 3. Resultados iniciais das estimativas de área de acúmulo de borracha na PPD do Aeroporto Internacional de Fortaleza.

As imagens responsáveis pelo surgimento dos *outliers* foram identificadas como aquelas com presença de nuvens como na Figura 4 (b), à direita, ou de suas sombras sobre a pista como na Figura 4 (a) à esquerda. Uma nuvem gera regiões brancas que se traduzem como regiões mais claras, levando a uma perda de características. As sombras das nuvens geram sub-regiões mais escuras confundindo os filtros, uma vez que regiões dentro e fora das sombreadas podem ter intensidades semelhantes, não possibilitando uma adequada filtragem. As figuras 5 e 6 correspondem às imagens com filtro de máscara aplicada a partir das imagens das figuras 4 (b) e (a), respectivamente.



(a)



(b)

Figura 4. (a) Imagem de 02/06/2017 da PPD do Aeroporto Internacional de Fortaleza (Google Earth PRO, 2017); (b) Imagem de 14/01/2018. (Google Earth PRO, 2018).



Figura 5. Imagem de 14/01/2018 da PPD do Aeroporto Internacional de Fortaleza com máscara.



Figura 6. Imagem de 02/06/2017 da PPD do Aeroporto Internacional de Fortaleza com máscara.

Para fins do presente trabalho, as estimativas obtidas pelas imagens apresentadas na Figura 4 foram completamente ignoradas. Contudo, foram mantidas apenas para fins de análise dos filtros aplicados e do processamento como um todo; isso, pois, a forma como os filtros lidam com as

imagens que possuem disformidade nas características pode caracterizar sua eficiência no objetivo principal.

## Segundo Experimento

A Figura 7 apresenta a imagem do Aeroporto Internacional de Miami com rótulo em vermelho das pistas selecionadas para a análise. Observa-se pelas figuras 8 e 9 que as manchas não foram totalmente destacadas durante a segmentação. Isso sugere que apesar do contraste da pista e das manchas, os tons misturam-se devido ao brilho e contraste da imagem, dado que os filtros sugerem que a imagem escura proporciona esse fenômeno, a partir de que em ambos os aeroportos essa característica se repete. Além de tudo, o cálculo estimou uma proporção bem menor de área dominada pela borracha. Ressalta-se que o filtro pouco percebe determinadas regiões, como a região esquerda das pistas (figuras 8 e 9). A abordagem mais direta para esse resultado é o uso de equalização de histograma para equilibrar as intensidades em níveis mais balanceados de brilho e contraste.

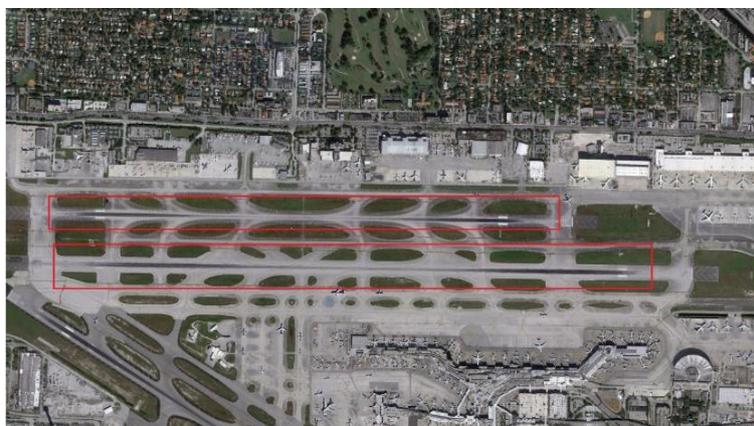


Figura 7. Imagem da PPD do Aeroporto de Miami de 23/01/2016 com rótulos nos pavimentos escolhidos para análise (Google Earth PRO, 2016).



Figura 8. Pista selecionada 1 da PPD do Aeroporto de Miami - processada.



Figura 9. Pista selecionada 2 da PPD do Aeroporto de Miami - processada.

## Terceiro Experimento

Os resultados obtidos estão projetados na Figura 10. Apresentam-se ainda dados anteriormente identificados como *outliers* para fins de identificar o comportamento sob o processamento; assim, analisa-se a eventual possibilidade de identificação de um processamento que trate esses dados como alternativa às suas exclusões.

Área estimada (%) de acúmulo da borracha por data da captura da imagem - com equalização

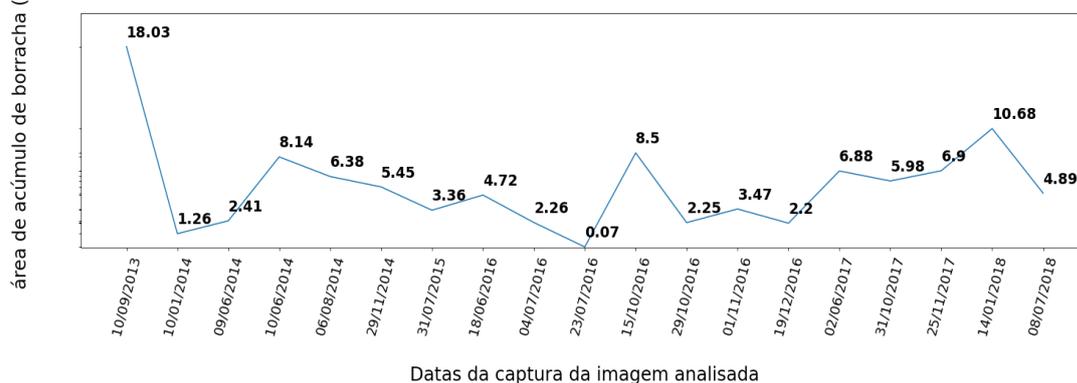


Figura 10. Resultados com equalização por histograma do Aeroporto Internacional de Fortaleza.

Com este experimento, os resultados assemelham-se aos anteriormente citados (primeiro experimento) por meio de imagens sem a equalização durante a análise com as datas de remoções. Observa-se que alguns *outliers* como as imagens de datas 02/06/2017 e 14/01/2018 ficaram balanceados em relação às outras imagens quanto à estimativa. Por outro lado, a imagem da data 10/09/2013 passou a ficar com o valor de sua estimativa muito elevado (Figura 11).



Figura 11. Imagem de 10/09/2013 da PPD do Aeroporto Internacional de Fortaleza (Google Earth PRO, 2013).

Observa-se que há uma diferença de brilho e contraste na própria imagem original por uma clara linha divisória horizontal. Essa diferença não aparenta ser de causa natural pelo quão retilínea é a fronteira entre a região clara e escura, o que indica que a própria ferramenta pode aplicar um pré-processamento em algumas das imagens retornadas de maneira que cause esse efeito.

Essa diferença clara de brilho e contraste sugere que dentro da imagem possam existir outras sub-regiões tão contrastadas como esse em evidência, exceto que indetectáveis ao olho humano. Porém, computacionalmente, o algoritmo é sensível por trabalhar diretamente com as intensidades, e mesmo valores pequenos causam grandes diferenças como visto até então neste trabalho. Portanto, isso é considerado como hipótese para esse fenômeno nos resultados por parte dessa imagem.

### Análise dos Resultados com Dados de Coeficientes de Atrito e de Macrotextura

Nesta seção serão analisados dados de PDI juntamente aos de coeficiente de atrito e de macrotextura ao longo dos anos de 2013 a 2018 (Sales, 2019). Assim, observando o comportamento desses coeficientes, que são afetados pelo acúmulo de borracha, e observar se os indicativos dos dados de PDI acompanham o comportamento deles. Não apenas sem a equalização por histograma,

mas também os dados após a adição desse processamento. O objetivo é analisar se houve um possível aperfeiçoamento após esse método de processamento. Além de tudo, as comparações auxiliarão a entender como as imagens e seus resultados melhor contribuem para a tomada de decisões por parte de operações de manutenção.

Os coeficientes são medidos por faixas (esquerda e direita do pavimento em relação ao eixo da pista) e, no presente trabalho, divididos também por terços da PPD (ABNT, 2016; ANAC, 2019). Primeiramente, os dados relativos à faixa de 3 metros do lado direito e faixa de 3 metros do esquerdo da PPD no 1º terço. A Figura 12 reúne esses dados pelas médias dos coeficientes de atrito calculados no lado direito e esquerdo correspondentes e filtrados para retornar os valores referentes apenas aos de 1º terço de pista.

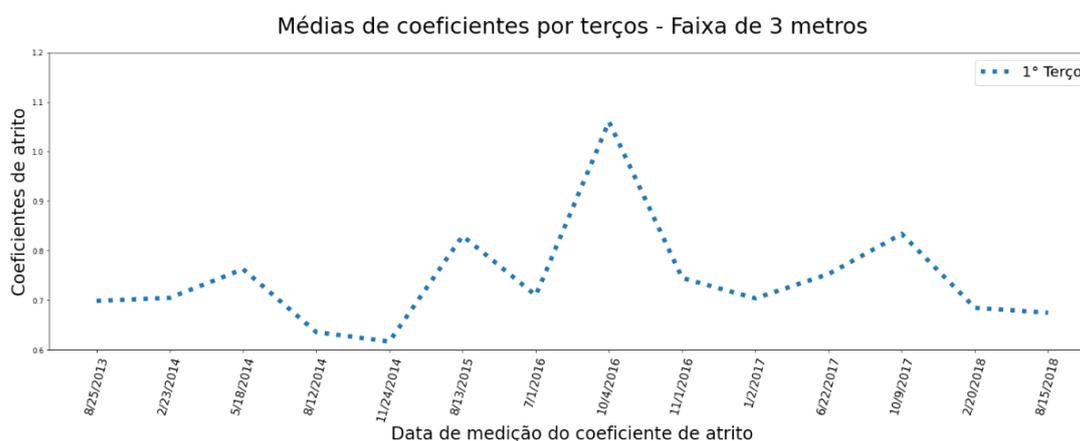
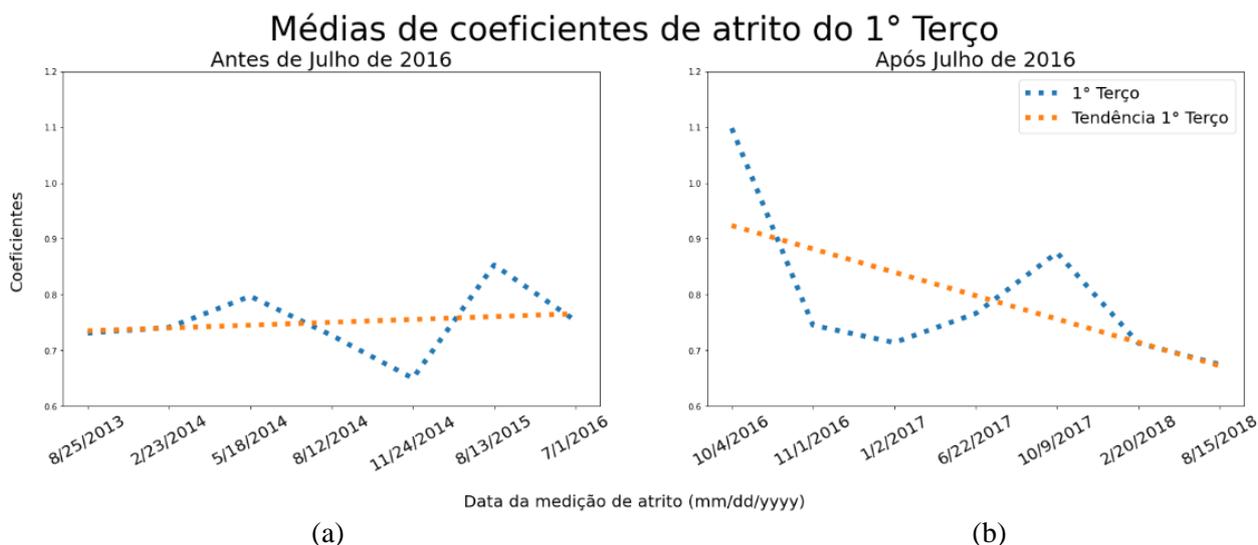


Figura 12. Gráfico das médias de coeficientes de atrito calculadas para o 1º terço da PPD do Aeroporto Internacional de Fortaleza - faixa de 3 m, lado esquerdo e direito do eixo.

Observa-se que os valores são mais distintos entre si. No 1º terço, por serem menores, indicam um possível maior acúmulo pela diminuição no coeficiente de atrito. Além disso, o 1º terço possui a zona de toque das rodas de aeronaves durante um pouso. Os dados dos coeficientes de atritos foram reunidos em uma só métrica de média entre os valores supracitados das faixas de 3m para futura comparação com dados de PDI. Os dados não foram comparados separadamente, pois os dados referentes às imagens correspondem à pista em sua largura total.

Se fez necessário combinar os dados de ambas as faixas em um só devido ao fato de que para que a comparação pudesse ser realizada, os dados de PDI deveriam ser calculados de acordo com cada faixa. Logo, seria adequado um corte adicional na imagem da PPD em, respectivamente, 3 metros correspondentes de cada lado do eixo da pista na imagem. Contudo, a resolução já decai bastante após o corte inicial realizado na etapa de realce. Cortes adicionais nas presentes imagens sob essas condições podem levar à perda de informação o suficiente para prejudicar o PDI. Uma diminuição suficiente para tirar da imagem os detalhes necessários para boas medições. Portanto, a imagem original da pista, após realce, mas sem cortes por faixas de largura de 3 metros é mantida e os dados de coeficiente de atrito são combinados em uma só variável. Os dados deste coeficiente indicam que o procedimento de remoção do acúmulo de borracha na PPD após julho de 2016 pode não ser tão eficiente. Para examinar essa hipótese, é calculada a reta de tendência destes dados por meio das figuras 13 (a) e 13 (b).



(a)

(b)

Figura 13. (a) Média de coeficiente de atrito antes de julho de 2016 – ambas as faixas, 1º terço; (b) Média de coeficiente de atrito após Julho de 2016 – ambas as faixas, 1º terço.

Na Figura 13 (a) revela-se uma tendência de crescimento do coeficiente de atrito no intervalo de tempo apresentado, o que indica que a remoção de acúmulo de borracha está sendo eficiente dado que ele decairá conforme o acúmulo de borracha se elevar. A Figura 13 (b) mostra os dados de coeficiente de atrito após julho de 2016. Nestes dados, há uma queda do coeficiente indicando que as remoções pareceram não contribuir para a melhoria do coeficiente de atrito, de modo que a borracha se mantém acumulada. Assim, indica-se que há um limiar na vida útil de uma PPD em que após esse limiar, a borracha tende a permanecer acumulando-se.

As imagens das figuras 14 (a) e 14 (b) apresentam a reta de tendência para os dados dos resultados de PDI sem equalização por histograma antes e após a data de junho de 2016. Comparando a Figura 14 (a) com os dados de coeficientes de atrito do mesmo período, na Figura 13 (a), observa-se que o coeficiente tem uma tendência de aumento enquanto a de acúmulo decai. Isso indica uma correspondência no indicativo de que o acúmulo de borracha diminuiu ao passo que o coeficiente aumentaria, dado que são inversamente proporcionais. Por sua vez, a Figura 14 (b) mostra os dados de PDI sem equalização por histograma após junho de 2016. Os dados revelam uma tendência de aumento no acúmulo de borracha. Assim, correspondendo ao mesmo indicativo que os dados do coeficiente de atrito para o mesmo período da Figura 13 (b) tendem a diminuir. Quanto mais borracha, menor o coeficiente de atrito.

Outro indicativo por meio da Figura 14 (b) é de que a borracha tem uma tendência de se acumular cada vez mais, sugerindo que há um limiar na vida útil da PPD de modo que, após certo período, as remoções podem não ser mais tão eficientes quanto antes dele. Esse indicativo é o mesmo que o comportamento do coeficiente de atrito.

Estimativas de acúmulo de borracha com PDI sem equalização por histograma no 1º Terço

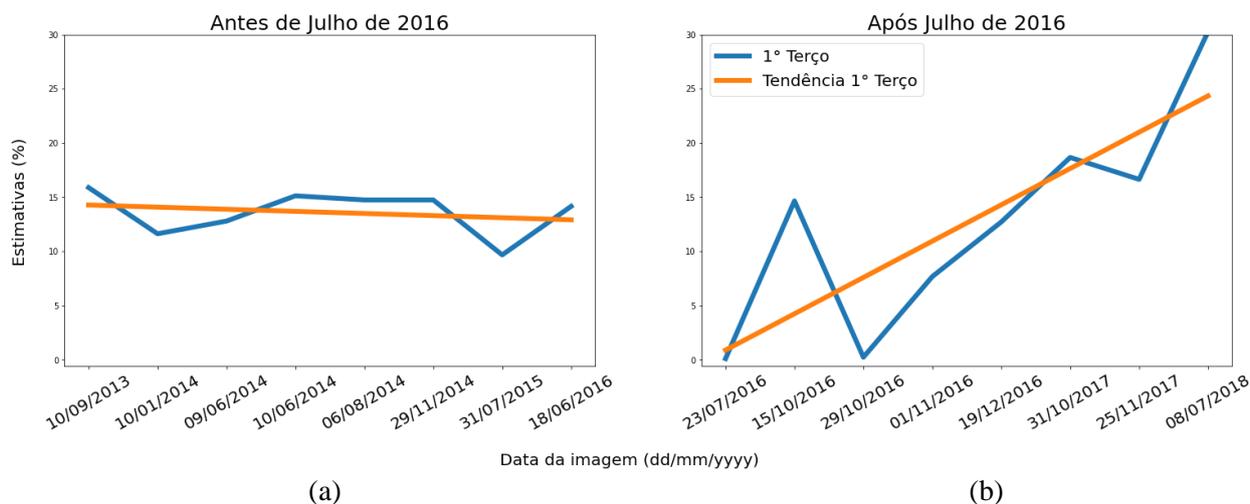


Figura 14. (a) Dados de PDI sem equalização por histograma antes de junho de 2016 – Reta de Tendência; (b) Dados de PDI sem equalização por histograma a partir de julho de 2016 – Reta de Tendência.

Dessa forma, se constata que os dados obtidos por meio de PDI possuem correspondência com o que os dados obtidos por coletas do coeficiente de atrito indicam em relação ao acúmulo de borracha. Assim, demonstrando que há validade nestes dados de PDI.

As figuras 15 (a) e 15 (b) apresentam os dados de macrotextura juntamente das respectivas retas de tendência para esses valores. As retas de tendência indicam uma tendência de crescimento da macrotextura em ambos os intervalos. O que sugere que ao longo dos anos há uma melhoria na pista para este parâmetro em ambos os intervalos, apesar de uma notável frequência maior de quedas nos dados no segundo intervalo, não acompanhando os indicativos dos dados de PDI sem equalização e aos de coeficiente de atrito. Contudo, observa-se que a metodologia de avaliação de macrotextura se dá pela generalização da análise de uma parte da PPD, o que pode não representar todo o pavimento na característica representada pela análise de PDI (ABNT, 2016; ANAC, 2019).

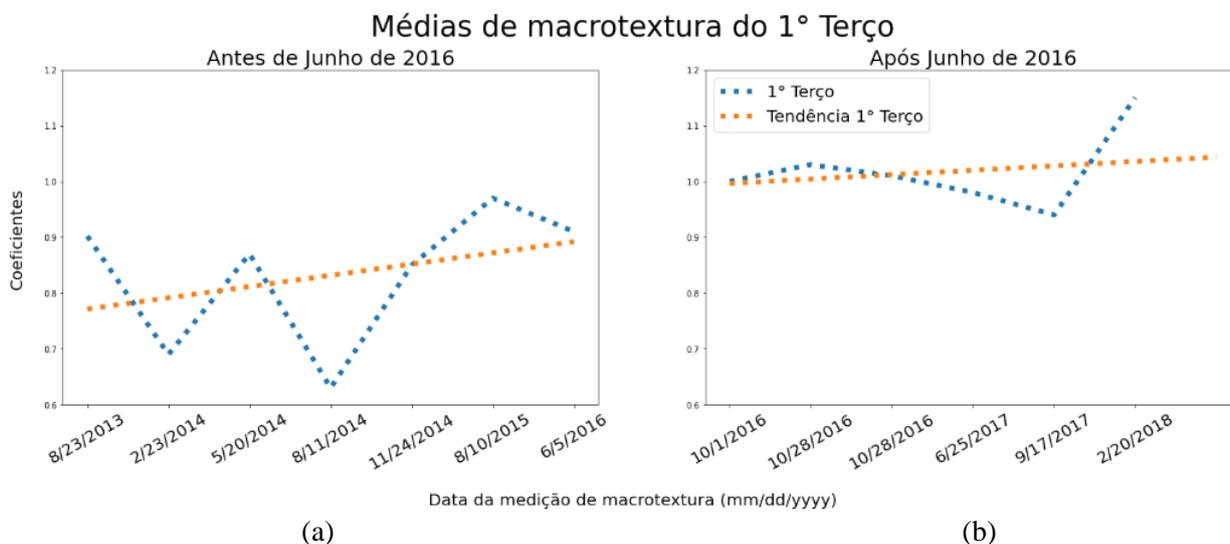


Figura 15. (a) Retas de tendência - macrotextura por terços da PPD do Aeroporto Internacional de Fortaleza antes de junho de 2016; (b) Retas de tendência - macrotextura por terços da PPD do Aeroporto Internacional de Fortaleza após junho de 2016.

As figuras 16 (a) e 16 (b) apresentam os resultados de PDI com a adição da equalização por histograma. Por meio deste processamento, foi de interesse observar o seu desempenho em otimizar e aprimorar as estimativas. Nesta presente análise, avalia-se a maneira como pode afetar o comportamento dos dados de PDI originais e se podem contribuir positivamente para seu uso. Por meio desses dados, observam-se tendências de queda na Figura 16 (a). Já na Figura 16 (b), a tendência se altera significativamente para a reta do 1º terço.

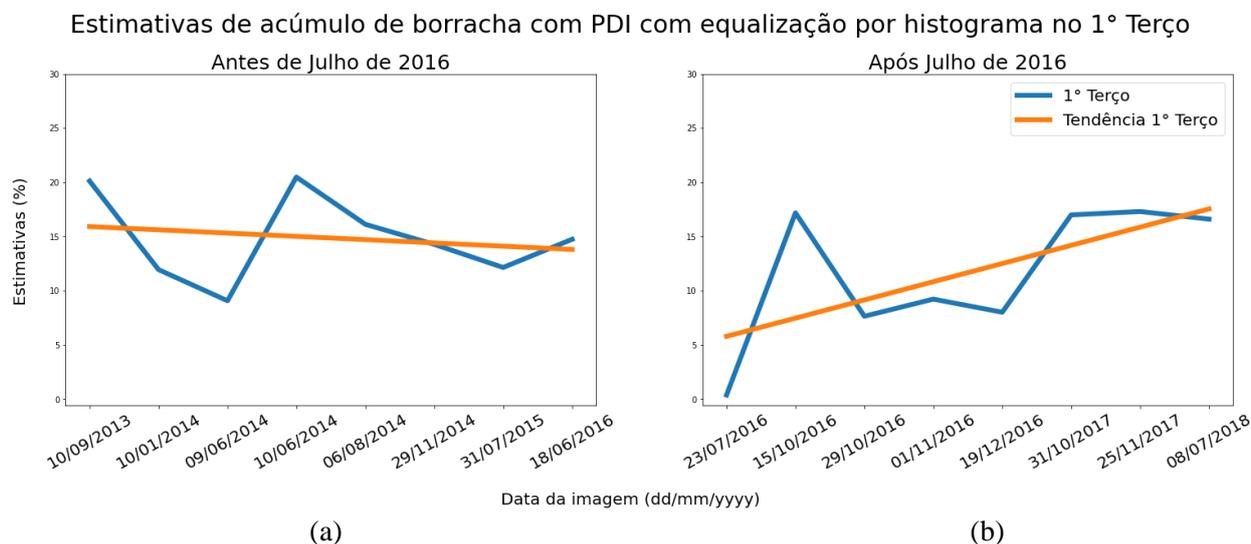


Figura 16. (a) Dados de PDI com equalização por histograma até Junho de 2016 – Reta de Tendência; (b) Dados de PDI com equalização por histograma após Julho de 2016 – Reta de Tendência.

Comparando ambos os períodos após a equalização com os dados de coeficiente de atrito e macrotextura, observa-se o mesmo resultado analisado anteriormente, sem a equalização, para ambos os parâmetros comparados. Estes dados acompanham o mesmo comportamento e o indicativo do coeficiente de atrito nos dois intervalos de tempo. Além disso, o comportamento da reta de tendência dos dados de macrotextura permaneceram não acompanhando o comportamento dos dados deste PDI. Apesar disso, as retas das estimativas de acúmulo de borracha sofreram alteração em suas projeções. No primeiro período, a reta das estimativas, antes mais uniforme com a reta de tendência ao longo do eixo vertical, passou a estar mais irregular de forma a apresentar alguns picos e alguma separação entre ambas. No segundo período, por outro lado, se tornou um pouco mais uniforme apesar de manter a caracterização geral da diferença entre elas.

Observando esses comportamentos, nota-se que a equalização por histograma pode manter a consistência dos dados e as suas características. Certos subintervalos nos dois períodos passaram a ficar mais irregulares ou mais uniformes, e considerando as estimativas das figuras 3 e 10, nota-se que *outliers* podem ser tratados, como também outros dados podem passar a serem considerados como tais, a depender das propriedades intrínsecas das imagens em questão em termos de brilho e contraste. Além de que pode afetar seu comportamento interferindo significativamente na análise.

## CONCLUSÃO

Por meio deste trabalho, é possível concluir que há um potencial significativo do uso de imagens por meio de PDI para auxiliar nas tomadas de decisões por parte dos operadores de aeródromos quanto à necessidade de manutenção e reabilitação das pistas de pouso e decolagem. É necessária a



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



utilização de imagens de elevada resolução para eventuais análises que eventualmente utilizem objetivamente a separação da pista por extensão de largura. Assim, evita-se uma possível perda de informação e de detalhes pela diminuição dos *pixels* presente nas imagens.

Não foi encontrada uma tendência de crescimento ou decaimento para a macrotextura de maneira similar ao do coeficiente de atrito. Contudo, analisar a tendência de crescimento ou decaimento do coeficiente de atrito no 1º terço foi significativo para analisar melhor o comportamento das retas referentes aos dados obtidos com PDI. É necessário o estudo de técnicas para ajuste dos níveis de brilho e contraste para balancear e corrigir imperfeições que possam levar o conjunto de imagens a resultados incongruentes. Imagens escuras e outras mais claras, neste tipo de aplicação, devem ser processadas de modo que suas intensidades encontrem uma homogeneidade quanta a essas características em relação a umas às outras.

As capturas por satélite do *Google Earth* são acessíveis e disponíveis, mas são limitadas quanto às datas de captura e, pela altitude, ocasionam a aparição de objetos que as tornam *outliers*. Por outro lado, as capturas em altitude elevada proporcionam um amplo alcance de toda a extensão de uma PPD. Sugere-se, portanto, o uso de capturas por meio de drones para imagens de altas resoluções, mais próximas e detalhadas da pista, e que evita assim problemas como obstáculos no céu entre a câmera e a pista além de maior controle quanto à quando e como realizar as capturas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE AVIAÇÃO CIVIL. RBAC N°153 EMENDA N°04 AERÓDROMOS - OPERAÇÃO, MANUTENÇÃO E RESPOSTA À EMERGÊNCIA. Brasília, 2019.

AGÊNCIA NACIONAL DE NORMAS TÉCNICAS. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16504 – Misturas asfálticas – Determinação da profundidade média da macrotextura superficial de pavimentos asfálticos por volumetria – Método da mancha de areia. Rio de Janeiro, 2016.

FAA FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION. AC 150/5320-12C - Measurement, Construction, and Maintenance of Skid Resistant Airport Pavement Surfaces. United States, 1997.

GONZALEZ, R. C.; WOODS, R. E. Processamento de Imagens Digitais. [S. l.]: Pearson, 2008.

GOOGLE. Data de Captura das Imagens. 2020. Fórum do Google: Imagens digitais do Google Maps - Data de captura e de publicação, as mesmas? Disponível em: <<https://support.google.com/maps/thread/58907256/data-de-captura-das-imagens?hl=pt-BR>>. Acesso em: 18 jan. 2022.

J.C. Yen, C. F. Y.; S., C. A new criterion for automatic multilevel thresholding. IEE Transactions on Image Processing, IEEE Signal Processing Society, v. 4, n. 3, p. 370–378, 1995.

LEOCÁDIO, A. S. Avaliação da pista de pouso e decolagem do Aeroporto Internacional de Manaus. 2014. 114 f. Dissertação (Dissertação de Mestrado) — Faculdade de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade Federal de Manaus, Manaus, 2014.

SALES, S. R. Análise do processo de remoção de borracha em revestimentos aeroportuários: influência na aderência pneu-pavimento. 2019. 103 f. Dissertação (Trabalho de Conclusão de Curso) — Centro de Tecnologia, Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2019.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTO AEROPORTUÁRIO UTILIZANDO MEDIDAS DE DEFLEXÃO DE ENSAIOS FWD E FATOR DE DANO ACUMULADO (CDF)

*SÉRGIO RICARDO SANTILLI<sup>1</sup>; NATÁLIA DE SOUZA CORREIA<sup>2</sup>*

#### RESUMO

O crescimento da utilização do transporte aéreo tem gerado a necessidade de avaliação frequente das condições funcionais e estruturais das pistas de pouso e decolagem dos aeroportos. O Sistema de Gerenciamento de Pavimento Aeroportuário demanda informações confiáveis, obtidas com baixo custo e pouca interrupção do tráfego. Ensaios de campo não-destrutivos tornam-se importantes ferramentas para conduzir o planejamento e a priorização de ações de manutenção ou reabilitação dos pavimentos aeroportuários. O objetivo deste estudo é demonstrar a avaliação da condição estrutural do pavimento de uma pista de pouso e decolagem existente no Brasil utilizando dados de ensaios FWD, de forma a obter o Fator de Danos Acumulado. Para tanto, realizou-se levantamento do mix de aeronaves, investigação das características dos materiais e espessuras de cada uma das camadas que compõem o pavimento e retroanálise com software BAKFAA de dados coletados em ensaios FWD para determinação dos módulos de resiliência. As informações foram processadas no software FAARFIELD, obtendo-se o Fator de Danos Acumulados – CDF. Os valores de CDF calculados indicam que o pavimento aeroportuário de Cataratas, em Foz do Iguaçu, está superdimensionado para o mix de aeronaves atualmente em operação no aeroporto e não demanda qualquer tipo de reforço.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pavimento. Aeroporto. Retroanálise. FWD. CDF.

#### ABSTRACT

The growth in the use of air transport has generated the need for frequent monitoring of the functional and structural conditions of airport runways. The Airport Pavement Management System requires reliable information, obtained at low cost and with little disruption to traffic. Non-destructive field tests are important tools to conduct the planning and prioritization of maintenance or rehabilitation actions of airport pavements. The objective of this study is to demonstrate the evaluation of the pavement structural condition of an existing runway in Brazil using FWD test data, in order to get the Cumulative Damage Factor - CDF. To this end, a survey was carried out of the airplane traffic mix, the characteristics of the existing materials and thickness of the pavement layers, back calculation of data collected in FWD testes with BAKFAA software determining the resilience modules. The information was processed in the FAARFIELD software, obtaining the CDF. The calculated CDF values indicate that the airport pavement at Cataratas, Foz do Iguaçu, is oversized for the airplane traffic mix currently operating at the airport and does not require any type of reinforcement.

**KEY WORDS:** Pavement. Airport. Back-calculation. FWD. CDF.

<sup>1</sup> Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP – Brasil. [sergio.santilli@estudante.ufscar.br](mailto:sergio.santilli@estudante.ufscar.br)

<sup>2</sup> Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP – Brasil. [ncorreia@ufscar.br](mailto:ncorreia@ufscar.br)

## 1. INTRODUÇÃO

De acordo com o Manual de Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Aeroportuários da ANAC (2017), o Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Aeroportuários (SGPA) consiste em um conjunto de ferramentas e métodos de definição das melhores técnicas para construção, avaliação ou manutenção dos pavimentos em condição operacional, durante um período de tempo. O gerenciamento de pavimentos é necessário para prover as informações necessárias aos gestores a respeito das condições de segurança, de conforto ao rolamento e do comportamento mecânico dos pavimentos existentes em relação aos diferentes tipos de aeronaves, pesos máximos de decolagem, volume de tráfego de aeronaves, vida à fadiga, de forma que oriente as tomadas de decisões relacionadas às ações de manutenção e reforço. O correto dimensionamento dos parâmetros de tráfego ao qual está submetido o pavimento aeroportuário é fundamental para sua análise estrutural, pois os resultados são bastante sensíveis às variações, quando se considera a vida de serviço da estrutura.

As análises das condições funcionais de um pavimento dizem respeito ao conforto ao rolamento e à segurança das operações aeroportuárias, e incluem a medição de fatores como o índice internacional de irregularidade longitudinal (IRI), o coeficiente de atrito pneu-pavimento, a profundidade média da macrotextura, o índice de serventia do pavimento. Já as análises das condições estruturais tratam da integridade do pavimento e da sua capacidade de suportar as tensões provenientes dos carregamentos produzidos pelo tráfego das aeronaves, e indicam como se dará a evolução das condições funcionais no futuro. Análises estruturais não-destrutivas são desejadas por causarem menor interferência na movimentação das aeronaves e por evitarem a interdição prolongada do pavimento.

Um dos equipamentos mais utilizados como ferramenta para avaliação estrutural não destrutiva de pavimentos é o deflectômetro de impacto tipo *Falling Weight Deflectometer* (FWD), com o qual se obtém as medidas de deflexões da superfície do pavimento, em múltiplos pontos, impostas por carregamentos conhecidos. Por meio de retroanálise das bacias de deflexão obtidas pelos ensaios não destrutivos, é possível determinar os módulos de resiliência do subleito e das diferentes camadas que constituem o pavimento (SIDDHARTHAN, SEBAALY e JAVAREGOWDA, 1992).

Em 2016, a Federal Aviation Administration (FAA) aprimorou o Software FAARFIELD para implementar nova forma de cálculo da influência de trens de pouso de múltiplas rodas no projeto de pavimentos aeroportuários, substituindo o antigo método que utilizava um multiplicador no cálculo do número de passagens por cobertura, denominado Fator de Tandem, por uma metodologia na qual o Fator de Dano Acumulado (*Cumulative Damage Factor – CDF*) devido as rodas em tandem é calculado com base na resposta de deformação elástica linear do subleito (FAA, 2016). Nessa metodologia, o dano causado no pavimento por cada aeronave é somado para se obter o dano acumulado proveniente de todas as aeronaves que compõem o mix em operação em determinado aeroporto (FAA, 2016b).

Desta forma o objetivo deste estudo é demonstrar a avaliação da condição estrutural do pavimento de uma pista de pouso e decolagem existente no Brasil usando o CDF, e disseminar metodologia pela qual gestores de pavimentos aeroportuários possam utilizar dados de ensaios não destrutivos tipo FWD, os quais são amplamente realizados em pavimentos aeroportuários, para a determinação do fator de dano acumulado, como forma de avaliação da vida de serviço das estruturas aeroportuárias de pavimentos.

## 2. REVISÃO TEÓRICA

O equipamento mais utilizado para o levantamento de bacias de deflexão em pavimentos

aeroportuários é o deflectômetro de impacto, podendo ser do tipo *Falling Weight Deflectometer* – FWD e do tipo *Heavy Weight Deflectometer* – HWD. Esses equipamentos simulam o efeito de cargas de roda em movimento, o qual é obtido pela queda de um conjunto de massas, a partir de alturas pré-fixadas, sobre um sistema de amortecedores de borracha, que transmitem a força aplicada a uma placa circular apoiada no pavimento (DNER, 1996). O FWD pode aplicar cargas que variam entre 7 kN e 120 kN, enquanto o HWD pode aplicar cargas de 13 kN até 320 kN. As placas circulares podem ter dimensões variadas, sendo comuns de 30 cm de diâmetro para FWD e 45 cm para HWD. A magnitude da carga de impulso aplicada pelo equipamento pode ser variada, e deve ser compatibilizada com aquelas geradas pelas rodas do trem de pouso principal de uma aeronave (FAA, 2011). Após a aplicação da carga, a resposta do pavimento é medida por uma série de sensores dispostos radialmente a partir da placa de carga, os quais captam a bacia de deflexão.

A retroanálise é o procedimento iterativo através do qual se obtém os módulos de resiliência de cada uma das camadas constituintes do pavimento, por meio de comparação das deflexões medidas em campo com as deflexões teóricas calculadas. O cálculo realizado nos softwares de retroanálise são baseados na Teoria de Sistemas de Camadas Elásticas e utilizam a especificação de espessuras de cada uma das camadas, coeficiente de Poisson e um módulo de resiliência estimado inicial. O erro no processamento da retroanálise é dado pela raiz do erro quadrático médio (*root-mean-square error* – RMSE), conforme a Equação (1), e é utilizado para avaliar o grau de aproximação entre as bacias de deflexões medidas em campo e os valores calculados. Por fim, o processo computacional consiste em repetir os cálculos das deflexões, após realizadas as correções nos valores dos módulos de resiliência das camadas constituintes do pavimento, de tal forma que seja obtida convergência entre as bacias de deflexão medida em campo e calculada, até a obtenção de um nível de erro aceitável (FAA, 2011).

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (d_{calculada} - d_{medida})^2} \quad (1)$$

O BAKFAA é o software desenvolvido pela Federal Aviation Administration (FAA), órgão regulador da aviação civil norte americana, que possibilita o processamento de retroanálises e determinação dos módulos de resiliência das camadas constituintes de pavimentos aeroportuários. São dados de entrada do programa as medições das bacias de deflexão de ensaios FWD/HWD, a carga aplicada no ensaio, a dimensão da placa de carga, as temperaturas do ar e do pavimento, a espessura de cada uma das camadas do pavimento, os respectivos coeficientes de Poisson e os módulos de resiliências inicialmente estimados.

O FAARFIELD é o software de projeto de pavimentos aeroportuários também desenvolvido pela FAA, e possibilita utilizar os dados de movimentação de aeronaves e os parâmetros de comportamento mecânico de cada uma das camadas do pavimento, para determinar a vida de serviço da estrutura. No FAARFIELD, a falha por fadiga é expressa em termos de um Fator de Dano Acumulado (*Cumulative Damage Factor* – CDF), aplicando-se a hipótese de Palmgren-Miner, também chamada de regra linear de acúmulo de dano, que afirma que a falha por fadiga de determinada estrutura ocorrerá quando a soma das frações de vida útil gasta para suportar cada carregamento se igualhar a 1,0. O CDF representa, portanto, a fração de vida à fadiga do pavimento aeroportuário que foi utilizada para suportar determinada movimentação de aeronaves, e é expresso como a razão entre as repetições de cargas aplicadas pelo número de repetições de carga admissíveis até a falha por fadiga (FAA, 2016). A metodologia baseada no CDF possibilita, portanto, realizar a análise estrutural considerando a combinação dos carregamentos proporcionados pelas múltiplas aeronaves que operam em um determinado aeroporto. De acordo com o Manual de Cálculo do PCN de Pavimentos Aeroportuários (ANAC, 2020), valores de CDF inferiores a 0,15 indicam que o

pavimento está superdimensionado para o mix de aeronaves em operação. Por outro lado, valores de CDF superiores a 1,00 indicam que a estrutura do pavimento está subdimensionada, exigindo um reforço estrutural.

Para a determinação do número de carregamentos ao qual o pavimento aeroportuário é submetido, além de observar os modelos que compõem o mix de aeronaves que operam naquela localidade e o número de pousos ou decolagens, outros fatores devem ser considerados. Entre estes, deve-se observar que as tensões geradas pelos pneus no pavimento da pista de pousos e decolagens é menor no pouso do que na decolagem, devido à menor quantidade de combustível e à sustentação das asas da aeronave. Por isso, em geral, considera-se como carregamento apenas o número de decolagens, ignorando-se as movimentações de pousos. Entretanto, se o aeroporto em questão não possui serviço de abastecimento de combustível, as aeronaves deverão pousar com combustível suficiente para decolar e realizar o próximo trecho de voo, ou seja, o carregamento gerado pela aeronave no pouso será similar ao de uma decolagem, e a operação de pouso deve ser considerada como uma decolagem no levantamento do número de carregamentos ao qual está submetido o pavimento. Nesse cenário, considera-se duas passagens de carregamento no pavimento para cada ciclo de tráfego, ao invés de apenas uma. Assim, um ciclo de tráfego (TC) é definido como uma decolagem e um pouso da mesma aeronave (FAA, 2014). Outro fator relevante ao se realizar o levantamento do número de passagens de aeronaves a que está submetido o pavimento aeroportuário é a configuração das pistas de taxiamento. A Figura 1 ilustra o tráfego típico para pistas de pouso e decolagem com pistas de taxiamento paralelas (Figura 1a) ou central (Figura 1b). A Tabela 1 indica o número de passagens a serem consideradas por cada ciclo de tráfego em função da configuração das pistas de taxiamento e da realização de abastecimento no aeroporto. Uma passagem (P) é então definida como uma movimentação da aeronave sobre o pavimento da pista de pousos e decolagens, podendo ser um pouso, uma decolagem, uma operação de taxiamento, ou os três, dependendo da magnitude da carga e da localização das pistas de taxiamento (FAA, 2014).

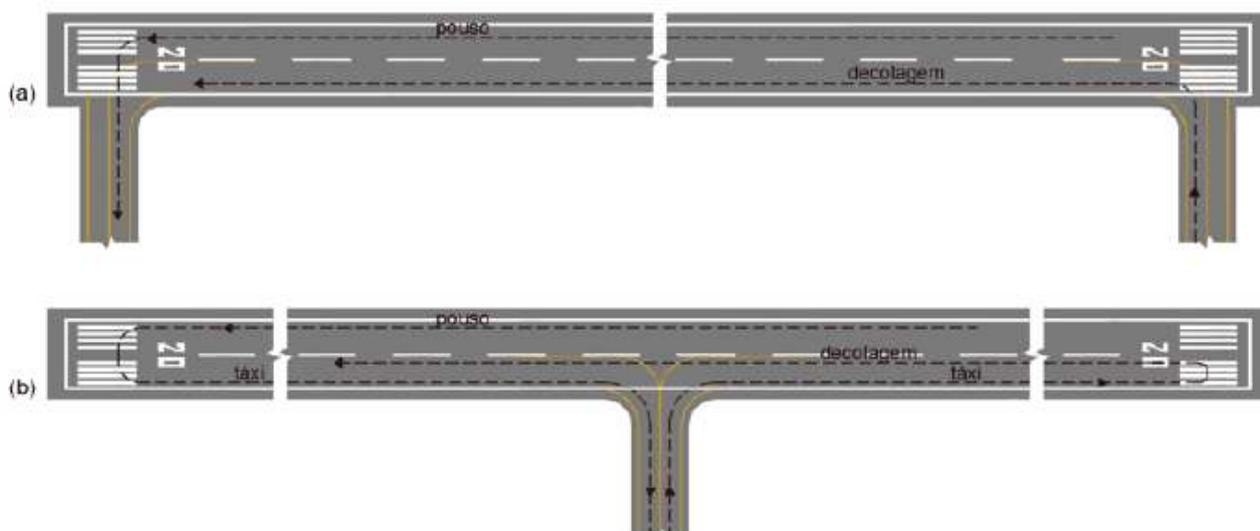


Figura 1 – Número de passagens em função da configuração das pistas de taxiamento: (a) pistas de taxiamento paralelas (b) pista de taxiamento central (ANAC, 2020).

Tabela 1 – Número de passagens por ciclo de tráfego (P/TC) (adaptado de ANAC, 2020)

Configuração das pistas de taxiamento	Aeroporto com serviço de abastecimento	Aeroporto sem serviço de abastecimento
Paralela	1	2
Central	2	3

É importante considerar que ao utilizar uma pista de pouso e decolagem, o posicionamento da aeronave em relação à largura total do pavimento pode variar. Tal variação é estatisticamente considerada como uma distribuição normal. Uma cobertura (C) ocorre quando uma unidade de área da pista é submetida ao carregamento de um pneu do trem de pouso principal da aeronave. Devido aos desvios laterais da aeronave, essa unidade de área pode não ser coberta pela roda toda vez que a aeronave realiza uma passagem na pista. O número de passagens necessárias para, estatisticamente, cobrir uma unidade de área é expressa pelo índice passagens por cobertura (P/C). Para o cálculo do CDF ou da vida de serviço do pavimento, esse índice é atribuído automaticamente pelo software FAARFIELD durante o processamento, e varia em função de cada modelo de aeronave, do número de rodas, da configuração dos trens de pouso principais, da área de contato dos pneus e da carga no trem de pouso. (FAA, 2014).

### 3. METODOLOGIA

O sítio selecionado para a pesquisa foi o Aeroporto Cataratas, indicador de localidade SBFI, localizado no município de Foz do Iguaçu, no Estado do Paraná. A pista de pouso e decolagem possui 45 m de largura e 2145 m de comprimento, pavimento flexível, e orientação 15/33. A Figura 2 apresenta a imagem de satélite da localidade.



Figura 2 – Aeroporto Cataratas, em Foz do Iguaçu/PR (GOOGLE, 2022).

Resultados de ensaios de campo, realizados no âmbito do Programa Nacional de Desestatização do Governo Federal e disponibilizados pelo Ministério da Infraestrutura às empresas interessadas em participar da 6<sup>a</sup> rodada de concessão de aeroportos, foram utilizados nas retroanálises deste estudo. Por meio de 4 poços de inspeção de aproximadamente 1 m<sup>2</sup> executados pela Empresa Brasileira de Infraestrutura Aeronáutica – Infraero (INFRAERO, 2017), foi possível identificar que a seção típica do pavimento da pista de pouso e decolagem é composta por camada de revestimento de espessura total de 23,5 cm de concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ), por uma camada de base de 50,0 cm de brita graduada simples (BGS), e pelo subleito de solo argiloso local, como ilustrado na Figura 3. Amostras do revestimento asfáltico foram submetidas a ensaios de caracterização, sendo observado que a granulometria do agregado se enquadra na primeira faixa do material especificado no parágrafo P-401 da AC 150/5370-10H (FAA, 2018), e o teor de betume médio das amostras é de 4.37%. Com as amostras deformadas coletadas, realizaram-se ensaios de caracterização dos materiais granulares, cujos resultados são expressos na Tabela 2.

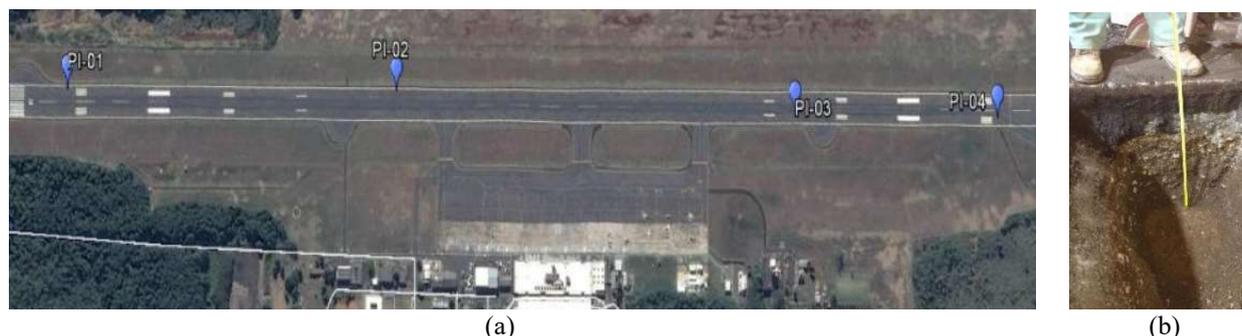


Figura 3 – Ensaios de campo realizados na pista de pouso e decolagem do Aeroporto Cataratas: (a) localização dos poços de inspeção; (b) poço de inspeção (INFRAERO, 2017).

Tabela 2 – Resultados dos ensaios de caracterização dos materiais granulares (Adaptado de INFRAERO, 2017)

Poço de Inspeção		PI-01		PI-04	
Camada		Base	Subleito	Base	Subleito
Granulometria	Pedregulho (%)	84,0	1,0	73,5	1,7
	Areia (%)	12,0	6,0	19,0	4,6
	Silte (%)		13,3		13,0
	Argila (%)	4,0	79,7	7,5	80,7
Índices Físicos	LL (%)	NP	39	NP	44
	LP (%)	NP	26	NP	30
	IP (%)	NP	13	NP	14
	IG	-	8	-	11
Classificação	HRB	-	A-6	-	A-7-5
Compactação	$\rho_{MÁX. Secca}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,335	1,617	2,434	1,672
	$h_{ÓTIM.}$ (%)	8,8	26,5	7,9	24,5
	EXP. (%)	0,01	0,67	0,03	0,37
CBR	(%)	80	23	107	18

Os ensaios FWD foram realizados em 06 de julho de 2019, em condição de clima adequado, com temperatura ambiente de 19°C e temperatura da superfície do pavimento de 22°C. Foram realizados os procedimentos previstos no Procedimento número 273/96 do DNER (1996), ajustando-se a carga aplicada pelo equipamento de testes para 120 kN, buscando compatibilizar a pressão gerada pela placa de carga às pressões geradas no pavimento pelos pneus das aeronaves B737-800 e A320, que são os modelos com os maiores números de movimentações e de maiores pesos máximos de decolagem em operação no aeroporto. A Tabela 3 apresenta os tipos de aeronaves e a compatibilidade realizada (ANAC, 2021).

Tabela 3 – Compatibilidade entre pressão dos pneus no pavimento e a pressão dos equipamentos de ensaios LWD/FWD/HWD (Adaptado de ANAC, 2021).

AERONAVE	Pressão dos pneus no pavim. (kPa)	LWD Pressão exercida (kPa)	FWD Pressão exercida (kPa)	HWD Pressão exercida (kPa)	Carga utilizada (kN)
Cessna Citation II	896	849	212	94	15
B727-200	1020		566	252	40
EMB-195 std	1062		1132	503	80
A320 neo	1220		1698	754	120

A321-100	1358	1006	160
Learjet 45	1386	1258	200
B737-800	1407	1509	240
B777-300ER	1503	1761	280
A380-800	1503	1761	280
A350-900	1662	2012	320

Considerou-se:  $\varnothing_{LWD}=15$  cm;  $\varnothing_{FWD}=30$  cm;  $\varnothing_{HWD}=45$  cm.

O equipamento utilizado para a execução dos ensaios foi o FWD PRIMAX, fabricado pela Sweco Danmark A/S, dotado de placa de 30 cm de diâmetro para transferência das cargas, e 14 geofones localizados à 0, 20, 30, 45, 60, 75, 90, 105, 120, 135, 150, 170, 190 e 210 cm do centro da placa de carga. Os ensaios foram realizados ao longo do eixo central da pista de pouso e decolagem, espaçados em 100 m, desde a cabeceira 15 até a cabeceira 33, totalizando 23 locais ensaiados.

A retroanálise das bacias de deflexão obtidas nos ensaios FWD foi realizada através do software BAKFAA, versão 3.3, tendo sido calculado o módulo de elasticidade para cada uma das camadas do pavimento, em todos os locais ensaiados. Apesar de amostras retiradas do revestimento asfáltico indicarem que essa camada foi executada em espessuras de 4 a 5 cm por restrições construtivas e reforços/recapamentos ao longo do tempo, nesse estudo foi considerado uma única camada de CAUQ com 23,5 cm de espessura. Assim, foram inseridos no software os dados das bacias de deflexão, a carga aplicada, as temperaturas do pavimento e ambiente, as espessuras das camadas de revestimento, base e subleito do pavimento, bem como os coeficientes de Poisson. A retroanálise parte da atribuição de módulos de elasticidade iniciais para cada uma das camadas, e o software realiza sucessivas correções nesses valores, convergindo as deflexões calculadas para as deflexões medidas em campo, até que se obtenha um valor aceitável da raiz do erro quadrático médio.

A movimentação de aeronaves no Aeroporto Cataratas foi obtida no Portal de Dados Abertos da Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC, 2022) e no servidor FTP do Ministério da Infraestrutura, no conjunto de informações fornecidas aos interessados nos processos de concessão de aeroportos (MINFRA, 2022), tendo sido consolidada na Tabela 4.

Tabela 4 – Mix de aeronaves e número de passagens no Aeroporto Cataratas.

AERONAVE	2014	2015	2016	2017	2018
Airbus A319	1014	1686	1060	1172	634
Airbus A320	5248	4530	3340	3750	5216
Airbus A321	30	250	1198	2038	1592
Boeing B737-700	2010	1392	938	1082	736
Boeing B737-800	3122	5058	4442	4468	4978
Embraer E190	2050	2554	2602	1506	562
Embraer E195	-	-	-	1464	3092

No levantamento do número de passagens de aeronave sobre o pavimento da pista de pouso e decolagem, observou-se no sítio oficial de Informações Aeronáuticas (DECEA, 2022) que o aeroporto em questão possui serviço de abastecimento de aeronaves, e que a localização das pistas de taxiamento faz com que o trânsito de aeronaves se assemelhe ao caso de pista de taxiamento central (Figura 1b). Por isso, considerou-se que o índice P/TC é 2, ou seja, cada movimentação de decolagem corresponde a duas passagens no pavimento pela aeronave. Optou-se por realizar o levantamento da

movimentação no aeroporto utilizando-se dados dos anos de 2014 a 2018, de forma a excluir os efeitos da Pandemia COVID-19 dos cálculos. Considerou-se, ainda, um crescimento anual médio de 10% na movimentação de aeronaves, sendo essa a taxa média observada entre os anos de 2016 e 2018. Desconsiderou-se os efeitos da movimentação de aeronaves típicas de aviação geral, cujo dano acumulado causado no pavimento é considerado desprezível devido ao reduzido peso máximo de decolagem.

O cálculo do CDF contou com o auxílio do software FAARFIELD versão 2.0 disponibilizado pela FAA, através da funcionalidade de determinação da vida útil do pavimento. Utilizando-se os dados obtidos na retroanálise dos ensaios FWD, bem como as espessuras de cada camada do pavimento, associada ao mix de aeronaves, foi possível calcular o CDF do pavimento aeroportuário de Cataratas.

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

As deflexões medidas nas diversas seções da pista de pouso e decolagem do Aeroporto Cataratas, em Foz do Iguaçu/PR, apresentaram valores máximos variando entre 269 e 450  $\mu\text{m}$ , de acordo com a Figura 5.

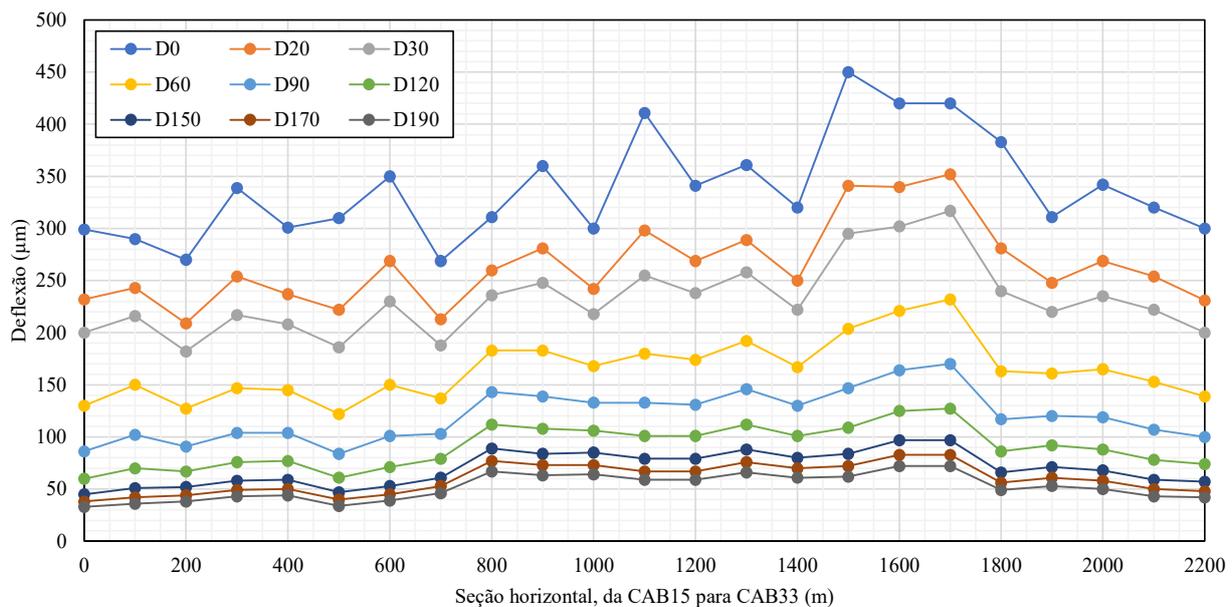


Figura 5 – Bacias de deflexão medidas nos ensaios FWD no Aeroporto Cataratas.

Considerando que a carga aplicada pelo equipamento de ensaio FWD apresentou mínima variação nas diversas seções, de 118 a 120 kN, observou-se grande variabilidade dos dados obtidos em ensaios FWD, apesar da relativa uniformidade da característica construtiva do pavimento aeroportuário. Tal fato se evidencia nos resultados da retroanálise das bacias de deflexão, cujas variações dos módulos de resiliência calculados em todos os pontos de ensaio, para cada uma das camadas do pavimento, podem ser observadas na Figura 6. Considerando todos os pontos de realização dos ensaios FWD, o erro – RMSE – entre as bacias deflectométricas medidas e calculadas apresentou valor médio de 4%, ilustrado na Figura 7, podendo se considerar que foi obtida boa convergência no processo de retroanálise.

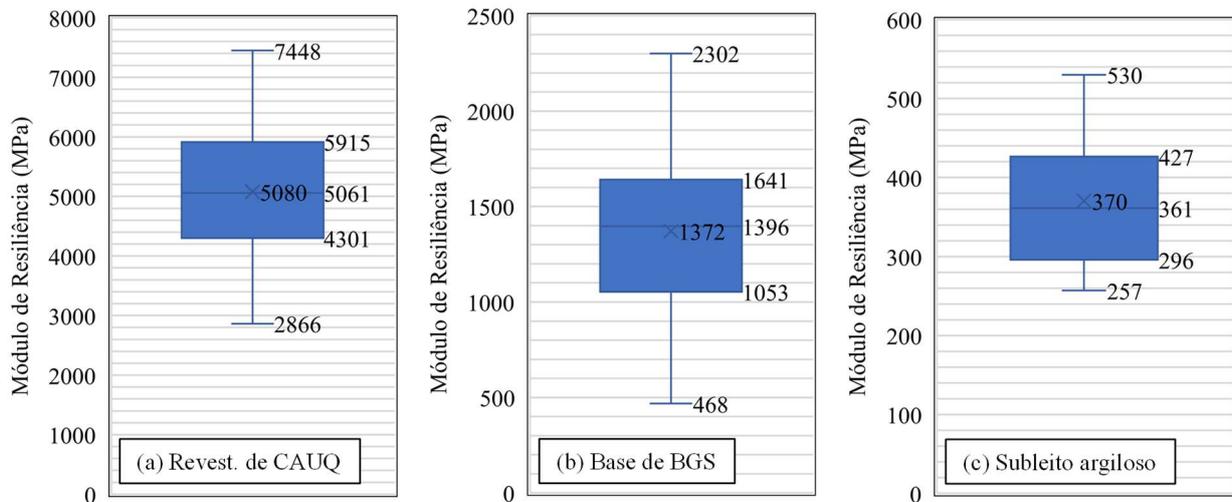


Figura 6 – Faixas de valores dos módulos de resiliência calculados na retroanálise das bacias de deflexão: (a) revestimento de CAUQ, (b) base de BGS e (c) subleito de solo argiloso.

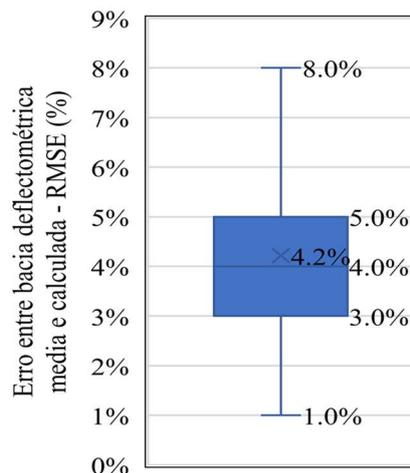


Figura 7 – Variação dos valores de erro (RMSE) entre as bacias deflectométricas medidas e calculadas.

Para o cálculo do CDF, de forma conservadora, foram considerados os módulos de resiliência calculados do primeiro quartil para cada uma das camadas constituintes do pavimento, ou seja, os dados de entrada no FAARFIELD foram de módulo de resiliência de 4300 MPa para revestimento asfáltico de CBAQ de 23,5 cm de espessura, 1000 MPa para camada de base de BGS de 50,0 cm de espessura e 290 MPa para o subleito de solo argiloso.

Devido às configurações dos trens de pouso principais e respectivos os pesos máximos de decolagem, apresentados na Figura 8, bem como os quantitativos de passagens, as aeronaves Airbus A320, Boeing B737-800 e Embraer EMB-195 são as que causam os maiores danos acumulados no pavimento, destacando-se no gráfico do CDF produzido com o software FAARFIELD mostrado na Figura 9.

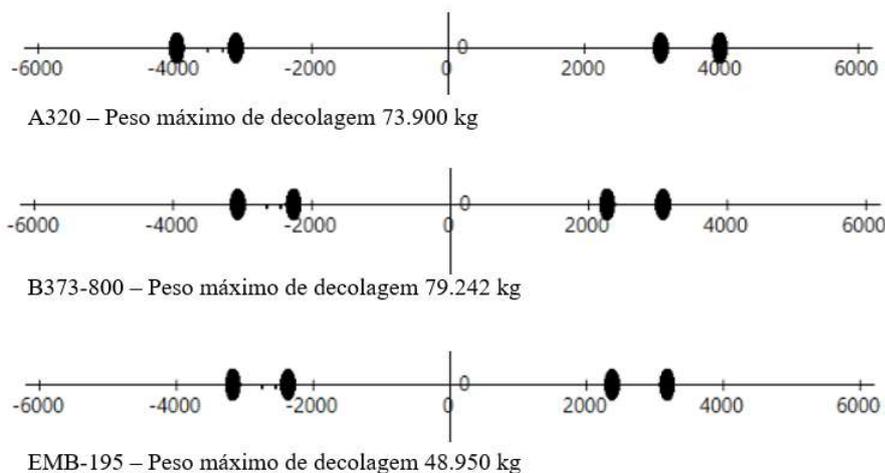


Figura 8 – Configuração dos trens de pouso e peso máximo de decolagem das aeronaves.

Observa-se que o CDF acumulado é da ordem de 0,0001, o que indica que a estrutura do pavimento em questão está superdimensionada para a movimentação do mix de aeronaves atualmente em operação no aeroporto. Pode-se inferir, portanto, que eventuais falhas funcionais observadas na superfície do pavimento não ocorrem devido a deficiências estruturais, podendo ser causadas por outros motivos, como efeito de intempéries, utilização de materiais de baixa qualidade, erro de dosagem do material asfáltico, entre outros.

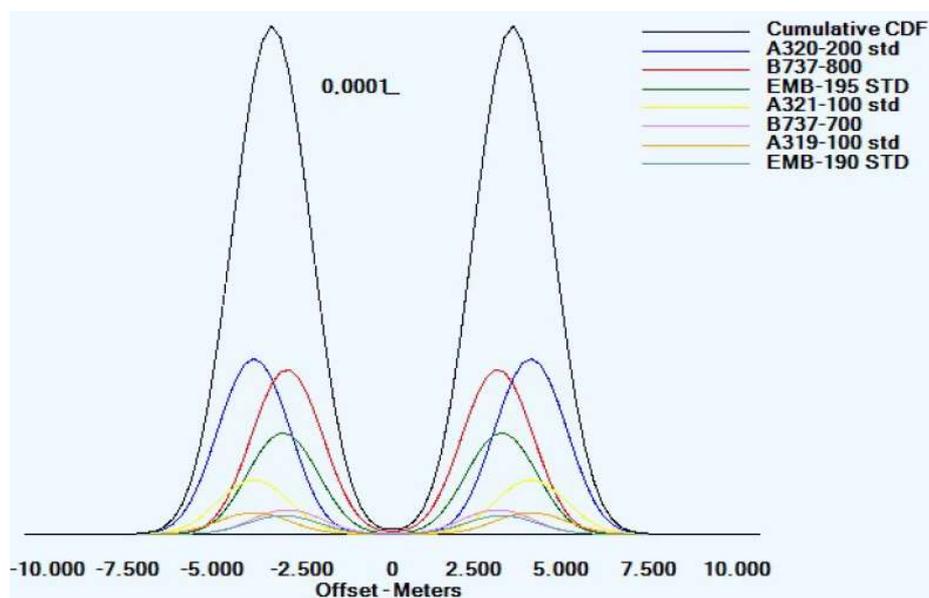


Figura 9 – Gráfico do CDF calculado pelo software FAARFIELD.

## 5. CONCLUSÕES

A utilização de ensaios FWD possibilitou rápida obtenção de dados, devido à automatização dos equipamentos de teste, causou mínima interferência nas operações e restringiu o tráfego de aeronaves apenas durante a realização dos ensaios. Salienta-se que é de suma importância a compatibilização da pressão gerada pela placa de carga do equipamento de ensaio FWD com as pressões causadas no pavimento pelas rodas da aeronave crítica em operação no aeroporto, de modo



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



que possibilite observar o comportamento mecânico da estrutura do pavimento submetido às cargas típicas das operações reais.

O software BAKFAA mostrou ser uma ferramenta computacional eficiente para retroanálise dos resultados dos ensaios FWD, atingindo boa convergência entre os valores de deflexão medidos em campo e calculados. O software FAARFIELD possibilitou determinar o CDF do pavimento da pista de pouso e decolagem do Aeroporto Cataratas, localizado em Foz do Iguaçu/PR, e indicou que a estrutura existente está superdimensionada para o mix de aeronaves atualmente em operação. A metodologia do estudo pode ser utilizada pelos gestores dos aeroportos como mais uma forma de obter um indicador das condições estruturais dos pavimentos, e complementar as informações que auxiliam a tomada de decisões no gerenciamento de pavimentos aeroportuários.

## AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Solocap Geotecnologia Rodoviária Ltda., à Empresa Brasileira de Infraestrutura Aeroportuária – INFRAERO, à Agência Nacional de Aviação – ANAC, à Secretaria Nacional de Aviação Civil – SAC, do Ministério da Infraestrutura, por disponibilizar os dados utilizados para a elaboração da pesquisa e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANAC, Agência Nacional de Aviação Civil. Manual de Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Aeroportuários – SGPA. Brasil, 2017.

ANAC, Agência Nacional de Aviação Civil. Manual de cálculo de PCN de pavimentos aeroportuários usando o Comfaa 3.0. Brasil, 2020.

ANAC, Agência Nacional de Aviação Civil. Alerta aos operadores de aeródromos número 003/2021. Brasil, 2021.

ANAC, Agência Nacional de Aviação Civil. Portal de Dados Abertos, 2022. Disponível em <https://www.anac.gov.br/aceso-a-informacao/dados-abertos>. Consulta em jan/2022.

DECEA, Departamento de Controle do Espaço Aéreo, Força Aérea Brasileira, Ministério da Defesa, Brasil. Portal de Informações Aeronáuticas do Brasil, 2022. Disponível em <https://aisweb.decea.mil.br/?i=aerodromos&codigo=SBFI>. consulta em fev/2022.

DNER, Departamento Nacional de Estrada de Rodagem. Determinação de deflexões utilizando deflectômetro de impacto tipo “Falling Weight Deflectometer (FWD)”. Procedimento número 273/96. Brasil, Ministério dos Transportes, 1996.

FAA, Federal Aviation Administration. Use of nondestructive testing in the evaluation of airport pavements. Advisory Circular number 150/5370-11B. USA, Department of Transportation, 2011.

FAA, Federal Aviation Administration. Standardized method of reporting airport pavement strength PCN. Advisory Circular number 150/5335-5C. USA, Department of Transportation, 2014.

FAA, Federal Aviation Administration. Replacement of faarfield tandem factors with cumulative damage factor methodology. Technical Report TC-16/46. USA, Department of Transportation, 2016.

FAA, Federal Aviation Administration. Airport pavement design and evaluation. Advisory Circular number 150/5320-6F. USA, Department of Transportation, 2016b.

FAA, Federal Aviation Administration. Standard specifications for construction of airports. Advisory Circular number 150/5370-10H. USA, Department of Transportation, 2018.

GOOGLE, Google Earth website. Imagem de satélite do Aeroporto Cataratas, em Foz do Iguaçu, PR. <http://earth.google.com/>, 2022.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



INFRAERO, Empresa Brasileira de Infraestrutura Aeroportuária. Relatório técnico de avaliação de pavimentação existente: Aeroporto Internacional de Foz do Iguaçu/Cataratas SBFI. 2017.

MINFRA, Ministério da Infraestrutura, Brasil. Portal de Banco de Dados – Concessão de Aeroportos, 2022. Disponível na internet via FTP em <ftp:aeroportos.transportes.gov.br>. Diretório: Sexta\_Rodada. Consulta em janeiro/2022.

SIDDHARTHAN, R., SEBAALY, P.E. e JAVAREGOWDA, M. Influence of statistical variation in falling weight deflectometers on pavement analysis, Transportation Research Report 1377, Nondestructive Deflection Testing and Back-Calculations for Pavements, TRB, Washington D.C., 1992, pp. 57-66.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### ESTRATÉGIAS DE M&R COM BASE EM AVALIAÇÕES PCI NO ÂMBITO DE UM SGPA EM REDE DE AEROPORTOS MILITARES

*Ricardo Miranda Cordovil<sup>1</sup>, Anthony Belo Vasconcelos Santos<sup>2</sup>, Rafaela Malafaia Nassif  
Dagher<sup>3</sup>, Hudson Gomes de Moraes<sup>4</sup>*

#### RESUMO

O objetivo principal deste trabalho é apresentar resultados de análises provenientes de avaliações de pavimentos aeroportuários no âmbito de um Sistema de Gerência de Pavimentos Aeroportuários (SGPA) militares em desenvolvimento pela Diretoria de Infraestrutura da Aeronáutica (DIRINFRA). A rede monitorada compreende 18 aeroportos com pavimentos administrados pela Força Aérea Brasileira, avaliados entre 2018 e 2021, contabilizando aproximadamente 4,2 milhões de metros quadrados de superfície distribuídos pelo território nacional. As análises consideraram dados de avaliações realizadas pelo método do Índice de Condição de Pavimento (PCI), previsão de desempenho, custos regionais por intervenção adotada e políticas de investimentos para a proposição de serviços de Manutenção e Restauração (M&R). Foram desenvolvidos indicadores de apoio à tomada de decisão para a rede de aeroportos monitorada e realizadas projeções de cenários de acordo com estratégias que variaram entre “não fazer nada”, restrição orçamentária anual e “intervenções ideais” em quesitos de desempenho para um período de análise de 15 anos. Os resultados são apresentados sinteticamente na forma planos de intervenções plurianuais, com os impactos financeiros e operacionais resultantes da adoção de cada estratégia. É enaltecida a importância da adoção de um SGPA em nível de rede de aeroportos, em especial por entidades centrais administradoras de infraestruturas aeroportuárias, como encontrado no âmbito da Administração Pública.

**Palavra-chave:** Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Aeroportuários (SPGA); Infraestrutura aeroportuária; PCI.

#### ABSTRACT

The main objective of this paper is to present pavement management analysis provided by surveys within the Pavement Management Program (PMP) under development by the Diretoria de Infraestrutura da Aeronáutica (DIRINFRA). The assessed pavement network is composed of 18 airports managed by the Brazilian Air Force, evaluated between 2018 and 2021, which sum up approximately 4,2 million square meters of pavement surfaces on Brazilian territory. Analyses incorporate data from Pavement Condition Index (PCI) method, PCI prediction models and estimated services costs for proposition of maintenance and rehabilitation (M&R) strategies. Pavement condition indicators were developed for the assessed network, among projections between “do-nothing”, budget constraint and “ideal performance” scenarios on a 15-year horizon. The results are presented summarised as multi-annual intervention planning and highlight financial and operational performance impacts as consequence of each scenario. The importance of a PMP under airports network level is emphasized, especially when adopted by Central Airport Infrastructure Manager Authorities, as found on Public Administration level.

**Keywords:** Airport Pavement Management Program (PMP); Airport infrastructures; PCI.

#### INTRODUÇÃO

A deterioração natural dos pavimentos aeroportuários em pistas de pouso (PP), pistas de táxi (PT) e pátios de estacionamento de aeronaves (PA) é decorrente, principalmente, de efeitos de tráfego e clima (SHAHIN, 2005). Portanto, naturalmente sua qualidade de rolamento em quesitos conforto, aderência pneu-pavimento e segurança, traduzidos em um índice de serventia, tende a diminuir com o tempo, como constatado em experimentos na década de 1960 realizados em pistas experimentais

<sup>1</sup>Comando da Aeronáutica, Diretoria de Infraestrutura da Aeronáutica (DIRINFRA), cordovilmc@fab.mil.br

<sup>2</sup>Comando da Aeronáutica, Diretoria de Infraestrutura da Aeronáutica (DIRINFRA), anthonyabvs@fab.mil.br

<sup>3</sup>Comando da Aeronáutica, Diretoria de Infraestrutura da Aeronáutica (DIRINFRA), rafaelarmnd@fab.mil.br

<sup>4</sup>Comando da Aeronáutica, Diretoria de Infraestrutura da Aeronáutica (DIRINFRA), moraeshgm@fab.mil.br

da AASHO. Conceitua-se a variação do nível de serventia do pavimento como desempenho. (Bernucci et al., 2011).

Tendo em vista a grande quantidade de pavimentos aeroportuários presentes em bases aéreas militares (CORDOVIL, 2010) e a deterioração inerente ao uso dessas estruturas, é imprescindível a sistematização do diagnóstico, acompanhamento e controle de suas qualidades funcionais e estruturais por meio de um Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Aeroportuários (HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI, 1994; SHAHIN, 2006).

A utilização do método *Pavement Condition Index* – PCI (ASTM, 2020) para determinação da qualidade funcional nas superfícies dos pavimentos aeroportuários é importante ferramenta de apoio a um SGPA eficiente (ANAC, 2017). O PCI consiste em método prático para determinação objetiva de uma nota de 0 a 100, traduzido como indicador de serventia amplamente utilizado internacionalmente e nacionalmente (SHAHIN, 2005; FAA, 2014; ANAC, 2017). Objetivamente, o método considera defeitos na superfície do pavimento em termos de severidade e de densidade em uma avaliação amostral.

Aliado a análises de estratégias de Manutenções e Restaurações (M&R), um SGPA deve não somente prover diagnóstico das situações dos pavimentos aeroportuários, mas também prever seu desempenho, possibilitando a geração de cenários de tomada de decisão, levando em consideração a disponibilidade de recursos orçamentários futuros (BATISTA, 2015).

Neste trabalho são apresentados os resultados da aplicação de um método de apoio à tomada de decisão embasado em avaliações PCI em 18 aeroportos entre 2018 e 2021, modelos de previsão de desempenho de pavimentos, premissas de estratégias de M&R e diferentes estratégias em gerência em nível de rede de pavimentos aeroportuários, culminando em cenários entre “não fazer nada” e “intervenções ideais”. O intuito de tais análises é amadurecer a discussão sobre um SGPA eficaz no âmbito da administração pública, em especial na esfera de sítios militares, de peculiaridade devido abrangência territorial e eventuais presenças longínquas, dificultando a participação do setor privado (BRASIL, 2018).

## MATERIAIS E METODOLOGIA

No método PCI, os pavimentos aeroportuários são divididos em áreas típicas (AT) que representam partes da rede de pavimentos com função e características construtivas distintas, como PP, PT e PA. As AT são divididas em seções homogêneas (SH) que possuem características distintas de tráfego, intensidade de carregamento, de características construtivas e de histórico de intervenções. As SHs são compostas por unidades amostrais (UA) que têm dimensões padronizadas (ASTM, 2020). Como trata-se de método amostral, parte das UAs são avaliadas. A quantidade de defeitos e suas severidades nas superfícies das UA avaliadas são relatados em fichas e utilizados para cálculo do valor numérico do PCI, que varia de 0 a 100, com 0 representando a pior condição possível e 100, a melhor.

O método PCI não tem objetivo de determinar a capacidade estrutural do pavimento, nem de prover medidas diretas de aderência pneu-pavimento ou de rugosidade. Todavia, relaciona-se diretamente com necessidades de serviços de M&R e indiretamente com integridade estrutural e indicadores de condições funcionais do pavimento (SHAHIN, 2005).

Avaliações utilizando o método PCI foram realizadas em 18 aeroportos, dos quais 14 são de uso exclusivo militar e quatro compartilhados com uso civil. Os aeroportos têm código de referência variando entre 3C e 4E, segundo referência da ICAO (ANAC, 2021). Estima-se que a rede tenha cinco milhões de metros quadrados, dos quais cerca de 800 mil são em aeroportos ainda não avaliados (16 aeroportos). A Figura 1 apresenta uma distribuição da rede pelo território nacional.



Figura 1: Localização geográfica dos aeroportos avaliados e não avaliados (Autor, 2022).

Os dados de avaliações realizadas nos 18 aeroportos entre os anos de 2018 e 2021 foram compilados em banco de dados estruturado em planilhas eletrônicas. Um total de 504 SH foram avaliadas, das quais 206 em PP, 145 em PT e 153 PA. Foram agregadas informações sobre o tipo de revestimento, área da SH, os tipos de defeito encontrados por SH e respectivos valores de PCI. Um exemplo de dados compilados apresentado na Tabela 1.

Tabela 1: Exemplo de dados de avaliação compilados por Seção Homogênea (Autor, 2022).

Seção Homogênea	Tipo de revestimento	Área (m <sup>2</sup> )	Defeito	PCI
PP1C	Rígido	3.000	Selante danificado	78
PP1C	Rígido	3.000	Esborcinamento de canto	78
PP2C	Rígido	3.000	Selante danificado	76
PP2C	Rígido	3.000	Trincas transversais, longitudinais e diagonais	76
PP2C	Rígido	3.000	Descamamento	76
PP2C	Rígido	3.000	Trincas de contração	76
PP-SWY11	Flexível	15.750	Desagregação ou Envelhecimento	58

A partir dos registros disponíveis na antiga Diretoria de Engenharia da Aeronáutica (DIRENG), Batista (2015) desenvolveu modelos calibrados por regressões para prever a degradação dos pavimentos de algumas Bases Aéreas em termos de PCI ao longo do tempo, conforme a equação matemática 1.

$$PCI = \beta_0 + \beta_1 \cdot I + \beta_2 \cdot I^2 + \dots + \beta_x \cdot I^x \quad (1)$$

Onde  $\beta_x$  são os coeficientes do modelo e I a idade do pavimento, em anos.

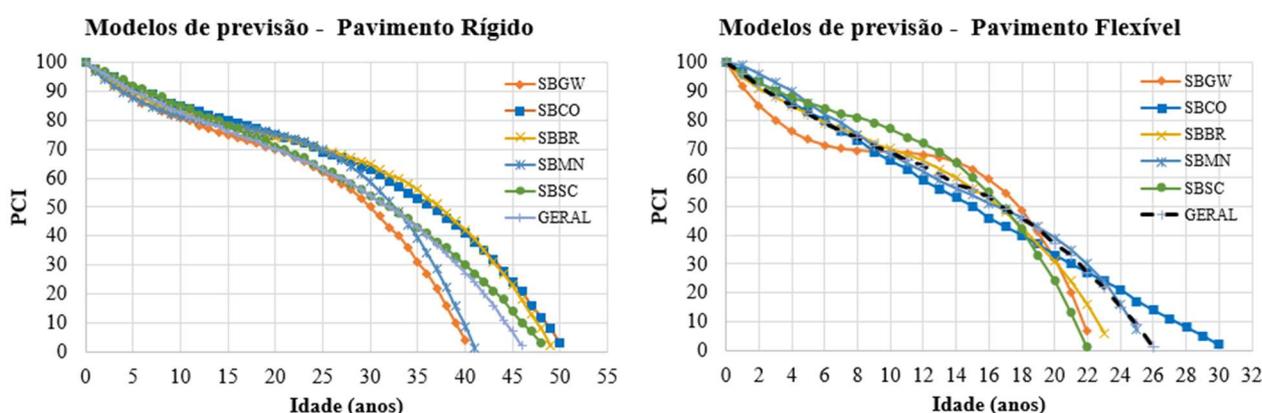
Os modelos consideram efeitos de tráfego e clima intrinsecamente, já que foram calibrados e validados para as condições que estavam submetidos. Os aeroportos do citado estudo estão localizados entre as regiões Nordeste, Sudeste e Sul do país.

A Tabela 2 apresenta os valores dos coeficientes de alguns dos modelos desenvolvidos, os coeficientes de determinação ( $R^2$ ) e o número de observações utilizado na calibração ( $n$ ), conforme o estudo de Batista (2015), por aeroporto apresentado pelo seu código ICAO.

**Tabela 2:** Exemplos de coeficientes de modelos de PCI em função da idade de pavimentos flexíveis de Bases Aéreas (BATISTA, 2015).

Coefficiente	SBSC	SBAN	SBBR	SBRF	SBCO	SBGW	GERAL
$\beta_0$	100	100	100	100	100	100	100
$\beta_1$	-4,221	-1,0118	-4,9336	-10,895	-3,4473	-9,1921	-4,5705
$\beta_2$	0,3582	-0,5207	0,3182	0,9329	0,0058	0,9265	0,2141
$\beta_3$	-0,0169	0,039	-0,0122	-0,0278	0	-0,0319	-0,0071
$\beta_4$	0	-0,0009	0	0	0	0	0
$R^2$	0,85	0,84	0,85	0,89	0,98	0,79	0,82
$n$	29	50	17	15	8	10	128

A Figura 2 contém uma representação gráfica dos modelos de previsão de PCI.



**Figura 2:** Representação gráfica dos modelos desenvolvidos por Batista (2015).

Pela proximidade dos resultados em faixas de qualidade de PCI, optou-se por utilizar o modelo geral de desempenho em aeroportos onde não havia modelo específico calibrado e validado. Sabe-se que esta atitude pode dar origem a resultados imprecisos, porém capazes de orientar estratégias de M&R, uma vez que o método escolhido para adoção da estratégia de serviços foi com base não somente no PCI, mas também dos tipos de defeitos encontrados por SH, como explicado posteriormente.

Cordovil (2010) estudou a aplicação de um SGPA em bases aéreas da Região Sul do país. O autor elaborou categorias para os serviços de M&R de acordo com a superfície do pavimento (rígido ou flexível), os tipos de defeitos e faixas de PCI. Com base nesse estudo, foram estipulados valores de incremento de PCI após intervenções de M&R por zona de intervenção. Estes valores foram determinados com base na experiência de engenheiros pertencentes ao efetivo da DIRIFNRA, passíveis de calibrações futuras. Os resultados são apresentados na tabela 3.

**Tabela 3:** Matriz de intervenções proposta (DIRINFRA, 2022).

Faixa de PCI	Zona de Intervenção	Pavimento Flexível		Pavimento Rígido	
		Incremento de PCI	Intervenção	Incremento de PCI	Intervenção
71 - 100	Conservação	10	Selagem de trinca	10	Colmatação de fissuras
			Remendo pequeno		Ressselagem de juntas
26 - 70	Restauração	25	Rejuvenescimento	25	Remendo pequeno
			Selagem de trinca		Selagem de trinca
			Remendo grande		Ressselagem de juntas
		40	Recapamento		Remendo grande
					Substituição de placa
0 - 25	Reconstrução	Nota passa a ser 100	Reconstrução	Nota passa a ser 100	Reconstrução

Custos são calculados de acordo com percentual estimado da área da SH que sofrerá o escolhido serviço de M&R. É de se esperar que o percentual de área aumente, ou troque-se o serviço, de acordo com a severidade do defeito presente no pavimento e com o decréscimo PCI constatado na avaliação. Assim, espera-se que trincas longitudinais associadas a um PCI elevado sejam direcionadas a um serviço de selagem de trinca em uma área pequena da seção (a.g. 10%), ao passo que trincas “couro de crocodilo” e um PCI baixo já ensejem necessidades de recapeamento. Ao percentual de área a sofrer intervenção, atribuiu-se o nome de Fator de Necessidade (Fn). Esse método considera intrinsecamente, por meio do PCI, a densidade de defeitos por SH.

Para alcançar tais resultados, composições dos serviços apresentados na Tabela 4 tiveram seus custos parametrizados em R\$/m<sup>2</sup>. Para isso, admitiu-se, por exemplo, que o serviço de recapeamento consistiria em fresagem de 5 cm do revestimento existente, varrição mecânica da área, aplicação de camada de imprimação, transporte, fornecimento e aplicação de nova camada de Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) de 5 cm. Aplicou-se esse método para todos os serviços considerados no estudo (parcialmente demonstrados na Tabela 4). Além disso, todos os serviços ou materiais tiveram seus custos ou composições de custo extraídos de fontes oficiais do governo (BRASIL, 2013). Foi incorporado BDI e custos de mobilização e de desmobilização, canteiro de obras e administração central, em concordância com as faixas recomendadas pelo Tribunal de Contas da União para obras rodoviárias (TCU, 2013).

**Tabela 4:** Fatores de Necessidade para serviços de M&R em pavimento flexível (DIRINFRA, 2022).

Nº Def.	Defeito	Unidade	CONDIÇÃO									
			100 - 86		85 - 71		70 - 56		55 - 41		40 - 26	
			EXCELENTE		MUITO BOM		BOM		REGULAR		RUM	
		Intervenção	Fn	Intervenção	Fn	Intervenção	Fn	Intervenção	Fn	Intervenção	Fn	
1	Trinca longitudinal ou transversal	m	Selagem	0,10	Selagem	0,15	Remendo grande	0,15	Recapeamento	1,00	Recapeamento	1,00
2	Trinca em bloco	m	Selagem	0,10	Selagem	0,15	Remendo grande	0,15	Recapeamento	1,00	Recapeamento	1,00
3	Trinca couro de crocodilo	m <sup>2</sup>	Remendo pequeno	0,05	Remendo pequeno	0,10	Remendo grande	0,15	Recapeamento	1,00	Recapeamento	1,00
4	Trinca de reflexão de juntas	m	Selagem	0,05	Selagem	0,10	Remendo grande	0,15	Recapeamento	1,00	Recapeamento	1,00
5	Depressão	m <sup>2</sup>	Remendo pequeno	0,05	Remendo pequeno	0,10	Remendo grande	0,15	Remendo grande	0,20	Recapeamento	1,00
6	Ondulação	m <sup>2</sup>	Remendo pequeno	0,05	Remendo pequeno	0,10	Remendo grande	0,15	Remendo grande	0,20	Recapeamento	1,00
7	Trinca de escorregamento	m <sup>2</sup>	Remendo pequeno	0,05	Remendo pequeno	0,10	Remendo grande	0,15	Remendo grande	0,20	Recapeamento	1,00
8	Desagregação ou Envelhecimento	m <sup>2</sup>	Rejuvenescimento	0,75	Rejuvenescimento	1,00	Recapeamento	0,75	Recapeamento	1,00	Recapeamento	1,00
9	Remendo	m <sup>2</sup>	Remendo pequeno	0,05	Remendo pequeno	0,10	Remendo grande	0,15	Remendo grande	0,20	Recapeamento	1,00
10	Afundamento em trilha de roda	m <sup>2</sup>	Remendo pequeno	0,05	Remendo pequeno	0,10	Remendo grande	0,15	Remendo grande	0,20	Recapeamento	1,00
11	Expansão ou inchamento	m <sup>2</sup>	Remendo pequeno	0,05	Remendo pequeno	0,10	Remendo grande	0,15	Remendo grande	0,20	Recapeamento	1,00
12	Agregado polido	m <sup>2</sup>	Nada a fazer	-	Nada a fazer	-	Recapeamento	0,75	Recapeamento	1,00	Recapeamento	1,00
13	Elevação no encontro de placas	m <sup>2</sup>	Remendo pequeno	0,05	Remendo pequeno	0,10	Remendo grande	0,15	Remendo grande	0,20	Recapeamento	1,00
14	Erosão por carbonização	m <sup>2</sup>	Rejuvenescimento	0,75	Rejuvenescimento	1,00	Recapeamento	0,75	Recapeamento	1,00	Recapeamento	1,00
15	Exsudação	m <sup>2</sup>	Nada a fazer	-	Nada a fazer	-	Recapeamento	0,75	Recapeamento	1,00	Recapeamento	1,00
16	Contaminação por óleo	m <sup>2</sup>	Nada a fazer	-	Nada a fazer	-	Recapeamento	0,75	Recapeamento	1,00	Recapeamento	1,00

Considerando um gatilho para deflagrar intervenções em determinado aeroporto, foram realizadas análises que culminaram em cenários de intervenções com estratégias específicas de M&R. O critério para deflagrar a intervenção em um cenário ideal foi o alcance de PCI médio de 70 por AT. Este valor foi escolhido pelo embasamento teórico apresentado pela ANAC (2017), sendo referente ao valor crítico de manutenção.

A Tabela 5 apresenta um exemplo de custo do serviço de recapeamento, em reais por metro quadrado, para o estado do Rio Grande do Sul. A estimativa tem fito de subsidiar a análise de custo da estratégia de M&R adotada para cada SH com defeitos e condição PCI determinadas.

**Tabela 5:** Estimativas de custos de recapeamento por m<sup>2</sup> de pavimento recuperado (DIRINFRA, 2022).

Serviço	Serviço	Und.	Fonte	Código	UF	Data	Custo	Und. consumida por m <sup>2</sup>	BDI x Qtd x C.Unit	Custo (R\$/m <sup>2</sup> )
Recapeamento	Fresagem (5 cm)	m <sup>2</sup>	SINAPI	96001	RS	dez/19	4,59	1	5,55	75,79
	Carga e descarga mecanizada de material fresado	m <sup>3</sup>	SINAPI	72898	RS	dez/19	3,17	0,05	0,19	
	Transporte de material fresado (5cm, 2,4 ton/m <sup>3</sup> , DMT = 15 Km)	t.km	SICRO 3	5914622	RS	dez/19	1,02	1,8	2,22	
	Imprimação com CM-30	m <sup>2</sup>	SICRO 3	4011351	RS	jul/19	0,24	1	0,29	
	Transporte de CBUQ (5 cm, 2,4 ton/m <sup>3</sup> , DMT = 15 km)	t.km	SICRO 3	5914613	RS	jul/19	0,54	1,8	1,18	
	Execução de CBUQ (5 cm)	m <sup>3</sup>	SINAPI	95995	RS	dez/19	1097,09	0,05	66,36	

Uma taxa de inflação de 6,5% a.a. (FGV, 2021), referente ao valor médio da série histórica entre 2006 e 2020 (15 anos), foi incorporada aos custos para todo o período de análise de 15 anos, a fim de caracterizar os efeitos inflacionários sobre a necessidade de recursos orçamentários.

Além de calcular desempenho e custos individualmente para cada rede de pavimento por aeroporto, foram elaborados cronogramas de intervenções considerando toda a rede de 18 aeroportos avaliados e um horizonte de planejamento de 15 anos (2022 – 2036). Assim, pôde-se determinar uma estimativa de custo anual de intervenções nos cenários elaborados em escala da rede de aeroportos. Também foi estudado cenário considerando restrição orçamentária específica, ou teto de gastos, onde foram selecionados como prioridade os aeroportos que apresentaram pior condições PCI observadas além de critérios estratégicos.

## RESULTADOS E ANÁLISES

A Figura 3 contém uma imagem de satélite de um dos aeroportos avaliados, localizado no estado de São Paulo, e ilustração de exemplos de defeitos encontrados em seus pavimentos (trinca de canto de baixa severidade em pavimento rígido em PA e desagregação/envelhecimento em alta severidade em pavimento flexível de PP).

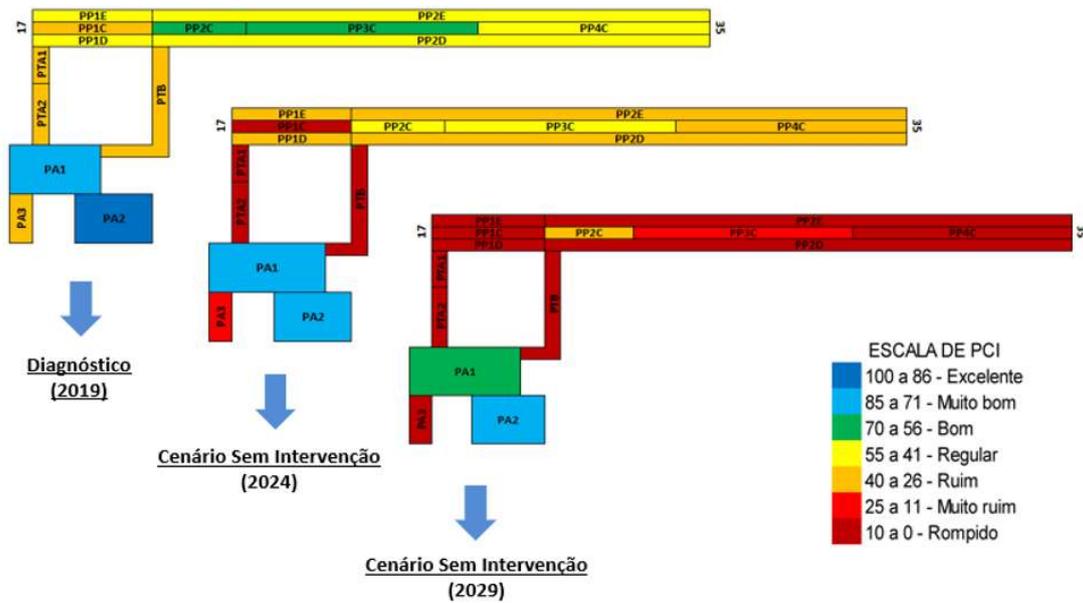


**Figura 3:** Imagem de aeroporto avaliado e incluído nas análises do SGPA do COMAER.

Foram desenvolvidos diversos cenários contendo projeções para as estratégias adotadas, conforme o Relatório Anual de Gerência de Pavimentos de Aeroportos Militares (RT n° 02/EPGA/2022) desenvolvido pela DIRINFRA (2022).

**Cenário 1 – Sem Intervenções (“Não Fazer Nada”)**

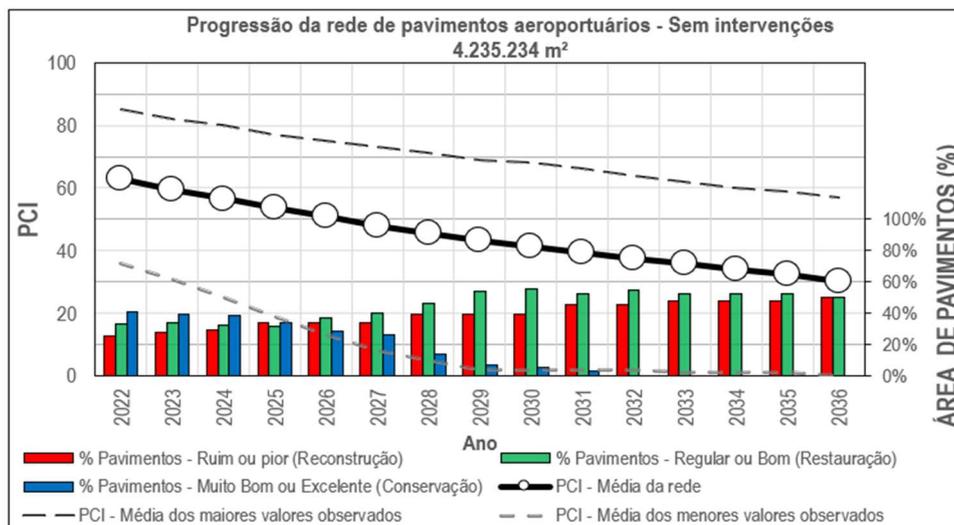
A Figura 4 apresenta, sinteticamente, o resultado de uma avaliação realizada em 2019 e as projeções futuras para os anos de 2024 e 2029 no aeroporto apresentado na Figura 3, com apresentação do custo total acumulado para o período de análise correspondente ao cenário de “não fazer nada”.



Custo de intervir apenas no último ano: R\$ 33,5 Mi

**Figura 4:** Projeções de desempenho e custos estimados (Relatório Técnico DIRINFRA n° 02/EPGA/2022).

Nesse diapasão, as projeções individuais desenvolvidas para cada aeroporto foram reunidas em um comportamento geral da rede de aeroportos, como demonstrado na Figura 5. Os indicadores são: valores médios de PCI da rede, média dos maiores valores de PCI, média dos menores valores de PCI, percentual de pavimentos carentes de reconstrução, carentes de restauração e de conservação.



**Figura 5:** Evolução dos indicadores de desempenho, em termos de PCI médio dos pavimentos da rede aeroportuária avaliada.

Verifica-se que os modelos adotados preveem uma redução contínua dos níveis de serviço para todo o período de análise, corroborando com resultados encontrados por Henrique e Motta (2013). Espera-se um aumento das necessidades de intervenções do tipo “reconstruções” para os próximos 15 anos, saltando de valores de 23% em 2022 para 50% em 2036.

Os resultados da análise financeira apontam estimativas da ordem de R\$ 1,6 bilhão em custos acumulados no ano de 2036 (R\$ 632 milhões em termos de valores em 2022). A Figura 6 apresenta a evolução do custo acumulado entre 2022 e 2036.

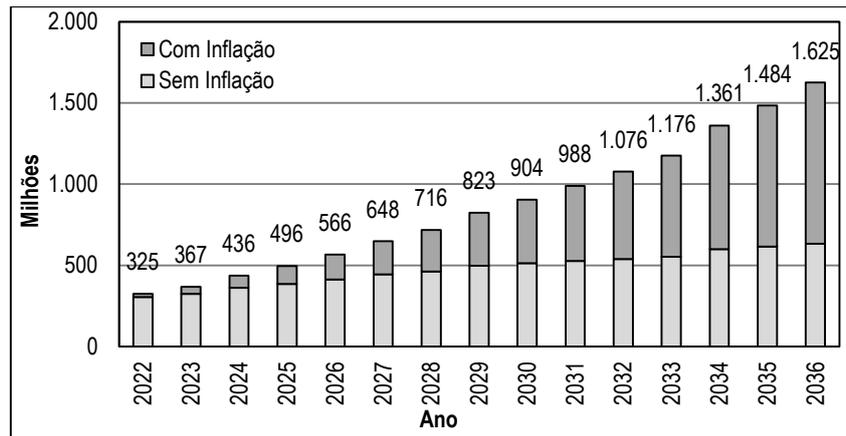


Figura 6: Evolução do custo acumulado, com inflação média de 6,5% a.a. para o cenário sem intervenções nos pavimentos aeroportuários da rede avaliada.

## Cenário 2 – Intervenções com restrição orçamentária

A Figura 7 apresenta, sinteticamente, o resultado de desempenho dos pavimentos com a adoção de estratégia com restrição orçamentária, ou teto de gastos, anual em torno de R\$ 25 milhões para toda a rede de 18 aeroportos, com intervenções propostas em 2031 (PP) no sítio da Figura 3.

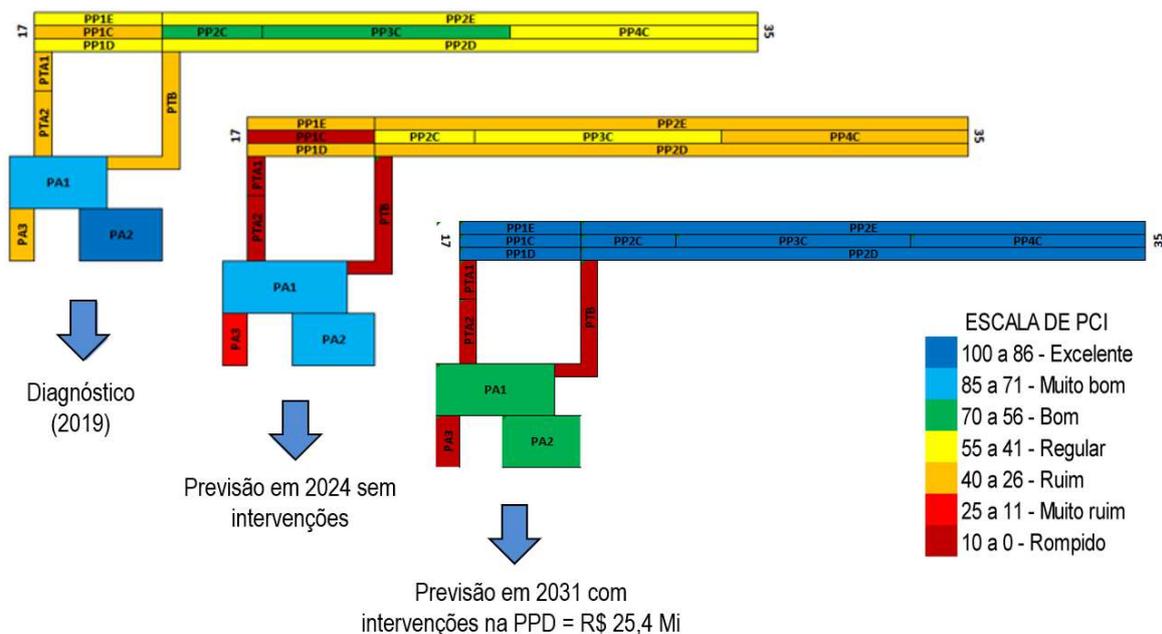


Figura 7: Previsão de desempenho dos pavimentos caso intervenções sejam realizadas em 2031 na PP.

Nesse caso, devido à priorização estratégia entre aeroportos, opta-se por propor intervenção nos pavimentos em questão apenas em 2031, por haver recursos apenas para recuperar a pista de pouso e

decolagem (PP), estimados em R\$ 25,4 milhões, naquele ano. A Figura 8 apresenta a previsão de desempenho dos pavimentos da rede aeroportuário para o cenário de restrição orçamentária.

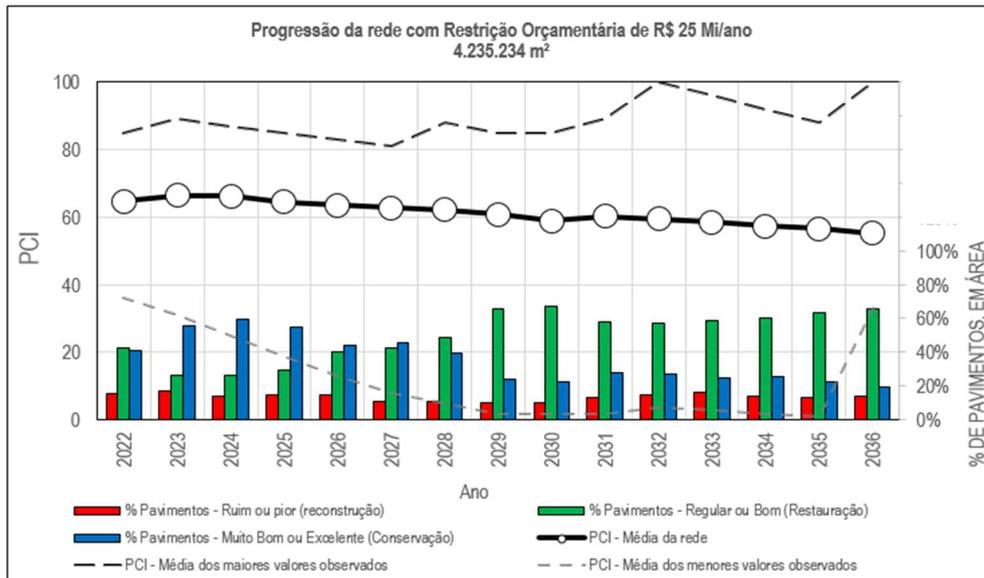


Figura 8: Previsão de desempenho da rede para o cenário de restrição orçamentária anual.

Examinando o comportamento da rede constante na Figura 8, é observado que houve estabilização do índice PCI médio com um valor em torno de 60 (bom) ao longo de todo o período de análise, bem como não houve praticamente aumento das áreas a serem reconstruídas, configurando uma situação com condições operacionais superiores às do Cenário 1, embora haja ainda predominância de necessidade de intervenções pesadas, como serviços de restauração (63% em 2036).

A ausência de correções monetárias ao teto de gastos deste cenário foi explicitada para enaltecer a importância com que planejamentos de M&R em infraestruturas, inerentemente vultosos, sejam acompanhados de análises econômicas e financeiras. A Figura 9 contém estimativas de custos anuais de investimentos este cenário.

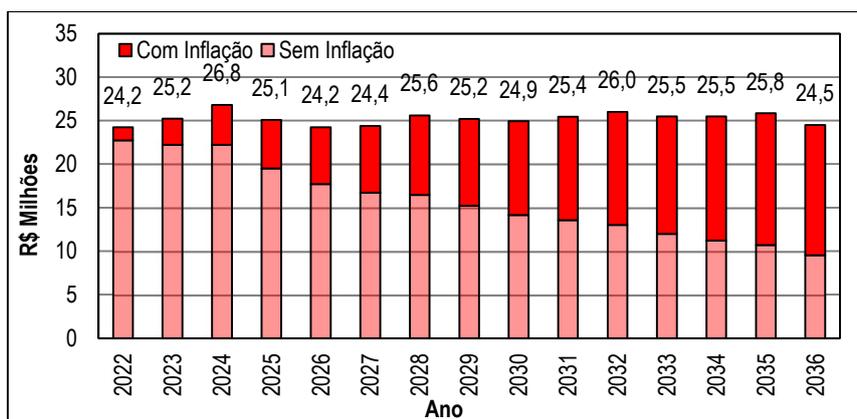


Figura 9: Investimentos para o cenário com restrição orçamentária anual fixada.

Em termos de valores em 2022, o total de investimentos previstos para todo o período de análise é de R\$ 237 milhões, ou seja, inferior à alternativa de atrasar as intervenções até o último ano (Cenário 1).

### Cenário 3 – Intervenções sem restrição orçamentária

A Figura 10 representa, sinteticamente, plano adotado neste cenário, contemplando o diagnóstico dos pavimentos do aeródromo realizado em 2019 e os ganhos resultantes das obras previstas para os anos de 2026, em que seria possível a realização de intervenções em todas as seções de pavimentos, e em 2032, onde apenas PP e PT necessitariam de intervenções.

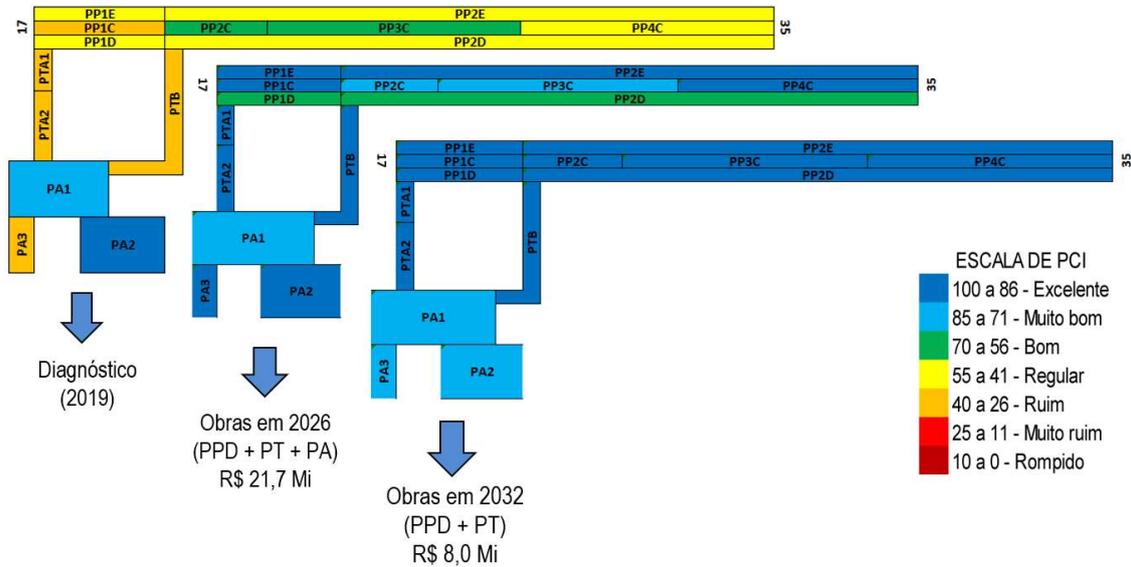


Figura 10: Plano Plurianual para o aeródromo avaliado em 2019 considerando intervenções ideais.

A mesma abordagem foi aplicada aos demais aeroportos da rede, sendo possível observar o seu comportamento através da Figura 11.



Figura 11: Comportamento da rede para o cenário sem restrições orçamentárias.

Examinando a evolução do desempenho da rede, observa-se um decaimento acelerado das necessidades de reconstrução. Observou-se também a previsão de uma redução significativa dos pavimentos que necessitam de medidas de restauração. A necessidade premente de serviços de restauração e de reconstrução em 2022 impacta na necessidade de recursos elevados nos primeiros anos do plano proposto. À medida que esses serviços forem executados, percebe-se uma relativa estabilização e sazonalidade do dispêndio de recursos, como constatado visualmente nos custos sem inflação no Figura 12.

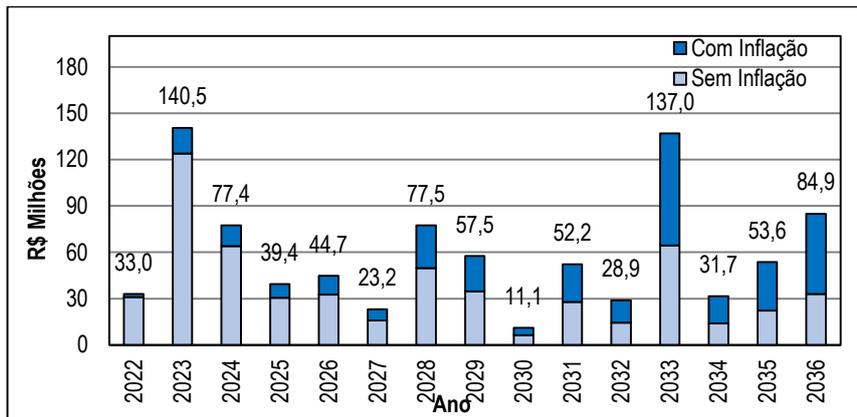


Figura 12: Investimentos para o cenário sem restrição orçamentária.

Estimou-se um total de R\$ 565 milhões (valores em 2022) de investimentos para todo o período de análise neste cenário. Essa alternativa demonstra-se financeiramente vantajosa quando comparada ao Cenário 1, de não fazer nada, onde um custo acumulado de R\$ 632 milhões é constatado em 2036 (em valores de 2022). Além disso, a estratégia deste cenário também eleva os padrões de desempenho operacionais de pavimentos aeroportuários acima do Cenário 2.

## CONCLUSÕES

As avaliações PCI realizadas entre 2018 e 2021 em 18 aeroportos registraram a presença de patologias em superfície de pavimentos aeroportuários administrados pela Força Aérea Brasileira. Os resultados foram compilados em banco de dados e analisados em premissas no âmbito de estratégias de M&R, com a demonstração de cenários entre “não fazer nada”, teto de gastos anuais limitado a R\$ 25 milhões e “intervenção ideais” em quesitos operacionais.

Apesar de carente de aprimoramentos em angariação de dados de avaliações, como macrotextura, atrito ou de avaliações estruturais (destrutivas ou não destrutivas), a sistematização de levantamentos por meio do método PCI, aliada a estratégias de M&R, além de estimativas de custo em cenários de plano de intervenções, mostrou-se eficaz em permear e difundir a cultura organizacional de gerência de pavimentos aeroportuários.

Apesar de não ter o objetivo de precisar estimativas que subsidiem a elaboração de orçamentos em projetos de engenharia, por exemplo, nem de determinar indicadores estruturais dos pavimentos, os resultados aqui apresentados norteiam a tomada de decisão por meio de análises paramétricas das condições de superfície de pavimentos em diferentes aeroportos, possibilitando o direcionamento de atenção para infraestruturas mais deficitárias.

Espera-se que, aliado a dados de levantamentos sobre macrotextura, atrito e ensaios estruturais não destrutivos (*Falling Weight Deflectometer*), em atual fase de coleta, o gerenciamento dos dados possibilitem a formação de indicadores mais holísticos e próximos à realidade. Além disso, estuda-se a calibração e validação de novos modelos de desempenho de PCI, das premissas para escolhas de estratégias de M&R e nas composições de custos utilizadas em cada serviço.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS – ASTM. D5340-20: *Standard Test Method for Airport Pavement Condition Index Surveys. International Standard*, 2020.

AGÊNCIA NACIONAL DE AVIAÇÃO CIVIL – ANAC. Manual de Sistema de Gerência de Pavimentos Aeroportuários - SPGA. Superintendência de Infraestrutura Aeroportuária, 2017.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



AGÊNCIA NACIONAL DE AVIAÇÃO CIVIL – ANAC. Regulamento Brasileiro de Aviação Civil – RBAC nº 154: Projeto de Aeródromos. Brasília, 2021.

BATISTA, N. A. Uma Proposta para Sistema de Gerência de Pavimentos Aplicada a Aeroportos Militares. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia – IME, 2015.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M G., CERATTI, J. A. P e SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros. 3º Reimpressão. Petrobras, Rio de Janeiro, RJ, 2010.

BRASIL. Ministério dos Transportes, Portos e Aviação Civil - Departamento de Planejamento e Gestão Aeroportuária. Plano Aeroviário Nacional (2018-2038). Brasília, DF, 2018.

BRASIL. Decreto Federal nº 7.983, de 8 de abril de 2013. Estabelece regras e critérios para elaboração do orçamento de referência de obras e serviços de engenharia, contratados e executados com recursos dos orçamentos da União, e dá outras providências Planalto, 2013.

CORDOVIL, R. M. Um Programa de Gerência de Pavimentos para o Comando da Aeronáutica - Estudo de caso: Bases Aéreas da Região Sul. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRS, 2010.

DIRETORIA DE INFRAESTRUTURA DA AERONÁUTICA – DIRINFRA. Relatório Técnico nº 02/EPGA/2022 – Relatório Anual de Gerência de Pavimentos de Aeroportos Militares. Disponível com autores. São Paulo, SP, 2022.

FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION – FAA. Airport Pavement Management Program (PMP). *Advisory Circular 150/5380-7B. US Department of Transportation*, Estados Unidos, 2014.

FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS – FGV. Série histórica do Índice Nacional de Custo da Construção Mensal– INCC – M. Obtido em: <https://extra-ibre.fgv.br/IBRE/sitefgvdados/consulta.aspx>, acessado em dezembro de 2021.

HAAS, R., HUDSON, W. R. e ZANIEWSKI, J. *Modern Pavement Management*. Krieger, FL, Estados Unidos, 1994.

HENRIQUE, Y. F. e MOTTA, L. M. G. Método de Avaliação de Pavimentos Aeroportuários – Aplicação a um Aeródromo Militar. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes - ANPET. Anais do XXVI Congresso. Belém, PA, 2013.

SHAHIN, M. Y. *Pavement Management for Airports, Roads and Parking Lots*. 2ª Edição. Springer, 2005.

TRIBUNAL DE CONTAS DA UNIÃO - TCU. Acórdão nº 2.622/2013 - Plenário, 2013.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA UMIDADE NO MÓDULO RESILIENTE DE SOLOS TROPICAIS DA REGIÃO DA ESTRADA DE FERRO CARAJÁS VISANDO SEU EMPREGO NO SUBLASTRO

*LUISA CARLA DE ALENCAR MENEZES<sup>1</sup>; ANTONIO CARLOS RODRIGUES  
GUIMARÃES<sup>2</sup> & MARIA ESTHER SOARES MARQUES<sup>3</sup>*

#### RESUMO

É usual utilizar-se a umidade ótima no dimensionamento de pavimentos baseado no método empírico. Na construção de ferrovias, a umidade observada na compactação é, geralmente, próxima daquela obtida por meio do ensaio de compactação. Sabe-se que variações do clima alteram as condições do pavimento tal como a sua umidade e assim, as suas propriedades resilientes. Isso ocorre sobretudo nas plataformas ferroviárias que não possuem revestimento, ficando expostas às intempéries. Objetiva-se neste trabalho avaliar a influência da variação da umidade de compactação no módulo de resiliência de solos tropicais da região da Estrada Ferro Carajás por meio de ensaios de laboratório. Foram estudados três solos com características distintas quanto à gênese (laterítico arenoso, laterítico argiloso e não-laterítico siltoso). As amostras foram compactadas na umidade ótima e acima dela e, posteriormente, realizou-se ensaios triaxiais cíclicos. Avaliou-se então o seu módulo resiliente nas umidades e o impacto dessa variação sobre o mesmo para solos lateríticos e não-lateríticos. Concluiu-se, dos resultados obtidos, que a influência da variação de umidade no MR nos solos argilosos, ainda que lateríticos, são importantes e de decréscimo e seriam mais significativas quando comparadas aos solos arenosos. Observou-se que os solos estudados apresentaram, de maneira geral, valores de MR elevados e demonstraram potencial para atender às tensões solicitadas no sublastro ferroviário.

**PALAVRAS-CHAVE:** umidade, módulo resiliente, solo.

#### ABSTRACT

It is usual to use the optimum humidity in the design of pavements based on the empirical method. In the construction of railways, the humidity observed in compaction is generally close to that obtained through the compaction test. It is known that climate variations change the conditions of the pavement such as its moisture and thus its resilient properties, especially on railway platforms as they do not have a coating, thus being exposed to bad weather. The objective of this work is to evaluate the influence of compaction moisture variation on the resilience modulus of tropical soils in the Carajás Railroad region through laboratory tests. Three soils with distinct genesis characteristics were studied (sandy lateritic, clayey lateritic and non-laterite silty). The samples were compacted at the optimum humidity and above it and, subsequently, cyclic triaxial tests were carried out. It was then evaluated the resilient modulus in moisture and the impact of this variation on it for lateritic and non-lateritic soils. From the results obtained, it was concluded that the influence of moisture variation in the RM in clayey soils, even if lateritic, is important and decreasing and would be more significant when compared to sandy soils. it was observed that the studied soils presented, in general, high MR values and showed potential to meet the requested tensions in the railway sub-ballast.

**KEY WORDS:** moisture, resilient modulus, soil.

<sup>1</sup> Instituto Militar de Engenharia, Praça General Tibúrcio 80, 22290-270, Praia Vermelha, Urca, Rio de Janeiro, Brasil, luisacarlaam@hotmail.com

<sup>2</sup> Instituto Militar de Engenharia, Praça General Tibúrcio 80, 22290-270, Praia Vermelha, Urca, Rio de Janeiro, Brasil, guimaraes@ime.eb.br

<sup>3</sup> Instituto Militar de Engenharia, Praça General Tibúrcio 80, 22290-270, Praia Vermelha, Urca, Rio de Janeiro, Brasil, esther@ime.eb.br

## 1 INTRODUÇÃO

O projeto de um pavimento assim como sua análise mecânica dependem em resumo de três fatores: o conhecimento das solicitações geradas pelo tráfego, dos materiais, e dos fatores climáticos. Sobre as condições do clima sabe-se que influenciam o comportamento mecânico dos solos, uma vez que ocasionam a variação de umidade e por conseguinte afetam sua resistência bem como seu módulo de resiliência, ou seja, afetam a rigidez do pavimento.

Tal parâmetro é primordial no dimensionamento mecânico e na avaliação estrutural de pavimentos. Com a tendência de utilização desse método em substituição aos métodos empíricos de modo que se torna maior a relevância do conhecimento do comportamento de parâmetros que influenciem o módulo de resiliência, como a umidade.

Diante desse cenário, o estudo em questão tem aplicação relevante no setor ferroviário haja vista que seu efeito na degradação das vias é observado *in loco* porém não se sabe o necessário à respeito da forma como ocorre a variação de umidade proveniente das precipitações e do impacto dessa variação no módulo resiliente.

Tendo em vista que em regiões tropicais é usual a aplicação de solo laterítico como material de sublastro devido à sua ocorrência nessas regiões e que a norma que norteia o dimensionamento dos pavimentos ferroviários, AREMA, não preconiza critérios voltados para esse tipo de material e sim para sublastros compostos por materiais pétreos, de acordo com as características das vias ferroviárias estrangeiras, faz-se necessária a realização de estudos voltados para a realidade das regiões tropicais.

Dessa maneira, o principal objetivo desse trabalho foi avaliar a influência da variação da umidade pós-compactação no módulo de resiliência de solos tropicais da região da Estrada Ferro Carajás por meio de resultados de ensaios de laboratório.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Solos tropicais

Devido ao seu clima tropical úmido, o Brasil apresenta grande ocorrência de solos tropicais e segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995) esse tipo de solo apresenta propriedades e comportamento relativamente distintas dos solos não tropicais em decorrência da atuação de processos geológicos e pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas.

Segundo o conceito de solos tropicais considerado pelo (COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF ISSFME, 1985, *apud* NOGAMI & VILLIBOR, 1995), os solos tropicais, nos quais de incluem os solos brasileiros, diferem dos temperados em muitos aspectos. Tais diferenças influenciam no comportamento desses materiais, por exemplo, na retenção de água e conseqüentemente na forma como a água percola nesses solos. Outro fato relevante é que nos solos tropicais a diferença de textura é causada por um arranjo diferente das partículas o que influencia as funções hidráulicas desse solo quando na condição não-saturada fato que por sua vez influencia o comportamento hidráulico do solo e por conseguinte seu comportamento mecânico e seu desempenho.

De acordo com NOGAMI & VILLIBOR (1995) os solos tropicais podem ser divididos em dois grupos a saber: solos de comportamento não-laterítico e solos de comportamento laterítico. O primeiro grupo apresenta características como comportamento heterogêneo, baixa capacidade de

suporte, alta erodibilidade e plasticidade e são ainda muito expansivos diferentemente do segundo grupo que exibe potencial interessante para o emprego na pavimentação pois possuem alta resistência e baixa permeabilidade, características de interesse em projetos de vias permanentes.

## 2.2 Solos tropicais e seu emprego na pavimentação

NOGAMI E VILLIBOR (1995) referem-se ao início da aplicação dos solos tropicais como material de construção rodoviária no início da década de 30, a partir da introdução da Mecânica dos Solos.

Os mesmos autores citam o desempenho satisfatório de vários trechos experimentais executados com solos arenosos finos lateríticos, antes considerados inapropriados pelos critérios tradicionais.

Diversos autores comprovaram em suas pesquisas a aplicabilidade dos solos tropicais na pavimentação rodoviária como, por exemplo, GUIMARÃES (2009) em seu estudo sobre a utilização de lateritas.

Quanto ao emprego dos solos tropicais na pavimentação ferroviária DELGADO (2012) apresenta um estudo com utilização de materiais finos lateríticos coletados no oeste do maranhão, no qual obteve excelentes resultados validando inclusive a utilização deste material para sublastro, uma vez que se observou uma tendência de acomodamento das deformações permanentes da camada considerando assim o material classificado como LG` como apto a ser empregado na camada de estudo.

OSTEN (2012) avaliou o desempenho de solos tropicais também da região da EFC, reprovados para utilização no pavimento ferroviário segundo critérios tradicionais, comprovando seu bom comportamento no emprego em camada de sublastro quanto aos aspectos mecânicos.

LOPES (2017) verificou um bom desempenho de um solo arenoso fino laterítico analisado tanto no aspecto mecânico quanto hidráulico.

SILVA FILHO (2018) analisou o comportamento de um solo arenoso fino laterítico como camada de sublastro de um trecho executado no município de Açailândia/MA, parte de um projeto de ampliação de um pátio ferroviário compartilhado pela VLI e a Vale S.A.

Porém, embora já se note o potencial de empregabilidade desses solos na pavimentação ferroviária, cresce a importância uma análise complementar do ponto de vista mecânico-hidráulico para uma melhor avaliação do comportamento desses materiais. Ainda são escassos os estudos voltados para esse aspecto.

## 2.3 O Módulo de resiliência no projeto de pavimentos

O termo resiliência refere-se à capacidade que um material tem de voltar as suas condições normais após o término da aplicação de cargas sobre ele. É a rigidez de um solo, ou seja, a capacidade de resistir a deformação afirmam MEDINA & MOTTA (2015).

Para que sejam aplicados os métodos mecânicos no dimensionamento de pavimentos devem ser conhecidas as propriedades mecânicas dos materiais que o compõe, tais como o módulo de resiliência dos solos.

Segundo DRUMM *et al.* (1997), a compreensão do mecanismo de variação das propriedades resilientes do subleito com as alterações no teor de umidade podem ser usadas para a obtenção do módulo de resiliência efetivo necessário ao projeto de pavimentos.

Nesse intuito, diversas pesquisas vêm sendo realizadas no sentido de entender a influência da variação da umidade sobre o módulo de resiliência.

No que se refere ao comportamento resiliente de solos tropicais, GUIMARÃES *et al.* (2015) afirma que existe uma excelente correlação entre a metodologia MCT e a resiliente, ou seja, solos de comportamento laterítico quase sempre apresentam elevado valor de módulo resiliente, se

comparados aos demais solos finos, podendo, inclusive, ser superior ao módulo apresentado por alguns solos ou materiais pedregulhosos tradicionais.

Diante desse cenário, tem-se a expectativa de se obter resultados, com os solos deste trabalho, com comportamentos lateríticos e resilientes satisfatórios a elevados.

## 2.4 A umidade e o pavimento

Há tempos a variação de umidade e suas consequências para o pavimento são uma preocupação na engenharia civil. Diversos estudos a respeito desse tema tem sido desenvolvidos até hoje e, entre eles existem estudos voltados para a pavimentação com solos tropicais.

TAKEDA (2006) cita em seu trabalho um estudo feito na Austrália no qual verificou-se que nos trechos rodoviários pavimentados analisados a variação de umidade era independente das condições climáticas.

MENEZES *et al.* (2020) estudou o comportamento da umidade do solo de subleito ferroviário quando submetido à precipitação para diferentes perfis de plataforma através do mesmo modelo numérico utilizado pela autora mencionada no parágrafo anterior. Concluiu-se que o solo não restringiu a percolação de água e que o perfil de subleito em via singela com aterro obteve desempenho superior aos demais perfis estudados quanto a infiltração de água da chuva.

MENEZES *et al.* (2021) realizou um estudo experimental-numérico com cinco solos tropicais distintos. A partir das curvas de retenção e de condutividade simulou o comportamento dos solos quando empregados na camada de sublastro. A autora verificou bom desempenho para duas das amostras estudadas, uma delas uma areia laterítica e a outra não-laterítica arenosa.

No entanto a maior parte dos estudos em disponíveis sobre o tema tratam de pavimentos rodoviários e pouco se sabe sobre a relação da umidade e o pavimento ferroviário.

## 2.5 A influência da variação de umidade no módulo de resiliência

O efeito da variação da umidade sobre o valor do módulo de resiliência tem sido objeto de estudo por diversos autores. Suas pesquisas mostram uma dependência estreita do módulo de resiliência com a condição de umidade do solo.

Desde a definição do conceito de módulo de resiliência da forma triaxial, proposto por SEED *et al.* (1962), diversos estudos de laboratório vêm sendo desenvolvidos para se determinar a variação deste parâmetro com mudanças nas propriedades dos solos, teor de umidade, e compactação.

JONES & WICTIZAK (1977), em seu estudo com solos de subleito (argila siltosa) de uma rodovia experimental em *San Diego*, mostraram que aumentando-se o teor de umidade de compactação deste material de 11% para cerca de 20% verificou-se uma redução significativa no módulo de resiliência, variando de 275 MPa para próximo de 52 MPa.

THADKAMALLA & GEORGE (1995) desenvolveram um estudo para investigar o efeito do grau de saturação sobre o módulo de resiliência do subleito. Os autores concluíram que a variação do grau de saturação tinha efeito menor sobre o MR de solos granulares em relação aos demais tipos de solos.

KSAIBATI *et al.* (2000) desenvolveram um estudo em rodovias estaduais da *Florida* para avaliar a redução na resistência das camadas de base e subleito devido à proximidade do lençol freático. Nos ensaios realizados os módulos da base e sub-base experimentaram reduções de 5% a 35% devido ao aumento da umidade nestas camadas. Verificaram também que para aumentos da umidade da ordem de 1%, na camada de base, as reduções mais significativas nos valores de módulo foram 8,54% e 29,41%.

HEYDINGER (2003) apresenta uma análise dos dados coletados durante o programa SMP (*Seasonal Monitoring Program*) desenvolvido em 18 trechos de uma rodovia no estado americano de Ohio. Verificou-se nesta pesquisa que o módulo de resiliência varia com as alterações no teor de umidade dos solos, diminuindo o valor do MR com o aumento da umidade. O autor relata que o MR pode variar de fator de dois ou mais para alterações na saturação da ordem de 10% a 15%.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram coletadas 53 amostras ao longo da EFC, a fim de realizar uma análise a respeito de sua aplicabilidade como camada de pavimento ferroviário. Segundo SOUSA (2016), no momento da coleta, buscava-se materiais que visualmente não atenderiam aos critérios de design, caso fossem considerados os métodos tradicionais de seleção. No entanto, se métodos mais modernos fossem usados, eles poderiam exibir um bom comportamento.

#### 3.1 Região de estudo

A região de estudo localiza-se na Estrada de Ferro Carajás, com 892 quilômetros de extensão, entre os estados do Maranhão e Pará. O clima do local é denominado tropical e caracteriza-se por altas temperaturas e intensa pluviosidade

A presente pesquisa é parte um projeto firmado entre o IME (Instituto Militar de Engenharia) e a VALE S.A no qual foram coletadas 53 amostras ao longo da EFC a fim de se realizar um estudo quanto à sua aplicação como camada de pavimento ferroviário. Dentre as amostras coletadas, utilizou-se para compor a camada de sublastro nas análises realizadas, as de número 26, 36 e 40, denominadas de agora em diante respectivamente como amostra 1, 2 e 3, visando facilitar o entendimento.

#### 3.2 Material utilizado

Foram estudados três tipos de solos e sua aplicabilidade na camada de sublastro da plataforma ferroviária do ponto de vista do comportamento hidráulico e mecânico do pavimento. No entanto, serão descritos neste artigo os resultados completos das amostras 1, 2 e 3.

A amostra 1 (Figura 1a), também conhecida como amostra 26, é um solo arenoso espesso, conforme descrição visual no momento da coleta, tomada no sopé de uma encosta presente no local da duplicação. O solo foi identificado por SOUSA (2016) como LA (areia laterítica) de acordo com a classificação do MTC. De acordo com os idealizadores desta metodologia, os solos classificados como LA e LA' seriam os mais recomendados para utilização pavimentos.

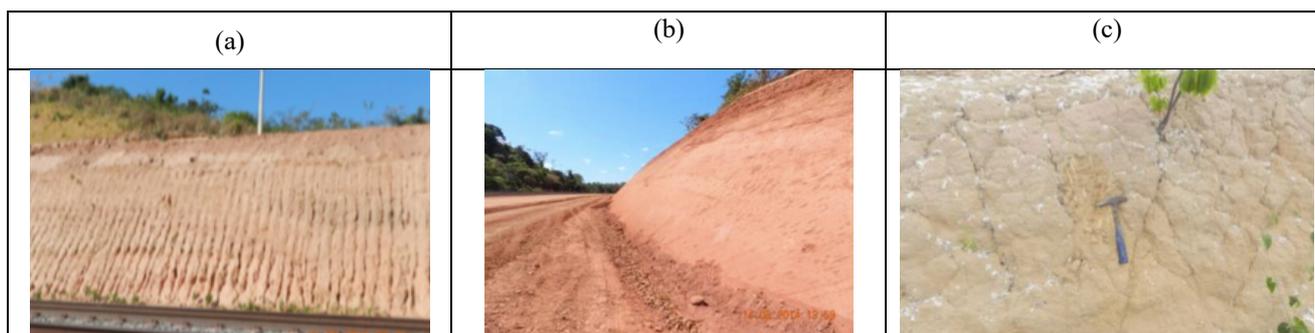


Figura 1: Amostra 1 (a), Amostra 2 (b), Amostra 3 (c) GUIMARÃES & SANTANA (2014).

A amostra 2 (Figura 1b) denominada como amostra 36 por SOUSA (2016) é um solo fino vermelho-roxo, conforme descrição visual, coletado no sopé de um talude de um trecho já duplicado. SOUSA (2016) classificou o solo como NS' (siltoso não laterítico).

A amostra 3 (Figura 1c) também identificada como amostra 40 por SOUSA (2016) é um solo arenoso fino amarelo, conforme descrição visual e foi extraído de um corte com elevado grau de trincamento, aspecto comum em solos lateríticos. Foi identificado pela autora anteriormente mencionada como LG' (argila laterítica) segundo a metodologia MCT.

### 3.3 Ensaios de caracterização física

#### 3.3.1 Granulometria

Foram realizados ensaios de granulometria por peneiramento objetivando a caracterização das amostras, visando obter a porcentagem de material de cada fração granulométrica, conforme mostrado na tabela 1.

#### 3.3.2 Limites de consistência

Foram realizados os ensaios de limites de consistência, utilizados para obter o índice de plasticidade do solo, para isso, foram executados dois ensaios sendo um o limite de liquidez e o outro o limite de plasticidade. A diferença entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP) fornece o índice de plasticidade (IP) do solo.

### 3.3 Ensaios mecânicos

#### 3.3.1 Compactação

Foram realizados ainda os ensaios de compactação visando a obtenção da umidade ótima ( $w_{ot}$ ) e da massa específica aparente seca do material (MEAS). O ensaio foi conduzido sob orientação da norma DNIT 164/2013 que descreve o método de ensaio de compactação de solos utilizando amostras não trabalhadas. A energia de compactação utilizada para a execução dos ensaios desta pesquisa foi a intermediária, em conformidade com a natureza dos serviços previstos em projeto pela Vale.

#### 3.3.2. Ensaios triaxiais de cargas repetidas

Os ensaios deste estudo foram realizados na umidade ótima e de 2% acima da umidade ótima objetivando avaliar o comportamento das amostras frente à variação de umidade. Foi selecionado o modelo que mais se adequava aos resultados obtidos dentre os mais utilizados (arenoso, argiloso e composto). Por meio deste ensaio obtém-se o módulo resiliente ou módulo de resiliência ( $M_R$ ).

### 3.4 Classificação MCT

A Metodologia MCT é composta por vários ensaios, mas apenas dois são necessários para a classificação geotécnica dos solos tropicais e estes foram realizados por SOUSA (2016). São eles: ensaio de compactação Mini-MCV e ensaio de perda de massa por imersão.

## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 Caracterização física, compactação e classificação MCT

Seguidamente à etapa de coleta foram obtidas as distribuições granulométricas das amostras (Tabela 1) e realizados os ensaios de caracterização geotécnica, compactação (Tabela 2) bem como a classificação MCT realizada, com vistas a embasar as análises dessa pesquisa. Todos os ensaios descritos nesta seção foram realizados no laboratório do Instituto Militar de Engenharia (IME).

**Tabela 1.** Distribuição granulométrica das amostras estudadas

	Distribuição Granulométrica (%)					
	Argila	Silte	Areia			Pedregulho
			Fina	Média	Grossa	
<b>Amostra 1</b>	9.95	6.75	9.2	57.38	9.75	6.97
<b>Amostra 2</b>	39.2	57.48	3.32	0	0	0
<b>Amostra 3</b>	7.43	0.25	83.37	8.9	0.02	0.04

**Tabela 2.** Caracterização geotécnica das amostras estudadas

	Caracterização geotécnica						
	Energia	Compactação			Índices Físicos		
		W ótima (%)	MEAS (g/cm <sup>3</sup> )	DR	LL (%)	LP (%)	IP (%)
<b>Amostra 1</b>	Intermediária	6	2.07	2.65	17.5	NP	17.5
<b>Amostra 2</b>	Intermediária	15,4	1.67	2.71	35.5	0	35.5
<b>Amostra 3</b>	Intermediária	6	1.92	2.62	29.4	19.9	9.5

BERNUCCI (1995) cita uma tendência de grande parcela de solo laterítico passar na peneira de abertura 2 mm, embora não haja uma distribuição granulométrica típica para esses solos o que se confirmou na caracterização da amostra 1 e 3.

Segundo BRINA (1979) as características de materiais empregados na camada de sublastro devem atender ao critério de Índice de Plasticidade inferior a 6. Dessa maneira todas as amostras estudadas seriam consideradas inadequadas para o uso na camada de sublastro ainda na etapa de caracterização geotécnica, uma vez que nenhuma delas atende ao requisito de IP inferior a 6% por exemplo.

### 4.2 Ensaio triaxial de cargas repetidas

Realizou-se tais ensaios com o objetivo de obter-se os valores de módulo resiliente das amostras estudadas e foram realizados tanto na umidade ótima quanto para com umidades de 2% acima da ótima a fim de se observar o comportamento e mecânico dos solos frente à variação da umidade.

Tabela 3. Resultado dos ensaios triaxiais de cargas repetidas em duas umidades (umidade ótima e 2% acima da umidade ótima).

		Módulo Resiliente							
	MCT	Umidade	MR médio (MPa)	Modelo arenoso			Modelo argiloso		
				K1	K2	R <sup>2</sup>	K1	K2	R <sup>2</sup>
Amostra 1	LA	W <sub>ótima</sub>	425,4	48,10	-0,567	0,0937	15,8	-1,0066	0,977
		W <sub>ótima + 2%</sub>	435	417,97	0,050	0,0034	173,51	-0,34	0,2072
Amostra 2	NS`	W <sub>ótima</sub>	279	68,603	-0,452	0,4271	76,64	-0,523	0,8644
		W <sub>ótima + 2%</sub>	249	90,226	-0,326	0,2794	88,731	-0,419	0,7008
Amostra 3	LG`	W <sub>ótima</sub>	431	149,9	-0,437	0,8913	114,5	-0,440	0,5955
		W <sub>ótima + 2%</sub>	290,9	127,75	-0,234	0,0862	71,941	-0,546	0,6894

É possível observar que a amostra 1 apresentou módulo acima de 400MPa, resultado coerente já que se trata de um solo granular. Segundo BERNUCCI *et. al.* (2006), resultados de 100 a 400 MPa são valores de MR de materiais granulares como a brita graduada simples, dessa forma pode-se considerar que mesmo em condições de umidade acima da umidade ótima todos os solos apresentaram MR satisfatórios ainda que a amostra 2 e 3 tenham apresentado decréscimo de 10,75% e 32,5% respectivamente.

Considerando-se o valor de módulo resiliente sugerido por SOUSA (2016) para a camada de sublastro de 360 MPa, para uma ferrovia com as características da EFC, somente os solos lateríticos, amostras 1 e 3, atenderiam esse critério e somente a amostra 1 estaria apta com a variação de umidade. Tal resultado já era esperado por se tratar de uma amostra LA, recomendado na utilização em pavimentos.

Cabe ressaltar o impacto da variação da umidade na amostra 26 que resultou em um aumento discreto do MR. Por outro lado a amostra 3 apresentou uma severa redução do MR devido à variação de umidade. Tal resultado sugere que os solos argilosos, ainda que lateríticos, seriam mais sensíveis ao impacto da variação do teor de umidade no MR.

## 5 CONCLUSÕES

Pode-se inferir, dos resultados obtidos, que a influência da variação de umidade no MR nos solos argilosos, ainda que lateríticos, são importantes e de decréscimo e seriam mais significativas quando comparadas aos solos arenosos. Esse fato corrobora o que foi observado por THADKMALLA & GEORGE (1995). A magnitude do decréscimo do MR apresentado pelas amostras também se mostrou coerente com o que foi mostrado por KSAIBATI *et al.* (2000) em sua pesquisa.

A amostra 1 se mostrou a mais adequada ao uso na camada de sublastro, considerando-se seu desempenho frente à variação de umidade e o resultado de seu MR. Essa conclusão se alinha ao que foi pesquisado por MENEZES (2021) que em sua pesquisa destacou uma amostra LA dentre cinco amostras de diferentes classificações MCT como a de melhor desempenho do ponto de vista hidráulico.

Diante do exposto, observou-se que os solos estudados apresentaram, de maneira geral, valores de MR elevados e demonstraram potencial para atender às tensões solicitadas no sublastro ferroviário. Tal fato é relevante, pois indica que apesar de não atenderem às especificações, seu comportamento mecânico é adequado ainda que submetido à variações de umidade. Isso posto, estariam aptos ao uso na pavimentação ferroviária.

## Agradecimentos

Os autores agradecem às instituições e profissionais que possibilitaram a execução da presente pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P. e SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro, Petrobras: Abeda, 2006.
- BRINA, H. L. **Estradas de Ferro**. V. 1. 2a edição. Rio de Janeiro, UFMG, 1979.
- DELGADO, BRUNO GUIMARÃES. “Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na Estrada de Ferro Carajás”. Dissertação de mestrado. UFOP, Ouro Preto, 2012.
- DRUMM, E. C.; REEVES, J. S.; MADGETT, M. R.; TROLINGER, W. D. (1997). Subgrade resilient modulus correction for saturation effects. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.123, n.7, p.663-71.
- GUIMARÃES, A. C. R. (2009). Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- GUIMARÃES, A. C. R. SANTANA, C. S. A. Relatório – primeira visita técnica à EFC. Projeto IME/Vale: Estudos para Revisão de Critérios de Projeto da Via Permanente. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 2014.
- HEYDINGER, A. G. (2003). Evaluation of seasonal effects on subgrade soils. In: 82<sup>th</sup> ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Washington, D.C., January 12-16, 2003. TRB 2003 Annual Meeting CD-ROM.
- JONES, W. E. I.; WITCZAK, M. W. (1977). Subgrade modulus on the San Diego test road. *Transportation Research Record*, n.641, p.1-6.
- KSAIBATI, K.; ARMAGHANI, J.; FISHER, J. (2000). Effect of moisture on the modulus values of base and subgrade materials. In: 79<sup>th</sup> ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Washington, D.C., January 9-13, 2000. TRB 2000 Annual Meeting CD-ROM.
- LOPES, L.S. Análise experimental do comportamento hidráulico e mecânico de um pavimento ferroviário, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2017, 135 p.
- MEDINA, J., Mecânica dos Pavimentos, Rio de Janeiro, Editora UFRJ, 1997.<sup>[1]</sup><sub>SEP</sub>
- MEDINA, J. de. MOTTA, L. M. G. da. Mecânica dos Pavimentos. 3a edição. Rio de Janeiro, Editora Interciência, 2015.
- MOTTA, Laura M. G., Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.
- MUHANNA, A. S.; RAHMAN, M. S.; LAMBE, P. C. (1999). Resilient modulus measurement of fine-grained subgrade soils. *Transportation Research Record*, n.1687, p.3-12.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR D. F. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Editora Villibor: São Paulo/SP, 1995.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (2003). Modificações recentes na classificação MCT. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 34., Campinas, SP, 2003. *Anais*. São Paulo, ABPV. v.1, p.44-68.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



- OSTEN, F. B. (2012). Avaliação de Solos Tropicais para Sublastro da Estrada de Ferro Carajás. Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil.
- SILVA FILHO, J.C., Análise numérica do comportamento mecânico de um pavimento ferroviário para diferentes tipos de veículos., Dissertação de Mestrado em Geotecnia, UFOP, Ouro Preto, 2013.
- SOUSA, M. A. S. Análise geotécnica de solos tropicais de ocorrência ao longo da estrada de ferro carajás para uso como camadas de pavimento rodoviário, Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2016, 222 p.
- TAKEDA, M.C., Influência da variação da umidade pós compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista, Tese de Doutorado em Engenharia de Civil, USP, São Carlos, 2006.
- THADKAMALLA, G. B.; GEORGE, K. P. (1995). Characterization of subgrade soils at simulated field moisture. *Transportation Research Re ração*, Conservação.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### A INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE PAVIMENTO AEROPORTUÁRIO

JOSÉ WÉMENSON RABELO CHAVES <sup>1</sup>; MATHEUS JESUS RIBEIRO ARAÚJO<sup>2</sup> &  
FRANCISCO HEBER LACERDA DE OLIVEIRA<sup>3</sup>

#### RESUMO

A avaliação da resistência dos pavimentos aeroportuários é realizada por meio da determinação dos Módulos de Elasticidade dos materiais que constituem sua estrutura. Inconsistências nessa avaliação podem surgir a partir do uso de carregamentos incompatíveis com os pesos das aeronaves. Contudo, as agências de regulação da aviação civil enfatizam a necessidade de usar cargas semelhantes à pressão da roda do trem de pouso principal das aeronaves em operação. Diante disso, este trabalho tem como objetivo verificar a influência da carga de impulso de 80 KN e 200 KN com o uso do *Heavy Weight Deflectometer* (HWD) na retroanálise das bacias deflectométricas de uma pista de pouso de decolagem Brasileira. Para isso, foram estimadas os Módulos de Elasticidade mediante a retroanálise, adotando dois softwares, o BackMedina e o ELMOD. A partir da comparação por análises estatísticas como o teste de *Wilcoxon*, constatou-se haver diferenças entre a obtenção do Módulo de Elasticidade pelos dois carregamentos estudados. Foi verificado que a maior divergência entre os resultados dos *softwares* ocorre na camada do subleito, de modo que o BackMedina demonstrou maior consistência e menor variabilidade entre os módulos obtidos para carregamentos diferentes. Além disso, verificou-se que, de modo geral, os valores obtidos para o carregamento de 200 KN são superiores ao de 80 KN, o que pode implicar em divergências na análise estrutural de pavimentos aeroportuários.

**PALAVRAS-CHAVE:** Retroanálise; BackMedina; ELMOD; avaliação estrutural; HWD.

#### ABSTRACT

The evaluation of the resistance of the airport pavements is carried out by means of the determination of the Elasticity Modulus of the materials that constitute its structure. To perform this analysis, the Heavy Weight Deflectometer (HWD) is commonly used, which simulates the impact of the landing gear of the moving aircraft from the application of a certain load. However, civil aviation regulatory agencies (ANAC and FAA) emphasize the need to use loads similar to the wheel pressure of the main landing gear of aircraft in operation. Therefore, this work aims to verify the influence of the impulse load of 80 KN and 200 KN in the Backcalculation of the deflectometric basins of a runway located in the Brazilian Northeast. For this, the Elasticity Modulus were estimated through Backcalculation, using two software, BackMedina (v1.0.2) and ELMOD (v.6). From the comparison by statistical analysis such as the Wilcoxon test, it was found that there are considerable differences between the attainment of the Modulus of Elasticity by the two loads studied. It was verified that the greatest divergence between the results between the software occurs in the subgrade layer, so that BackMedina showed greater consistency and less variability between the Modules obtained for different loads. In addition, it was found that, in general, the values obtained for the 200 KN load are higher than those for the 80 KN load, which may imply significant differences in the structural analysis of airfield pavements.

**KEY WORDS:** Backcalculation; BackMedina; ELMOD; structural assessment; HWD.

<sup>1</sup> Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia de Transportes, Rua Prof. Armando de Farias, 703, Fortaleza-CE, CEP 60200-181, wemenson.chaves@det.ufc.br

<sup>2</sup> Universidade Federal do Ceará - UFC, Campus do Pici - Bloco 703 (1º andar) - CEP 60455-760 - Fortaleza - CE, matheus.araujo@det.ufc.br

<sup>3</sup> Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia de Transportes, Rua Prof. Armando de Farias, 703, Fortaleza-CE, CEP 60200-181, Heber@det.ufc.br

## INTRODUÇÃO

A avaliação da capacidade de suporte de pavimentos aeroportuários é realizada por meio de sua análise estrutural, verificando-se os esforços e as propriedades de deformabilidade dos materiais que compõem a estrutura. A partir dessas informações, é possível verificar o comportamento das camadas e do subleito frente às tensões aplicadas pelas aeronaves em operação no aeródromo (ANAC, 2020). Para isso, podem ser efetuados ensaios destrutivos e não destrutivos.

Nos ensaios destrutivos são realizadas sondagens na estrutura do pavimento, buscando conhecer os materiais, espessuras e Módulos de Elasticidade por meio de ensaios de laboratório (ANAC, 2021). Por sua vez, os ensaios não destrutivos são baseados na medição das deflexões recuperáveis ocorridas nas camadas constituintes do pavimento aeroportuário. Para isso, são empregados equipamentos que aplicam um carregamento dinâmico sobre a estrutura, simulando a pressão das rodas de uma aeronave. Simultaneamente os deslocamentos verticais são lidos por uma série de sensores, determinando a bacia deflectométrica em diversos pontos.

A partir das bacias deflectométricas mensuradas é possível estimar os Módulos de Elasticidade do subleito e das demais camadas do pavimento por meio de *softwares* de retroanálise. Esses *softwares* utilizam uma rotina de cálculos que busca convergir as bacias medidas e calculadas. Nesse sentido, Rocha (2020) e ANAC (2021) afirmam que, por se tratar de um método iterativo e dependente de formulações matemáticas, características dos equipamentos e dos pavimentos, os resultados obtidos por cada *software* podem gerar diferentes Módulos de Elasticidade para uma mesma bacia deflectométrica.

Conforme FAA (2011) e ANAC (2021), a escolha da carga aplicada durante o ensaio não destrutivo ainda gera indecisão aos operadores de aeródromos, uma vez que os equipamentos deflectométricos (*Falling Weight Deflectometer* - FWD e *Heavy Weight Deflectometer* - HWD) oferecem diversas opções de carregamentos (de 7 a 320 KN). Assim, cargas menores que 90 KN podem representar adequadamente a pressão transmitida do eixo de um veículo ao pavimento rodoviário. No entanto, essas cargas são inferiores às exercidas pelo trem de pouso de uma aeronave na estrutura, de modo que os carregamentos utilizados devem ser compatíveis com a pressão dos pneus do *mix* operacional do aeroporto.

Diante desse contexto, este trabalho tem como objetivo verificar a influência das cargas de 80 KN e 200 KN aplicadas durante o levantamento das bacias deflectométricas, obtidas pelo uso de HWD, nos Módulos de Elasticidade retroanalizados de uma pista de pouso de decolagem.

## FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Para avaliar a capacidade de suporte dos pavimentos aeroportuários, realiza-se o levantamento de parâmetros como o *mix* das aeronaves e parâmetros de rigidez (como o Módulo de Elasticidade) das camadas constituintes e do subleito. Essas características estruturais são obtidas por meio de ensaios destrutivos e não destrutivos, sendo empregadas na avaliação da resistência dos pavimentos pelos métodos ACN/PCN (*Aircraft Classification Number/Pavement Classification Number*) e ACR/PCR (*Aircraft Classification Rating/Pavement Classification Rating*) (ANAC, 2020).

Os equipamentos não destrutivos mais empregados nessa tarefa são o *Heavy Weight Deflectometer* (HWD) e o *Falling Weight Deflectometer* (FWD) (ANAC, 2021). Ambas as ferramentas aplicam uma carga dinâmica vertical sobre a superfície do pavimento por intermédio de uma placa circular

(300 a 450 mm de diâmetro), com duração entre 20 a 65 milissegundos (AMERI, YAVARI e SCULLION, 2009). Assim, as deflexões elásticas recuperáveis das camadas da estrutura, resultantes da aplicação do carregamento, são medidas por meio de sensores (*geofones*), ao passo que é produzida uma bacia deflectométrica para cada ponto levantado (Figura 1) (LENNGREN, 2018). Fazendo uso dessas deformações, os Módulos de Elasticidade de cada camada e do subleito são obtidos por um processo conhecido como retroanálise.



**Figura 1.** Esquema de funcionamento do equipamento FWD/HWD (MOTTA, 2013)

Existem algumas diferenças entre o FWD e o HWD, sendo a principal delas a carga de impulso aplicada durante o levantamento das bacias deflectométricas (PAPAVASILIOU e LOIZOS, 2017). Enquanto o carregamento dinâmico do FWD varia entre 7 a 240 kN, o HWD pode empregar cargas de até 300 kN (ANAC, 2019). Nesse sentido, o HWD pode ser aplicado a análises que necessitam de cargas aplicadas com maior magnitude, como alguns aeródromos.

Segundo a FAA (2011), a carga de impulso deve variar entre 90 kN e 250 kN para pavimentos aeroportuários que atendam aeronaves de transportes comerciais. Contudo, podem ser aplicadas cargas menores ou maiores, conforme as condições às quais esses pavimentos estão sujeitos. Para comparação, uma carga de 80 kN do FWD é equivalente à pressão dos pneus do modelo Embraer-195, enquanto as cargas de 200 kN e 280 kN de um HWD correspondem ao Boeing 777-300ER e Airbus 380-800, respectivamente. Assim, embora a utilização de FWD com 80 kN, equivalente ao eixo padrão rodoviário, possa ser recomendada para avaliação estrutural de rodovias, em pavimentos aeroportuários, os operadores devem analisar a compatibilidade de intensidade do carregamento com as aeronaves que operam no pavimento (ANAC, 2021).

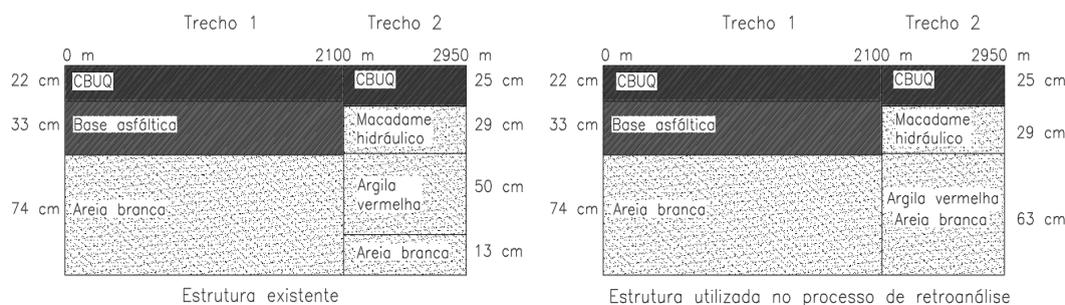
Elshaer, Ghayoomi e Daniel (2018) consideram que as bacias deflectométricas medidas por esses equipamentos podem variar significativamente a depender da temperatura da superfície do pavimento, do teor de umidade e do nível de carga aplicada. Por sua vez, Goktepe, Agar e Lav (2006) discorrem que as bacias têm relação com a carga aplicada na superfície do pavimento, pois, o carregamento influencia na intensidade, frequência e duração dos deslocamentos elásticos das camadas até retornar à sua condição geométrica inicial.

Além dos fatores mencionados, ANAC (2021) discorre que os resultados finais do processo de retroanálise também têm relação com o método computacional utilizado pelos *softwares*. Preussler *et al.* (2000) listam uma série de aspectos que interferem nos Módulos de elasticidade obtidos, como a não consideração da elasticidade não-linear dos materiais granulares, a delimitação da espessura correta das camadas, deterioração da superfície de rolamento, natureza dos materiais constituintes da estrutura, presença de camadas rígidas, ponto de aplicação e tipo de carregamento.

Esses *softwares* podem ser divididos em dois grupos distintos: os simplificados e os iterativos. Os métodos simplificados utilizam equações empíricas e gráficos baseados na premissa da teoria da elasticidade. Por sua vez, os iterativos buscam convergir as bacias medidas e calculadas por meio de modelagem matemática, utilizados parâmetros de rigidez e geométricos dos materiais e realizando sucessivas interações até atender o critério de convergência das bacias (ALBERNAZ, 1997, SANTOS e SOARES, 2015). Como exemplo de *softwares* iterativos podem ser citados Modulus, ELMOD, Evercalc (Ameri *et al.* 2009), BAKFAA, BackMedina e BackCAP.

## MÉTODO DE PESQUISA

Neste estudo foram utilizados os levantamentos deflectométricos efetuados com o uso do equipamento HWD em uma pista de pouso e decolagem (PPD) de Concreto Asfáltico em um aeroporto localizado no Nordeste Brasileiro. A PPD possui uma extensão de 1950 m e foi dividida em dois trechos (Figura 2), conforme as características dos materiais obtidos por sondagem (ANAC, 2018). O trecho 1 possui 2.100 m de extensão, e o trecho 2, 850 m.



**Figura 2.** Características e materiais que constituem a PPD estudada.

As bacias deflectométricas (dados de deflexão) foram obtidas nos *offsets* de  $\pm 3,0\text{m}$  e  $\pm 6,0\text{m}$  (à direita e à esquerda em relação ao eixo central da PPD), com intervalo de 25 m entre os pontos, totalizando 480 bacias. As medições com HWD foram realizadas com duas cargas de impacto distintas sobre o pavimento, 80 KN e 200 KN, distribuídas por uma placa circular com diâmetro de 45 cm. As deflexões geradas nas camadas da estrutura foram lidas por nove sensores (*geofones*), espaçados em 0, 30, 45, 60, 90, 120, 150, 180 e 210 cm em relação ao eixo do carregamento.

Precedente à retroanálise, as deflexões medidas em campo foram corrigidas para uma carga padrão (80 KN ou 200 KN), conforme recomendado por FAA (2011), utilizando-se a Equação 1, uma vez que as cargas aplicadas em campo podem variar em relação ao carregamento de referência.

$$D_n = D_m * (F_p / F_m) \quad (1)$$

Onde  $D_n$  é a deflexão normalizada ( $\mu\text{m}$ );  $D_m$  é a deflexão medida ( $\mu\text{m}$ );  $F_p$  é a força padrão (KN) e  $F_m$  a força medida (KN).

A partir dos levantamentos deflectométricos normalizados para a carga de referência, foi executada a retroanálise por meio dos *softwares* iterativos BackMedina (v. 1.2.0) e ELMOD (v 6), adotando como parâmetros de entrada os Módulos de Elasticidade e o coeficiente de Poisson indicados pela FAA (2011) e DER/SP (2006) demonstrados na Tabela 1. Considerou-se, ainda, que durante o procedimento as interfaces entre as camadas dos materiais estão totalmente aderidas em si, pois o ELMOD adota essa configuração como padrão. Além disso, como esses procedimentos buscam

convergir as deflexões calculadas e as deflexões medidas, adotou-se como critério de parada da retroanálise valores da raiz média quadrática (*Root Mean Square Error* - RMSE) das diferenças entre os valores de deflexões inferiores a 5%.

**Tabela 1.** Parâmetros de entrada (*input seeds*) para o processo de retroanálise deste estudo

Camada	Espessura (cm)	Material	BackMedina (MPa)	ELMOD (MPa)	Coefficiente de Poisson
Trecho 1					
Revestimento	22	CBUQ	3500	3500	0,30
Base	33	Base asfáltica	3500	3500	0,30
Sub-base	74	Areia branca	250	250	0,35
Subleito	∞	Solo natural	150	150	0,40
Trecho 2					
Revestimento	25	CBUQ	3500	3500	0,30
Base	29	Macadame hidráulico	350	350	0,35
Sub-base	63	Argila vermelha	250	250	0,35
Subleito	∞	Solo natural	150	150	0,40

Os dados resultantes do processo de retroanálise foram avaliados por meio do teste de normalidade *Shapiro-Wilk* (com hipótese nula ( $H_0$ ) de que os dados têm distribuição normal, com valor- $p \geq 0,05$ ). Constatou-se que os valores de rigidez para as camadas e o subleito da PPD, em ambos os *softwares*, seguem uma distribuição não-normal. Dessa forma, a análise estatística dos dados ocorreu por métodos não-paramétricos. Além disso, foram elaborados gráficos de dispersão para a verificar o comportamento de valores ao longo do pavimento pela variação dos carregamentos aplicados.

Na comparação dos valores de Módulos de Elasticidade advindo das duas situações de carregamentos, 80 KN e 200 KN, foi empregado o teste de *Wilcoxon* (teste dos postos sinalizados). Por sua vez, a verificação do grau de correlação entre as variáveis foi realizada utilizando os coeficientes de *Pearson* ( $r$ ), *Spearman* ( $r\hat{o}$ ) e *Kendall* ( $\tau$ ). De acordo com Cohen *et al.* (2003), os coeficientes de correlação *Spearman* e *Kendall* são técnicas de estatística não paramétrica, sendo uma alternativa quando os dados não atendem a pressuposição de normalidade (*Pearson*). Assim como o coeficiente de *Pearson*, a correlação varia entre -1 e 1, e quanto mais próximo dos extremos (-1 e 1), maior a associação entre as variáveis. E próximos a 0 indicam uma correlação fraca ou inexistente. Apesar do teste de *Pearson* possuir como pressuposto que as observações obedeçam a distribuição normal, este foi utilizado neste estudo para medir associação linear entre as variáveis.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

As Tabelas 2 e 3 mostram uma análise estatística descritiva dos resultados obtidos pelos *softwares* BackMedina e ELMOD para as camadas e o subleito da PPD. A respeito da normalidade dos dados, observa-se que a hipótese nula (os valores têm distribuição normal, com  $p$ -valor  $\geq 0,05$ ) é rejeitada para todas as camadas. Desse modo, os parâmetros de média e desvio padrão não configuram medidas representativas adequadas para as amostras.

Constatou-se que, para os valores advindos do BackMedina (Tabela 2), a situação em que o carregamento aplicado foi de 200 KN resultou em mediana superiores à aplicação de 80 KN, nas camadas superiores do pavimento (revestimento e base). Em contraposto, os Módulos de Elasticidade advindos da carga de 80 KN da camada de sub-base apresentaram valores de mediana superiores nessa condição.

**Tabela 2.** Análise estatística dos Módulos de Elasticidade obtidos pelo o *software* BackMedina

Offset	Camada	Módulo de Elasticidade (MPa) - 80 KN							Módulo de Elasticidade (MPa) -200 KN						
		Percentis			Shapiro Wilk				Percentis			Shapiro Wilk			
		Mediana	Mín	Máx	Q1	Q3	W	P-valor	Mediana	Mín	Máx	Q1	Q3	W	P-valor
+3	Revestimento	1.558	221	7.903	944	2.406	0,880	0,001	1.899	237	16.576	1.179	3.084	0,701	0,001
	Base	1.442	95	28.349	408	4.012	0,680	0,001	1.597	94	27.049	496	3.271	0,685	0,001
	Sub-base	470	60	1.446	199	709	0,923	0,001	340	66	1.362	204	498	0,889	0,001
	Subleito	264	150	418	193	304	0,956	0,001	251	265	397	196	299	0,959	0,001
-3	Revestimento	1.482	339	7.591	866	3.240	0,841	0,001	2.286	669	10.558	1.428	3.419	0,866	0,001
	Base	856	50	15.201	341	2.617	0,690	0,001	974	73	29.935	403	2.660	0,537	0,001
	Sub-base	532	111	2.254	247	830	0,899	0,001	333	117	1;829	229	576	0,809	0,001
	Subleito	258	159	384	206	294	0,963	0,002	263	165	397	221	297	0,974	0,019
+6	Revestimento	2.335	733	12.921	1.665	4.314	0,831	0,001	2.5385	500	11.584	1.702	4.331	0,876	0,001
	Base	670	58	9.677	269	1.283	0,598	0,001	861	54	11.668	430	1.683	0,601	0,001
	Sub-base	393	103	1.448	255	588	0,898	0,001	271	79	1.177	208	400	0,825	0,001
	Subleito	236	144	367	201	269	0,972	0,013	251	159	362	212	283	0,978	0,046
-6	Revestimento	2.794	571	33.140	1.579	4.353	0,567	0,001	2.874	759	38.438	1.683	4392	0,481	0,01
	Base	629	55	14.307	256	1.374	0,570	0,001	798	61	13.624	380	1817	0,632	0,001
	Sub-base	522	63	2.432	292	764	0,892	0,001	324	75	1.254	238	433	0,844	0,001
	Subleito	257	135	392	200	289	0,969	0,007	266	173	378	215	293	0,973	0,016

A Tabela 3 apresenta a análise estatística descritiva não-paramétrica referente aos Módulos de Elasticidades aferidos pelo software ELMOD. Verificando a tendência central dos valores, observa-se que a mediana foi superior para o carregamento de 200 KN, ou seja, 50% dos Módulos Elasticidade são maiores para este valor. Do mesmo modo, a investigação dos resultados para o primeiro quartil (Q1) revelam que 25% dos valores de rigidez aferidos pela carga de 80 KN, em todas as camadas da PPD, são inferiores aos obtidos por 200 KN naquele valor. Entretanto, para a camada de sub-base, o terceiro quartil (Q3) foi superior para o carregamento 80 KN.

**Tabela 3.** Análise estatística dos Módulos de Elasticidade obtidos pelo o *software* ELMOD

Offset	Camada	Módulo de Elasticidade (MPa) - 80 KN							Módulo de Elasticidade (MPa) -200 KN						
		Percentis			Shapiro Wilk				Percentis			Shapiro Wilk			
		Mediana	Mín	Máx	Q1	Q3	W	P-valor	Mediana	Mín	Máx	Q1	Q3	W	P-valor
+3	Revestimento	1.452	199	4.209	979	2.055	0,955	0,001	1.892	311	11.089	1.236	2.561	0,786	0,001
	Base	1.136	106	14.502	416	2.182	0,666	0,001	1.351	102	13.737	516	2.575	0,709	0,001
	Sub-base	752	138	2.080	240	1.068	0,911	0,001	497	123	1.297	269	733	0,933	0,001
	Subleito	209	112	444	172	260	0,966	0,005	230	105	385	161	285	0,958	0,001
-3	Revestimento	1.535	259	6.726	892	2.589	0,880	0,001	2.161	681	9.859	1.515	3.033	0,847	0,001
	Base	691	120	8.493	333	1.665	0,722	0,001	806	123	8.381	394	1.894	0,750	0,001
	Sub-base	735	63	2.386	233	1.514	0,928	0,001	551	180	1.998	370	789	0,907	0,001
	Subleito	204	90	425	160	253	0,958	0,001	229	96	407	168	284	0,969	0,001
+6	Revestimento	2.566	713	12.311	1.877	4.043	0,834	0,001	2.582	512	8.714	1.888	3.679	0,922	0,001
	Base	453	72	6.236	285	925	0,604	0,001	628	60	6.757	410	1.191	0,663	0,001
	Sub-base	680	150	2.587	328	1.076	0,914	0,001	460	168	1.375	363	638	0,909	0,001
	Subleito	164	99	325	138	200	0,919	0,001	193	93	154	154	253	0,952	0,001
-6	Revestimento	2.669	631	13.247	1.680	3.654	0,789	0,001	2.704	811	14.547	1.748	3.681	0,767	0,001
	Base	532	74	4.429	270	1.030	0,769	0,001	653	86	6.012	354	1.352	0,750	0,001
	Sub-base	782	81	2.182	334	1.318	0,916	0,001	515	117	1.275	355	724	0,937	0,001
	Subleito	178	95	333	153	207	0,944	0,001	213	97	370	162	266	0,963	0,002

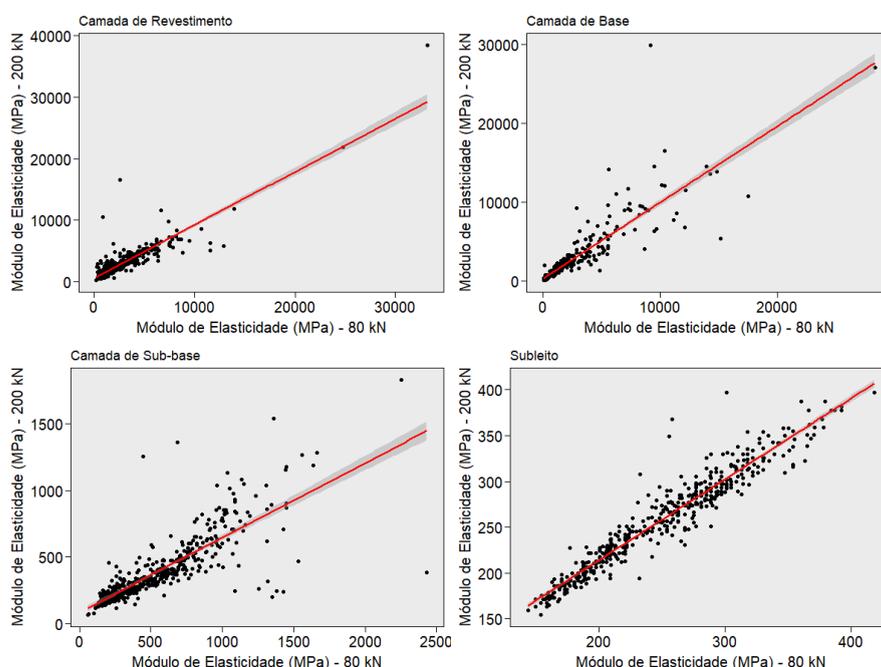
Para verificar o grau de correlação entre os valores de rigidez obtidos por distintos carregamentos (80 e 200 KN), determinou-se os coeficientes entre os Módulos de Elasticidade para cada camada e o subleito da PPD (Tabela 4).

**Tabela 4.** Resultados dos coeficientes de correlação dos valores do *software* BackMedina

Camada	R	rô	τ
Revestimento	0,79	0,88	0,75
Base	0,78	0,97	0,87
Sub-base	0,66	0,85	0,72
Subleito	0,92	0,99	0,99

A análise dos resultados para o subleito pelo BackMedina resultou em coeficientes de *Spearman* ( $r\hat{o}$ ) e *Kendall* ( $\tau$ ) iguais a 0,99, denotando uma forte correlação positiva entre as variáveis oriundas das cargas de 80 kN e 200 kN. Desse modo, para esse *software*, o carregamento não influenciou significativamente na obtenção da propriedade de rigidez para essa camada. Além disso, a partir da Figura 3 é observado que a dispersão dos Módulos de Elasticidade para esse material (solo natural) aproxima-se de uma relação linear, justificando o valor de *Pearson* ( $R^2$ ) de 0,92.

As camadas de revestimento, base e sub-base também demonstraram forte correlação (COHEN *et al.*, 2003) entre os resultados obtidos, como sugerem os valores em percentual de  $r\hat{o}$ , na Tabela 4, chegando a 97% na camada base. Além disso, observa-se que a camada de sub-base apresentou os menores resultados de coeficientes de determinação, o que pode estar relacionado à influência de alguns *outliers*, que podem justificar a presença de pontos mais dispersos, configurando maior distância entre valores medidos por cada carregamento (Figura 3).



**Figura 3.** Regressão Linear simples comparativa entre os Módulo de Elasticidade obtidos com carga de 80 e 200 kN no *software* BackMedina

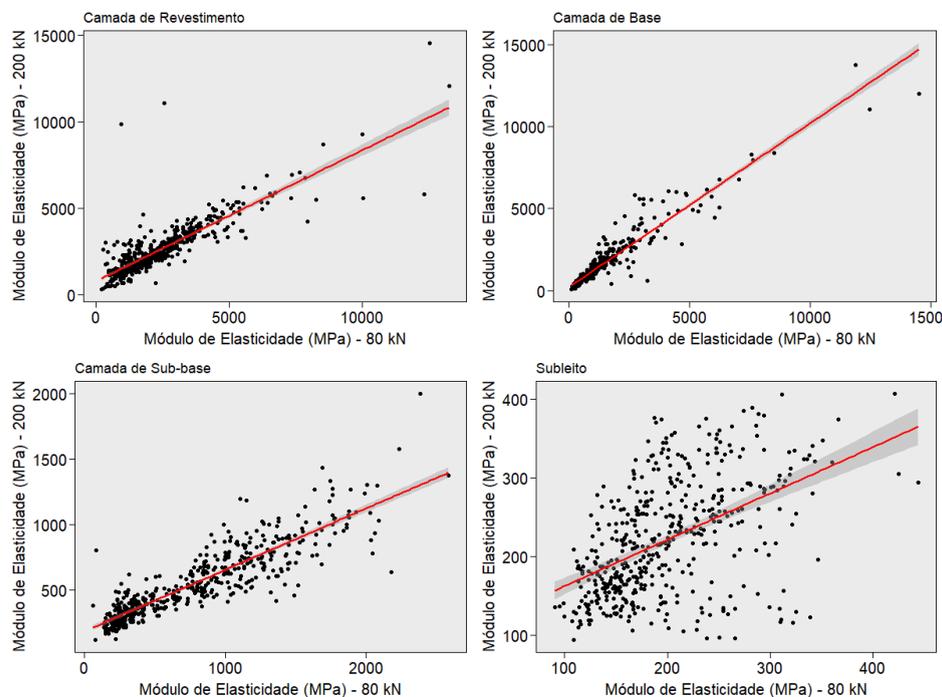
Como verificado no BackMedina, a correlação monotética dos testes *Spearman* e *Kendall* para resultados obtidos pelo ELMOD para a sub-base foi inferior quando contraposta às camadas asfálticas e o subleito. Ainda assim, o valor obtido sugere uma correlação forte entre as variáveis estudadas (Tabela 5).

**Tabela 5.** Resultados dos coeficientes de correlação dos valores do *software* ELMOD

Camada	R	$r\hat{o}$	$\tau$
Revestimento	0,72	0,87	0,73
Base	0,91	0,97	0,85
Sub-base	0,78	0,86	0,71
Subleito	0,25	0,99	0,99

Pela análise da Figura 4, é possível constatar que a relação entre os valores de Módulo Elasticidade do subleito para as duas cargas demonstra a existência de uma relação linear fraca, com  $R^2$  (0,25).

Entretanto, um coeficiente baixo não significa inexistência de associação entre as variáveis, já que (oposto ao BackMedina) a Figura 4 indica uma relação não linear.



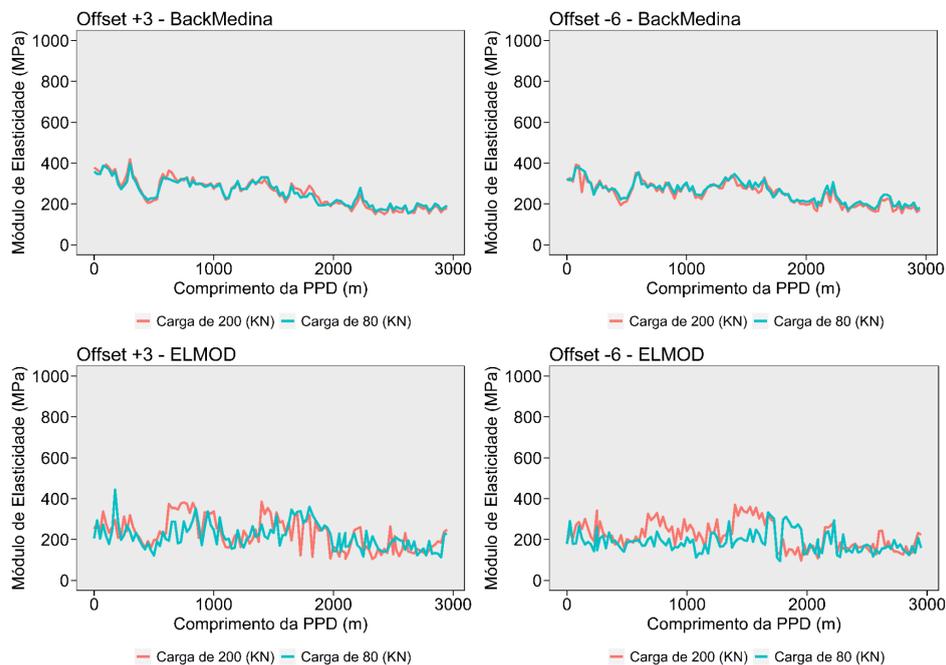
**Figura 4.** Regressão Linear simples comparativa entre os Módulo de Elasticidade obtidos com carga de 80 e 200 kN no *software* ELMOD

Para comparar estatisticamente os valores de Módulo Elasticidades obtidos por ambas as cargas, realizou-se o teste de hipótese não paramétrico de *Wilcoxon* (teste dos postos sinalizados), que têm como hipótese nula ( $H_0$ ) a não existência de diferença entre as medianas do modelo. Conforme os resultados mostrados da Tabela 6, a hipótese nula foi rejeitada para todas as camadas em ambos os *softwares* utilizados, implicando na existência de diferenças significativas entre as medianas dos Módulos de Elasticidade obtidos pelos carregamentos de 80 e 200 kN.

**Tabela 6.** Resultado do Teste de *Wilcoxon*

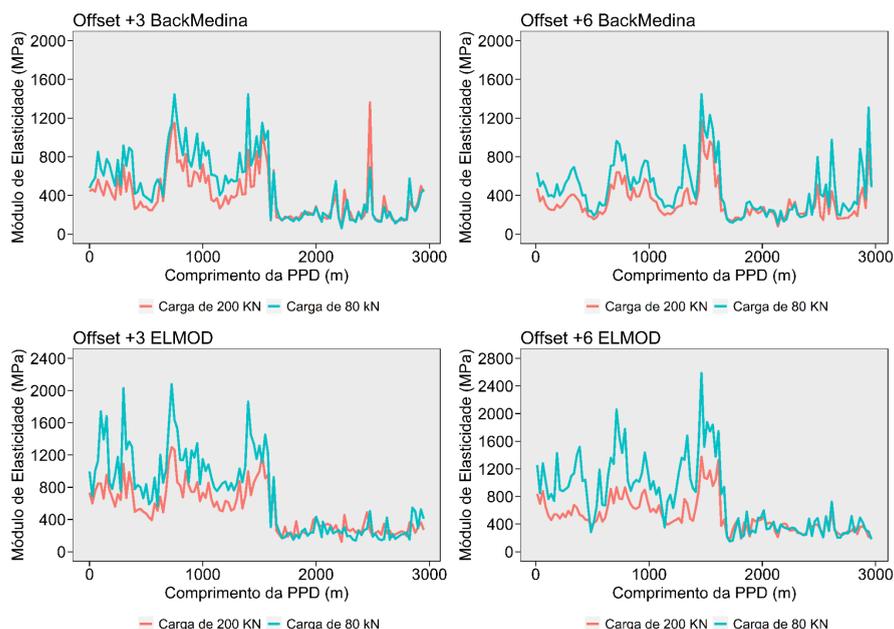
Camada	BackMedina		ELMOD	
	v	p-value	v	p-value
Revestimento	37026	3.32e-11	32554	2.2e-16
Base	23968	2.2e-16	13147	2.2e-16
Sub-base	104224	2.2e-16	99502	2.2e-16
Subleito	22725	2.2e-16	32666	2.2e-16

De modo a compreender a distribuição dos valores de Módulos de Elasticidade do subleito ao longo da PPD foram elaborados os gráficos de linhas para os *offsets* +3 e -6, como mostrado na Figura 5. Analisadas as duas situações de carregamento (80 kN e 200 kN), foi constatado que o emprego do *software* ELMOD resulta na maior variação dos Módulos de Elasticidade retroanalizados para o subleito, como evidenciado no contraste observado entre as duas cargas.



**Figura 5.** Comportamento dos Módulos de Elasticidade para o subleito (*offsets* +3 e -6)

Pela análise dos gráficos que compõem a Figura 5, é notável a influência do *software* utilizado na magnitude e no comportamento dos Módulos de Elasticidade obtidos para esse material (subleito), assim como na variação entre os dados retroanalizados pelas diferentes cargas. Enquanto o BackMedina retorna dados próximos entre os valores para 80 e 200 KN, o ELMOD demonstra maior variabilidade e inconsistência em suas previsões (Módulo de Elasticidade) para as duas cargas. Nas demais camadas, o Módulos de Elasticidade obtidos pelos dois carregamentos apresenta comportamento divergente. Com exceção da sub-base, os valores referentes à carga de 200 KN são consideravelmente superiores aos relativos ao carregamento de 80 KN (Figura 6).



**Figura 6.** Comportamento dos Módulos de Elasticidade para a camada de sub-base (*offsets* +3 e -6)

## CONCLUSÃO

O presente trabalho buscou investigar a aplicação de duas cargas distintas (80 e 200 KN) na retroanálise dos Módulos de Elasticidade das camadas da estrutura de uma pista de pouso e decolagem. Nesse sentido, os gráficos e testes estatísticos realizados, assim como a análise comparativa não paramétrica, possibilitaram constatar a influência da variabilidade do carregamento aplicado ao levantamento deflectométrico por HWD na obtenção do Módulo de Elasticidade em pavimentos aeroportuários.

A avaliação da correlação entre os dados de retroanálise, referentes aos carregamentos de 80 e 200 KN, demonstrou existir forte associação entre os resultados obtidos pelos dois *softwares* empregados. Entretanto, a comparação estatística pelo teste de *Wilcoxon* indicou haver diferenças significativas entre os dois procedimentos, o que implica na relevância da carga utilizada durante o levantamento das bacias deflectométricas de aeródromos. Além disso, foi constatado que o *software* utilizado também influencia nos valores de Módulos de Elasticidade obtidos. Essa variabilidade está também relacionada às diversas camadas da PPD, sendo observadas modificações no comportamento dos dados, especialmente, para a sub-base, que apresentou maior discrepância quando comparada às demais.

Ainda, a avaliação visual dos gráficos construídos e a comparação das medianas dos Módulos de Elasticidade indicam que os resultados referentes à carga de 200 KN - para as camadas de revestimento, base e subleito - são superiores aos obtidos por 80 KN. Dessa maneira, tomando o carregamento de 200 KN como parâmetro mais próximo à pressão aplicada pela maioria das aeronaves em operação em aeródromos, a utilização do carregamento de 80 KN pode subestimar as propriedades dos materiais que compõem a estrutura, o que pode influenciar as soluções adotadas referente às atividades de manutenção e reabilitação.

Nesse sentido, o artigo demonstra a importância da seleção e adequação de cargas no processo de levantamento deflectométrico para retroanálise, sendo ainda necessário desenvolver de forma mais profunda estudos que busquem entender como a magnitude da variação dos valores retroalisados pode influenciar aspectos relacionados à avaliação estrutural de pavimentos aeroportuários. Assim, indica-se que sejam incorporados dados de outros aeródromos e diferentes carregamentos, possibilitando vislumbrar de forma mais efetiva as implicações dos resultados observados.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC) pela disponibilização dos dados necessários ao desenvolvimento desta pesquisa. Os dois primeiros autores também agradecem à Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico – FUNCAP pelo apoio financeiro.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBERNAZ, C.A.V. Método simplificado de retroanálise de módulos de resiliência de pavimentos flexíveis a partir da bacia de deflexão. 1997. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.
- AMERI, M, YAVARI, N; SCULLION, T. 2009, 'Comparison of static and dynamic backcalculation of flexible pavement layer moduli, using four software programs', Asian Journal of Applied Sciences, v. 2, n. 3, p. 197-210.
- ANAC. Agência Nacional de Aviação Civil. Relatório preliminar de avaliação funcional e estrutural não-destrutiva e capacidade de suporte da PPD. Brasília/DF, 2018.
- ANAC. Agência Nacional de Aviação Civil. Uso de cargas em Ensaios Não Destrutivos (END) com o objetivo de se determinar o PCN de pavimentos aeroportuários. Brasília/DF, 2019.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



- ANAC. Agência Nacional de Aviação Civil. Manual de Cálculo de PCN de pavimentos aeroportuários usando o COMFAA 3.0. Brasília/DF, 2020.
- ANAC. Agência Nacional de Aviação Civil. Alerta aos Operadores de Aeródromos, nº 003/2021. Brasília/DF, 2021.
- COHEN, J.; COHEN, P.; WEST, S. G.; AIKEN, L. S. (2003). Applied multiple regression/correlation analysis for the behavioral sciences (3rd ed.). Lawrence Erlbaum Associates Publishers.
- DER/SP – Departamento Estadual de Rodagem do Estado de São Paulo: Instrução de projeto de pavimentação (Publi, IP, de 000/001). São Paulo, 2006.
- ELSHAER, M.; GHAYOONI, M.; DANIEL, J. S. The role of predictive models for resilient modulus of unbound materials in pavement FWD-deflection assessment. Road Materials and Pavement Design, v. 21, n. 2, p. 1–19, 2018.
- FAA. Federal Aviation Administration. Advisory Circular AC 150/5370-11B: Use of Nondestructive Testing in the Evaluation of Airport Pavements. United States. Department of Transportation, Washington DC, USA, 2011.
- FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. (2018) Guia para Utilização de Método Mecanístico-Empírico – Apresentação dos Programas Desenvolvidos. Departamento Nacional De Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro.
- GÖKTEPE, A. B.; AGAR, E.; LAV, A. H. Advances in backcalculating the mechanical properties of flexible pavements. Advances in Engineering Software, v. 37, n. 7, p. 421-431, 2006.
- LENNGREN, C. Advanced backcalculation of FWD data on asphalt pavements. In Proceedings of the 13th ISAP Conference on Asphalt Pavements, Fortaleza, Brazil, 19–21 June 2018.
- KIM, Y. R.; PARK, H. Use of Falling Weight Deflectometer Multi-Load Data for Pavement Strength Estimation; Final Report, Research Project No HWY-00-4; Department of Civil Engineering, North Carolina State University Raleigh: Raleigh, NC, USA, 2002.
- MOTTA, L. M. G., 2013. Desenvolvimento de um método de dimensionamento de pavimentos asfálticos – SDIMPA (Sistema de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos) – Fase II. Rio de Janeiro, RJ.
- PAPAVASILIOU, V.; LOIZOS, A. Assessment of the bearing capacity of pavements using fiber optic sensors. In Proceedings of the 10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRRA 2017), Athens, Greece, 28–30 June 2017; Taylor & Francis Group: London, UK, 2017; pp. 653–660, ISBN 978-1-138-29595-7.
- PREUSSLER, Leonardo Appel. Contribuição ao estudo de deformabilidade de camadas de pavimentos. 2007. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- ROCHA, Marcos Lamha. Influência dos módulos de resiliência iniciais no procedimento de retroanálise de pavimentos flexíveis. Dissertação (Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Juiz de Fora - UFJF, 2020.
- SANTOS, Henrique Carlos Albuquerque; SOARES, Jorge Barbosa. Obtenção de módulos de resiliência em laboratório e por meio de retroanálise em rodovias no estado do Ceará e o efeito no dimensionamento de pavimentos. In: CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISAS EM TRANSPORTE DA ANPET, 29., 2015, Ouro Preto. Anais [...]. Ouro Preto: Anpet, 2015. p. 172-175.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### AVALIAÇÃO DA PERCEPÇÃO DE PILOTOS COMERCIAIS EM RELAÇÃO À IRREGULARIDADE LONGITUDINAL DE PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS

*Lucas Moreira Magalhães<sup>1</sup> & Francisco Heber Lacerda de Oliveira<sup>2</sup>*

#### RESUMO

O estudo da irregularidade longitudinal no ambiente aeroportuário tem como principais focos a avaliação da fadiga das estruturas da aeronave e da segurança operacional resultante das condições de vibração e conforto dentro da cabine dos pilotos. Porém, ainda são escassas pesquisas que tratam diretamente dessa percepção dos pilotos em relação a irregularidade, geralmente desenvolvidos por meio de simuladores, e não em situações reais de operação. Dessa forma, o objetivo desse trabalho é avaliar a opinião dos pilotos de aeronaves comerciais em operações de pouso, juntamente com valores do *International Roughness Index* (IRI), propondo uma classificação auxiliar que utiliza o IRI para determinar a qualidade de rolamento de pistas de pouso e decolagem brasileiras. Um total de 521 opiniões foram obtidas de 11 pistas, em 10 aeroportos brasileiros, de forma voluntária, de pilotos durante o *briefing* pós-voo, sendo requisitado uma nota, de 1 a 5, sobre a qualidade de rolamento na pista operada, além de informações sobre condição de umidade da pista, a aeronave pilotada, companhia aérea e um espaço aberto para *feedback*. Verificou-se que existe um coeficiente de correlação  $R^2$  considerável (0,78, 0,85 e 0,83) entre o IRI e a nota média dos pilotos, para as 3 análises realizadas: todos os aeroportos, os 4 melhores e os 3 piores. Ainda, uma matriz colorida de 5 categorias foi desenvolvida, relacionando o IRI a condição de pista de pouso e decolagem. Dessa forma, vislumbra-se o uso prolongado do IRI como forma de avaliação da irregularidade longitudinal no Brasil, no que diz respeito ao conforto e segurança operacional do piloto da aeronave.

**PALAVRAS-CHAVE:** Avaliação subjetiva; Pista de pouso e decolagem; IRI; Segurança Operacional.

#### ABSTRACT

The study of roughness in the airport environment is mainly focused on the evaluation of aircraft structures fatigue and operational safety resulting from vibration conditions and comfort inside the pilots' cockpit. However, there is still little research that directly addresses this perception of pilots in relation to roughness, usually developed through simulators, and not in real operational situations. Thus, the objective of this paper is to evaluate the opinion of aircraft pilots during landing operations, together with IRI values, proposing an auxiliary classification that uses IRI to determine the runway surface quality of Brazilian runways. 521 opinions were collected from 11 runways at 10 airports, on a voluntary basis, from pilots during the post-flight briefing, being requested a score, from 1 to 5, about the runway quality, as well as information about runway humidity condition, which aircraft was operated, airline, and an open space for written feedback. It was found that there is a considerable  $R^2$  correlation coefficient (0.78, 0.85 and 0.83) between the IRI and the pilots' average score, for the 3 analyses done, using all airports, the 4 best and 3 worst. Also, a 5-category color matrix was developed, relating the IRI to the runway condition. In this way, it is possible to see an extended use of IRI to evaluate the roughness in Brazil, regarding the operational comfort and safety of the aircraft pilot.

**KEY WORDS:** Survey Research; Roughness; IRI; Operational Safety.

<sup>1</sup>Universidade Federal do Ceará, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes: lucasmoreiramagal@alu.ufc.com

<sup>2</sup>Universidade Federal do Ceará, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes: heber@det.ufc.br

## INTRODUÇÃO

O nível de deterioração de pistas de pouso e decolagem está diretamente relacionado a redução da condição de superfície do pavimento, conseqüentemente, prejudicando a segurança operacional. Dessa forma, o processo de manutenção e reabilitação (M&R) se faz necessário para manter níveis de segurança aceitáveis e reduzir o impacto causado as aeronaves por problemas estruturais, funcionais e de superfície do pavimento.

Operadores aeroportuários, em busca de tomar decisões mais racionais quanto à relação custo/benefício de intervenções em sua rede pavimentada, adotam um Sistema de Gerência de Pavimentos Aeroportuários (SGPA). Esse sistema pode reduzir os conflitos existentes durante uma decisão entre prover a melhor qualidade de serviço, diminuir o congestionamento do tráfego de aeronaves e reduzir custos ao operador de aeródromo, onde esses fatores dificilmente ocorrem em conjunto (DI MASCIO; MORETTI, 2019).

Em relação aos aspectos observados para manutenção dos pavimentos aeroportuários, a irregularidade longitudinal é um fator essencial a ser avaliado. Essa irregularidade ocorre devido a degradação do pavimento ou pelo próprio processo construtivo, e pode ser definida como o desvio da superfície do pavimento em relação a uma seção plana de referência, sendo capaz de interferir no conforto ao rolamento, na drenagem, na distribuição do carregamento dinâmico dos veículos e em sua dinâmica (PATERSON, 1987; ASTM, 2015).

A irregularidade longitudinal em excesso é considerada um defeito do pavimento e deve ser resolvida por meio de intervenções em sua superfície, evitando problemas de segurança operacional de desconforto aos pilotos. Essa forma de avaliação da irregularidade se distancia da feita para veículos automotores, que consideram o conforto dos passageiros durante o trajeto, o que difere do âmbito aeroportuário, já que o tempo de exposição a vibração ocasionado é curto, e geralmente os passageiros estão distraídos com as ações de pouso e decolagem do avião. Os desvios verticais em um perfil longitudinal podem levar a tensões excessivas nos componentes das aeronaves, provocando risco de falha repentina da estrutura (FAA, 2009).

O Índice de Irregularidade Internacional (*International Roughness Index – IRI*) é o índice utilizado no Brasil para relatar a condição de irregularidade longitudinal de pavimentos aeroportuários, cujos relatórios devem apresentar espaçamentos de 200 metros entre as medições de IRI e um limite de 2,5m/km, que não deve ser excedido. Caso haja inconformidade dos valores obtidos de irregularidade longitudinal com o limite estabelecido pela Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC), o operador do aeródromo deve avaliar ações de manutenção compatíveis com a restauração do estado aceitável do pavimento (ANAC, 2021).

Contudo, o IRI é um índice desenvolvido para o ambiente rodoviário, baseado em um modelo matemático denominado “quarto de carro”, que avalia os deslocamentos verticais do sistema de suspensão de um veículo automotor padrão, avaliando os comprimentos de onda da irregularidade longitudinal que afetam a dinâmica do veículo (SAYERS; GILLESPIE; QUEIROZ, 1986). No momento do levantamento do perfil longitudinal, os valores de IRI podem ser afetados pela ação do clima, da carga dinâmica de tráfego e da deterioração da superfície (ALMEIDA; OLIVEIRA; RAMOS, 2018).

Dessa forma, a validade do IRI para avaliação da irregularidade longitudinal é questionada por diversos autores, principalmente pela distinção acentuada dos objetos de estudo, veículos automotores e aeronaves, sua estrutura, velocidades e carregamentos dinâmicos (CHEN; CHOU,

2004; EMERY *et al.*, 2015; LING *et al.*, 2017; CARDOSO *et al.*, 2018; LOPRENCIPE *et al.*, 2019; TIAN *et al.*, 2021).

A irregularidade longitudinal também pode ser avaliada quanto a sua influência nas acelerações verticais causadas as aeronaves, que também se distingue do âmbito rodoviário, sendo aeronaves sensíveis a comprimentos de onda longos e curtos (LING *et al.*, 2017), e em áreas do perfil longitudinal com comprimentos de onda maiores, a estrutura rígida da aeronave responde com um todo, causando danos por fadiga (GERARDI, 2007).

O efeito da aceleração vertical sobre a aeronave é um dano cumulativo de forma exponencial em seus trens de pouso (MCNERNEY; HARRISON, 1995). Ainda, a irregularidade do pavimento pode provocar outros tipos de defeitos, originados de acréscimos de carga em ponto de maior desvio vertical, podendo gerar um ciclo que culmina em uma falha prematura do pavimento.

Além do efeito na aeronave, a aceleração vertical influencia diretamente no conforto dos pilotos. A NASA (*National Aeronautics and Space Administration*), em 1967, estabeleceu procedimentos para avaliar a irregularidade de pavimentos por meio da aceleração causada à cabine dos pilotos, estipulando um valor máximo de aceleração aceitável de  $0,4 \cdot g$  (CHEN; CHOU, 2004), sendo  $g$  a aceleração da gravidade em  $m/s^2$ . Estudos posteriores da NASA (1992) atestaram que  $0,4 g$  representa um patamar desconfortável para o ser humano.

Em relação às acelerações na cabine dos pilotos, essas afetam diretamente a capacidade de leitura dos instrumentos de bordo e o controle direcional da aeronave. Pesquisas relacionadas a opinião dos pilotos em relação ao conforto percebido por eles nas operações de pouso e decolagem são escassas, mais concentradas em pesquisas em simuladores de cabines de aeronaves, como os desenvolvidos pela FAA (FAA, 2017; FAA, 2020). O uso de uma opinião para definir limites de índices de irregularidade é feito no Canadá, onde o *Riding Comfort Index* (RCI) é utilizado para classificar pavimentos aeroportuários (TRANSPORT CANADA, 2016).

Kanezawa *et al.* (2010), por meio de simuladores de voo das aeronaves B-747 e DC 9-81 e avaliações subjetivas de pilotos, investigaram fatores que afetavam negativamente a segurança operacional e o conforto dos pilotos durante as operações em uma pista de pouso e decolagem (PPD) que se posicionava parcialmente em um píer. Os autores observaram que as avaliações sobre o conforto eram piores que as para a segurança operacional, usando-as para elaborar uma classificação e recomendar uma estrutura de doca adequada e um valor crítico de falha.

De forma diferente, Hachiya *et al.* (1999) avaliaram objetivamente e subjetivamente, por meio de questionários à pilotos, a influência da superfície da PDD em relação a segurança operacional e o conforto a pilotagem. O questionário foi aplicado à 84 para descreverem a influência percebida nas condições de superfície e os pilotos foram solicitados a classificar, de 1 a 5, o quanto essas condições de superfície influenciaram a segurança operacional e o conforto de pilotagem. As respostas indicaram que a irregularidade longitudinal era o fator mais influente no conforto de pilotagem, enquanto a resistência à derrapagem tem a maior influência sobre a segurança operacional. A velocidade da aeronave também influenciou a opinião dos pilotos, que indicaram que quanto maior a velocidade de operação, maior a pontuação de influência das características da superfície da pista.

Diante do exposto, esse artigo tem como objetivo analisar a percepção do piloto quanto à condição da irregularidade longitudinal em pistas de pouso e decolagem brasileiras, mediante uma pesquisa de opinião e medições *in situ*. Por meio das avaliações e de equações de regressão bivariada obtidas em um trabalho anterior (MAGALHÃES *et al.*, 2021), pôde-se atribuir uma classificação de aceitação

da condição de pista, relacionado diretamente ao parâmetro de irregularidade IRI, dessa forma, atribuindo a esse índice um importante papel na avaliação da segurança operacional e conforto dos pilotos.

## MÉTODO

As etapas metodológicas foram executadas nesse trabalho: (i) elaboração de questionário para pesquisa de opinião de pilotos; (ii) aplicação dos questionários em 11 pistas de 10 aeroportos de classe III e IV, no território brasileiro; (iii) processamento dos dados de notas dos pilotos, conjuntamente à dados de irregularidade longitudinal; (iv) definição de escala de percepção dos pilotos da irregularidade longitudinal em pistas de pouso e decolagem.

## Questionário de Avaliação

Um questionário foi desenvolvido por meio eletrônico *Google Docs* para buscar a avaliação os pilotos quanto a nota de conforto ao rolamento durante a operação de pouso. As pontuações disponibilizadas a escolha dos pilotos foram os valores discretos de 1 a 5. A Tabela 1 indica a qualidade da operação em relação ao valor selecionado pelo piloto.

Tabela 1. Classificação por nota atribuída pelos pilotos

Nota	Classificação
1	Muito Ruim
2	Ruim
3	Regular
4	Bom
5	Muito Bom

Outras informações também foram coletadas por meio do questionário, sendo elas:

- Condição de pista durante o pouso (seca, úmida, molhada e água parada);
- A companhia aérea de atuação;
- Aeronave em operação no pouso, contendo todas as aeronaves possuídas pelas companhias participantes da pesquisa;
- Aeroporto de operação de pouso;
- Cabeceira de pouso da pista de pouso e decolagem.

Esses dados foram coletados para a estruturação de um banco de dados, e serão utilizados em trabalhos posteriores como variável explicativa para a condição de irregularidade do pavimento. Ainda, foi disponibilizada aos pilotos um espaço para comentários, dessa forma permitindo que escrevessem suas opiniões sobre a pista do aeroporto na qual estavam operando, ou de outro aeroporto na qual operassem. Buscou-se com isso obter informações adicionais e específicas sobre a realidade percebida pelos pilotos, e obter um *feedback* também de outras pistas, as quais não foram averiguadas neste questionário.

## Aplicação dos Questionários

O questionário foi aplicado durante a saída do piloto da aeronave, ao fim da operação de pouso, juntamente com o *briefing* respondido por ele ao fim de cada voo, e foi respondida de forma voluntária pelos pilotos. Foi explicado ao piloto o teor de pesquisa do questionário, e que sua resposta ou falta dessa não condicionaria em qualquer tipo de penalidade. Cada empresa aérea participante da pesquisa teve liberdade de aplicação do questionário, mas sem alterar o conteúdo dele. O período de levantamento de informações foi de 14 de janeiro a 10 de fevereiro de 2022.

### Processamento dos Dados de Questionários

Após a coleta dos dados de opinião dos pilotos, as respostas foram separadas por pista e por aeroporto correspondente, e a média das notas atribuída pelos pilotos para cada caso foi calculado. Também, junto a ANAC, foi requisitado os relatórios mais recentes de valores de IRI de cada pista para a elaboração de regressões bivariadas entre os valores de notas médias e IRI médios, para todos os aeroportos e para os conjuntos dos 3 piores e 4 melhores resultados de notas nas pistas, avaliando a aderência dessas notas atribuídas pelos pilotos e os valores de IRI levantados.

### Escalas de Classificação da Percepção de Irregularidade

O uso de escalas de classificação é um meio facilitador para a avaliação rápida de um atributo estudado, que no caso da irregularidade longitudinal em pavimentos aeroportuários, a forma de classificação da pista de pouso e decolagem rapidamente atribui aquela característica à uma condição boa ou ruim de pista. Escalas de IRI são abordadas no Brasil por esse ser o índice vigente de avaliação. Carneiro (2021), elaborou uma classificação de 5 categorias para o IRI baseando-se no limite estipulado de 2,50 m/km indicado ANAC (2021).

Dessa forma, fez-se uma equação de regressão relacionando os valores obtidos de notas dos pilotos com os valores médios de IRI encontrados nos relatórios cedidos pela ANAC. Assim, determinou-se valores de IRI que caracterizavam a percepção do piloto da pista trafegada, entre as classificações de Muito Ruim até Muito Bom. Ainda, utilizou-se as equações de regressão obtidas por Magalhães *et al.* (2021) para avaliar o valor de Aceleração Vertical na Cabine dos Pilotos (*Vertical Acceleration on the Pilot Cockpit*) em relação ao IRI característico para cada classificação de nota dos pilotos.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Avaliação de respostas dos questionários

A Tabela 2 indica o número de respostas recebidas, a média dos valores das notas e a média de IRI das pistas avaliadas. A quantidade total de respostas foi de 521. O aeroporto B possui duas pistas, representadas como II e III, e demonstraram um comportamento diferente em relação à opinião dos pilotos e IRI médios entre as pistas, o que indica um desgaste desigual do pavimento devido, provavelmente, as variações do número de operações e tipos de aeronaves que trafegam nas pistas.

Tabela 2. Resumo dos dados obtidos pelos questionários

Aeroporto	Pista	Nº de respostas	Nota média	IRI médio (m/km)
A	I	69	1,87	3,13
B	II	66	2,18	2,27
	III	40	3,00	2,74
C	IV	58	2,64	2,02
D	V	33	3,36	1,96
E	VI	26	3,77	1,63
F	VII	52	3,83	1,56
G	VIII	57	4,07	1,61
H	IX	32	4,13	1,48
I	X	29	4,21	1,68
J	XI	53	4,66	0,93

Então, com os dados obtidos, foram feitas regressões bivariadas, separadas em 3 categorias: todos as 11 pistas dos 10 aeroportos, as 4 pistas de melhor nota e as 3 pistas de menor nota. A divisão foi

pensada na composição de 3 blocos, com 4 pistas de melhor condição e dois de 3 pistas, sendo um na condição razoável e um na condição ruim. As Figuras 1, 2 e 3 indicam as equações desenvolvidas pelos valores de nota e IRI de cada pista, assim como o coeficiente de determinação de cada reta.

Observou-se, por meio da avaliação segmentada pelas condições de pista, que a condição de agrupamentos extremos, das 4 melhores pistas e 3 piores pistas, obteve um  $R^2$  maior que a situação com todas as pistas. Esse contexto pode indicar que as situações intermediárias geram algum tipo de dúvida para o piloto sobre sua classificação.

Diferentemente do que é ponderado atualmente no meio científico, no qual o IRI é considerado inadequado para a avaliação da irregularidade longitudinal, por se afastar das condições do veículo utilizado para avaliação (automóvel) e dos comprimentos de onda abordados, nesse caso, ele explicou bastante a sensação de desconforto sentido pelos pilotos em IRI mais altos. Essa abordagem é bastante relevante, e pode ser utilizada como auxílio para a avaliação da irregularidade longitudinal com outros índices, já que a parte relacionada a fadiga da aeronave não está sendo avaliada por meio dessa nota.

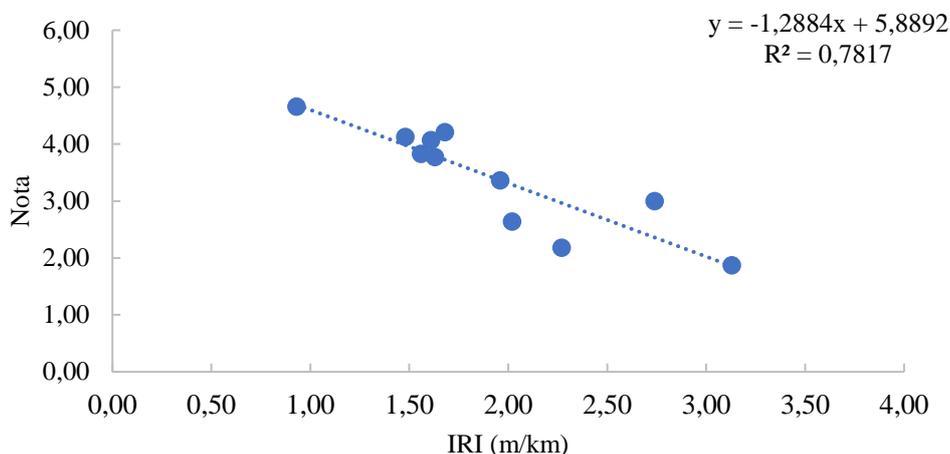


Figura 1. IRI Médio x Nota - Todos as pistas

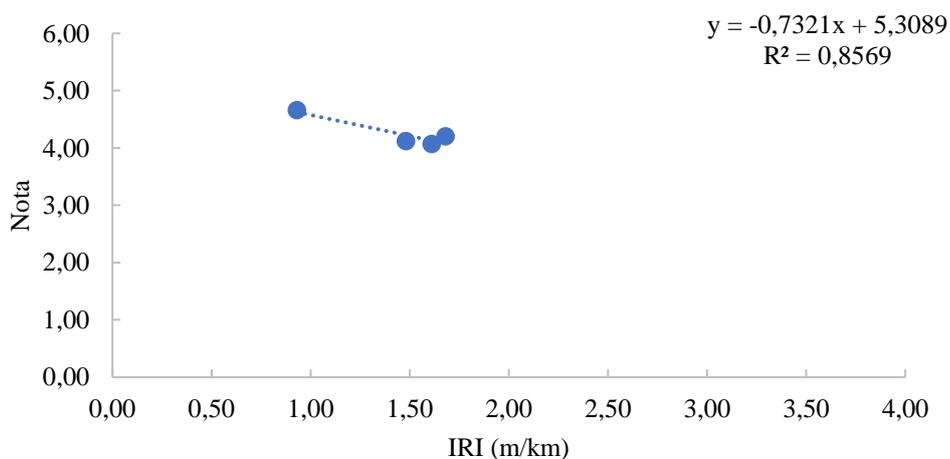


Figura 2. IRI Médio x Nota – 4 melhores pistas

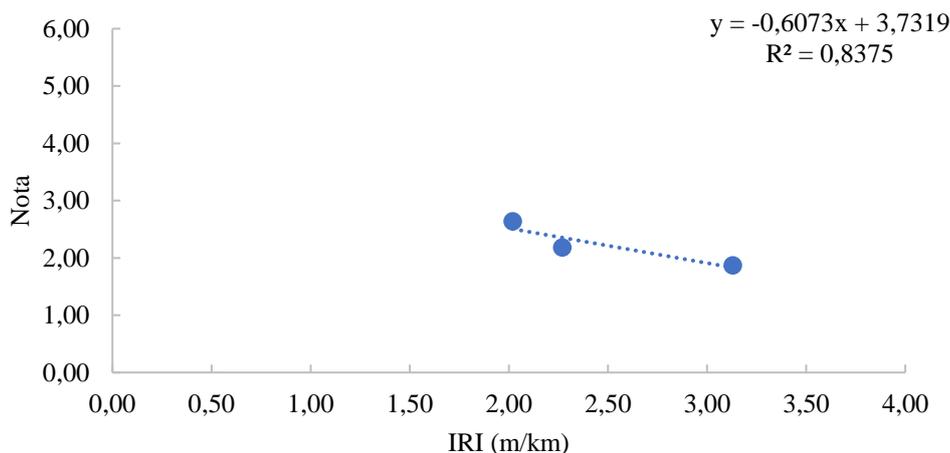


Figura 3. IRI Médio x Nota - 3 piores pistas

Ainda, o coeficiente de variação para cada pista foi calculado, para avaliar a homogeneidade da opinião dos pilotos para cada pista, percebendo de forma indireta se há alguma condição de pista, entre Muito Ruim e Muito Bom, que gera alguma discordância entre os pilotos sobre sua avaliação. A Figura 4 expõe os coeficientes de variação para cada uma das 11 pistas avaliadas.

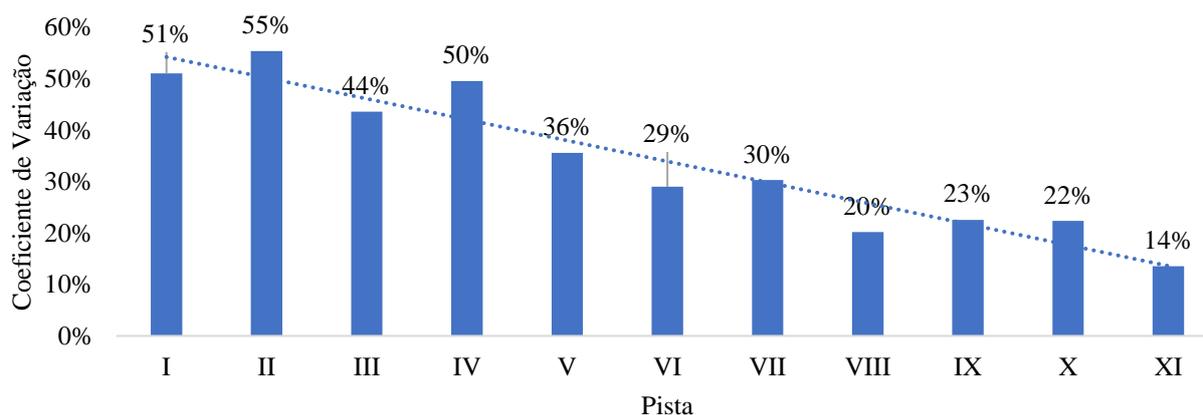


Figura 4. Coeficiente de variação das notas das 11 pistas avaliadas

Observando que as pistas estão em ordem crescente de nota, com exceção das pistas III e IV, que foram alteradas por se tratar de pistas do aeroporto B, o coeficiente de determinação diminui conforme a nota dos pilotos aumenta, o que indica que há uma gama maior de notas sendo atribuídas para pavimentos em pior condição. Assim, a opinião sobre o que é uma pista em condição ruim em relação a irregularidade longitudinal e suas implicações na pilotagem, como vibração e trepidações, não é tão unânime como é para atribuir notas mais altas, como pode ser visto nos aeroportos VIII, IX, X e XI, que obtiveram maiores notas, mas com coeficientes de variação menores.

### Escala de percepção dos pilotos

Na Figura 5 está representado a equação de regressão bivariada da nota em relação ao IRI médio de todas as pistas. Essa equação é inversa a equação presente na Figura 1, pois pretende-se utilizar as notas, de 1 a 5, para definir valores de IRI para uma classificação de matriz colorida. Os valores de nota foram substituídos na equação e atribuídos as condições Muito Ruim a Muito Bom, conforme a nota associada aquela condição. A Tabela 2 expõe a matriz colorida resultante.

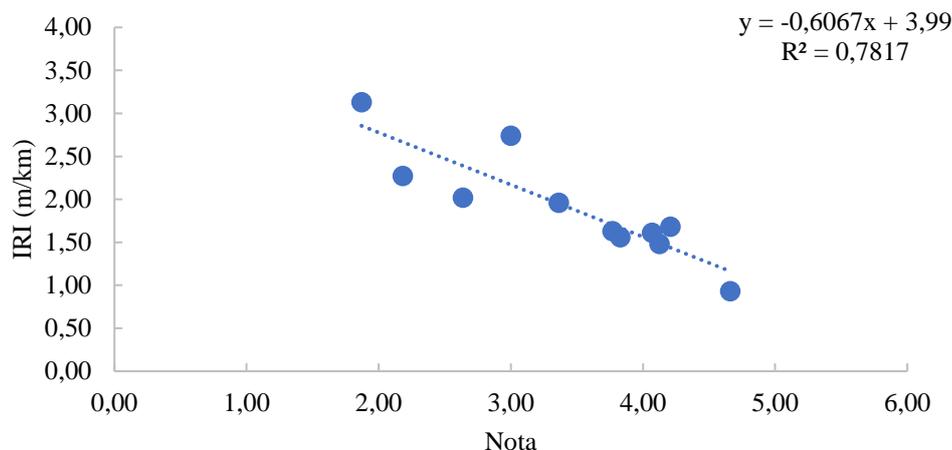


Figura 5. Nota x IRI Médio – Todos as pistas

Tabela 2. Classificação de estado de pavimento conforme IRI

Nota (média)	Condição	IRI Médio (m/km)
1	Muito Ruim	3,38
2	Ruim	2,77
3	Regular	2,16
4	Bom	1,56
5	Muito bom	0,95

Constatou-se que a classificação obtida na Tabela 2 encaixa a condição de limite de irregularidade longitudinal estipulada pela ANAC de 2,5 m/km entre o Regular e o Ruim, afastando-se bastante da condição Muito Ruim, de 3,38 m/km de IRI. O limite de IRI já teve alterações anteriores, sendo de 2,0 m/km, considerado difícil de manter com a regularidade das intervenções propostas pelas soluções de SGPA. Para a classificação desenvolvida, a situação limite anterior do IRI aeroportuário brasileiro se encaixaria na condição Bom.

Com a classificação desenvolvida, foi avaliado também a condição de vibração média associado a situação mais crítica da pista, a nota atribuída de 1. Equações de regressão obtidas por Magalhães *et al.* (2021) em simulações com o ProFAA avaliaram o uso do IRI como variável para obter o VACP imposta a aeronave. A Tabela 3 expõe as características das equações.

Tabela 3. Equações de regressão associando IRI ao VACP (MAGALHÃES *et al.*, 2021)

Tipo de equação	Equação (intercepto + coeficiente)	R <sup>2</sup>	Significância β <sub>1</sub>
Rede	-0,003 + 0,035	0,58	<0,01
Perfil Bom	0,01 + 0,022	0,13	0,03
Perfil Intermediário	0,024 + 0,013	0,27	<0,01
Perfil Ruim	0,124 + 0,014	0,07	0,12

Mesmo com a quantidade de dados avaliados no trabalho dos pesquisadores, os valores dos coeficientes de determinação  $R^2$  são reduzidos, expondo que para as condições avaliadas, o IRI não explica satisfatoriamente o comportamento da vibração na cabine dos pilotos. Porém, como a sensação de conforto dos pilotos é subjetivo, e a pesquisa buscava encontrar valores de IRI que alcançassem 0,4 g de aceleração, valor esse presente na literatura, vibrações excessivas na percepção dos pilotos podem ser encontradas em amostras variadas de IRI. Dessa forma, o valor de IRI de 3,38 m/km, que equivale a nota 1 na matriz colorida de classificação desenvolvida, foi substituído nas 4 equações, resultando nos valores de VACP apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Valores de VACP para IRI relacionado a nota mínima

Tipo de equação	VACP (g)
Rede	0,130
Perfil Bom	0,093
Perfil Intermediário	0,073
Perfil Ruim	0,177

As equações utilizadas mostraram resultados bastante diferentes de VACP quando comparados a condição limite de desconforto de 0,4g disponível na literatura, revelando que a avaliação subjetiva pode se diferenciar conforme a sensação do piloto ao tipo de aeronave, condição de pista, cansaço (horas de voo), conforto do assento da aeronave, etc. Essa observação levanta a questão de quanto o valor de 0,4 g representa situações diferentes da qual ela foi concebida, e a relação disso com a avaliação de outros índices de irregularidade longitudinal, como o *Boeing Bump Index* (FAA, 2009) e *Runway Roughness Index* (FAA, 2021), que buscam utilizar esse valor estabelecido para propor suas próprias escalas de classificação.

## CONCLUSÕES

Neste trabalho, a opinião de pilotos de companhias aéreas brasileiras em relação ao conforto ao rolamento de aeronaves foi avaliada, por meio de um questionário voluntário feito ao fim de operações de voo de dez aeroportos nacionais e internacionais. Em conjunto com os relatórios de IRI, observou-se que o IRI juntamente a nota dos pilotos resultou em equações de regressão bivariadas de alto coeficiente de determinação, evidenciando que o IRI ainda é um indicador que pode ser utilizado para o fim de avaliar o conforto dos pilotos durante operações de pouso.

Com a elaboração da escala de IRI para definição da condição de pista, promove-se uma discussão sobre a alteração do atual limite do IRI na avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos aeroportuários brasileiros, valor esse enquadrado como Regular/Ruim na escala de classificação desenvolvida neste trabalho. Corrobora com esse fato a observação dos valores de VACP encontrados nas análises, bem diferentes dos registros da literatura de 0,4g, e essa vibração já causou desconforto no piloto. Assim, a discussão de uma reestruturação dos limites do atual regulamento é válida.

Por fim, conclui-se que a análise da irregularidade longitudinal aeroportuária pode priorizar as avaliações conjuntas dos pilotos na verificação da segurança operacional e no conforto na cabine, pois a preservação dessas condições depende da garantia da manutenção do estado ótimo de pilotagem dos profissionais, quando não relacionada a estrutura da aeronave. Assim, pode-se auxiliar gestores para escolhas mais racionais em relação as intervenções programadas em um SGPA.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC) com os recursos financeiros para o desenvolvimento desta pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANAC. Regulamento Brasileiro de Aviação Civil N° 153: Aeródromos – Operação, Manutenção e Resposta à Emergências. Agência Nacional de Aviação Civil – ANAC, RBAC n. 153, Emenda n° 06, Secretaria de Aviação Civil, Brasília, 2021.
- Almeida, L. C.; Oliveira, F. H. L.; Ramos, S. P. RAMOS. Estudo da condição de superfície em rodovias por meio do uso de aplicativo para smartphone. *Revista Transportes*, v. 26, n. 2, 2018.
- ASTM. Standard Practice for Computing International Roughness Index of Roads from Longitudinal Profile Measurements. ASTM E1926 - 08. American Society of Testing and Materials. USA, 2015.
- Cardoso, S. H.; Pinto, A. C.; Noronha, A.; Arruda, E.; Hércules, R.; Oliveira, A. S. Demonstration of the Non-Applicability of IRI as a Runway Roughness Indicator. In: ALACPA XIV Seminar on Airport Pavements. 2018. 28 slides.
- Carneiro, R. de S. Utilização da Análise do Custo do Ciclo de Vida para Otimização de Estratégias de Manutenção e Reabilitação em Pavimento Aeroportuário. Trabalho de Conclusão de Curso, Bacharelado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Ceará. Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia de Transportes. Fortaleza, 2021.
- Chen, Y.; Chou, C. Effects of Airport Pavement-Profile Wavelength on Aircraft Vertical Responses. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.*, 2004, 1989,83–93.
- Di Mascio, P.; Moretti, L. Implementation of a pavement management system for maintenance and rehabilitation. *Case Studies in Construction Materials*, v. 11, 2019.
- Emery, S.; Hefer, A.; Horak, E. Roughness of Runways and Significance of Appropriate Specifications and Measurement. In: 11th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa. Sun City, África do Sul. 16 a 19 de Agosto de 2015
- FAA. Guidelines and procedures for measuring airfield pavement roughness. Advisory Circular No. 150/5380-9. U.S. Department of Transportation. Washington, DC, USA, 2009.
- FAA. Boeing 737-800 Final Surface Roughness Study Data Collection. Final Report DOT/FAA/TC-18/8. Federal Aviation Administration. William J. Hughes Technical Center. Aviation Research Division. Atlantic City International Airport, New Jersey 08405, 2017.
- FAA. Airbus A330-200 Final Surface Roughness Study Data Collection. Final Report DOT/FAA/TC-18/13. Federal Aviation Administration. William J. Hughes Technical Center. Aviation Research Division. Atlantic City International Airport, New Jersey 08405, 2020.
- FAA. New Index Testing and Verification—Runway Roughness Index. Final Report DOT/FAA/TC-21/32. Federal Aviation Administration. William J. Hughes Technical Center. Aviation Research Division. Atlantic City International Airport, New Jersey 08405, 2021.
- Gerardi, T. The impact of runway roughness in a high speed aborted takeoff, in FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference, New Jersey, USA, 2007.
- Hachiya, Y., Yin, J., Takahashi, O.; Himeno, K. Aircraft Response Based on Airport Pavement Roughness Evaluation. *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, JSCE*, No.634/V-45, pp.403-411, 1999.
- Kanazawa, H.; K. Su, T, Noguchi, Y. Hachiya; M. Nakano. Evaluation of airport runway pavement based on pilots' subjective judgement. *International Journal of Pavement Engineering*. V. 11, p. 189–195, 2010.
- Ling, J. M.; Liu, S. F.; Yuan, J.; Yang, W. C. Applicability of IRI based evaluation of airport pavement roughness. *Journal of Traffic Transportation Engineering*. 2017, v. 17, p. 20–27.
- Loprencipe, G.; Zoccali, P. Comparison of methods for evaluating airport pavement roughness. *International Journal of Pavement Engineering*. 2019, v. 20, p. 782–791. <https://doi.org/10.1080/10298436.2017.1345554>.
- Magalhães, L. M.; Biconsini, D. R.; Durán, J. B. C.; Oliveira, F. H. L. Análise De Correlação Entre Índices De Irregularidade Longitudinal E Respostas Dinâmicas Em Aeronaves. 23º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 46ª Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, 2021.
- McNerney, M. T.; Harrison, R. Full-Cost Approach to Airport Pavement Management. D. Jenkins, ed., Washington, DC, USA: McGraw-Hill, pp.121-130, 1995.
- NASA. Issues on Human Acceleration Tolerance After Long-Duration Space Flights. NASA-TM-104753. National Aeronautics and Space Administration. Lyndon B. Johnson Space Center, 55. Houston, Texas, USA, 1992.
- Paterson, W. D.O. Road Deterioration and Maintenance Effects Models for Planning and Management. The World Bank, Baltimore, The Johns Hopkins University Press, 1987.
- Sayers, M.; Gillespie, W.T.; Gillespie; Queiroz C. WT-45: The International Road Roughness Experiment. 468p. Washington D. C., U.S, 1986
- Tian, Y.; Liu, S.; Liu, L.; Xiang, P. Optimization of International Roughness Index Model Parameters for Sustainable Runway. *Sustainability* 2021, 13, 2184. 2021. <https://doi.org/10.3390/su13042184>.
- Transport Canada. Measurement and evaluation of runway roughness. Civil Aviation, Standards. Advisory Circular AC 302-023, 2016.



# **Projeto Geométrico, Sinalização e Segurança Viária**



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### PANORAMA E ANÁLISE DA APLICAÇÃO DE VEGETAÇÃO NA SINALIZAÇÃO VIÁRIA

*ERINALDO LEITE DE PAIVA<sup>1</sup>; LUCINEI TAVARES DE ASSUNÇÃO<sup>2</sup>*

#### RESUMO

Em projetos viários é fundamental o projeto de sinalização viária, para que os usuários das vias (rurais ou urbanas) possam realizar seus trajetos com segurança e conforto. A sinalização viária é constituída pelos sinais de trânsito e dispositivos de segurança. Neste trabalho, será abordada a sinalização viva que possui a finalidade de reforçar a sinalização viária convencional. A característica principal da sinalização viva é o uso de elementos vegetais ao longo das vias. Adotou-se a metodologia de pesquisa exploratória e revisão bibliográfica por meio de estudos e aplicações de órgãos gestores de projetos viários. Assim, o objetivo deste trabalho é analisar a aplicação da sinalização viva em projetos viários, com a perspectiva da segurança e paisagismo viário. E com o objetivo alcançado, observou-se que é possível contribuir para melhor integração de projetos viários, ecossistemas e projetos paisagísticos da região.

**PALAVRAS-CHAVE:** Sinalização Viva, Segurança Viária, vias rurais, vias urbanas.

#### ABSTRACT

In road projects, the design of road signs is essential, so that road users (rural or urban) can travel safely and comfortably. Road signage consists of traffic signs and safety devices. In this work, the live signaling that has the purpose of reinforcing conventional road signaling will be addressed. The main feature of live signaling is the use of plant elements along the roads. The methodology of exploratory research and literature review was adopted through studies and applications of road project management bodies. Thus, the objective of this work is to analyze the application of live signaling in road projects, from the perspective of road safety and landscaping. And with the objective achieved, it was observed that it is possible to contribute to a better integration of road projects, ecosystems and landscape projects in the region.

**KEY WORDS:** Live signage, Road Safety, rural roads, urban roads.

<sup>1</sup> Instituto de Ensino Superior Planalto, Brasília, Brasil, [erinaldo.paiva26@gmail.com](mailto:erinaldo.paiva26@gmail.com)

<sup>2</sup> Instituto de Ensino Superior Planalto, Brasília, Brasil, [luca.dnit@gmail.com](mailto:luca.dnit@gmail.com)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

Em se tratando de vias rurais ou urbanas a elaboração dos projetos viários, visam considerar o conforto e segurança do usuário. Tem-se que o projeto viário é composto por projetos: geométrico, de terraplenagem, pavimentação, drenagem e o projeto de sinalização viária. Entretanto, o projeto de sinalização ainda não alcançou sua priorização dentro dos demais projetos. Não pode ser considerado, apenas, um elemento para corrigir falhas da concepção e/ou construção viárias.

Segundo o Código de Trânsito Brasileiro – CTB (2021), sinalização é o conjunto de sinais de trânsito e dispositivos de segurança colocados na via pública com o objetivo de garantir sua utilização adequada, possibilitando melhor fluidez no trânsito e maior segurança dos veículos e pedestres que nela circulam. E sinais de trânsito são elementos de sinalização viária que se utilizam de placas, marcas, viárias, equipamentos de controle luminosos, dispositivos auxiliares, apitos e gestos, destinados exclusivamente a ordenar ou dirigir o trânsito dos veículos e pedestres.

No Art 87, do CTB (2021), os sinais de trânsito classificam-se em: verticais; horizontais; dispositivos de sinalização auxiliar; luminosos; sonoros; gestos do agente de trânsito e do condutor. Observa-se, que na classificação dos sinais de trânsito do CTB não é citada a sinalização com vegetação, denominada de sinalização viva, objeto de estudo deste trabalho. No entanto, a sinalização viva, pode ser enquadrada como dispositivo de sinalização auxiliar. Sabe-se que a sinalização viva, termo ainda não usual, porém, já possuem aplicação em trechos de rodovias, com uso como barreiras antiofuscamento e acústica. Entende-se que a sinalização viva possuem aspectos favoráveis, pois auxilia a sinalização convencional, com intuito de mitigar os sinistros de trânsito. Assim, o objetivo deste trabalho é analisar a aplicação da sinalização viva em projetos viários, com a perspectiva da segurança e paisagismo viário.

## SINALIZAÇÃO VIVA

Tem-se conhecimento que a sinalização viva surgiu na França entre o final dos anos 50 e início dos anos 60 e, depois disso, se espalhou pelo continente europeu. Essa forma de sinalização atua no inconsciente do motorista e auxilia sem que ele se dê conta. No Brasil, a sinalização viva ainda é pouco difundida. Entretanto, o Estado do Rio Grande do Sul, por meio do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem – DAER/RS, desde 1976 possui um manual com as Instruções para Sinalização Viva das Rodovias Estaduais, atualizado em 2021. O Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo – DER/SP, possui o Manual de Sinalização Rodoviária, 2006, que enfatiza o uso da sinalização viva. E o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), possui o Manual de Vegetação Rodoviária, 2009, que auxiliam na Implantação e Recuperação de Revestimentos Vegetais Rodoviários, bem como, na flora dos ecossistemas.

A sinalização viva consiste na utilização de técnicas de paisagismo para o plantio planejado de árvores e arbustos nas vias, no canteiro central ou em suas margens, com objetivo de reforçar a sinalização viária convencional, para proporcionar, ao usuário da via pública, orientação e referência, e contribuir para maior eficiência da segurança no trânsito. Este objetivo é alcançado devido a amplitude visual humana ajudar a avaliar as distâncias. Por exemplo, objetos distantes perdem sua textura, parecem lisos; objetos próximos parecem maiores que outro do mesmo tamanho, porém, distantes (embora essa percepção seja influenciada pela noção de tamanho real do objeto e de outros sinais de profundidade). A sombra dá noção de forma ao objeto; a interposição de

objetos, localizados antes do outro ajuda a definir qual está mais próximo.

A velocidade, em rodovias rurais, é um fator a mais na formação das percepções, como no caso de um corpo que se movimenta entre objetos parados: os objetos mais próximos tendem a girar rapidamente, a uma velocidade tal que perturbam a visão, enquanto os objetos distantes movem-se mais vagarosamente, ou tendem mesmo a ficarem parados.

A uma dada velocidade, o foco da vista do motorista atinge um ponto chamado “*Road Focus*” (DAER/RS, 2021). Este varia para cada indivíduo conforme a velocidade do veículo, porém em geral:

- Para cada indivíduo varia o “*Road Focus*” com a velocidade do veículo;
- Com o aumento da velocidade dá-se o afastamento do “*Road Focus*” sem, entretanto, guardar proporcionalidade com o acréscimo da velocidade;
- Com o afastamento do “*Road Focus*” o campo de visão é reduzido e afastado das partes imediatamente próximas do carro;
- Os perigos aumentam na razão direta da velocidade do veículo, mas dentro de certas aproximações, e proporcionalmente à distância do “*Road Focus*”.

A utilização de vegetais agrupados convenientemente, como Sinalização Viva, é capaz de limitar ou reduzir a distância do “*Road Focus*”. Além disso, o tratamento paisagístico, também, deve-se considerar critérios para assegurar condições adequadas de visibilidade nas rodovias. O DER/SP (2005) recomenda em sua Instrução de Projeto de Paisagismo a aplicação do conceito de áreas de visibilidade desimpedida. Na Tabela 1 são apresentadas as distâncias de visibilidade de parada – DVP e de ultrapassagem – DVU, para a rodovia, em função das velocidades de projeto adotadas em cada trecho.

**Tabela 1:** Distância de visibilidade de Parada (Adaptada AASHTO de 2004, DER/SP, 2005).

Velocidade de Projeto (km/h)	Distância de Visibilidade de Parada (m)	Distância de Visibilidade de Ultrapassagem (m)
20	20	-
30	35	200
40	50	270
50	65	345
60	85	410
70	105	485
80	130	540
90	160	615
100	185	670
110	220	730
120	250	775

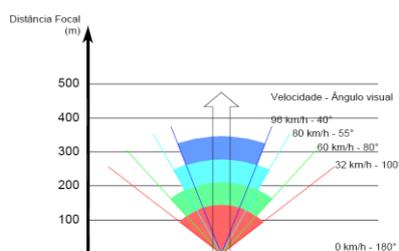
Deve-se considerar a distância de visibilidade de decisão (DVD) nos casos em que as expectativas dos condutores sejam alteradas ou em que haja probabilidade de dúvida ou erro do motorista na tomada de decisão ao receber informações. Isso ocorre, por exemplo, em locais de interseções com manobras não usuais. Neste caso, os valores correspondentes chegam frequentemente a superar o dobro dos valores das DVP, conforme Tabela 2 elaborada pela AASHTO.

**Tabela 2:** Distância de visibilidade de Decisão (m) (AASHTO, 2004).

Velocidade de Projeto (km/h)	Tipo de Manobra				
	A	B	C	D	E
50	70	155	145	170	195
60	95	195	170	205	235
70	115	235	200	235	275
80	140	280	230	270	315
90	170	325	270	315	360
100	200	370	315	355	400
110	235	420	330	380	430
120	265	470	360	415	470

NOTA: Manobra A - Parada em via rural (t=3,0 s)  
 Manobra B - Para em via urbana (t=9,1 s)  
 Manobra C - Mudança de velocidade ou trajetória ou direção em via rural (t variável entre 10,2 s e 11,2 s)  
 Manobra D - Mudança de velocidade ou trajetória ou direção em via suburbana (t variável entre 12,1 s e 12,9s)  
 Manobra E - Mudança de velocidade ou trajetória ou direção em via urbana (t variável entre 14,0s e 14,5s)

As Áreas de Visibilidade Desimpedida (AVD) devem ser determinadas graficamente, e considerar o campo visual dos motoristas com direção ao percurso considerado, com vértice no observador situado a uma distância do cruzamento correspondente à DVP adotada para o trecho percorrido (DER/SP, 2005). A área de intervenção do projeto está em grande parte no campo de visão periférica, acima dos 12 graus, onde as imagens dos objetos são pouco claras e não permitem a identificação das cores, mas de movimentos e brilhos. O campo de visão é diretamente proporcional à velocidade desenvolvida; o movimento faz com que a capacidade da visão periférica varie, e diminui o campo visual à medida que a velocidade aumenta (DER/SP, 2005), conforme Figura 1.



Fonte: Trabalhos Técnicos do IRP/DNER na área de Segurança do Tráfego-N.610/80.

Figura 1: Distância de visibilidade e velocidade (DER/SP, 2005)

Quanto maior a velocidade mais o ponto focal se afasta o que reduz a percepção lateral do veículo e, conseqüentemente, a segurança no local. O motorista tende a aumentar a velocidade, causando efeito de hipnose ou “túnel de visão”, o que contribui ainda mais para a redução da segurança e conforto (DER/SP, 2005). Para as AVD deve-se considerar a altura dos olhos dos motoristas em relação ao plano da rodovia (Ver Figura 2), altura de aproximadamente entre 1,00 m e 1,25 m.



Figura 2: Representação Gráfica das Áreas de visibilidade desimpedida - AVD (DER/SP, 2005).

Ressalta-se que para que na área dentro das AVDs sejam plantadas forrações com altura que não ultrapasse 50 cm do solo.

## PAISAGISMO RODOVIÁRIO

O paisagismo rodoviário visa constituir uma paisagem dentro de um cenário que foi devastado pela

construção, integrando estrada com a paisagem, no qual designa não somente a arborização em si e sim os demais revestimentos de suas margens. Não deve esconder placas de trânsito, nem mesmo prejudicar a visibilidade dos condutores sobre o tráfego nas pistas, ofertar então, maior segurança para as pessoas que circulam naquele ambiente (BERGMANN, 2012).

O DNIT (2009) almeja suprir lacunas existentes no tratamento ambiental pelo revestimento vegetal das áreas de uso, do canteiro de obras e do passivo ambiental, nas quais são considerados os procedimentos e técnicas de reabilitação ambiental, e em sua própria faixa de domínio e nos acessos à mesma, nos quais são implantados o paisagismo e a sinalização viva, como reintegração ao meio ambiente circundante, atividades estas inerentes ao empreendimento rodoviário, em qualquer de suas fases do seu ciclo de vida.

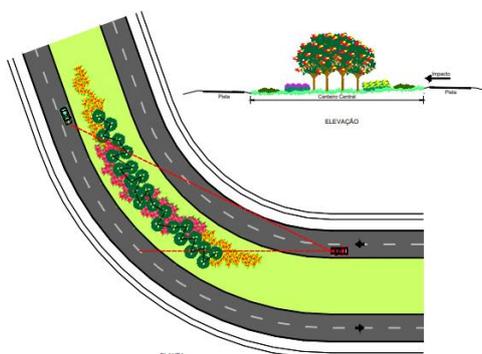
O planejamento do paisagismo rodoviário permite a utilização do verde funcional, capaz de amenizar questões importantes, como a monotonia das retas, a sinalização de alerta ao perigo, entradas e saídas de túneis, os riscos das curvas, pontes e viadutos, trevos e cruzamentos e trechos perigosos, melhorando sensivelmente a qualidade da rodovia (IFS, 2016).

## APLICAÇÃO DA SINALIZAÇÃO VIVA

A sinalização viva pode ser aplicada nas vias para cumprir funções como antiofuscamento, proteção de elementos ou obstáculos físicos, prevenção de monotonia, destaque do traçado geométrico e de outros elementos rodoviários e lindeiras às vias.

### Antiofudcamento

Os revestimentos com espécies arbustivas são utilizados em canteiro central, visando, principalmente, à eliminação do ofuscamento causado pelas luzes dos faróis dos veículos e servir de barreira para a segurança do tráfego (DNIT, 2009). E a Instrução de projeto IP-DE-S00/001 (DER, 2005), menciona que nos casos de trechos com canteiro central de largura igual ou superior a 9,0 m, os pontos passíveis de ofuscamento e as tangentes que possam ocasionar saída para pista contrária devem ser analisados graficamente, conforme Figura 3.



**Figura 3:** Vegetação com função antiofudcante e amortecedora de impacto central. (DER/SP, 2006).

### Amortecedor de impactos central ou lateral

Maciços de espécies vegetais, arbóreas e predominantemente de espécies arbustivas podem constituir barreiras amortecedoras de impacto, pela densidade, pela trama ou pela não-rigidez dos troncos ou galhos, e amortece o impacto de veículos desgovernados em locais particularmente

críticos da estrada (DER/SP, 2005)

Em curvas horizontais: Para proteger as saídas de pista em curvas horizontais, a vegetação pode ser implantada área externa do traçado das curvas, conforme Figura 4.

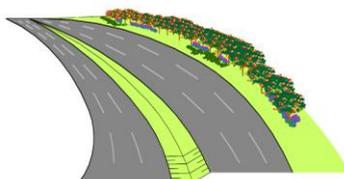


Figura 4: Barreira vegetal amortecedora lateral. (DER/SP, 2006)

Em canteiros centrais: nos casos de canteiros centrais de largura igual ou superior a 9,0 m, em curvas cujas tangentes que possam ocasionar saída para pista contrária devem ser analisados graficamente, ver a Figura 3.

### Proteção ambiental

Taludes de corte: Nas rodovias, a vegetação é usada como medidas de proteção ambiental de mananciais, cursos d'água, oleodutos, linhas de transmissão e de controle de erosão dos taludes. Para proteção dos taludes de corte à erosão, podem ser usadas para seu recobrimento, além das gramíneas, espécies vegetais de outros portes, e deve-se observar alguns fatores condicionantes, como a natureza do solo, a declividade e, principalmente, a capacidade para contenção. No caso de taludes de corte com inclinação acentuada, isto é, superior a 1:1,5 não são recomendadas espécies arbóreas e sim forrações e arbustos, porém, com raiz de sistema radicular forte e intrincado. O tratamento paisagístico nas bermas do talude deve limitar-se ao revestimento vegetal, pois esse local é usado como acesso para manutenção, com presença de dispositivos de drenagem. A Figura 5 mostra esquematicamente os posicionamentos recomendados da vegetação nos taludes de corte, enquanto o talude de aterro é mostrado na Figura 6.

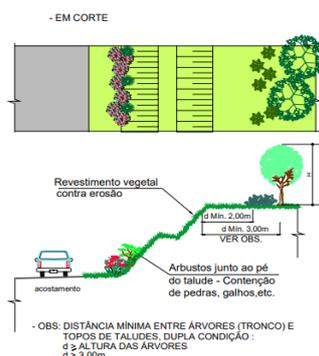
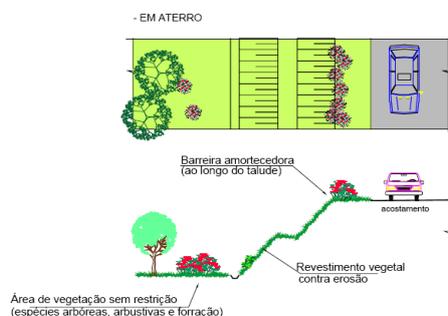


Figura 5: Vegetação a ser aplicada em talude de corte. (DERSA, 1990, apud DER/SP, 2005).

Deve ser observada a distância mínima entre a vegetação e as obras de drenagem, de forma que os elementos da vegetação não danifiquem tais dispositivos pela agressão de suas raízes e nem os sobrecarreguem com folhas e galhos, para não prejudicar sua função (DER/SP, 2005). Observa-se que na Figura 5 a proteção do talude de corte, com projeto de transição de vegetação e proteção da drenagem superficial.

Taludes de aterro: Em taludes de aterro, além de proteger as saídas de pista, o maciço vegetal

proporciona ao motorista uma sensação de tranquilidade e segurança, pois ele sentir-se-á protegido pela cortina vegetal formada, que encobrirá a topografia acidentada do terreno, e dá a impressão de nivelamento, uma vez que as copas dos arbustos ficam ao nível, ou acima da pista de rolamento. A Figura 6 exemplifica bem a proteção de taludes e a importância para a segurança do motorista.



**Figura 6:** Aplicação de maciço vegetal em talude de aterro. (DER/SP, 2006).

Observa-se que na Figura 6 que além da sensação de proteção pela cortina da vegetação, a barreira tem a função de amortecedora de possíveis saídas do veículo da pista.

### Barreira inibidora de travessia

Outra função ainda não muito empregada, mas que se torna esteticamente mais interessante que dispositivos artificiais é a utilização da vegetação para inibir a travessia de pista por pedestres e animais em locais críticos. E para direcionar a travessia a um ponto seguro da rodovia, onde estão implantadas passarelas e outros dispositivos de travessia. Devem ser seguidos critérios de segurança e visibilidade em pontos com volume significativo de pedestres ou animais.

### Sinalização

O objetivo é aumentar a atenção dos usuários em determinados pontos da rodovia, evitando sua distração e a formação de áreas de sombra isoladas ou descontínuas na pista para minimizar a imprevisibilidade e aumentar as condições de segurança no local.

Em longas retas: são trechos de rodovia que geram a monotonia e a fadiga e, portanto, convidam ao motorista a aumentar a velocidade e diminuir sua segurança. Na quebra da monotonia é fundamental que se tire o maior proveito da composição vegetal. A formação de vários ritmos, por meio do aproveitamento de espécies vegetais diferentes, devido à variação de estruturas, das tonalidades de verde das folhas, da coloração das flores, e época diferente de surgimento delas, poderão transformar um panorama monótono em atrativo, e despertar, assim, o interesse do motorista. Na quebra da monotonia serão empregados maciços arbóreos assimetricamente dispostos, com integração da rodovia a paisagem local (DAER/RS, 2021).

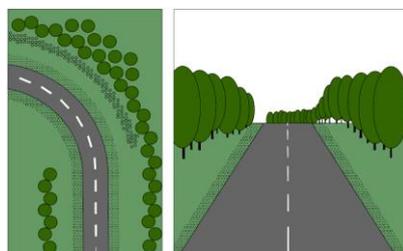
Curvas horizontais: O uso de árvore ou arbusto no centro da curva, pode ser utilizada como referencial de raio do giro do veículo (DER/SP, 2006). Uma barreira vegetal, sempre pelo lado externo da curva, indicará ao motorista a existência de um obstáculo, que lhe despertará certas reações psicológicas e lhe permitirá uma melhor condução óptica (DAER/RS, 2021).

Curvas verticais: A utilização repetida da vegetação de mesmo porte para aumentar a percepção das curvas verticais. Segundo DAER/S, 2021, para melhorar as condições ópticas de uma curva

vertical, empregam-se elementos verticais, de caule reto, em semicírculo, acompanhando a rodovia no sentido longitudinal.

Redução de velocidade: A combinação do uso de renques, fileiras, de vegetação em ambos os lados da rodovia, numa disposição levemente arqueada, o movimento das plantas no campo de visão lateral dos condutores ajuda a acentuar a sensação de velocidade dos veículos, que os leva instintivamente à redução da aceleração (DER/SP, 2006).

Na combinação de curvas verticais e horizontais: O uso da vegetação com a repetição de mesmo porte para aumentar a percepção da curva vertical, conforme Figura 7, combinada com vegetação de porte escalonado junto à curva horizontal, pode-se sinalizar a combinação de curvas verticais e horizontais (DER/SP, 2006).

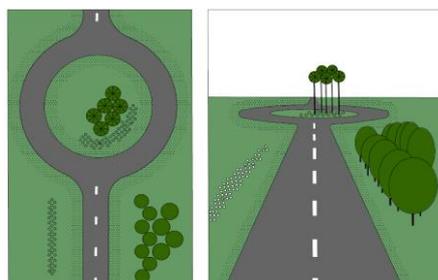


**Figura 7:** Vegetação para sinalizar curvas horizontais combinadas com verticais. (DER/SP, 2006).

Bifurcações: Para reforçar a sinalização das bifurcações, pode-se utilizar vegetação de porte escalonado: arbustos à frente, para amenizar eventuais choques; árvores médias e altas atrás para enfatizar, à distância, a existência de obstáculos à frente. Deve-se deixar recuo suficiente em relação ao nariz físico, para que os troncos das árvores não venham a representar risco de colisão frontal e eventuais veículos desgovernados.

Acessos: É possível a utilização da vegetação expressiva e diferenciada para marcar os acessos, e facilitar sua memorização, tomando os devidos cuidados para não prejudicar a intervisibilidade entre os veículos, a visualização dos ramos de acesso e da sinalização convencional (DER/SP, 2006).

Rotatórias: O uso de vegetação no centro da rotatória, a Figura 8, para enfatizar o obstáculo, e de renques de vegetação nas aproximações, para dar a impressão de enclausuramento e induzir à redução de velocidade, sem prejudicar a intervisibilidade entre os veículos (DER/SP, 2006).



**Figura 8:** Sinalização viva em rotatórias. (DER/SP, 2006).

Destaque visual à sinalização convencional: Para dar maior destaque visual à sinalização convencional. Uso de vegetação para compartimentar informações do mesmo assunto. Deve-se

observar as distâncias mínimas entre vegetação e sinais, tendo em vista a expansão da copa das plantas (DER/SP, 2006).

Obras de arte especial: A vegetação também ajuda a sinalizar elementos de referência como obra de arte, passarela, pontos de ônibus etc. Para melhor adequação a essa função, deve-se selecionar as espécies de acordo com suas características de porte, densidade, floração e matizes.

## METODOLOGIA

Para a apresentação da aplicabilidade definiu-se mencionar o uso dessa sinalização em vias rurais e urbanas, uma vez que podem ter percepções e usos distintos devido as características das vias.

### Aplicação em vias rurais

#### Paisagismo

- Duplicação da BR-101 Sul, no estado do Rio Grande do Sul, a Figura 9 mostra a implantação de vegetação no canteiro central. Quem trafega pela BR-101 nesse trecho, entre as cidades de Torres a Osório, pode se deslumbrar com a paisagem formada pela floração existente no canteiro central da rodovia federal (DNIT, 2017).



Figura 9: BR-101 Sul - DNIT, 2017

#### Em obras de arte especial

- Na entrada do túnel da BR- 486, no estado do Rio Grande do Sul, a Figura 10 lustram a implantação da vegetação, que marca a entrada do túnel.
- 



Figura 10: entrada do túnel BR-486 – Rota do Sol (Google, 2022).

- Na BR-277, no estado do Paraná, a Figura 11 lustram a implantação da vegetação, que marca a travessia na obra de arte, sem a sensação de estar na passagem de um abismo.



**Figura 11:** BR-277/PR (De Assunção, 2021).

### Aplicação em vias urbanas

Em áreas urbanas, é mais comum o uso da sinalização viva, porém, com o conhecimento ou linguagem apenas como objetivo de paisagismo. No entanto, é importante mensurar que além da função de paisagismo, pode-se observar a função de conforto e segurança viária para quem usa essas vias.

#### Paisagismo

- Rotária do acesso sul ao Aeroporto de Brasília/DF, observa-se na Figura 12 que a vegetação direciona intuitivamente um contorno da rotatória com a velocidade reduzida.



**Figura 12:** Rotatória Aeroporto de Brasília (Google, 2022).

#### Obras de artes especial e acesso

- Acesso a direita a L3 sentido Universidade de Brasília (UnB) e viaduto sobre a N4 Leste, observa-se na Figura 13 que a vegetação direciona intuitivamente o acesso e chama a atenção para o viaduto.

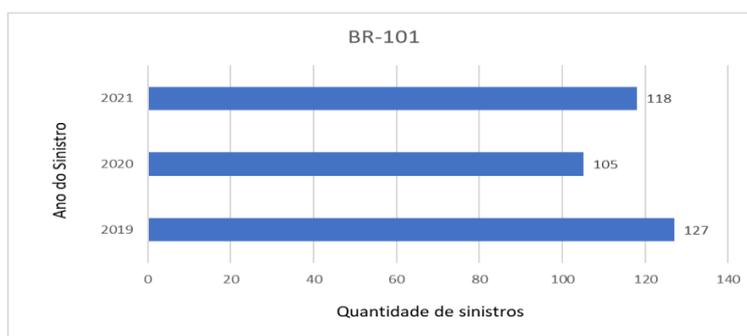


**Figura 13:** Rotatória Aeroporto de Brasília (Google, 2021).

Neste contexto, observa-se o uso mais frequente da vegetação, ora como sinalização viva e contemplada com projeto de paisagismo.

## ANÁLISES DOS RESULTADOS

Em contextualização da avaliação da mitigação de sinistros (acidentes) nas rodovias, na Figura 14, mostra o quantitativo de sinistros nos últimos 03 anos, e observa-se que de 2019 a 2020 houve redução e aumento em 2021 em relação a 2020, mas em relação a 2019 ainda assim o quantitativo foi menor. E essa redução pode estar diretamente nas ações realização no trecho da BR-101, onde houve a implatação de vegetação no canteiro central. Pois as barreiras de vegetação protege do ofusamento e amortece possíveis batidas.



**Figura 14:** Quantidade de sinistros na BR-101/RS ( CNT, 2022)

Como todo dispositivo de segurança, há necessidade de observar alguns detalhes, principalmente, na escolha do tipo de vegetação, uma vez que a vegetação escolhida não pode vir a danificar elementos da infraestrutura como o pavimento e a drenagem da rodovia. A vegetação não deve transformar-se num obstáculo que amplie o impacto. Por isso, devem ser observados o porte, a densidade, a distância e o posicionamento das espécies a serem implantadas. As vegetações de grande porte devem ficar a uma distância segura para que não se tornem um obstáculo fixo e prejudiquem a segurança tornando-se um risco ao usuário da rodovia. E para que não seja necessária a implantação de barreiras rígidas ou maleáveis, descaracterizando o objetivo da sinalização viva.

Com relação a obstáculos fixos, à norma brasileira da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, a NBR 15486/2016, cita que em rodovias de alta velocidade deve ser prevista uma área lateral à rodovia, desobstruída e traspassável, que se estenda aproximadamente 9 m além da pista. Neste contexto, ressalta-se que o paisagismo nas vias é importante, porém, necessário o trabalho em conjunto de normas e manuais para não alterar o foco da segurança viária. Outro aspecto importante a ser observada a dificuldade de manutenção do uso de vegetação na sinalização. Assim, recomenda-se que na seleção das espécies vegetais sejam priorizadas plantas nativas, compatíveis com a fitogeografia da região para melhor integração à paisagem. A utilização de vegetais agrupados convenientemente, como Sinalização Viva, capaz de limitar ou reduzir a distância do “*Road Focus*”. Esta recomendação, porém, prende-se exclusivamente a utilização de árvores plantadas em grupos, para sinalização, sem ater-se à possibilidade de utilizá-las com mais abundância no sentido de embelezar as estradas, especialmente aquelas de interesse turístico (DAER/RS, 2021).

Segundo Nichetti, 2017, para que a rodovia seja um local seguro, é importante que seus elementos estejam em harmonia com o ambiente, ou seja, é indispensável uma sinalização correta e estradas em boas condições, sendo assim o paisagismo pode somar atuando no papel na segurança, ofertando a quem passa pelo local maior proteção, podendo auxiliar de forma extraordinária para a precaução



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



de acidentes na via. Outro desafio para o uso da sinalização viva é verificar se os usuários das vias irão realizar a associação de que a sinalização viva é um item da sinalização viária convencional.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A sinalização viva tem o seu objetivo de auxiliar a sinalização convencional e desempenha, no momento, um papel importante de sustentabilidade do meio ambiente, já citado anteriormente. Assim, pode ser usada para manutenção e enriquecimento da cobertura vegetal ao longo da rodovia, com intuito de proporcionar a recomposição de áreas desmatadas ou destocadas na fase construção da via ou posteriormente em fases de manutenção.

O paisagismo rodoviário, com a prática da sinalização viva, além de se atentar com o interesse e o conforto visual que a paisagem, pode proporcionar ao usuário das vias a segurança viária, bem como tirar partido das perspectivas visuais criadas com a disposição adequada da vegetação ao longo da via. E pode destacar os elementos rodoviários e quebrar a monotonia da paisagem, com o aumento da atenção do usuário durante seu percurso. Pode-se também observar que a aplicação da sinalização viva, possui importância, e profissionais que atuam tanto na Engenharia como na área de proteção ao Meio Ambiente, estão empenhados em fazer da aplicação da sinalização viva um projeto sustentável e viável tecnicamente. Além de proporcionar ao usuário de rodovias o aspecto de segurança, um aspecto de conforto visual.

Plantio de mudas áreas degradadas tem apresentado efeito na recuperação, utilizado na recuperação de áreas de pequeno a grande porte, com uso de espécies arbóreas, arbustivas e ervadas. Permite uma mais rápida formação da vegetação, com conseqüente proteção do solo em um período menor.

Observa-se que na BR-101, houve mitigação de acidentes, o que pode estar ligado diretamente a ações do uso da vegetação no canteiro central. No entanto, sugere-se para futura pesquisa a elaboração de metodologia que identifique a mitigação de sinistros de trânsito nos locais que usam a sinalização viva com esse propósito, e sua contribuição para melhorar as áreas degradadas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2004). Roadside design guide. Washington DC, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2ª edição.
- ABNT (2016) NBR 15486 – Segurança no tráfego – Dispositivos de contenção viária - Diretrizes. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Bergmann, D. (2012) Uma experiência de paisagismo em trevo rodoviário. Plante Uma Vida, Plante Uma Árvore. São Borja- RS. Disponível em: <<http://darcibergmann.blogspot.com.br/2012/11/uma-experiencia-depaisagismo-em-trevo.html>>. Acesso em: 13/02/2021.
- CTB (2021) Código de Trânsito Brasileiro e Legislação Complementar em vigor. Brasília.
- DNIT, 2009, Manual de Vegetação Rodoviária, Volume 1, Publicação IPR - 734 - Implantação e Recuperação de Revestimentos Vegetais Rodoviário.
- DAER (2021) Instruções de Serviço para Projetos Finais de Engenharia. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem. Rio Grande do Sul.
- DER (2005) Instrução de Projeto - P-DE-S00/001, Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem. Rio Grande do Sul.
- DER (2006) Manual de sinalização rodoviária. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.
- IFS (2016) Instituto Federal de Sergipe, PAISAGISMO RODOVIÁRIO-Uma proposta para BR 101 Nordeste. 1ª Edição.
- Nichetti, S. P. (2017) Caracterização do Paisagismo Rodoviário da região de Dois Vizinhos – PR, Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Curso De Engenharia Florestal, Campus Dois Vizinhos. Paraná.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### AValiação DA MACROTEXTURA DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS EM VIAS URBANAS E A RELAÇÃO COM A SEGURANÇA VIÁRIA

*Jônatan Gomes Rodrigues<sup>1</sup>; Renata Maria da Silva Paiva<sup>2</sup> Wellington Lorrان Gaia Ferreira<sup>3</sup>*

#### RESUMO

O aumento dos acidentes de trânsito em vias urbanas pressiona os sistemas de saúde. Esses acidentes são função de diversas variáveis, tais como as condições mecânicas dos veículos, bem como o estado físico e mental do condutor. No entanto, a infraestrutura viária também é um fator que pode afetar o comportamento do motorista e, conseqüentemente, gerar acidentes. Dessa forma, a segurança viária tem relação diretamente com a aderência formada entre o pneu e o pavimento, pois a condição de atrito entre essas duas superfícies pode afetar o padrão de condução do motorista. Entretanto, não é comum avaliar com frequência as condições de textura da superfície asfáltica em meios urbanos. Nesse contexto, esta pesquisa teve como objetivo avaliar a macrotextura em um trecho de via urbana da cidade de Caraúbas/RN, a fim de investigar se pontos considerados críticos (isto é, pontos de aceleração e frenagem, tais como ao redor de cruzamentos, próximo as faixas de pedestre e lombadas) são significativamente divergentes dos valores observados no restante da via. A avaliação da macrotextura foi realizada através dos ensaios de Mancha de Areia e Drenabilidade, sendo avaliado dezoito (18) pontos tanto na trilha de roda interna quanto na trilha de roda externa da mesma via, bem como antes e após as faixas de pedestre, lombadas e outros. Verificou-se que, nos pontos considerados críticos, a macrotextura foi classificada como Muito Grosseira, enquanto que no restante da via classificou-se como macrotextura Grossa, ambos os casos estão fora do limite estabelecido para vias urbanas. Ademais, observou-se condições de macrotextura distinta nas trilhas de roda interna e externa, indicando que a condição do pavimento muda em pontos diversos da mesma via e pode oferecer risco aos seus usuários.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pavimento Asfáltico. Macrotextura. Segurança Viária. Vias Urbanas.

#### ABSTRACT

The increase in traffic accidents on urban roads puts pressure on health systems. These accidents are a function of several variables, such as the mechanical conditions of the vehicles, as well as the physical and mental state of the driver. However, road infrastructure is also a factor that can affect driver behavior and, consequently, lead to accidents. Thus, road safety is directly related to the adhesion formed between the tire and the pavement, as the condition of friction between these two surfaces can affect the driver's driving pattern. However, it is not common to frequently evaluate the texture conditions of the asphalt surface in urban areas. In this context, this research aimed to evaluate the macrotexture in a stretch of urban road in the city of Caraúbas/RN, in order to investigate whether points considered critical (that is, acceleration and braking points, such as around intersections, near the pedestrian lanes and speed bumps) are significantly different from the values observed in the rest of the road. The macrotexture evaluation was carried out through the Sand Stain and Drainability tests, with eighteen (18) points being evaluated both on the inner wheel track and on the outside wheel track of the same road, as well as before and after the pedestrian lanes, speed bumps. and others. It was found that, in the critical points, the macrotexture was classified as Very Coarse, while in the rest of the road it was classified as Coarse macrotexture, both cases are outside the limit established for urban roads. In addition, different macrotexture conditions were observed in the inner and outer wheel tracks, indicating that the condition of the pavement changes at different points on the same road and may pose a risk to its users.

**KEY WORDS:** Asphalt Pavement. Macrotexture. Road Safety. Urban roads.

<sup>1</sup> Universidade Federal Rural do Semi Árido – UFERSA – E-mail: [jonatan.rodrigues@alunos.ufersa.edu.br](mailto:jonatan.rodrigues@alunos.ufersa.edu.br)

<sup>2</sup> Universidade Federal Rural do Semi Árido – UFERSA – E-mail: [renata.paiva@alunos.ufersa.edu.br](mailto:renata.paiva@alunos.ufersa.edu.br)

<sup>3</sup> Dr. UFC – Professor – UFERSA – E-mail: [wellington.ferreira@ufersa.edu.br](mailto:wellington.ferreira@ufersa.edu.br)

## INTRODUÇÃO

A performance dos pavimentos asfálticos quando se refere à segurança viária, está ligada de forma direta com as condições de superfície, principalmente relacionado à macrotextura do pavimento. Bernucci *et al.* (2010) define a macrotextura como a rugosidade formada pelos agregados na superfície do pavimento. Aps (2006) afirma que pavimentos asfálticos mais antigos tendem a apresentar macrotextura mais aberta em relação aos pavimentos mais novos, especialmente devido a ação do tráfego que torna a superfície mais lisa por conta do desgaste ao longo do tempo. Tal fato pode interferir tanto no atrito pneu-pavimento quanto na capacidade de escoamento d'água da via. Porém, ainda há ausência de dados que correlacione o estado de conservação da superfície do pavimento com a macrotextura.

De acordo com Costa (2017), vários fatores podem comprometer a qualidade da textura superficial do pavimento, destaca-se a ação do tráfego ao longo do tempo, as intempéries, a sujeira e outros. Peder (2017) afirma que a condição da macrotextura do pavimento interfere na resistência a derrapagem, no desgaste dos pneus o que pode aumentar o consumo de combustível, bem com gerar ruídos que afeta o conforto da população que vive ao redor das vias. Ademais, em vias urbanas, as condições de tráfego são distintas das rodovias rurais, portanto, a presença constante de zonas de frenagem e aceleração, tais como faixas de pedestre, lombadas, paradas de ônibus e outros, geram áreas com macrotextura diferentes ao longo da mesma via. Dessa forma, as condições de superfície do pavimento devem ser avaliadas periodicamente em diversos pontos das vias urbanas a fim de verificar se os níveis estão adequados.

Nesse contexto, a macrotextura do pavimento é um parâmetro dinâmico que modifica ao longo do tempo e ao longo da via. Tendo em vista que este parâmetro está diretamente ligado a segurança viária, pois afeta a aderência pneu-pavimento, é fundamental acompanhar o comportamento da macrotextura em diversos pontos das vias urbanas considerados críticos para a ocorrência de conflitos, tais como próximo de cruzamentos, próximo de faixas de pedestres, antes e após as lombadas, isto é, regiões onde a condição do pavimento é afetado por ações de frenagem e aceleração impactando na distância de visibilidade de parada do veículo. Dessa forma, o presente trabalho tem como objetivo investigar se a condição da macrotextura de vias urbanas em pontos considerados críticos (isto é, ao redor de cruzamentos, próximo das faixas de pedestre e lombadas) são significativamente divergentes dos valores observados no restante da via.

## FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### Aderência Pneu-Pavimento

Soares (2011) afirma que um dos fatores que contribui para a segurança viária é a aderência formada na interação pneu-pavimento, uma vez que uma boa aderência entre essas duas superfícies pode reduzir a distância de frenagem, principalmente em superfícies molhadas. Em dias de chuva, pode ocorrer um fenômeno conhecido como hidroplanagem. Esse fenômeno (Figura 1) é resultado do acúmulo de água na superfície do pavimento formando uma lâmina de água, reduzindo o contato pneu-pavimento, o que acaba gerando acidentes por conta da menor aderência nessas condições.

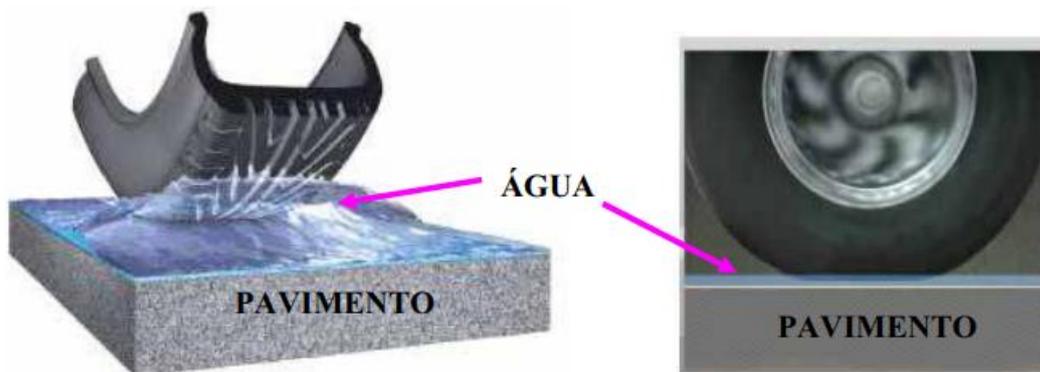


Figura 1: Interação Pneu-Pavimento (Silva, 2008)

### Textura do Pavimento

De acordo com Bernucci *et al* (2010), vários fatores acabam contribuindo para a aderência pneu-pavimento em pistas molhadas, porém dois são fundamentais: a textura superficial da pista e as características dos pneus. A interação entre o pneu e o pavimento é complexa e depende de alguns fatores como a aderência da borracha com a superfície asfáltica e a deformação do pneu causada pelos agregados presentes no pavimento.

A textura do pavimento, que é representada pela microtextura com a macrotextura, tem um papel central na existência de boas condições de atrito. Lugão (2008), define a microtextura é a aspereza na superfície dos agregados que são visíveis e tem a função de fazer a aderência pneu-pavimento, fazendo com que ocorra a aderência em velocidades de circulação médias e baixas. Já a macrotextura pode ser definida como a saliência média dos agregados rochosos com comprimentos de onda variando entre 0,5mm e 50mm e amplitude de 0,2mm a 10mm relativamente à superfície geral do pavimento, e é o parâmetro mais importante para a análise da hidroplanagem. A Figura 2 apresenta a representação da macrotextura e microtextura no revestimento asfáltico.

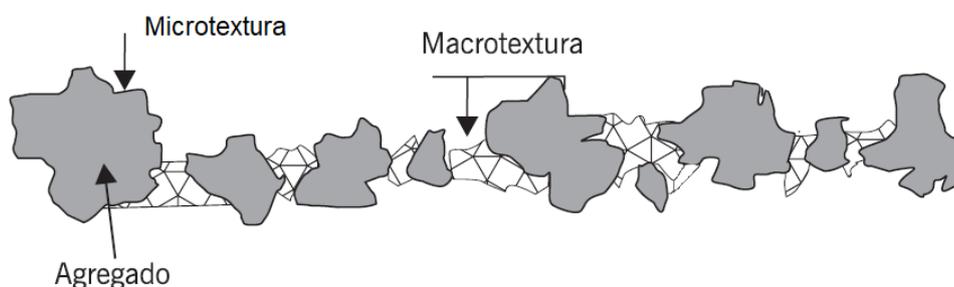


Figura 2: Representação da Macrotextura e Microtextura (Bernucci, 2008)

Para a avaliação da macrotextura de pavimentos asfálticos, alguns métodos podem ser utilizados, entre eles os mais comuns são os ensaios de Mancha de Areia e de Drenabilidade, por conta da facilidade da execução. O ensaio de Drenabilidade tem como objetivo avaliar a capacidade que a macrotextura tem de drenar a água através dos canais da superfície de um pavimento. Nesse ensaio é utilizado um cilindro com um volume de água já conhecido e na parte inferior do cilindro é acoplado uma placa que fica em contato com o pavimento. O cilindro é preenchido com água, a tampa que fica

na parte inferior do cilindro é retirada e com auxílio de um cronômetro é medido o tempo que a água demora para escoar.

Já o ensaio de Mancha de Areia é utilizado para obter a profundidade dos micros canais de pavimentos para encontrar a macrotextura. Nesse ensaio, os vazios presentes na textura superficial do pavimento são preenchidos com um volume de areia já conhecido. A superfície do pavimento deve ser limpa com a ajuda de uma escova, e em seguida a areia é espalhada sobre a superfície seca por meio de um disco de espalhamento com diâmetro entre 60 e 75mm. O ensaio deve ser interrompido assim que surgirem algumas pontas dos agregados. Após isso, o diâmetro da mancha é encontrado e o diâmetro médio do círculo formado pela área coberta por areia é calculado, e a altura média da mancha de areia é obtida a partir da Equação 1.

$$Hs = \frac{4v}{Dm^2 \times \pi} \quad (1)$$

Em que: Hs= altura média da macha de areia, em mm;

V= volume constante de areia (25.000 mm<sup>3</sup>);

Dm= diâmetro médio do círculo de areia, em mm.

Com os valores da altura média de mancha de areia e de drenabilidade é possível identificar a macrotextura do pavimento asfáltico. No geral, quanto maior é o valor da mancha de areia e da drenabilidade, mais grosseira é a macrotextura, como apresentado na Tabela 1.

**Tabela 1:** Limites da aplicação do revestimento segundo a mancha de areia e drenabilidade (adaptado de PASQUET, 1968)

HS (mm)	Macrotextura	Drenabilidade (l/s)	Aplicação
HS < 0,20	Muito fina ou muito fechada	Q < 0,004	Não deve ser utilizado
0,20 < HS < 0,40	Fina ou fechada	0,004 < Q < 0,066	Reservado para zonas urbanas V < 80 km/h
0,40 < HS < 0,80	Média	0,066 < Q < 0,190	Indicado para vias com 80 km/h < V < 120 km/h
0,80 < HS < 1,20	Grosseira ou aberta	0,190 < Q < 0,314	Indicado para vias rápidas V > 120 km/h
1,20 < HS	Muito grosseira ou muito aberta	0,314 < Q	Indicado em casos especiais

O Código Brasileiro de Trânsito - CBT (1997) indica que para zonas urbanas, a velocidade do tráfego deve ser menor que 80 km/h. Logo, a macrotextura da via deve ser fina ou fechada, sendo que os valores para a profundidade média da macrotextura devem se encontrar entre 0,2 e 0,4mm.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Definição da Área de Estudo

Esse estudo foi realizado na zona urbana da cidade de Caraúbas, localizada no Estado do Rio Grande do Norte (RN). Em termos de população, de acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2021), Caraúbas é a 28<sup>a</sup> maior cidade do estado com 20.588 habitantes. Vale ressaltar que, em Caraúbas encontra-se um dos quatro (4) Campi da Universidade Federal Rural do Semi-Árido - UFERSA. A Figura 3 apresenta os dezoito (18) pontos onde a coleta de dados foi realizada. Optou-se por avaliar diferentes pontos na mesma via a fim de minimizar a influência de diversos fatores, tais como a geometria da pista e o volume de tráfego que poderiam interferir nos resultados. Além disso, o trecho de via avaliado apresenta o mesmo tipo de revestimento asfáltico. Foram escolhidas zonas onde a ocorrência de conflitos de trânsito pode ser mais frequente, tais como nos cruzamentos, bem como regiões que podem ser afetadas por aceleração e frenagem, como por exemplo próximo as faixas de pedestre e das lombadas.



**Figura 3:** Pontos de análise (modificado de Google Earth, 2022)

Para avaliar a macrotextura, foram realizados os ensaios de Mancha de Areia e Drenabilidade nos 18 pontos determinados na Figura 3, sendo que tanto a trilha de roda interna (eixo da via) quanto a trilha de roda externa (próximo da calçada) foram analisadas, totalizando 36 ensaios.

### Ensaio de Mancha de Areia e Drenabilidade

Para a realização do ensaio de Mancha de Areia, foi necessário fazer uma adaptação no material utilizado nesse experimento, visto a não disponibilidade do equipamento regido pela norma, entretanto toda a adaptação do material seguiu as recomendações da norma ASTM E 956-95 (2001). Inicialmente, foi adquirido uma amostra de aproximadamente 15kg de areia. Após isso, foi realizado no Laboratório de Mecânica dos Solos e Estradas da UFERSA/Caraúbas os procedimentos de lavagem e secagem como indica a norma. Em seguida, o material foi peneirado, separando os grãos passantes na peneira N<sup>º</sup>50 (abertura 0,297mm) e retidos na peneira N<sup>º</sup>100 (abertura 0,149mm). A Figura 4a apresenta os equipamentos utilizados na execução do ensaio em campo de Mancha de Areia em campo.

Tendo em vista a indisponibilidade do equipamento para a realização do ensaio de Drenabilidade, foi construído um próprio Drenômetro (Figura 4b) seguindo as condições da norma ASTM E-2380-05 (2009). Na confecção, foi utilizado um cano PVC de 2", uma tampa plástica juntamente com uma haste metálica que ficou presa em uma das extremidades do cano, tendo como função liberar o escoamento da água. Ademais, uma borracha de vedação foi utilizada na base do Drenômetro, com a finalidade de evitar o vazamento capaz de comprometer os resultados dos ensaios.



(a)



(b)

Figura 4: (a) Ensaio de Mancha de Areia e (b) Drenômetro

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

### Mancha de Areia e Drenabilidade

#### Sentido A (Supermercado Rede 10 – Banco do Brasil)

A Tabela 2 apresenta os resultados que foram obtidos através dos ensaios de Mancha de Areia e de Drenabilidade na trilha de roda interna e externa do Sentido A (supermercado Rede 10 – Banco do Brasil, Figura 3).

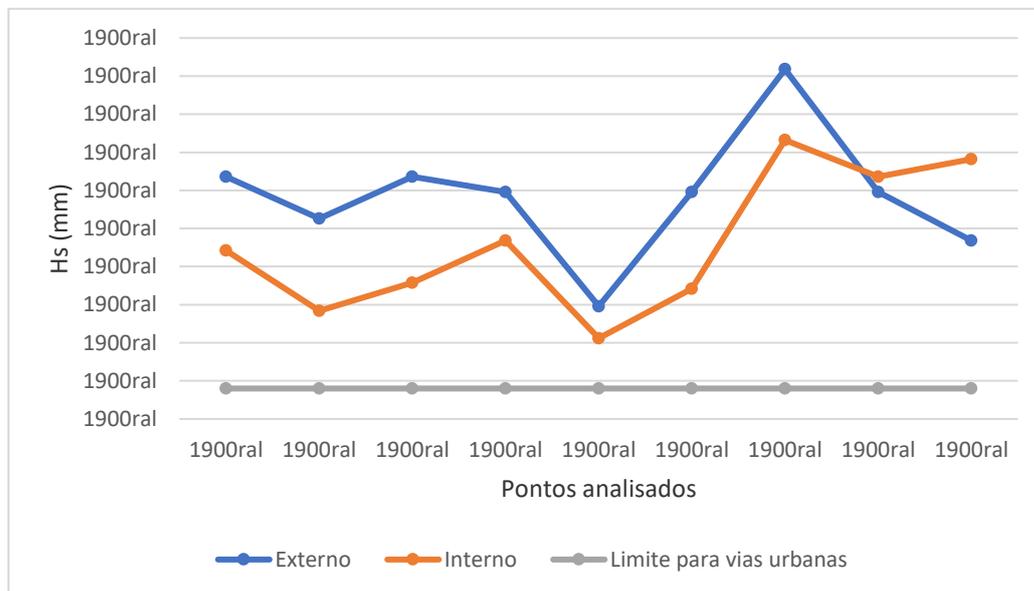
Tabela 2: Valores da mancha de areia (Hs) e de drenabilidade (Q) na trilha de roda interna e trilha de roda externa no sentido A

Ponto	Referência	Trilha Interna			Trilha Externa		
		Hs (mm)	Classif.	Q (L/s)	Hs (mm)	Classif.	Q (L/s)
1	Cruzamento 1	2,21	MG	0,170	3,18	MG	0,236
2	Lombada 1	1,42	MG	0,118	2,63	MG	0,234
3	Lombada 2	1,79	MG	0,273	3,18	MG	0,202
4	Cruzamento 1	2,34	MG	0,183	2,98	MG	0,240
5	Local sem cruzamento e lombada	1,06	G	0,106	1,48	MG	0,176
6	Lombada 3	1,71	MG	0,154	2,98	MG	0,227
7	Cruzamento 3 e faixa de pedestre	3,66	MG	0,295	4,59	MG	0,393
8	Após faixa de pedestre	2,98	MG	0,201	3,18	MG	0,268
9	Lombada 4	2,34	MG	0,188	3,41	MG	0,257

Analisando os resultados apresentados na Tabela 2, verificou-se que a maioria dos pontos (88%) na trilha de roda interna apresentaram  $H_s$  maior que 1,20mm, sendo então classificados com macrotextura Muito Grossa (MG). Somente o ponto 5 apresentou macrotextura Grosseira (G). Vale ressaltar que, o ponto 5 está localizado na única zona (Figura 3) avaliada onde não ocorre frenagem e aceleração, portanto, verificou-se uma condição de macrotextura ligeiramente melhor.

Com relação a Drenabilidade, os valores da trilha de roda interna variaram 0,106 a 0,295 l/s, não sendo possível observar diferenças significativas entres os pontos de análise. Já para os valores na trilha de roda externa, os valores variaram de 0,176 a 0,396 l/s.

Através dos ensaios de Mancha de Areia, analisando a trilha externa e interna como apresentado na Figura 5, foi observado que apesar da Macrotextura Grosseira ser predominante em quase todo o trecho, 77% dos valores de  $H_s$  para a trilha de roda externa foram superiores à aqueles observados para a trilha de roda interna. Uma hipótese para esse resultado pode ser que os motoristas e ciclistas costumam trafegar pelo lado externo da via, podendo ter modificado ligeiramente a condição da superfície em relação a trilha interna (eixo da pista). Vale ressaltar que, nesse trecho houve uma variação média nos valores de  $H_s$  de 0,90mm quando se compara a trilha interna e externa.



**Figura 5:** Representação dos valores de macrotextura na trilha de roda eixo interno e externo no sentido A

Na Tabela 1 desenvolvida por Pasquet (1968), verifica-se que para vias urbanas os limites de macrotextura devem estar entre 0,20 e 0,40mm para oferecer segurança aos usuários. No entanto, o valor de macrotextura nesse trecho da via não obedece ao valor estabelecido, sendo necessário impor medidas para recuperar a macrotextura da via, e restabelecer condições de segurança viária.

Outros fatores que podem ter influenciado os valores de macrotextura na trilha de roda externa são as intempéries e o acúmulo de água em dias chuvosos, o que foi observado no ponto 7 (Figura 6a), sendo este o local onde houve o maior valor de  $H_s$ . Por outro lado, o ponto 5 (Figura 6b), local onde não está situado em zona considerada crítica, observou-se o menor valor de  $H_s$ .



(a)



(b)

**Figura 6:** a) Ponto 7, local que apresentou maior valor de macrotextura com grande acumulo de água em dias chuvosos. b) Ponto 5, local que apresentou menor valor de macrotextura

### Sentido B (Banco do Brasil – Supermercado Rede 10)

Na Tabela 3 estão os valores que foram obtidos através dos ensaios de Mancha de Areia e de Drenabilidade na trilha de roda interna e externa no sentido B da via (Figura 3, sentido Banco do Brasil – Supermercado Rede 10)

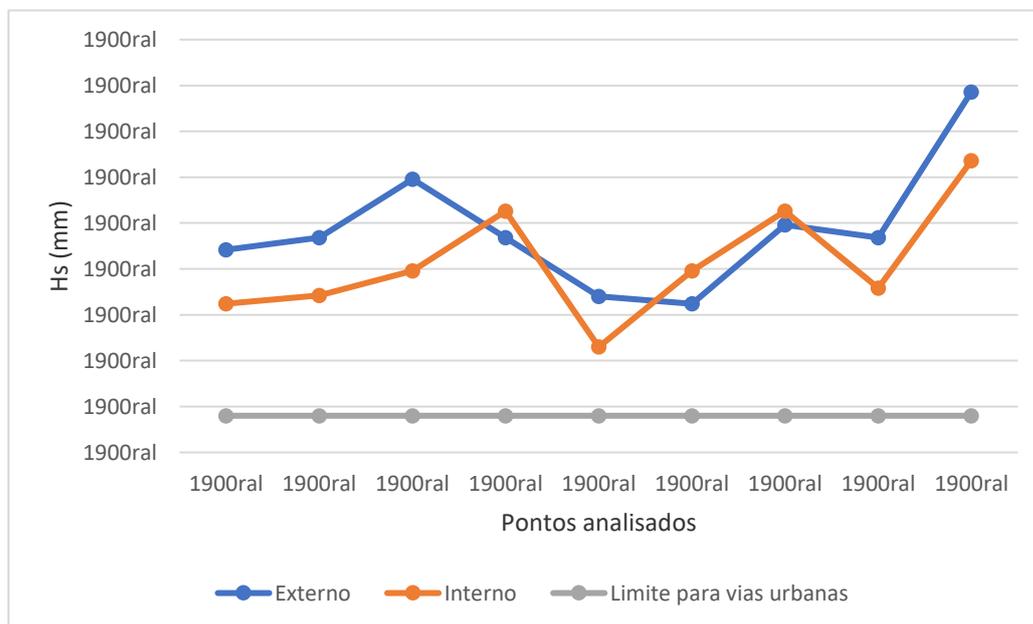
**Tabela 3:** Valores da mancha de areia (Hs) e de drenabilidade (Q) na trilha de roda interna e trilha de roda externa no sentido B

Ponto	Referência	Trilha Interna			Trilha Externa		
		Hs (mm)	Classif.	Q (L/s)	Hs (mm)	Classif.	Q (L/s)
10	Lombada 1	1,62	MG	0,131	2,21	MG	0,132
11	Cruzamento 2 (Faixa de pedestre)	1,71	MG	0,212	2,34	MG	0,217
12	Lombada 2	1,98	MG	0,269	2,98	MG	0,201
13	Cruzamento 1	2,63	MG	0,151	2,34	MG	0,186
14	Local sem cruzamento e lombada	1,15	G	0,110	1,70	MG	0,234
15	Cruzamento 3	1,98	MG	0,237	1,62	MG	0,235
16	Lombada 3	2,63	MG	0,232	2,48	MG	0,237
17	Lombada 4	1,79	MG	0,196	2,34	MG	0,275
18	Cruzamento 4	3,18	MG	0,190	3,93	MG	0,254

Foi observado que na trilha de roda interna os valores de mancha de areia variaram de 1,15 a 3,18 mm, apresentando macrotextura muito grossa em 8 dos 9 pontos de análise no sentido, mostrando que nos pontos considerados mais propícios a ocorrência de conflitos a macrotextura se mostrou muito mais aberta. Já na trilha de roda externa, a altura da mancha de areia variou entre 1,62 e 3,93mm, sendo que 100% desses pontos apresentaram macrotextura muito grossa.

Os valores de drenabilidade no sentido B na trilha de roda interna ficaram no intervalo de 0,110 a 0,269 l/s, mostrando que em locais onde a macrotextura se apresentou mais aberta a drenabilidade ocorreu de maneira mais rápida. Para a trilha de roda externa, a variação da drenabilidade foi de 0,132 a 0,275 l/s.

Apesar de não haver uma variação na classificação da macrotextura entre os trechos interno e externo, foi observado que, 66% dos valores de  $H_s$  para a trilha de roda externa foram superiores à aqueles observados para a trilha de roda interna, como observado na Figura 7. A variação de  $H_s$  entre a trilha de roda interna e externa foi de 0,54mm. Portanto, essa variação foi menor daquela observada para o Sentido A.



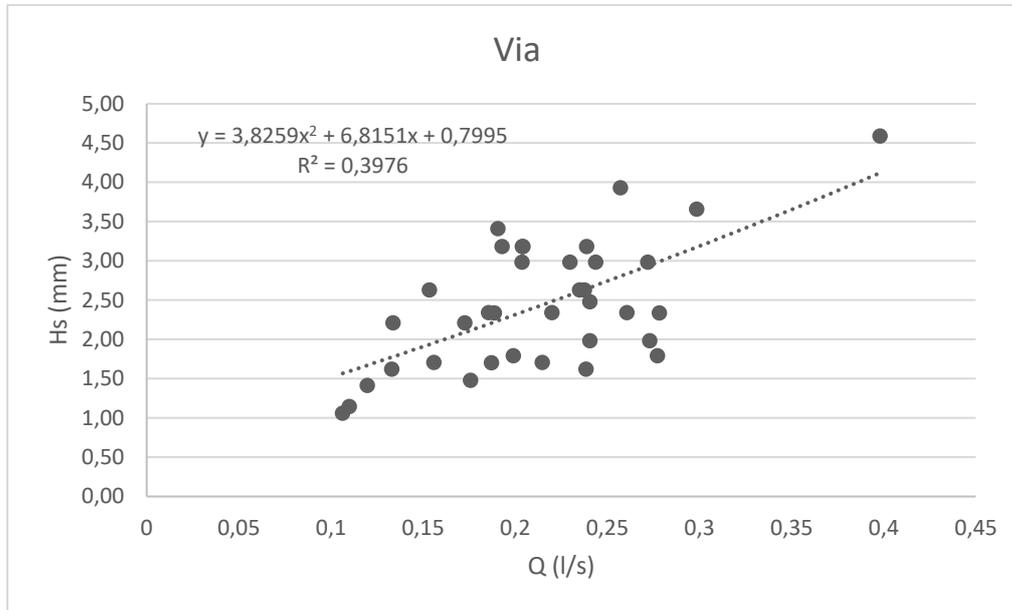
**Figura 7:** Representação dos valores de macrotextura na trilha de roda eixo interno e externo no sentido B

Como observado no Sentido A, o Sentido B do trecho também não se enquadra nos valores mostrados na Tabela 1 considerando os limites de macrotextura para vias urbanas. Como a macrotextura nesse trecho da via apresentou valores superiores que os estabelecidos, é possível afirmar que nesse sentido da via também se faz necessário impor medidas para recuperar a macrotextura da via e estabelecer a segurança viária.

### Mancha de areia vs drenabilidade

A partir dos dados que foram coletados em campo referentes ao ensaio de Drenabilidade e Mancha de Areia, foi possível verificar se existe uma correlação entre os dois métodos. A Figura 8 apresenta a correlação encontrada entre os dois ensaios considerando todos os resultados tanto para trilha interna

quanto externa. No eixo das ordenadas estão os valores das alturas (Hs) de macrotextura obtida através do ensaio de Mancha de Areia, e no eixo das abcissas estão os valores de Drenabilidade (Q).



**Figura 8:** Correlação Mancha de Areia e Drenabilidade

Por meio de uma linha de tendência polinomial, foi obtido o valor de  $R^2 = 0,4$  indicando que a correlação foi pouco significativa. Analisando de forma isolada as trilhas de roda externa e interna, foram encontrados os valores de  $R^2 = 0,4$  e  $R^2 = 0,3$ , respectivamente. Apesar da trilha de roda externa ter apresentado uma correlação maior se comparado com a trilha de roda interna, as duas correlações ainda são pouco significativas.

De maneira geral, observou-se que através dos resultados obtidos não houve uma boa correlação entre os dois ensaios para esse experimento. Um dos fatores que pode ter influenciado é que, no ensaio de Drenabilidade, quando a superfície asfáltica não é totalmente plana, a água acaba vazando pelas laterais influenciando a precisão do ensaio nessas condições.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em vista a importância da superfície dos pavimentos para a segurança viária, é fundamental avaliar as condições de macrotextura de vias urbanas. Nesse contexto, nesse estudo foram realizados os ensaios de Mancha de Areia e de Drenabilidade em uma via avaliando diversos pontos considerados críticos para ocorrência de conflitos, isto é, próximo a cruzamentos, lombadas e faixas de pedestres, onde ações de frenagem e aceleração podem afetar a condição do pavimento pontualmente.

No trecho avaliado, 100% dos pontos estudados estão fora dos limites de macrotextura estabelecidos para vias urbanas, principalmente nos pontos considerados críticos onde verificou-se que a macrotextura é Muito Grosseira. De acordo com Pasquet (1968), para vias urbanas a macrotextura deve ser fina ou fechada. Com relação a comparação entre os ensaios de Mancha de Areia e Drenabilidade, não foi observado uma boa correlação ( $R^2 = 0,4$ ) entre os ensaios de Mancha de Areia e Drenabilidade. Ademais, verificou-se diferença de macrotextura entre as trilhas de roda externa e interna. A trilha externa, onde ciclistas e motociclistas costumam trafegar, apresenta macrotextura mais aberta possivelmente por conta dessa condição específica de tráfego, e também por conta do



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



acúmulo de água, sujeira e outros nessa zona da pista. Portanto, a restauração da camada superficial pode ser uma alternativa para reestabelecer melhores condições de macrotextura e conseqüentemente uma melhor aderência pneu-pavimento na via.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se fazer uma avaliação com vias distintas a fim verificar obter um banco de dados maior, com condições de tráfego distintas. Ademais, fazer uma análise estatística para verificar se de fato existe uma diferença entre a trilha de roda interna e externa, avaliando também os pontos que ocorrem acidentes versus pontos onde não há a incidência de acidentes.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APS, M. (2006). *Classificação da Aderência Pneu-Pavimento pelo Índice Combinado IFI – International Friction Index para Revestimentos Asfálticos*. 179f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

BERNUCCI, L. B. *et al.* (2008). *Pavimentação Asfáltica. Formação Básica para Engenheiros*. Petrobrás. Abeda. Rio de Janeiro, RJ.

BRASIL. (1997) *Código de Trânsito Brasileiro – CTB*. Lei nº 9.503, de 23 de setembro de 1997, Brasília.

COSTA, S. L. (2017) *Influência da aderência Pneu-Pavimento nos conflitos veiculares microssimulados*. (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE.

LUGÃO, W. G. (2008) *Análise da aderência entre pneu e pavimento com camada porosa de atrito no Aeroporto Internacional Tancredo Neves – MG*. Tese (Doutorado) Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG.

PASQUET, A. (1968) *Campagne nationale de glissance 1967 em France. Colloque international sur la glissance et la sécuritté de la circulation sur routes moullées*. Berlin.

PEDER, M. A. (2017). *Avaliação da macrotextura do pavimento asfáltico em um trecho de rodovia localizada no noroeste do estado do Paraná*. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. Universidade Federal Tecnológica do Paraná. Campo Mourão, PR.

SOARES, A. F. S. (2011). *Análise da ocorrência da hidroplanagem num caso real*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### PROPOSTA DE IMPLANTAÇÃO DE SINALIZAÇÃO VERTICAL EDUCATIVA OBRIGATÓRIA EM EQUIPAMENTOS DE MONITORAMENTO DE RODOVIAS BRASILEIRAS

*VANESSA TELLES LUDKE<sup>1</sup>; LUCIÉLE DA SILVA KNIERIM<sup>2</sup>; RODRIGO ANDRÉ KLAMT<sup>3</sup> &  
ELISANGELA APARECIDA MAZZUTTI<sup>4</sup>.*

#### RESUMO

O aumento da frota de veículos anualmente faz com que seja necessário um cuidado especial com os elementos ligados ao trânsito. Os detectores de tráfego são excelentes ferramentas utilizadas na gestão das rodovias, porém essas ferramentas estão causando certo desconforto aos motoristas, devido à falta ou ineficiência de sinalização, sendo essa não obrigatória. Portanto, esse artigo tem por objetivo quantificar incidentes em função da falta de sinalização em equipamentos de monitoramento de rodovias, na região da cidade de Frederico Westphalen/RS, com intuito de instigar a implantação obrigatória de placas de sinalização vertical em tais situações. A metodologia foi dividida em 3 partes, na primeira fase realizou-se uma pesquisa quantitativa sobre o índice de acidentes em regiões próximas a equipamentos de monitoramento; na segunda foram coletadas informações oficiais em órgãos como a Polícia Rodoviária Federal e Polícia Rodoviária Estadual mais próximas da área abrangida pela pesquisa; a terceira fase apresentou o dimensionamento da sinalização, com base nos padrões impostos pelas normativas do CONTRAN. A partir de todas as evidências coletadas, ficou evidente que o problema da falta de sinalização em equipamentos de monitoramento existe, e que o mesmo gera um grande transtorno na esfera do trânsito, pois influencia diretamente no escoamento e na dinâmica do tráfego. Pôde-se constatar que o problema não só acontece na região de análise delimitada pela pesquisa, tendo assim, uma abrangência muito maior. Atualmente, esses equipamentos não possuem a obrigatoriedade de sinalização, assim, conclui-se que a partir de um método de fácil emprego como a implantação de uma sinalização obrigatória pode-se aumentar o conforto e segurança da via.

**PALAVRAS-CHAVE:** Detectores de tráfego, Sinalização, Trânsito.

#### ABSTRACT

The increase in the vehicle fleet every year makes it necessary to take special care with traffic elements. Traffic detectors are excellent tools used in the management of highways, but these tools are causing some discomfort to drivers due to the lack or inefficiency of signaling, which is not mandatory. Therefore, this article aims to quantify incidents due to the lack of signaling in road monitoring equipment in the region of the city of Frederico Westphalen/RS, in order to instigate the mandatory deployment of vertical signs in such situations. The methodology was divided into 3 parts, in the first phase a quantitative research was done about the accident rate in regions near monitoring equipment; in the second phase official information was collected from agencies such as the Federal Highway Police and the State Highway Police closest to the area covered by the research; the third phase presented the dimensioning of the signs, based on the standards imposed by CONTRAN regulations. From all the evidence collected, it was evident that the problem of the lack of signaling in monitoring equipment exists, and that it generates a major disruption in the sphere of traffic, because it directly influences the flow and dynamics of traffic. It could be seen that the problem does not only occur in the analysis region delimited by the research, having, therefore, a much larger scope. Currently, these equipments do not have mandatory signaling, thus, it is concluded that from an easy method of employment as the implementation of a mandatory signaling can increase the comfort and safety of the road.

**KEY WORDS:** Traffic Detectors, Signaling, Traffic.

<sup>1</sup> Afiliação: Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Rua Assis Brasil, 709 – Bairro Itapagé – Frederico Westphalen, RS, Brasil. Email: [vanessa\\_ludke@hotmail.com](mailto:vanessa_ludke@hotmail.com)

<sup>2</sup> Afiliação: Universidade Federal de Santa Maria, Av. Roraima, 1000 – Bairro Camobi, - Santa Maria, RS, Brasil. Email: [luh\\_knierim@hotmail.com](mailto:luh_knierim@hotmail.com)

<sup>3</sup> Afiliação: Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Rua Assis Brasil, 709 – Bairro Itapagé – Frederico Westphalen, RS, Brasil. Email: [rodrigoklamt@outlook.com](mailto:rodrigoklamt@outlook.com)

<sup>4</sup> Afiliação: Universidade Federal do Paraná, R. Evaristo F. Ferreira da Costa, 369-377 – Bairro Jardim das Américas – Curitiba, PR, Brasil. Email: elisamazzutti@hotmail.com

## INTRODUÇÃO

Segundo dados coletados do DENATRAN (2020), no mês de janeiro de 2020 a frota total no país era de 105.082.903 veículos. Desse modo, em comparação com o ano de 2019 e 2018, no mesmo período, disponibilizado pela mesma plataforma, pode-se perceber um aumento expressivo, pois a frota total era de 101.050.113 e 97.361.097 veículos, respectivamente.

Entretanto, levanta-se questionamentos sobre a capacidade de tráfego das vias, a título de problematização da temática em abordagem nesta pesquisa. O aumento significativo da frota interfere no escoamento da via? Existem maneiras de minimizar tal impacto? A gestão das rodovias deve ser feita seguindo os mesmos métodos e princípios de anos passados? Novas formas de gerenciamento de tráfego não seriam mais eficientes para a atual situação em que o país se encontra?

Desse modo, para suprir as atuais necessidades globais surge o termo *Intelligent Transportation Systems - ITS*, conceito caracterizado por Neto *et al.* (2016) como sendo aplicações avançadas de tecnologias de informação e comunicação nos sistemas de transporte que visam sua mobilidade e segurança. Alguns dos principais objetivos do sistema são: a prestação de informações aos usuários da via, operações na rede de tráfego como gerenciamento de tráfego, operações de veículos, atividades de coordenação e respostas relacionadas a emergências e desastres (FONTANA; MARTE; YOSHIOKA, 2017).

O quesito domínios de serviço, voltado a operações e gerenciamento de tráfego, tem como generalidade a própria gestão e controle de tráfego, aliado a incidentes relacionados ao transporte, demanda, manutenção da infraestrutura do transporte e cumprimento das diretrizes ou regras de trânsito. As operações e gerenciamento de tráfego utilizam equipamentos variados para facilitar o monitoramento (FONTANA; MARTE; YOSHIOKA, 2017).

No contexto da pesquisa surge a funcionalidade e a finalidade dos detectores de tráfego, sendo esses permanentes – fixados ao lado da via – e os equipamentos de coleta de cobertura – que servem para a mesma finalidade, porém ficam localizados em cima da via por um determinado período. A frenagem dos motoristas ao avistar um equipamento, seja de fiscalização ou de monitoramento, portanto, estranho, às margens de uma rodovia é uma reação natural de senso comum, pelo fato de que a aparência dos instrumentos de monitoramento de tráfego - como detectores e câmeras de vigilância - são bastante coincidentes com aquela de aparelhos regulamentadores de velocidades – dispositivos que fiscalizam a velocidade e geram multas.

Esse comportamento pode influenciar no escoamento da via, ou seja, se o motorista que trafega à frente diminui a velocidade, os que estão atrás também tendem a diminuir. Todavia, devido a desatenção de alguns motoristas, o comportamento de frenagem brusca pode ocasionar graves acidentes provenientes do engavetamento de carros na via. O referido conjunto de problemas constatado nas observações das vivências das rodovias, desperta questionamentos fundamentais como: o problema de o motorista confundir equipamentos realmente existe e pode ser comprovado? Deveria haver uma obrigatoriedade de legislação específica para a sinalização de equipamentos de monitoramento? Por que as placas educativas, já existentes, que indicam equipamentos de monitoramento não são obrigatórias?

Deve-se ressaltar que existem legislações acerca da sinalização de equipamentos regulamentadores de velocidade. Esta legislação rege a sinalização adequada do trecho antes do radar, com uma distância mínima indicada pela Resolução nº 396 de dezembro de 2011 do CONTRAN. Entretanto, se não houver sinalização que anteceda o equipamento, o mesmo não pode ser considerado um regulamentador de velocidade e trata-se apenas de um equipamento de monitoramento para auxiliar na segurança ou em pesquisas de tráfego. Faz-se, então, necessário

diferenciar ambos equipamentos, para que os motoristas não confundam os mesmos e, assim, em uma situação repentina a reação do motorista não interfira na via. E, dessa forma, essa pesquisa tem como tem por objetivo quantificar incidentes em função da falta sinalização em equipamentos de monitoramento de rodovias, na região da cidade de Frederico Westphalen/RS, com intuito de instigar a implantação obrigatória de placas de sinalização vertical em tais situações.

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Novas tecnologias que auxiliam diretamente no planejamento, controle e operações de transporte surgem à medida em que a demanda por soluções de problemas vinculados a esses serviços aumenta. Dessa forma, novas tecnologias aliadas a sistemas ganham espaço no cenário da Engenharia de Tráfego, surgindo dessa forma o termo *Intelligent Transportation Systems - ITS* (LADEIRA *et al.*, 2018).

Trazendo para o contexto nacional, a sigla americana significa “Sistemas Inteligentes de Transportes”, sendo esse um conceito muito abrangente no quesito de transportes que envolve desde prestação de informações aos usuários da via até a execução de operações de tráfego (FONTANA *et al.*, 2017).

Para facilitar na fiscalização e na execução de todas as operações, faz-se o uso ferramentas, ou seja, equipamentos das mais diversas tecnologias utilizadas para a coleta de dados nas rodovias. E dessa forma, através da coleta de informações, pode-se ter uma percepção de como está a real situação do tráfego da região em estudo. As informações extraídas servem como base e justificativa para eventuais intervenções na via. Desse modo, algumas dessas tecnologias empregadas são representadas nas seguintes categorias (MEIRELLES, 1999): o Circuito Fechado de TV (CFTV) é caracterizado como um sistema composto por câmeras de vídeo, locadas e instaladas às margens da via, sendo essas controladas por um centro de controle especializado. Essa tecnologia auxilia na gestão e no controle do tráfego das rodovias; os Sistemas de Controle Ambiental são utilizadas para monitorar e mensurar a qualidade do ar e o índice de ruídos proveniente do tráfego; os Sistemas de Análise de Tráfego (SAT) são os equipamentos de contagem mais comumente encontrados em rodovias brasileiras e assemelham-se ao ilustrado na Figura 1a. Muitos desses equipamentos têm a capacidade de classificar o veículo que transita pela via, obtendo características diversas como a categoria, o tipo, a velocidade, a distância entre veículos, a contagem volumétrica e peso.

A coleta permanente é realizada através de um dispositivo receptor, laços indutivos e sensores piezoelétricos. Os sensores piezoelétricos, mensuram a temperatura do asfalto, peso do eixo e velocidade. Os laços indutivos condicionam o perfil de massa metálica e a central de processamento faz o processamento, comunicação e classificação dos dados (ABRAMIDES, 2014). Já a coleta de cobertura, ilustrada na Figura 1b, tem seu funcionamento 24 horas por dia, 7 dias por semana consecutivos e utiliza tecnologia pneumática, gerando dados de volume, classificação e velocidade de operação.

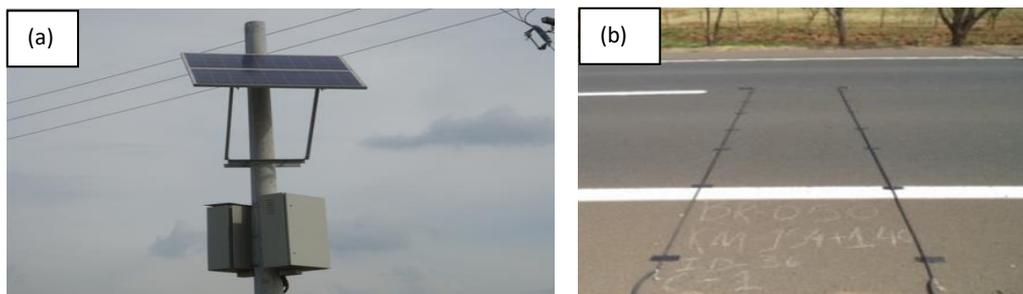


Figura 1. (a) Equipamento de contagem de tráfego; (b) Tubos pneumáticos utilizados na coleta de cobertura (FONTANA *et al.*, 2017).

A Resolução nº 396 do CONTRAN, publicada em dezembro de 2011, atribui requisitos técnicos mínimos para a fiscalização da velocidade de veículos automotores, reboques e semirreboques conforme o CTB. O Art. 6º estabelece que a fiscalização da velocidade deve ocorrer em vias com sinalização de regulamentação de velocidade permitida (Placa R-19), observadas as disposições contidas no volume I do Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito, garantindo a segurança viária e informando aos condutores dos veículos a velocidade máxima permitida para o local.

Há, também, outra Resolução, a de nº 3323 da ANTT, de novembro de 2009, que prevê a necessidade de regulamentar a utilização de sistemas de monitoramento de tráfego e gestão das rodovias federais concedidas, além de impor a padronização da troca de informações entre equipamentos e estabelecer normas para a utilização de equipamentos ITS. Desse modo pode-se perceber que equipamentos como detectores de tráfego de contagem permanente ou de coleta de cobertura (SAT), Câmeras de Vigilância (CFTV) e os Sistemas de Controle Ambiental (Sensores), ou seja, equipamentos de monitoramento categorizados como instrumentos de gerenciamento e operações de tráfego no ITS, não recebem uma sinalização específica e obrigatória.

## METODOLOGIA

Para definir a área de pesquisa, utilizou-se a plataforma iterativa do Plano Nacional de contagem de Tráfego (PNCT) de 2020, mecanismo online que disponibiliza dados de contagem volumétrica de tráfego de todo o país, incluindo dados de contagem e a localização do equipamento. Porém, deve-se levar em consideração que muitos dos equipamentos que aparecem na pesquisa não estão mais em funcionamento. A Figura 2 representa a localização dos pontos de contagem de tráfego mais próximos de Frederico Westphalen-RS. Desse modo, define-se a região Norte do Rio Grande do Sul como região de implantação da referida pesquisa, pelo fato de possuir maior quantidade de locais com informações de tráfego.

Quanto às câmeras de monitoramento e os equipamentos de contagem de cobertura (temporários), sabe-se que os mesmos são de responsabilidade da Polícia Rodoviária e do DAER-RS, respectivamente. Desse modo, foi feita uma pesquisa com os órgãos responsáveis com o objetivo de encontrar a atual localização e verificar o funcionamento dos equipamentos.

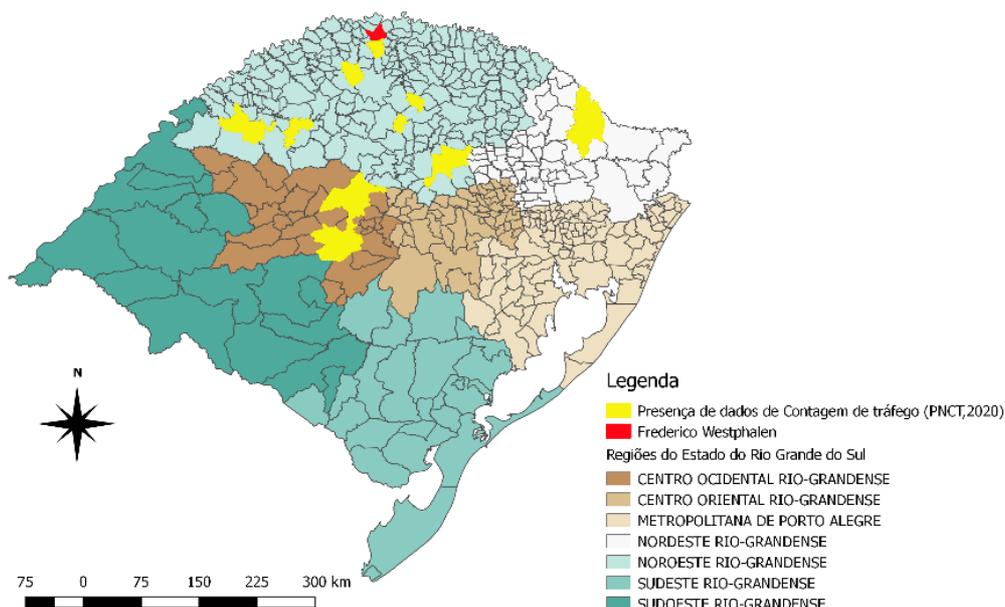


Figura 2. Locais próximos a Frederico Westphalen abrangidos pelo PNCT (PNCT, 2020).

## Primeira Fase

Na primeira fase realizou-se uma pesquisa quantitativa sobre o índice de acidentes em regiões próximas a equipamentos de monitoramento. Para complementar, fez-se uma tentativa ao acesso às informações da Polícia Rodoviária Federal, tanto nos bancos de dados disponibilizados quanto em visitas in loco nos postos de fiscalização da PRF. Em locais que ainda apresentam o equipamento em funcionamento, um levantamento fotográfico foi realizado, englobando o revestimento do pavimento e seu entorno, a fim de ilustrar e justificar as marcas presentes de frenagem no pavimento e também estilhaços de acidentes que ainda estavam localizados às margens da rodovia. Foi ainda utilizado o recurso *Google Street View*, ferramenta do Google que possibilita um “passeio virtual” em diversos locais em anos anteriores.

## Segunda fase

Para a sequência da pesquisa, na segunda fase, foram coletadas informações oficiais em órgãos como a Polícia Rodoviária Federal e Polícia Rodoviária Estadual mais próximas da área abrangida pela pesquisa, no respectivo banco de dados, especialmente informações de acidentes em que as prováveis causas foram a interferência de tais equipamentos na via. Desse modo, pode-se destacar que não foram dispensados dados de outros acidentes fornecidos pelos órgãos, mesmo não abrangendo a área escolhida da pesquisa, visto que tais informações serviram de complemento ao objeto de estudo que foi investigado, pois também puderam provar interferências que ocorrem em diversos locais do país ou estado.

De forma complementar a pesquisa, e para de fato comprovar a presença de evidências sobre a influência de equipamentos não sinalizados e sua interferência no escoamento do tráfego, efetuou-se uma seleção de reportagens coletadas em sites de jornais locais, onde o problema se evidenciava. Também, considerou-se de forma complementar, reportagens de outras regiões que excederam o local da pesquisa.

## Terceira Fase

### Manual De Sinalização De Trânsito

O CONTRAN é o órgão responsável pela publicação do Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito, sendo esse publicado em vários volumes referentes a cada categoria de sinalização. O manual de trânsito do CONTRAN pode ser definido como “Manual Base” para todos os outros que dissertam acerca desse mesmo assunto. Outros órgãos públicos confeccionam seu próprio manual de trânsito com o intuito de sanar as necessidades locais de trânsito. Desse modo, com o objetivo de centralizar a pesquisa, e trazer o mais próximo da realidade do local em que a pesquisa é aplicada, fez-se o uso do Manual de Sinalização de Trânsito, criado pela EPTC, na cidade de Porto Alegre, em 2015.

### Sinalização Temporária

Embasado no Manual de Volume VII, voltado à Sinalização Temporária (CONTRAN, 2017), se estabelece padrões e normas que essa classificação de sinalização deve estar obedecendo e, dessa maneira, o dimensionamento da mesma deve conter tais parâmetros. Como previsto nas normativas bases para a execução e dimensionamento, a sinalização somente é efetiva se contemplar a fatores diversos, como a fácil compreensão e seu estado de conservação estar devidamente apropriado. Outra questão que deve ser considerada é a influência do uso de um

padrão de dimensionamento, a respeito da sensação de segurança que a sinalização proporciona quando a placa é dimensionada, seguindo padrões de aparência e locação de norma.

Dessa forma, as características de cor, padrão de fundo, orla, dimensões, padrões alfanuméricos, regras de posicionamento para esse tipo de sinalização, portanto, obedecerão ao Manual de Sinalização Temporária (CONTRAN, 2017). O percurso anterior e posterior a área de execução da obra ou serviço é dividido em trechos, sendo essa uma característica da sinalização temporária. Sendo assim, a área influenciada pela obra ou serviço prestado é dividida nas seguintes partes: área de advertência, área de transição, área de proteção anterior, área da obra ou serviço, área de proteção posterior, área de transição posterior, área de retorno à situação normal. O dimensionamento dessas etapas também foi com base no Manual de Sinalização Temporária (CONTRAN, 2017).

### **Sinalização De Indicação Educativa Permanente**

O Manual de Sinalização de Indicação (CONTRAN, 2014) prevê todas as normativas de padrões que devem ser seguidos no dimensionamento desse tipo de sinalização. Uma das categorias da sinalização indicativa é voltada para a educação dos usuários, dessa forma as placas educativas tem como objetivo educar através de mensagens que reforçam normas de circulação e conduta.

A sinalização permanente de indicação educativa foi dimensionada, em todas suas especificações – cor, orla, tipo de letra, posicionamento e locação, entre outros quesitos – por meio do Manual de Sinalização de Indicação (CONTRAN, 2014) e do Manual de Sinalização Temporária (CONTRAN, 2017).

### **Croqui De Locação**

A representação da simulação de locação da sinalização de trânsito foi feita no *Software AutoCad 2019*. E também, vale ressaltar que as placas normatizadas pelo CONTRAN foram obtidas através da ferramenta “PlacaPro”. Desse modo, para a representação em projeto, seguiu-se alguns critérios de posicionamento estabelecidos pelo CONTRAN que é o órgão nacional, juntamente com o que estabelece a Instrução de Plano de Trabalho para Implantação de Sinalização Rodoviária, documento elaborado pelo DNIT em parceria com a UFSC em 2010.

## **RESULTADOS E DISCUSSÕES**

### **Aplicação Da Primeira Fase**

A primeira etapa concedeu-se para a verificação se os equipamentos de monitoramento de tráfego demarcados na área de abrangência da pesquisa estão realmente em funcionamento. Primeiramente, em busca de informações sobre a verificação de equipamentos instalados atualmente em rodovias estaduais procedeu-se pelo contato com o órgão estadual DAER – RS, tendo como foco informações da Superintendência de Monitoramento de Trânsito, com a sua sede em Porto Alegre – RS. A resposta da Superintendência de Monitoramento de Trânsito afirma que na região de análise não existe nenhum detector de tráfego instalado atualmente em rodovias estaduais. Isso acontece devido ao término do período de contagem e, também, a cortes em gastos públicos. A superintendência enfatiza que os equipamentos que estão em funcionamento são lombadas eletrônicas, pardais e OCRs (ferramentas de reconhecimento óptico com caracteres, sendo equipamentos de fiscalização eletrônica aliada a capacidade de contagem de fluxo).

Aliado ao objetivo de verificar o funcionamento atual de equipamentos de monitoramento em rodovias federais, fez-se contato com o DNIT de Brasília. Segundo as informações concebidas, admitiu-se que o Plano Nacional de Contagem de Tráfego está pausado, ou seja, não existe nenhum

equipamento dentro do plano nacional que está em funcionamento atualmente, isso ocorreu devido a medidas impostas pelo Governo Federal.

### Levantamento Fotográfico Do Pavimento

A ideia inicial exposta na metodologia é o levantamento fotográfico de evidências de marcas de frenagem e outros indícios de acidentes em regiões que possuam o equipamento de contagem. Porém, já era previsto o fato de que tais equipamentos poderiam não estar mais instalados devido a diversos fatores e, desse modo, estabeleceu-se como alternativa um “passeio virtual” com imagens de satélites de anos anteriores, para que pudesse ser evidenciado o problema. A seguir, exibe-se uma seleção de imagens do Satélite do *Google Street View* com imagens capturadas no período em que os equipamentos de monitoramento estavam instalados e em funcionamento.

Na Figura 3 são mostradas situações de detectores em rodovias do estado próximas ao ponto de análise – (a) Seberi/RS, na BR 158/386 e (b) BR 285, na abrangência da cidade de Entre-Ijuís/RS - onde em cada uma delas é perceptível as marcas de frenagem no pavimento.

Diferentemente dos exemplos ilustrados anteriormente, o exemplo da BR-386, em Sarandi/RS, demonstra a situação em que uma câmera de segurança, cujo monitoramento é feito pela PRF, foi instalada às margens da rodovia sem nenhum tipo de identificação. Informações coletadas junto à Polícia Rodoviária Federal de Sarandi afirmam que a câmera de monitoramento não está mais em funcionamento e nem instalada na rodovia atualmente. Mas, muitos motoristas confundiam a mesma com um equipamento fiscalizador de velocidade, o que ocasionou acidentes e reações bruscas de frenagem. Tal situação é evidenciada na Figura 4, sendo as imagens fotografadas em janeiro de 2020.

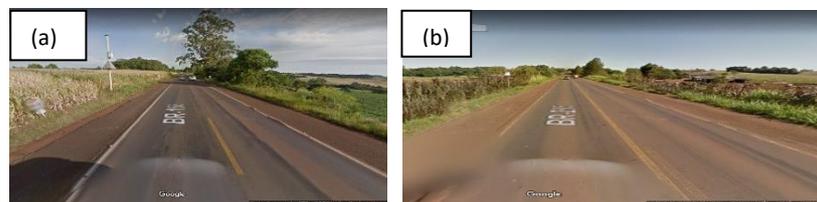


Figura 3. Detectores de tráfego (a) em Seberi/RS; (b) em Entre-Ijuís/RS (GOOGLE MAPS, 2020).

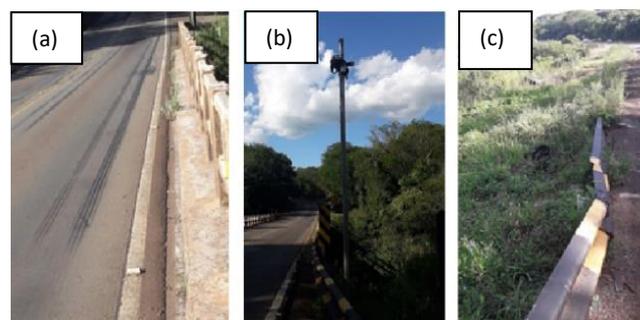


Figura 4: (a) Marcas de Frenagem; (b) Equipamento de Monitoramento; (c) Evidências de Acidentes (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

Notícias divulgadas pela imprensa regional apontaram que um acidente ocorrido em julho de 2019, na BR 386 em Sarandi/RS, teve como causador uma câmera de monitoramento da rodovia. O acidente ocasionou a morte de 2 pessoas e teria ocorrido pelo fato de que o motorista teria confundido o equipamento com um controlador de velocidade. Segundo o órgão, tal aparelho instalado (no local do acidente) servia para a identificação de placas veiculares e foi instalado poucos dias antes do acidente ter acontecido, sendo algo novo no local. A locação do equipamento foi feita pela PRF pelo lugar ser um ponto estratégico e pelo fato de não ter um desvio de fuga,

contribuindo para um aumento na segurança de quem trafega. Conforme informações do departamento, ainda quando instalado, percebia-se a redução de velocidade dos usuários da rodovia perante um equipamento de monitoramento, e isso pode ser evidenciado por marcas de frenagem no revestimento do pavimento (Figura 4a).

## Aplicação Da Segunda Fase

A aplicação da segunda fase da metodologia é embasada na reunião de informações que sejam relevantes e importantes na evidenciação do problema em questão. Todavia, reuniu-se diversas reportagens que evidenciam o problema relacionado a não sinalização dos equipamentos de monitoramento.

Um acidente na BR 386, mais precisamente sob a ponte do Rio Turvo, nos limites entre as cidades de Sarandi/RS e Almirante Tamandaré/RS, envolveu três carros e um caminhão resultando em duas mortes. Segundo informações contadas na reportagem da Gaúcha ZH, a colisão teve como motivo a não distinção do equipamento de monitoramento, sendo o mesmo confundido com um radar, ocasionando a reação de frenagem repentina de um dos motoristas. Gaúcha ZH (2019).

A reportagem feita pelo G1 Notícias (2014) relata a retirada de um detector de tráfego em São Lourenço, no estado de Minas Gerais (BR 460), após o mesmo ser confundido com um radar. O aparelho confundia motoristas pela sua aparência com um radar, chamando ainda mais a atenção dos motoristas pelos cabos do aparelho fixados no pavimento, que atravessavam a rodovia.

A reportagem realizada pelo Diário da Jaraguá (2019) enfatiza a não distinção dos motoristas de um equipamento detector de fluxo na BR 280, localizado entre os municípios de Jaraguá do Sul e Guarapirima em Santa Catarina, evidenciando frenagens repentinas e lentidão no trânsito. Também, na mesma notícia, é relatado um acidente envolvendo três veículos, onde a possível causa seria o detector de tráfego instalado às margens das rodovias sem nenhuma sinalização.

Segundo a Reportagem do Jornal NH (2019), na BR 116 em Novo Hamburgo/RS, motoristas confundem um detector de fluxo com “pardal”, nome popularmente conhecido dado a fiscalizadores de velocidade, devido a sua semelhança na aparência. Relata-se, na reportagem, que até mesmos aqueles que respeitam a sinalização ficam surpresos com o elemento estranho sem nenhuma sinalização locado às margens da via.

Deve-se destacar que as reportagens escolhidas foram uma pequena amostra da real situação referente ao posicionamento e sinalização de equipamentos gerenciadores de tráfego. Existem inúmeras reportagens que relatam o mesmo problema, em todas as regiões do Brasil, trazendo inúmeras consequências, resultando sempre em lentidão no tráfego, insegurança ou até mesmo na situação mais drástica – a acidentalidade. Isso evidencia ainda mais o quão preocupante é a questão da sinalização ineficiente ou até mesmo a ausência da mesma em tais equipamentos de monitoramento.

## Aplicação da terceira fase

### Implantação Da Sinalização Temporária

A proposta refere-se à sinalização de equipamentos de contagem de cobertura, conhecida principalmente pela locação dos tubos pneumáticos que são instalados temporariamente na via no sentido transversal ao fluxo, com o objetivo de realizar a contagem dos veículos por um estipulado período. Para a proposta de implantação, esse esquema será adaptado conforme a necessidade e o objetivo da sinalização, pelo fato de que o intuito é baseado no alerta aos motoristas de que o equipamento intrusivo serve apenas para a contagem de fluxo, não sendo um meio de fiscalização e, portanto, o mesmo não deve interferir no escoamento da via. Na proposta em questão adotou-se

uma sinalização de indicação educativa temporária, ou seja, a mesma sinalização indicativa educativa já prevista nos manuais, porém com a cor referência de placas temporárias, pois a mesma está indicando um serviço que está acontecendo em um determinado período de tempo.

Desse modo, a distância entre a sinalização estipulada para a área de advertência e o detector de coleta de cobertura situado na área de serviço é de 500 metros, pelo fato da adoção da condição de pista simples, trecho retilíneo e pelo fato de que o serviço executado não interfere diretamente no fluxo da via.

As duas placas de sinalizações temporárias dimensionadas têm caráter indicativo educativo, respeitando os padrões impostos por essa categoria, para adaptá-las ao intuito do dimensionamento, elas receberam coloração característica de sinalização temporária. Essa adição de característica temporária supre a necessidade imposta pelo projeto, pois as mesmas devem ser retiradas após a conclusão do período de contagem, sendo essa uma característica predominante nas placas de sinalização temporária. Quanto as regras de posicionamento na via, a sinalização temporária foi locada no lado direito da pista, no sentido do fluxo, dispendo de um ângulo de 5° à esquerda com a linha normal ao eixo da pista, atendendo as normativas vigentes.

Existem limites que podem ser empregados quanto ao posicionamento e altura da placa, ficando a critério do projetista adotar qual melhor se enquadra em seu objetivo. Dessa forma, quanto a altura optou-se pela a borda inferior ficar a uma altura livre de 1,20 metros, seguindo os critérios estabelecidos por norma, respeitando os limites máximos e mínimos. O afastamento lateral entre a borda lateral da placa e a borda da pista teve como dimensão adotada 0,80 m. Na Figura 5a é demonstrada uma vista frontal da sinalização temporária, com as dimensões e distanciamentos definidos de acordo com os manuais. A distância mínima entre placas empregada na proposta é de 100 metros, respeitando os critérios estabelecidos no Manual. Para garantir a leitura e assimilação das informações não devem ser utilizadas mais de duas placas no mesmo campo visual. Sendo assim, fez-se um croqui de locação da sinalização, representado pela Figura 5b.

Como demonstrado na Figura 5b percebe-se a locação das sinalizações 1 e 3, ambas são locadas em diferentes sentidos, e tem como objetivo a instrução dos motoristas, demarcando as áreas de advertência de 500 metros, onde o usuário é instruído do equipamento e a distância que o mesmo se localiza. As sinalizações 2 e 4 são instaladas ao lado do equipamento, com caráter informativo e o intuito de propiciar mais uma vez a visibilidade do detector de tráfego. Para ilustrar de uma melhor forma a situação, optou-se pela inserção da demarcação de número 5, para instigar ainda mais objetivo da locação com a mostra do equipamento, demonstrando assim, a maneira de como o mesmo fica sobre a via.

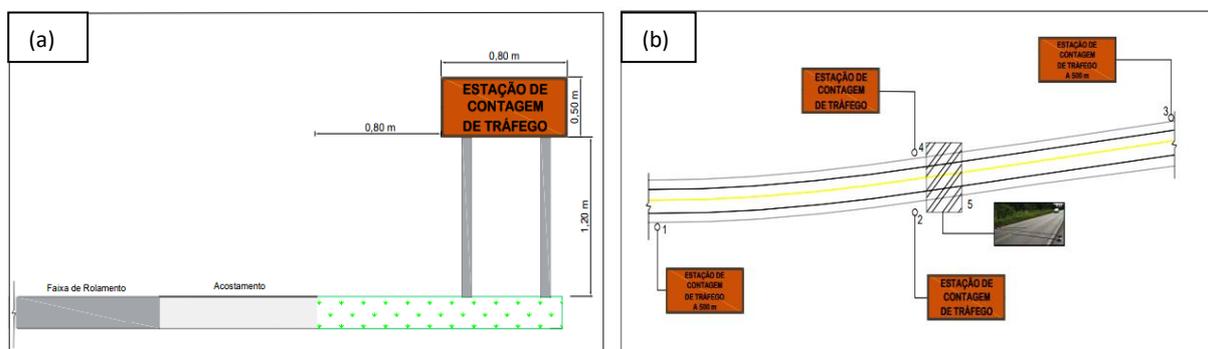


Figura 5. (a) Vista frontal da sinalização temporária; (b) Croqui de locação de sinalização temporária (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

## Implantação Da Sinalização Permanente

Para a implantação de sinalização permanente nos equipamentos de contagem de fluxo fixos optou-se pelo auxílio no manual da EPTC, como já previsto na metodologia. No próprio manual da EPTC já é prevista uma sinalização para “Estações de Contagem de Tráfego”, nomeada como E-16. O tipo de sinalização é categorizado como educativo, e dessa forma é locada seguindo os padrões do Manual Brasileiro, no qual a EPTC se baseia.

Quanto ao padrão, a sinalização segue os mesmos princípios estabelecidos no manual nacional e, conseqüentemente, ao dimensionamento adotado para a sinalização temporária. E por isso, respeita-se as distâncias de locação e todos os padrões de cores, símbolos, letras e tamanhos. Entretanto, assim como mencionado no dimensionamento anterior, existem limites de distâncias e alturas quanto a locação da sinalização, cabendo ao projetista adotar um valor que melhor se enquadra no objetivo proposto. Portanto, quanto a altura adotou-se 1,20 metros entre a superfície da pista e a placa de sinalização. Também, no afastamento lateral estimou-se a distância de 0,80 metros entre a borda lateral da placa e o acostamento, assim como é demonstrado pela Figura 6a.

É uma característica comum o uso dessa sinalização ao longo das vias e em locais onde se costuma observar desobediência à sinalização e/ou às regras gerais de circulação. As placas são posicionadas onde há necessidade, desde que garantam a distância mínima necessária de visibilidade. A distância de legibilidade é considerada como sendo a extensão percorrida pelo veículo durante o processo de percepção, leitura e compreensão das mensagens, estimada de 35 metros, pelo Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito (CONTRAN, 2014). Para estabelecer um padrão optou-se por manter as mesmas distâncias já previstas na sinalização temporária de locação, pois a sinalização temporária é voltada a interferências na via, fazendo com que o motorista possa entender o que é ou por qual obstáculo passará à frente. Assim, com essas delimitações, assegura-se ainda mais o objetivo da sinalização, garantindo a segurança dos usuários. O croqui de locação da sinalização permanente é demonstrado na Figura 6b.

Cabe ressaltar que a sinalização permanente é voltada para a presença de detectores de tráfego fixados as margens da via. Assim, o croqui de dimensionamento (Figura 6) tem o objetivo de alertar os usuários da presença dos equipamentos de contagem, e, portanto, é respeitada a distância de 500 metros da área de advertência locados nos pontos 1 e 3. Também, para garantir o completo entendimento da sinalização, usa-se no local de implantação do equipamento outra placa, sendo essa locada nos pontos 2 e 4. Para melhor ilustrar o projeto de sinalização, loca-se o equipamento de contagem de tráfego fixo no ponto 5, como forma de deixar mais lúdico e melhorar a percepção sobre a proposta.

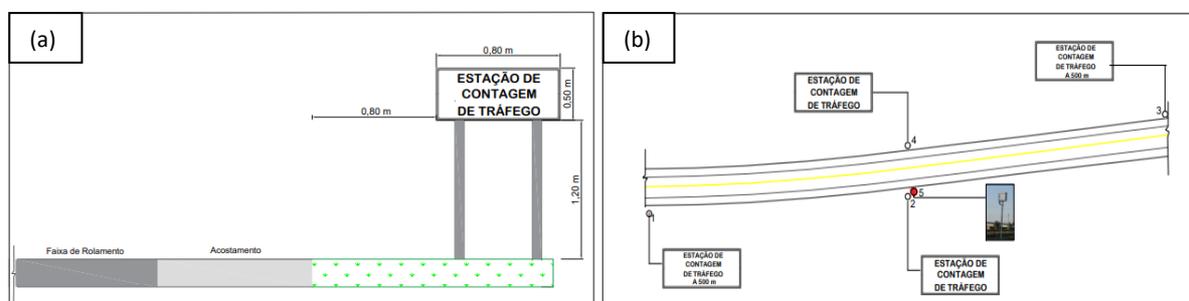


Figura 6. (a) Vista frontal da sinalização indicativa permanente; (b) Locação da sinalização permanente (AUTORIA PRÓPRIA, 2020).

## CONCLUSÕES

A partir de todas as evidências coletadas, e informações extraídas de órgãos públicos sobre o tema, é evidente que o problema da falta de sinalização em equipamentos de monitoramento existe, e que o mesmo gera um grande transtorno na esfera do trânsito, de um âmbito geral, pois influencia diretamente no escoamento e na dinâmica do tráfego.

Através das reportagens, das imagens de marcas de frenagens, e dos estilhaços de acidentes próximos a área do equipamento, pode-se constatar que o problema não só acontece na região de análise delimitada pela pesquisa, tendo assim, uma abrangência muito maior. Portanto, a proposta da implantação de uma sinalização vertical obrigatória permanente para os equipamentos de contagem fixos às margens da via, e uma sinalização obrigatória temporária para os equipamentos de contagem de coleta de cobertura localizados sob a via, é considerada uma excelente alternativa para minimizar acidentes e promover o aumento da segurança nas vias.

Atualmente esses equipamentos não possuem a obrigatoriedade de sinalização e são simplesmente instalados às margens ou sobre a via, no caso das contagens de cobertura. Sem nenhum tipo de sinalização, esses equipamentos causam um certo desconforto desencadeando reações repentinas e inesperadas nos usuários, podendo acarretar em consequências graves que colocam em risco a vida de inúmeras pessoas.

Portanto, propondo a obrigatoriedade e projetando esse tipo de sinalização conforme as normas estabelecidas na legislação de trânsito vigente, o problema já seria supostamente minimizado ou até mesmo solucionado. E assim, a alternativa é caracterizada por ter um baixo custo de implantação quando comparada a outras que poderiam ser empregadas, e dessa forma, não seria criado nada novo, mas sim aperfeiçoando a sinalização já existente e trazendo a mesma para as necessidades atuais. Mesmo que os equipamentos não estejam em funcionamento atualmente, devido a interferências governamentais, sabe-se o quão importantes são esses equipamentos de contagem para o gerenciamento das rodovias, pois os dados que os mesmos geram são utilizados de diversas formas a fim de promover melhorias e auxiliar na gestão dos transportes.

Desse modo, prevê-se a volta da instalação dos mesmos assim que a economia se estabilizar e os recursos forem voltados novamente para essas questões e, dessa forma, seria interessante que os mesmos voltassem com a sinalização proposta nessa pesquisa. E por fim, deve-se ressaltar e reafirmar que a sinalização de trânsito tem o objetivo principal de promover a segurança de todos os usuários da via, e, deve ser empregada nas situações adversas e que necessitam de atenção, fazendo com que essa proposta seja de vasta importância.

Como sugestão para futuros trabalhos orienta-se a coleta de dados regionalizados em cada superintendência local, como DAER, DNIT, PRF, entre outros, para assim construir-se uma análise mais aprofundada. Além disso, como muitas vezes os equipamentos também medem a velocidade real praticada para fins de projeto de adequação, duplicação, etc., sem fins punitivos (por isso nem sempre são sinalizados), logo, orienta-se a verificação pontual sobre a finalidade "global" de cada equipamento instalado.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMIDES, C. A. (2014) *PNCT: Plano Nacional de Contagem de Tráfego*. Elaborado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes. Brasília, DF.
- ANTT (2009) *Resolução nº 3.323*, de 18 de novembro de 2009. Agência Nacional de Transportes Terrestres. Diário Oficial da União. Brasília, DF.
- BALBINO, J. (2014) *Contador de Tráfego é retirado após ser confundido com radar na BR 460*. G1 Notícias. Disponível em: <<http://g1.globo.com/mg/sul-de-minas/noticia/2014/04/contador-de-trafego-e-retirado-apos-ser-confundido-com-radar-na-br-460.html>>. Acesso em: 11/10/2020.
- BITENCOURT, T. (2019) *Acidente envolvendo três carros e um caminhão deixa dois mortos no norte do RS*. Gaúcha ZH. Disponível em: <<https://gauchazh.clicrbs.com.br/transito/noticia/2019/07/acidente-envolvendo-tres-carros>>.

e-um-caminhao-deixa-dois-mortos-no-norte-do-rs-cjxugcbek00k001mkuyqpk989.html >. Acesso em: 15/10/2020.

- CONTRAN (2011) *Resolução nº 396*, de 13 de dezembro de 2011. Conselho Nacional de Trânsito. Diário Oficial da União. Brasília, DF.
- CONTRAN (2014) *Sinalização vertical de indicação*. Conselho Nacional de Trânsito. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito. V. III. Diário Oficial da União. Brasília, DF.
- CONTRAN (2017) *Sinalização Temporária*. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito. V. VII. Diário Oficial da União. Brasília, DF.
- DENATRAN (2020) *Estatísticas da frota de veículos: por UF e tipo de veículo*. Departamento Nacional de Trânsito.
- DNIT (2010) *Instrução de Plano de Trabalho para Implantação de Sinalização Rodoviária*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes. Elaborado em parceria com a UFSC; LT e NEA.
- EPTC (2015) *Manual de Sinalização de Trânsito: sinalização vertical de regulamentação, de advertência e indicação*. 4. ed. Empresa Pública de Transporte e Sinalização. Porto Alegre, RS.
- FONTANA, C. F.; MARTE, C. e YOSHIOKA, L. (2017) *Sistemas Inteligentes de Transportes (ITS)*. Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.
- GOOGLE MAPS (2020) *Google Street View*. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps>>. Acesso em: 10/08/2020.
- LADEIRA, M. C. M; LUFT, L. J. e MICHEL, F. D. (2018) Tendências em Sistemas Inteligentes de Transporte aplicados a Ônibus: Análise da cidade de Porto Alegre. *Anais do 32º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET*. Gramado, RS.
- MEIRELLES, A. A. C. (1999). Sistemas de transportes inteligentes: aplicação da temática na gestão do trânsito urbano. *Revista iP – Informática Pública*. Belo Horizonte, MG, Ano 1, N. 1.
- NABINGER, F. (2019) *Motoristas confundem contador de fluxo com pardal na BR 116*. NH Notícias. Disponível em: <<https://jornalnh.com.br/noticias/regiao/2019/04/2402868-motoristas-confundem-contador-de-fluxo-com-pardal-na-br-116.html>>. Acesso em: 08/10/2020.
- NETO, E.; RENTES, A. C.; ROMÃO, V. e SPRICIGO, V. (2016) *Rodovias Inteligentes: contextualização, simulação e adequação do projeto geométrico*. Trabalho Final de Graduação. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.
- PNCT. (2020) *Dados de tráfego: contagem contínua*. Plano Nacional de Contagem de Tráfego. Elaborado por Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte. Brasília, DF. Disponível em: <<http://servicos.dnit.gov.br/dadospinct/ContagemContinua>>. Acesso em: 06/03/2020.
- RABUSKE, R. (2019) *Contador de Fluxo confunde motoristas na BR 280*. Diário da Jaraguá. Disponível em <<https://www.diariodajaragua.com.br/transito/contador-de-fluxo-confunde-motoristas-na-br-280/456644/>>. Acesso em: 08/09/2020.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### CUSTOS DOS SINISTROS DE TRÂNSITO NO ESTADO DO PARANÁ: ESTIMATIVA SIMPLIFICADA COM BASE NA ATUALIZAÇÃO DAS PESQUISAS DO IPEA SOBRE CUSTOS DE SINISTROS EM RODOVIAS NO ANO DE 2021

*JEFFERSON ARTIGAS GUERRA<sup>1</sup>*

#### RESUMO

Os acidentes de transporte terrestre são uma das principais causas das mortes precoces no Estado do Paraná, o que configura um problema complexo que envolve diversas esferas do poder público. Por isso, mesmo que seja impossível calcular a perda de uma vida humana ou os danos psíquicos e estresses traumáticos das vítimas de trânsito, os custos desses sinistros nas rodovias que impactam diretamente as famílias e a sociedade em geral podem ser estimados por meio de metodologias específicas de cálculo, sendo fundamental para compreensão e estudo dos acidentes de trânsito e imprescindível na elaboração de intervenções viárias, além de servir de subsídio ao planejamento estratégico do Estado e às políticas públicas de segurança no transporte. Nesse contexto, o presente estudo realizou a coleta de dados das ocorrências registradas no ano de 2021, tendo como objetivo identificar e demonstrar as estimativas de custos relativos decorrentes de sinistros de trânsito nas estradas paranaenses. Para isso, adquiriu-se dados fornecidos pela Polícia Rodoviária Estadual (PRE) e Polícia Rodoviária Federal (PRF), que após análise e exploração, foram submetidos ao método desenvolvido pelo Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA) e pela Associação Nacional de Transportes Públicos (ANTP), com valores atualizados monetariamente pelo Índice de Preço ao Consumidor Amplo (IPCA), cujos os resultados estão apresentados neste estudo em forma de gráficos e tabelas.

**PALAVRAS-CHAVE:** Segurança viária; Mobilidade urbana; Custos dos acidentes de trânsito; Transporte rodoviário.

#### ABSTRACT

Land transport accidents are one of the main causes of early deaths in the State of Paraná, which constitutes a complex problem that involves several spheres of public power. Therefore, even if it is impossible to calculate the loss of a human life or the psychological damage and traumatic stress of traffic victims, the costs of these accidents on highways that directly impact families and society in general can be estimated using specific methodologies of calculation, being essential for understanding and studying traffic accidents and essential in the elaboration of road interventions, in addition to serving as a subsidy for the strategic planning of the State and public policies for transport safety. In this context, the present study carried out the collection of data from the occurrences recorded in the year 2021, with the objective of identifying and demonstrating the estimates of relative costs resulting from traffic accidents on the roads of Paraná. For this, data provided by the Polícia Rodoviária Estadual (PRE) and Polícia Rodoviária Federal (PRF) were acquired, which, after analysis and exploration, were submitted to the method developed by the Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA) and the Associação Nacional de Transportes Públicos (ANTP), with values monetarily updated by the Índice de Preço ao Consumidor Amplo (IPCA), whose results are presented in this study in the form of graphs and tables.

**KEY WORDS:** Road safety; Urban mobility; Costs of traffic accidents; Road transport

<sup>1</sup>Departamento de Estradas de Rodagem - DER, Avenida Iguaçu, 420 - Rebouças - Curitiba - PR - CEP: 80230-020, E-mail: jeffersonag@der.pr.gov.br

## INTRODUÇÃO

Transportar, verbo transitivo direto e bitransitivo, que significa: levar ou conduzir (seres ou coisas) à determinado lugar, ou, parte integrante de boa parte de nossa vida diária, o qual, por conta disso, merece enorme atenção dentro da Gestão Pública, ainda mais quando 29% das causas externas dos óbitos no Paraná em 2020 foram acidentes de trânsito, representando o segundo responsável por mortes precoces no Estado, conforme dados do Sistema de Informações sobre Mortalidade (SIM/Datasus/MS/Tabnet estadual).

Diante deste problema, o Estado do Paraná, aderiu ao projeto Vida no Trânsito, estrategicamente criado para o avançar nos cumprimentos das metas definidas pela ONU, em um documento denominado Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS), mais especificamente o objetivo 3.6, no qual, a Organização Mundial da Saúde (OMS) estabeleceu o Plano Global para a Década de Ação para Segurança Viária 2021-2030, almejando que nos próximos 10 anos sejam reduzidos pela metade o total de mortes e feridos graves nos sinistros de trânsito.

Estes planos servem como guia para que o poder público, a sociedade civil e a iniciativa privada sejam norteadas em programas e políticas que tenham como conceito a “Visão Zero”, que parte do pressuposto de que seres humanos cometem erros e que, portanto, nenhuma morte ou lesão grave no trânsito é aceitável, sendo de mútua responsabilidade entre quem utiliza, projeta, constrói e fiscaliza o espaço viário.

Assim sendo, este artigo tem como objetivo identificar e demonstrar as estimativas de custos relativos decorrentes de sinistros de trânsito nas estradas paranaenses no ano de 2021.

Como o estudo representa uma intervenção e com auxílio dos estudos já realizado pelo IPEA, mesmo não sendo possível calcular os danos de estresses traumáticos ou a perda de uma vida humana, tem-se a expectativa de os resultados aqui obtidos possam subsidiar o planejamento estratégico do Estado e as políticas de segurança nos deslocamentos no trânsito.

## METODOLOGIA

### Análise a Partir de Um Modelo

Para encontrar o modelo adequado, foi preciso identificar métodos que tornavam inteligíveis a realidade complexa que é traduzir o custo de um acidente de trânsito.

Este trabalho utilizou como base a publicação realizada pelo IPEA, Denatran e ANTP (2006), de onde foram retirados os valores médios dos componentes de custos, calculados sobre pesquisa amostral.

Esta metodologia pode ser adotada devido aos pilares estabelecidos pelo estudo citado, que embasou em dois pressupostos que facilitam a replicação, sendo eles a aditividade dos custos, que fragmenta os custos em componentes e a transferibilidade, isso é, acidentes de mesma estrutura de danos à pessoa, aos veículos e ao patrimônio, têm custos idênticos, quando caracterizados por componente, independente da classe ser federal ou estadual.

Estes componentes de custos foram divididos em quatro grupos: i) às pessoas, ii) aos veículos, iii) à via e ao ambiente onde ocorre o acidente; e iv) ao envolvimento de instituições públicas com o acidente, quer seja o seu atendimento direto ou outras atividades decorrentes do acidente como processos judiciais.

A Tabela 1, representa estes componentes atualizados monetariamente utilizando o IPCA, considerando o período de 2014 até 2021, totalizando 51,92%.

Tabela 1 - Custos médios por componente elementar de custo segundo a gravidade do acidente (dez/2021)

Componentes de custo		Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
Pessoas	Ilesos	R\$ 1.650,06	R\$ 6.244,82	R\$ 2.795,24
	Feridos leves	R\$ 9.808,46	R\$ 12.866,77	R\$ 13.119,46
	Feridos graves	R\$ 34.062,07	R\$ 190.103,44	R\$ 214.444,13
	Mortos	R\$ 302,75	R\$ 509.193,61	R\$ 658.249,14
	<b>Total</b>	<b>R\$ 45.823,34</b>	<b>R\$ 718.408,64</b>	<b>R\$ 888.607,97</b>
Componentes de custo		Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
Veículos	Automóveis	R\$ 10.871,58	R\$ 18.423,06	R\$ 29.356,88
	Motocicletas	R\$ 3.757,30	R\$ 4.164,16	R\$ 6.486,73
	Bicicletas	R\$ 0,00	R\$ 256,35	R\$ 188,53
	Utilitários	R\$ 16.057,58	R\$ 30.749,19	R\$ 53.310,96
	Caminhão	R\$ 33.899,31	R\$ 99.744,60	R\$ 72.656,42
	Ônibus	R\$ 24.412,48	R\$ 16.007,60	R\$ 31.426,31
	Outros	R\$ 15.658,94	R\$ 121.701,03	R\$ 123.373,15
	<b>Total</b>	<b>R\$ 104.657,19</b>	<b>R\$ 291.045,98</b>	<b>R\$ 316.798,99</b>
Componentes de custo		Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
Outros	Atendimento	R\$ 688,73	R\$ 513,99	R\$ 992,13
	Dano à propriedade	R\$ 688,73	R\$ 513,99	R\$ 992,13

## Coleta de Dados

Para as estradas federais localizadas no Paraná, as informações foram incorporadas da seção de dados abertos do portal da Polícia Rodoviária Federal na internet. Considerando que as informações são adquiridas pré-processadas e por se tratar como base para o estudo do IPEA, Denatran e ANTP (2006), as correlações e atualizações para o tempo presente foram menos complexas, sendo adotado, nos “Trechos Coincidentes”, a informação contida no Sistema Rodoviário Estadual do Paraná de 2020, que identifica qual coincidência é secundária e qual trecho é o principal.

Para as estradas estaduais foi adotada a base de dados de sinistros de trânsito do Boletim de Acidentes de Trânsito Eletrônico Unificado (BATEU), gerido pela Polícia Militar do Paraná. Trata-se de um banco de dados mais robusto e com as informações em seu estado bruto, sendo necessário uma pré-análise, entendimento, limpeza e exploração da informação.

Para a decomposição de natureza de feridos em “leves” e “graves” no banco de dados da Polícia Militar do Paraná, foi utilizada a linguagem *python* para análise por *boxplot* das relações dos dados da PRF, sendo adotado o princípio de transferibilidade para esta finalidade.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Custos dos Acidentes de Trânsito nas Rodovias Federais

Observou-se que no ano de 2021, segundo dados da PRF, conforme Tabela 5, ocorreram 3888 sinistros de trânsito nas rodovias federais localizadas no estado do Paraná e aproximadamente, 11 acidentes por dia. Esses envolveram em média 2,16 pessoas e 1,64 veículo por acidente. Do valor absoluto, apresentado na Tabela 2, foram registrados 301 óbitos e 1147 feridos graves, representando, respectivamente, 3,57% e 13,62% do total de pessoas envolvidas nos acidentes.

Tabela 2 - Quantitativo por componente elementar de custo segundo a gravidade do acidente nas estradas federais localizadas no Paraná

	Componentes de custo	Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
Pessoas	Ilesos	1.178	2.468	286
	Feridos leves	0	2.951	93
	Feridos graves	0	1.033	114
	Mortos	0	0	301
	<b>Total</b>	<b>1.178</b>	<b>6.452</b>	<b>794</b>
	Componentes de custo	Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
Veículos	Automóveis	652	1.829	175
	Motocicletas	32	1.311	81
	Bicicletas	2	108	10
	Utilitários	197	542	63
	Caminhão	287	871	142
	Ônibus	13	63	6
	Outros	5	17	5
	<b>Total</b>	<b>1.188</b>	<b>4.741</b>	<b>482</b>
	Componentes de custo	Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
Outros	Atendimento	777	2.841	270
	Dano à propriedade	777	2.841	270

Ao inserir os valores do método adotado, verificou-se que os acidentes nas estradas federais, dentro da unidade federativa do Paraná, geraram um custo para a sociedade de R\$ 667 milhões., sendo a fatia que representa despesas hospitalares, atendimento, tratamento de lesões, remoções de vítimas e perdas de produção responsável por 71,38% do total (Tabela 3).

Tabela 3 - Custos dos acidentes de trânsito nas estradas federais localizadas no Paraná

Custos	Descrição	Valor	(%)
Associado às pessoas	Despesas hospitalares; atendimento; tratamento de lesões; remoção de vítimas; e perda de produção.	R\$ 476.301.867,01	71,38
Associado aos veículos	Remoção de veículos; danos aos veículos; e perda de carga.	R\$ 186.446.273,77	27,94
Institucionais e danos à propriedade	Atendimento; e processos e danos à propriedade pública e privada.	R\$ 4.526.531,39	0,68
<b>Total</b>		<b>R\$ 667.274.672,16</b>	<b>100,00</b>

Com relação ao custo associado às pessoas, 46,36% do valor apresentado se refere aos feridos graves, enquanto 41,60% se refere aos óbitos. As duas categorias somadas custaram à sociedade quase R\$ 419 milhões.

Para o componente associado aos veículos (Tabela 4), observa-se que caminhões representaram, em 2021, uma fatia de 57,35%, totalizando R\$ 106.923.855,76. Em seguida, com 24,63%, ficaram os custos com automóveis. Os dois corresponderam a 81,98% dos custos totais nos gastos com veículos.

Tabela 4 - Custos por componente elementar de custo segundo a gravidade do acidente nas estradas federais localizadas no Paraná

Componentes de Custo		Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
Pessoas	Ilesos	R\$ 1.943.775,26	R\$ 15.412.224,45	R\$ 799.437,74
	Feridos leves	R\$ -	R\$ 37.969.847,85	R\$ 1.220.109,95
	Feridos graves	R\$ -	R\$ 196.376.849,46	R\$ 24.446.631,33
	Mortos	R\$ -	R\$ -	R\$ 198.132.990,97
	<b>Total</b>	<b>R\$ 1.943.775,26</b>	<b>R\$ 249.758.921,76</b>	<b>R\$ 224.599.169,98</b>
Componentes de Custo		Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
Veículos	Automóveis	R\$ 7.088.268,53	R\$ 33.695.785,78	R\$ 5.137.454,71
	Motocicletas	R\$ 120.233,62	R\$ 5.459.210,59	R\$ 525.424,78
	Bicicletas	R\$ -	R\$ 27.685,78	R\$ 1.885,33
	Utilitários	R\$ 3.163.343,14	R\$ 16.666.058,43	R\$ 3.358.590,56
	Caminhão	R\$ 9.729.101,18	R\$ 86.877.542,42	R\$ 10.317.212,16
	Ônibus	R\$ 317.362,25	R\$ 1.008.478,66	R\$ 188.557,85
	Outros	R\$ 78.294,71	R\$ 2.068.917,52	R\$ 616.865,77
	<b>Total</b>	<b>R\$ 20.496.603,43</b>	<b>R\$ 145.803.679,18</b>	<b>R\$ 20.145.991,15</b>
Componentes de Custo		Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
Outros	Atendimento	R\$ 535.142,68	R\$ 1.460.248,25	R\$ 267.874,76
	Dano à propriedade	R\$ 535.142,68	R\$ 1.460.248,25	R\$ 267.874,76

Ao agrupar os acidentes por gravidade, na Tabela 5, é possível analisar que sinistros com fatalidade, mesmo correspondendo a menos de 7% do total absoluto de acidentes, representaram aproximadamente 37% da totalidade dos custos.

Essa proporção é observada também no índice de valor por acidente, em que a média dos gastos com acidentes com fatalidade são 30 vezes mais custosas que a média dos sinistros sem vítimas.

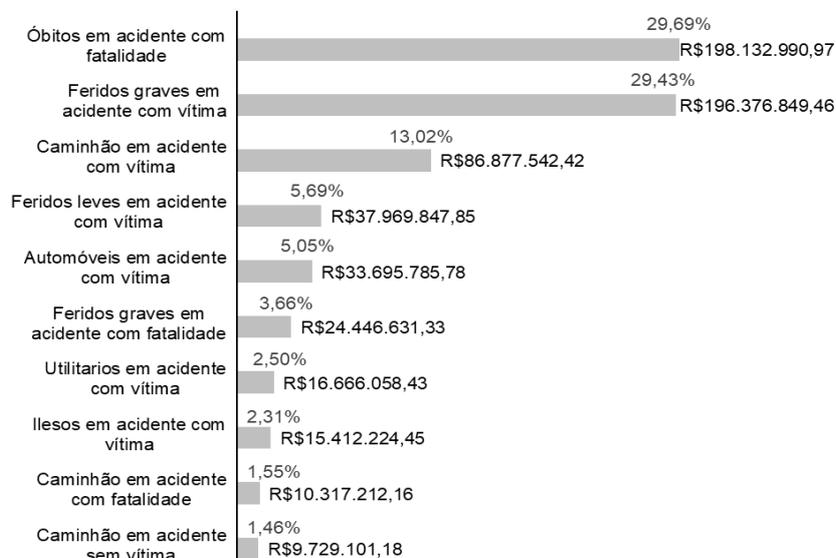
Outra informação relevante é a identificação que cada acidente custou, em média, à sociedade, R\$ 171.624,14.

Tabela 5 - Custo total e médio por gravidade de acidente nas estradas federais localizadas no Paraná

Gravidade do Acidente	Quantidade de acidentes	Custo total	Custo médio
Com fatalidade	270	R\$245.280.910,66	R\$908.447,82
Com vítimas	2.841	R\$398.483.097,44	R\$140.261,56
Sem vítimas	777	R\$23.510.664,06	R\$30.258,25
<b>Total</b>	<b>3.888</b>	<b>R\$667.274.672,16</b>	<b>R\$171.624,14</b>

Analisando os componentes de custo associados à gravidade (Gráfico 1), é possível identificar que em acidentes nas rodovias federais paranaenses, os sinistros com maior valor estimado ocorreram com óbitos em acidentes com fatalidade, representando 29,69%. Em seguida, com bastante proximidade, estão os custos com feridos graves em acidente com vítima, com 29,43%. Quando agrupados, os dois conjuntos representaram 59,12% do total de sinistros, ou em valores, aproximadamente R\$ 395 milhões em 2021.

Gráfico 1 - Componentes de custo associados à gravidade do acidente nas estradas federais localizadas no Paraná

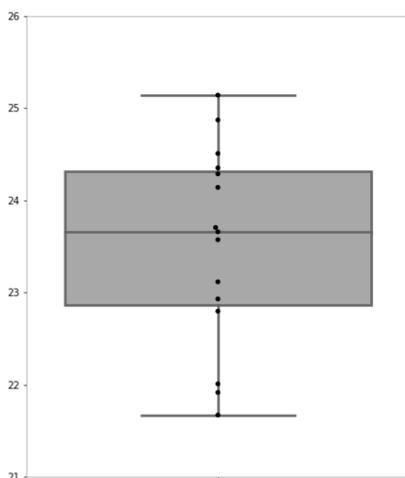


### Custos dos Acidentes de Trânsito nas Rodovias Estaduais

Por consequência do BATEU da Polícia Militar do Estado do Paraná não identificar o tipo de natureza do ferimento da vítima, foi necessário adotar o pressuposto da transferibilidade, que por suposição, na extrapolação de dados, adota que algumas informações podem ser representativas de outras, e que acidentes com estruturas semelhantes não diferem segundo classe rodoviária federal ou estadual. (IPEA, DENATRAN e ANTP, 2006).

Partindo dessa associação, identificou-se forte correlação da proporção dos feridos pela sua natureza grave, se analisados pela classificação do acidente (Gráfico 2). Ou seja, na base amostral dos acidentes em rodovias federais ocorridos no estado do Paraná, de 2007 até 2021, quando analisada a média da proporção de feridos graves pelo total de feridos em acidentes com vítimas feridas, o índice encontrado variou entre 25,14% e 21,67%, com desvio padrão de 1,08.

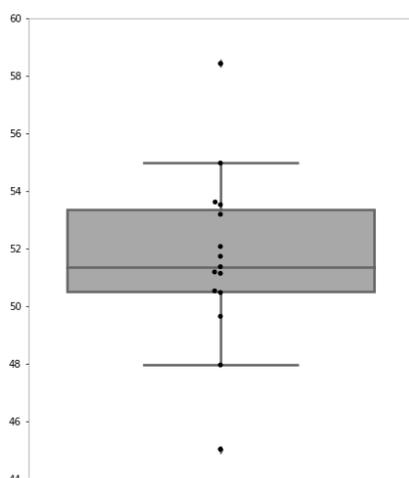
Gráfico 2 - Proporção de feridos graves por feridos em acidentes com vítimas feridas entre 2007 e 2021 nas estradas federais do Paraná



<b>Tamanho da Amostra</b>	15
<b>Média</b>	23,511698
<b>Desvio Padrão</b>	1,084040
<b>Mínimo</b>	21,671389
<b>Primeiro Quartil</b>	22,863869
<b>Mediana</b>	23,658461
<b>Terceiro Quartil</b>	24,319148
<b>Máximo</b>	25,140859

Ao analisar a média da proporção de feridos graves pelo total de feridos em acidentes com vítimas fatais (Gráfico 3), também foi percebido forte correlação, de modo que o índice encontrado variou entre 45,03% e 58,42%, com desvio padrão de 3,02. Contudo, a média continuou muito próxima da mediana, sendo os valores máximo e mínimo identificados como *outliers* no *boxplot*.

Gráfico 3 - Proporção de feridos graves por feridos em acidentes com vítimas fatais entre 2007 e 2021 nas estradas federais do Paraná



<b>Tamanho da Amostra</b>	15
<b>Média</b>	51,658042
<b>Desvio Padrão</b>	3,062142
<b>Mínimo</b>	45,03937
<b>Primeiro Quartil</b>	50,50304
<b>Mediana</b>	51,369795
<b>Terceiro Quartil</b>	53,355518
<b>Máximo</b>	58,421569

Identificando essas duas concomitâncias e considerando o pressuposto da transferibilidade, adotou-se, na base de dados da PRE, para quantificar o tipo de natureza dos ferimentos, a mediana 23,6585 em acidentes com vítimas feridas e, a mediana 51,3698 em sinistros com vítimas fatais.

Após tratamento e limpeza dos dados da PRE e aplicação dos multiplicadores, explicados acima, constatou-se que no ano de 2021 ocorreram 6867 sinistros de trânsito nas rodovias estaduais (Tabela 9), que resultam em aproximadamente 19 acidentes por dia. Esses envolveram em média 1,88 pessoas, e 1,76 veículo por acidente. Do total absoluto, foram registrados 661 óbitos e 1147 feridos graves, representando, respectivamente, 5,10% e 10,31% do total de pessoas envolvidas nos acidentes, conforme Tabela 6.

Tabela 6 - Quantitativo por componente elementar de custo segundo a gravidade do acidente nas rodovias estaduais paranaenses

	<b>Componentes de custo</b>	<b>Sem vítima</b>	<b>Com vítima</b>	<b>Com fatalidade</b>
<b>Pessoas</b>	Ilesos	4.872	1.972	317
	Feridos leves	0	3.580	214
	Feridos graves	0	1.109	226
	Mortos	0	0	661
	<b>Total</b>	<b>4.872</b>	<b>6.661</b>	<b>1.418</b>
	<b>Componentes de custo</b>	<b>Sem vítima</b>	<b>Com vítima</b>	<b>Com fatalidade</b>
<b>Veículos</b>	Automóveis	2.824	2.210	392
	Motocicletas	189	1.219	180
	Bicicletas	9	84	18
	Utilitários	305	712	135
	Caminhão	1.965	1.271	338

	Ônibus	57	52	11
	Outros	53	57	23
	<b>Total</b>	<b>5.402</b>	<b>5.605</b>	<b>1.097</b>
	<b>Componentes de custo</b>	<b>Sem vítima</b>	<b>Com vítima</b>	<b>Com fatalidade</b>
<b>Outros</b>	Atendimento	3.067	3.242	558
	Dano à propriedade	3.067	3.242	558

Aplicando os custos médios por componente, na Tabela 7, verificou-se que os acidentes nas estradas estaduais paranaenses produziram um custo para a sociedade de R\$ 1,128 bilhão. Desse total, 67,76% é representado por despesas hospitalares, atendimento, tratamento de lesões, remoções de vítimas e perdas de produção.

Tabela 7 - Custos dos acidentes de trânsito nas estradas estaduais paranaenses

Custos	Descrição	Valor	(%)
<b>Associado às pessoas</b>	Despesas hospitalares; atendimento; tratamento de lesões; remoção; de vítimas; e perda de produção.	R\$ 764.502.372,53	67,76
<b>Associado aos veículos</b>	Remoção de veículos; danos aos veículos; e perda de carga.	R\$ 355.010.395,37	31,47
<b>Institucionais e danos à propriedade</b>	Atendimento; e processos e danos à propriedade pública e privada.	R\$ 8.664.598,57	0,77
<b>Total</b>		<b>R\$ 1.128.177.366,47</b>	<b>100,00</b>

Desmembrando em componentes na Tabela 8, verificou-se que, quando analisados os valores associados às pessoas, 56,91% dos custos, são provenientes das vítimas fatais. Em segundo lugar 33,92% se referem às vítimas feridas gravemente. Os dois componentes quando agregados representam um custo à sociedade de aproximadamente R\$ 694 milhões.

Quando a análise é feita sobre os veículos, encontra-se nos caminhões a maior fatia, 61,39%, totalizando R\$ 217.945.390,46 em 2021. Em seguida, com 23,36%, estão os custos associados aos automóveis. Os dois corresponderam à 84,75% dos custos totais nos gastos com veículos.

Tabela 8 - Custos por componente elementar de custo segundo a gravidade do acidente nas rodovias estaduais paranaenses

Componentes de custo	Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
<b>Pessoas</b>	Ilesos	R\$ 8.039.111,26	R\$ 12.314.791,98
	Feridos leves	R\$ -	R\$ 46.063.048,23
	Feridos graves	R\$ -	R\$ 210.824.710,60
	Mortos	R\$ -	R\$ -
<b>Total</b>	<b>R\$ 8.039.111,26</b>	<b>R\$ 269.202.550,81</b>	<b>R\$ 487.260.710,46</b>
Componentes de custo	Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
<b>Veículos</b>	Automóveis	R\$ 30.701.334,87	R\$ 40.714.973,53
	Motocicletas	R\$ 710.129,82	R\$ 5.076.108,09
	Bicicletas	R\$ -	R\$ 21.533,38
	Utilitários	R\$ 4.897.561,71	R\$ 21.893.419,93
	Caminhão	R\$ 66.612.138,77	R\$ 126.775.380,50
	Ônibus	R\$ 1.391.511,39	R\$ 832.395,08
	Outros	R\$ 829.923,89	R\$ 6.936.958,75
	<b>Total</b>	<b>R\$ 105.142.600,46</b>	<b>R\$ 202.250.769,27</b>

Componentes de custo		Sem vítima	Com vítima	Com fatalidade
Outros	Atendimento	R\$ 2.112.332,82	R\$ 1.666.358,61	R\$ 553.607,84
	Dano à propriedade	R\$ 2.112.332,82	R\$ 1.666.358,61	R\$ 553.607,84

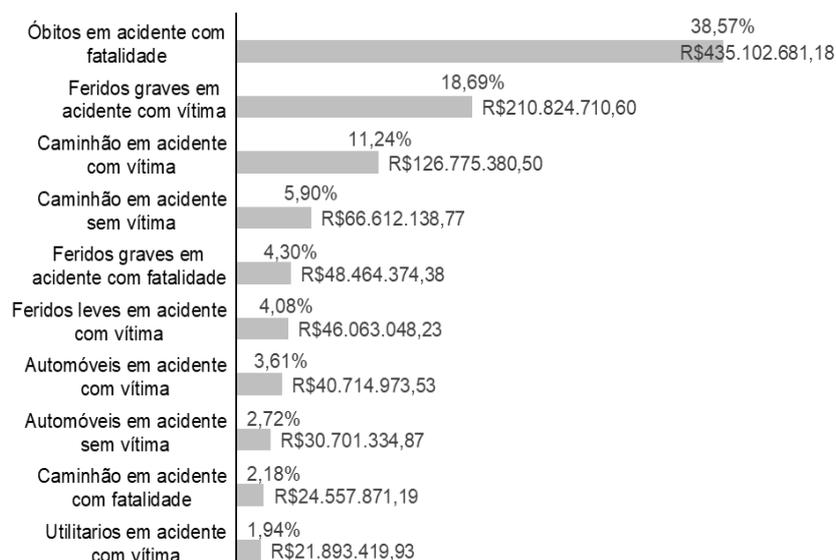
Ao analisar os acidentes de forma separados por gravidade, na Tabela 9, é possível identificar que sinistros com vítimas fatais correspondem a aproximadamente 48% da totalidade dos custos, mesmo que estes representem menos de 9% da quantidade absoluta de acidentes. O custo médio desses sinistros é cerca de 25 vezes maior do que a média de gastos em sinistros sem vítimas. Estimou-se neste estudo que cada acidente custou à sociedade, em média, em 2021, R\$ 164.289,70.

Tabela 9 - Custo total e médio por gravidade de acidente nas estradas estaduais paranaenses

Gravidade do Acidente	Quantidade de acidentes	Custo Total	Custo médio
Com fatalidade	558	R\$535.984.951,79	R\$960.546,51
Com vítimas	3.242	R\$474.786.037,31	R\$146.448,50
Sem vítimas	3.067	R\$117.406.377,37	R\$38.280,53
<b>Total</b>	<b>6.867</b>	<b>R\$1.128.177.366,47</b>	<b>R\$164.289,70</b>

Consolidando os dados em grupos de componentes de custo com a gravidade (Gráfico 4), destaca-se que, em acidentes nas rodovias estaduais paranaenses, os sinistros mais custosos à sociedade ocorreram com óbitos em acidentes com fatalidade, que representaram sozinhos 38,57% do valor absoluto, chegando em um total de R\$ 435.102.681,18. Somado ao segundo colocado, que são os feridos graves em acidente com vítima, chega-se ao total de 57,25% ou R\$ 645.927.391,78.

Gráfico 4 - Componentes de custo associados à gravidade do acidente nas estradas estaduais paranaenses



## CONCLUSÕES

É imprescindível esclarecer que este trabalho não busca quantificar ou diminuir a importância do peso gigantesco e imensurável, o qual não possui tradução monetária, que são as perdas humanas e ambientais associadas aos sinistros de trânsito, mas sim apresentar que investimentos em projetos, manutenção e segurança possibilitam a recuperação do valor social de forma substancialmente rápida.

A quantificação dos acidentes de trânsito possui valor como instrumento de diminuição da morbidade nas estradas, visto que são importantes dados para estudos, avaliações, projetos e melhorias das vias. Isso é demonstrado quando se analisa os sinistros de trânsito nas estradas paranaenses, que quando somados os ocorridos nas jurisdições estadual e federal, custaram à sociedade quase R\$ 2 bilhões em 2021. Morreram prematuramente 962 pessoas e foram feridos gravemente outros 2482 cidadãos, sendo os óbitos em acidentes com vítimas fatais e feridos graves em acidentes com vítimas feridas os sinistros mais custosos, com a fatia relativa de aproximadamente 58% do valor citado. É importante afirmar que se trata de uma estimativa, sendo provável que estes custos e quantidades sejam superiores ao apresentado.

Dados que corroboram com a mudança de paradigma demonstrada pelo Plano Nacional de Redução de Mortes e Lesões no Trânsito (Pnatrans), que ao apresentar o Sistema Seguro e o Visão Zero mostram que a abordagem do problema a ser tratado deve ser focada em diminuir as mortes e lesões graves, contrapondo o sistema tradicional, que é focado somente no risco ao acidente. Isso também implica na importância e visibilidade que deve ser dada às novas políticas públicas e programas, além dos estudos e investimentos, de forma proativa, para que seja possível atingir os objetivos do Plano Global – Década de Ação pela Segurança de Trânsito – 2021-2030 desenvolvido pela OMS. Considerando o escopo e as limitações deste estudo, apesar de ter sido possível a criação de procedimento que facilita a atualização dessas informações anualmente, recomenda-se que a PRE adote em seu Boletim de Ocorrências a diferenciação da natureza dos ferimentos, para que seja possível uma estimativa mais próxima da realidade. Também se coloca uma sugestão para o Governo Federal, junto ao IPEA, para que seja viabilizada a realização de uma pesquisa amostral atualizada. Para os futuros trabalhos, recomenda-se uma abordagem localizada em um escopo menor, em pontos críticos, visando viabilizar alterações que tragam mais impacto. Também se sugere que seja realizado aperfeiçoamento na identificação da natureza dos feridos, quando este não for identificado no boletim, para que bases de dados do presente também possam ser utilizadas com técnica mais apurada.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

IPEA – INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA; DENATRAN – DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO; ANTP – ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES PÚBLICOS. **Impactos sociais e econômicos dos acidentes de trânsito nas rodovias brasileiras**. Brasília: Ipea/Denatran/Antp; 2006.

ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS. **Resolução 74/299**. Disponível em: <<https://documents-dds-ny.un.org/doc/UNDOC/GEN/N20/226/30/PDF/N2022630.pdf?OpenElement>>. Acesso em: mar.2022.

MINISTERIO DA INFRAESTRUTURA. **Plano Nacional de Redução de Mortes e Lesões no Trânsito (PNATRANS)**. Disponível em: <<https://www.gov.br/infraestrutura/pt-br/assuntos/transito/conteudo-denatran/plano-nacional-de-reducao-de-mortes-e-lesoes-no-transito-pnatrans>>. Acesso em: mar. 2022.

MINISTERIO DA SAÚDE. **Informações de saúde - tabnet**. Disponível em: <<https://datasus.saude.gov.br/informacoes-de-saude-tabnet/>>. Acesso em: mar.2022.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



POLÍCIA MILITAR DO PARANÁ. **Boletim de Acidentes de Trânsito**. Disponível em: <https://www.pmpr.pr.gov.br/bateu> Acesso em: mar.2022.

POLÍCIA RODOVIÁRIA FEDERAL. **Anuário 2020**. Disponível em: <https://www.gov.br/prf/pt-br/acao-a-informacao/dados-abertos/anuario-2020.html>. Acesso em: mar.2022.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### IMPLEMENTAÇÃO DO CENTRO DE OPERAÇÕES INTEGRADAS – COI, PELO DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO PARANÁ

*PATRÍCIA OLIVEIRA PEREIRA<sup>1</sup>; NARAYANA ROHN CARDOZO<sup>2</sup> & CAROLINA  
NAOMI SUETOMI KONDO<sup>3</sup>*

#### RESUMO

O Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná - DER/PR, em 2022 implementou o Centro de Operações Integradas – COI, que tem como objetivo executar a prestação de serviços ininterruptos de atendimento (24 horas por dia, 7 dias por semana), apoio, informação e orientação aos usuários das rodovias do Estado do Paraná, através de canais de comunicação, para apoio no monitoramento de serviços e consolidação de dados operacionais de trânsito, bem como implantação de sistemas corporativos de comunicação interna e externa, incluindo fornecimento de sistema de software de gestão de ocorrência para apoio às atividades operacionais do DER/PR e gerenciar os serviços de operação nos trechos rodoviários que faziam parte do antigo anel de integração, o qual foi concessionado por 24 anos até novembro de 2021. O Centro de Operações Integradas – COI desde seu início até o dia 26 de abril de 2022 registrou 7.698 ocorrências das quais foram atendidas com diversos recursos ou direcionadas aos devidos órgãos, as ocorrências atendidas são enquadradas em diversas categorias e subcategorias e geram dados diariamente, os quais podem ser acessados na rede interna do COI. Os dados gerados podem ser utilizados para vários estudos de melhoria da malha rodoviária e outros tantos que possam trazer benefícios aos usuários e meio ambiente.

**PALAVRAS-CHAVE:** rodovias, centro de operações, guinchos, atendimento ao usuário.

#### ABSTRACT

The Paraná Department of Highways - DER/PR, in 2022 implemented the Integrated Operations Center - COI, which aims to provide uninterrupted service (24 hours a day, 7 days a week), support, information and guidance to users of highways in the State of Paraná, through communication channels, to support the monitoring of services and consolidation of operational traffic data, as well as the implementation of corporate internal and external communication systems, including the supply of a software system incident management system to support the operational activities of the DER/PR and manage the operating services on the road sections that were part of the former integration ring, which was under concession for 24 years until November 2021. The Integrated Operations Center - COI from its inception until April 26, 2022, it recorded 7,698 occurrences, which were attended to with various resources or directed to the appropriate agencies. The occurrences attended are classified into several categories and subcategories and generate data on a daily basis, which can be accessed on the IOC's internal network. The generated data can be used for several studies to improve the road network and many others that can bring benefits to users and the environment.

**KEY WORDS:** highways, operations center, winches, customer service.

<sup>1</sup> Afiliação: Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná – DER/PR, Servidora Pública graduada em Engenharia Civil, Especialista em Engenharia e Gestão Ambiental, lotada no DER/PR, Avenida Iguazu, 420 – Rebouças, Curitiba – CEP 80230-020, e-mail: patriciape@der.pr.gov.br.

<sup>2</sup> Afiliação: Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná – DER/PR, Coordenadora de Engenharia de Tráfego e Segurança Rodoviária graduada em Engenharia Civil, Especialista em Infraestrutura de Transportes – Rodovias, lotada no DER/PR, Avenida Iguazu, 420 – Rebouças, Curitiba – CEP 80230-020, e-mail: narayanarc@der.pr.gov.br.

<sup>3</sup> Afiliação: Consórcio Tecon-SMB, Analista de Engenharia Jr. graduada em Engenharia Civil, lotada no Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná, Avenida Iguazu, 420 – Rebouças, Curitiba – CEP 80230-020, e-mail: carolinakondo@der.pr.gov.br.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

O Estado do Paraná contou com concessões nas suas rodovias por 24 anos, em aproximadamente 2.500 quilômetros, sendo destes cerca de 1.900 quilômetros em rodovias federais e 600 quilômetros em rodovias estaduais, e com o intervalo entre o término da concessão estadual e início da concessão federal, considerando a importância que essas rodovias exercem para o desenvolvimento econômico e social no Estado, verificou-se a necessidade de contratar serviços de operação rodoviária, mantendo o apoio ao usuário da via, assim como equipes de inspeção rodoviária, socorro mecânico, remoção de interferências (veículos, animais mortos e ressolagem), apoio ao combate a incêndios, apreensão de animais vivos e atendimento a sinistros.

A experiência na execução desse tipo de serviço mantinha-se com as concessionárias, e sendo assim o Departamento de Estradas de Rodagem realizou um estudo e licitação para que fossem possíveis as contratações de serviços de operação rodoviária e o respectivo atendimento ao usuário, nos trechos rodoviários.

Para integrar as informações de todo o Estado fez-se necessária a contratação de serviço de gestão de operações para estas rodovias, o qual foi nomeado como Centro de Operações Integradas – COI. A prestação do serviço foi possibilitada através da celebração de um convênio entre a Secretaria de Infraestrutura e Logística - SEIL e o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Neste convênio são atendidas todas as rodovias que faziam parte do antigo anel de integração, no Estado do Paraná.

O Centro de Operações Integradas – COI, do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, executa a prestação de serviços ininterruptos de atendimento, apoio, informação e orientação aos usuários das rodovias do Estado do Paraná, através de canais de comunicação, para apoio no monitoramento de serviços e consolidação de dados operacionais de trânsito, bem como implantação de sistemas corporativos de comunicação interna e externa, incluindo fornecimento de sistema de software de gestão de ocorrência para apoio às atividades operacionais do DER/PR, de acordo com o estabelecido neste termo, com foco na transparência, eficiência e no “interesse público”.

## METODOLOGIA

O presente trabalho é um relato de experiência com dados reais extraídos do Centro de Operações Integradas - COI, por meio das ocorrências atendidas pelas empresas de operações rodoviárias, desde 01 de março até 26 de abril de 2022.

Será apresentado um *dashboard* (painel visual com informações métricas e indicadores de serviços executados) proveniente de dados alimentados pelo COI, com filtros dos lotes, tipos de ocorrências, tipo de viatura e rodovias.

## RELATO DE EXPERIÊNCIA

O Centro de Operações Integradas – COI, faz parte da Coordenadoria de Engenharia de Tráfego e Segurança Rodoviária, que responde a Diretoria de Operações, órgão do Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná – DER/PR e tem como empresa contratada, a Projel Engenharia a qual executa o serviço.

O COI conta com 19 (dezenove) funcionários, que trabalham em escala para manter o funcionamento ininterrupto e uma estrutura composta por servidor de armazenamento de dados, aplicativo, computadores e televisores, entre outros, seguem fotos dessa estrutura.



Figura 1 – Centro de Operações Integradas (Fonte: COI – DER/PR, 2022)



Figura 2 – Centro de Operações Integradas (Fonte: COI – DER/PR, 2022)

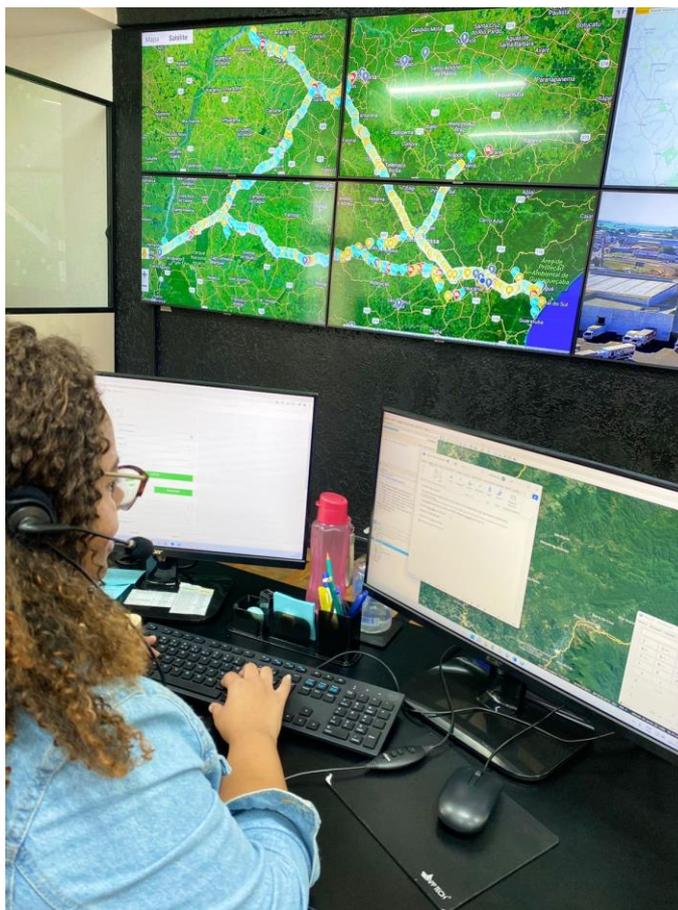


Figura 3 – Centro de Operações Integradas (Fonte: COI – DER/PR, 2022)

O Centro de Informações Integradas gerencia a operação de tráfego nas rodovias sob jurisdição do DER/PR, do antigo anel de integração e estão divididos em 06 lotes, referenciando a antiga concessão, que são:

- Lote 01 as rodovias que pertenciam a Econorte;
- Lote 02 da Viapar;
- Lote 03 da Ecocataratas;
- Lote 04 da Caminhos do Paraná;
- Lote 05 da Rodonorte;
- Lote 06 da Ecovia.

O Lote 01 não está sendo atendido pelo DER/PR, tendo em vista que a concessionária Econorte irá operar até dia 25/11/2022. A seguir são relacionadas as rodovias que compõe cada lote.

Lotes, Rodovias, Extensões e Coordenadas dos trechos							
Lote	Trecho	Início			Final		
1	BR 369	km 0,00	23° 00' 10.64"S	49° 54' 29.90"W	km 51,80	23° 06' 39.08"S	50° 20' 04.81"W
	BR 369	km 60,90	23° 08' 11.89"S	50° 24' 12.75"W	km 133,60	23° 15' 38.97"S	51° 00' 43.75"W
	BR 369	km 143,10	23° 17' 33.90"S	51° 05' 40.88"W	km 167,70	23° 17' 51.21"S	51° 19' 12.65"W
	BR 153	km 1,00	23° 00' 10.64"S	49° 54' 29.20"W	km 52,50	23° 23' 05.27"S	50° 03' 35.56"W
	PR 090 A	km 363,73	23° 16' 59.45"S	50° 57' 14.77"W	km 349,26	23° 21' 29.70"S	50° 51' 11.85"W
	PR 090 B	km 375,03	23° 16' 13.62"S	51° 02' 49.84"W	km 404,79	23° 03' 23.44"S	51° 03' 10.10"W
	PR 862	km 0,00	23° 15' 38.97"S	51° 00' 43.75"W	km 12,64	23° 17' 33.90"S	51° 05' 40.88"W
	PR 855	km 0,00	23° 06' 39.08"S	50° 20' 04.81"W	km 8,06	23° 08' 11.89"S	50° 24' 12.75"W
	PR 445	km 82,23	23° 17' 07.41"S	51° 14' 05.00"W	km 95,80	23° 11' 22.57"S	51° 12' 23.49"W
	PR 323	km 60,00	23° 11' 22.57"S	51° 12' 23.49"W	km 0,00	22° 54' 08.25"S	50° 47' 41.97"W
<b>Lote</b>	<b>Trecho</b>	<b>Início</b>			<b>Final</b>		
2	BR 369	km 178,70	23° 20' 56.48"S	51° 23' 08.24"W	km 211,30	23° 34' 05.43"S	51° 30' 31.55"W
	BR 369	km 340,30	24° 05' 21.72"S	52° 22' 50.81"W	km 507,30	24° 57' 53.60"S	53° 24' 18.68"W
	BR 376	km 0,00	23° 30' 37.53"S	51° 43' 02.91"W	km 1,50	23° 30' 45.23"S	51° 42' 17.44"W
	BR 376	km 8,60	23° 32' 56.19"S	51° 40' 04.04"W	km 10,00	23° 33' 38.50"S	51° 39' 43.85"W
	BR 376	km 30,04	22° 46' 21.90"S	52° 59' 10.34"W	km 189,00	23° 28' 19.48"S	51° 49' 11.92"W
	BR 376	km 195,40	23° 29' 58.72"S	51° 46' 13.94"W	km 231,40	23° 34' 05.43"S	51° 30' 31.55"W
	PR 158	km 200,80	23° 53' 34.98"S	52° 19' 35.39"W	km 221,58	24° 05' 21.72"S	52° 22' 50.81"W
	PR 897	km 0,00	23° 28' 19.48"S	51° 49' 11.92"W	km 7,47	23° 29' 58.72"S	51° 46' 13.94"W
	PR 986	km 0,00	23° 17' 51.21"S	51° 19' 12.65"W	km 9,90	23° 20' 56.48"S	51° 23' 08.24"W
	PR 444	km 0,00	23° 03' 53.55"S	50° 54' 46.60"W	km 38,78	23° 30' 45.23"S	51° 42' 17.44"W
	PR 317	km 101,46	23° 25' 07.28"S	51° 58' 18.56"W	km 169,41	23° 53' 34.98"S	52° 19' 35.39"W
	<b>Lote</b>	<b>Trecho</b>	<b>Início</b>			<b>Final</b>	
3	BR 277	km 344,00	25° 21' 51.00"S	51° 28' 33.00"W	km 731,60	25° 30' 34.27"S	54° 35' 53.30"W
	PR 180	km 335,55	24° 58' 59.28"S	53° 22' 26.86"W	km 372,84	25° 15' 47.46"S	53° 20' 26.15"W
	PR 874	km 0,00	25° 26' 05.41"S	54° 24' 20.92"W	km 13,59	25° 22' 08.15"S	54° 29' 48.97"W
	PR 474	km 0,00	25° 05' 53.73"S	52° 58' 17.48"W	km 7,64	25° 02' 07.78"S	52° 59' 36.60"W
	PR 590	km 0,00	25° 11' 41.19"S	53° 56' 28.55"W	km 13,58	25° 07' 21.09"S	54° 01' 35.81"W
<b>Lote</b>	<b>Trecho</b>	<b>Início</b>			<b>Final</b>		
4	BR 476	km 197,90	25° 45' 52.04"S	49° 44' 17.65"W	km 156,00	25° 35' 35.45"S	49° 24' 50.36"W
	PR 427	km 32,67	25° 45' 48.65"S	49° 44' 14.21"W	km 73,79	25° 28' 23.51"S	49° 53' 45.15"W
	BR 277	km 147,50	25° 27' 51.74"S	49° 43' 43.17"W	km 349,30	25° 21' 51.27"S	51° 28' 33.89"W
	BR 373	km 183,40	25° 02' 24.24"S	50° 16' 50.87"W	km 282,70	25° 17' 31.50"S	51° 07' 42.85"W
<b>Lote</b>	<b>Trecho</b>	<b>Início</b>			<b>Final</b>		
5	BR 277	km 5,30	25° 25' 54.65"S	49° 18' 49.29"W	km 0,00	25° 25' 55.28"S	49° 21' 57.60"W
	BR 277	km 107,30	25° 25' 55.28"S	49° 21' 57.60"W	km 147,50	25° 27' 51.74"S	49° 43' 43.17"W
	BR 376	km 547,50	25° 27' 51.74"S	49° 43' 43.17"W	km 231,40	23° 34' 05.43"S	51° 30' 31.55"W
	BR 376	km 0,00	23° 34' 47.42"S	51° 25' 07.96"W	km 5,30	23° 32' 48.82"S	51° 27' 06.95"W
	PR 090	km 150,85	24° 33' 21.17"S	49° 56' 06.93"W	km 177,36	24° 24' 04.01"S	50° 04' 21.85"W
	PR 813	km 0,00	25° 13' 39.41"S	50° 02' 50.66"W	km 1,30	25° 13' 27.91"S	50° 02' 20.53"W
	PR 239	km 0,00	24° 06' 58.93"S	49° 22' 09.03"W	km 12,49	24° 06' 50.83"S	49° 28' 22.28"W
	PR 151	km 176,49	24° 06' 50.83"S	49° 28' 22.28"W	km 319,71	25° 01' 21.18"S	50° 09' 05.11"W
	BR 373	km 164	25° 01' 21.18"S	50° 09' 05.11"W	km 171,88	25° 04' 54.97"S	50° 11' 22.11"W
	PR 987	km 0,00	24° 12' 34.38"S	50° 55' 31.44"W	km 1,42	24° 12' 58.35"S	50° 56' 14.31"W
	BR 277	km 0,00	25° 28' 18.14"S	49° 40' 01.03"W	km 10,70	25° 27' 40.34"S	49° 34' 33.54"W
	<b>Lote</b>	<b>Trecho</b>	<b>Início</b>			<b>Final</b>	
6	BR 277	Km 0,00	25° 31' 13.40"S	48° 32' 40.25"W	km 84,20	25° 26' 37.52"S	49° 14' 00.79"W
	BR 277 A.Senna	km 0,00	25° 33' 22.99"S	48° 33' 53.77"W	km 1,50	25° 33' 04.91"S	48° 33' 07.09"W
	PR 407	km 0,00	25° 33' 38.65"S	48° 34' 55.73"W	km 19,00	25° 41' 54.17"S	48° 28' 28.33"W
	PR 508	km 0,00	25° 34' 05.52"S	48° 36' 54.91"W	km 32,00	25° 49' 20.00"S	48° 32' 25.00"W
	PR 408	km 22,99	25° 31' 44.53"S	48° 44' 38.56"W	Km 0,00	25° 26' 18.52"S	48° 45' 08.83"W
	PR 411	Km 0,00	25° 28' 32.82"S	48° 50' 08.18"W	km 13,00	25° 23' 19.00"S	48° 51' 34.27"W
	PR 804	km 0,00	25° 32' 50.17"S	48° 47' 25.73"W	km 2,60	25° 31' 26.62"S	48° 47' 45.31"W

Quadro 1 – Trechos Rodoviários (Fonte: DER/PR, 2022)

Os serviços de operação rodoviária para os trechos descritos anteriormente são os seguintes:

- Inspeção de tráfego: devem percorrer 100% da malha pelo menos 3 vezes ao dia, detectando a necessidade de ajuda ao usuário, inspecionando pistas e faixas de domínio quanto a irregularidade, manutenção, presença de animais, retiradas de objetos na via, auxílio na ocorrência de neblina, incêndio na faixa de domínio, acidentes e outras emergências, providenciando sinalização de emergência e desvios de tráfego, como também apoio aos demais serviços;
- Socorro mecânico com guincho leve: rede de unidades móveis de carros-guinchos tipo leve, devidamente equipada, para atendimento mecânico, desobstrução de pista e remoção de veículos, com tempo de atendimento não superior a 40 minutos em 80% das ocorrências e de 60 minutos em 100% das ocorrências;
- Socorro mecânico com guincho pesado: rede de unidades móveis de carros-guinchos tipo pesado, devidamente equipada, para atendimento mecânico, desobstrução de pista e remoção de veículos, com tempo de atendimento não superior a 80 minutos em 80% das ocorrências e de 120 minutos em 100% das ocorrências;
- Apoio operacional: apoio operacional em caso de acidentes e incidentes, apoio logístico às demais equipes, orientar e apoiar os usuários, encaminhar ao DER/PR informações instantâneas de ocorrências relevantes, comunicar ao DER/PR qualquer anormalidade na pista, apoio na fiscalização e inspeção de tráfego e nos atendimentos mecânicos, e colaborar com a Polícia Rodoviária, demais unidade do sistema de ajuda aos usuários e outras entidades;
- Apoio ao Corpo de Bombeiros no combate a incêndios: devem prever o fornecimento de caminhões pipa para prestar apoio operacional e logístico às equipes de Corpo de Bombeiros da região, com tempo de atendimento não superior a 80 minutos em 80% das ocorrências e de 120 minutos em 100% das ocorrências;
- Apreensão de animais: atendimento aos incidentes com animais de pequeno e médio portes soltos na pista/faixa de domínio, devendo prever caminhões-boiadeiro, com tempo de atendimento não superior a 80 minutos em 80% das ocorrências e de 120 minutos em 100% das ocorrências.

Caso o tempo de atendimento ultrapasse o estipulado, haverá penalidade com multa no valor de 5 vezes o preço médio de atendimento por evento. Deste modo, cada empresa tem que dimensionar adequadamente a quantidade de recursos e suas distribuições nas bases de apoio operacional, para conseguir atender os tempos de atendimento estabelecidos, sendo estes monitorados pelo COI.

O COI dá suporte aos usuários e presta informações sobre condições de tráfego, localização, pontos de referência e itinerários, bem como direciona o atendimento de ocorrências para as unidades operacionais ou órgãos públicos competentes. Ademais, é responsável pelos sistemas de softwares e hardwares necessários para o acompanhamento da operação e registros de ocorrências georreferenciado, e opera uma central de atendimento multimídia, habilitada para responder a chamados de telefone, internet e aplicativos. O Centro de Operações Integradas fica na Sede do DER/PR em Curitiba, atendendo 24 horas por dia, 7 dias da semana.

Os serviços realizados pelo COI são:

- Serviços de chamada de atendimento e registro de ocorrências: as solicitações dos usuários serão inseridas no Sistema de Gestão de Ocorrências (SGO) online e em tempo real, gerando chamados para as unidades operacionais;
- Atendimento ao usuário através de telefone 0800 400 0404 e apoio às atividades operacionais: executados pelos operadores de atendimento de forma ininterrupta, monitorando as atividades das equipes de operação e integrando todos os envolvidos na

execução da operação, como o DER/PR, equipes de operação de trânsito, policiamento rodoviário, polícia civil, defesa civil, corpo de bombeiros, IAT e DNIT;

As ocorrências podem ser classificadas como:

- Sinistros – indefinido (provisório), acidente com vítima, acidente sem vítima e não localizado;
- Panes – indefinido (provisório), pane mecânica, pane elétrica, pneu furado/danificado, pane seca (falta de combustível), acidentado, incendiado, abandonado, apreendido, atolado e não localizado;
- Outros tipos de ocorrências – indefinida (provisória), informação/orientação ao usuário, manifestação popular na rodovia, queda de cargas na pista, animal solto na rodovia, inundação/alagamento, queda de barreira, buraco no pavimento, animal morto na rodovia, materiais diversos fora da pista, evento esportivo ou regional, fumaça na pista, cargas excedentes, óleo ou outras substâncias na pista, ocupação irregular/invasão da faixa de domínio, comércio irregular na faixa de domínio, falta de energia elétrica, erosão/solapamento, conservação/obras na pista, produtos perigosos (incidente), faixa/painel danificado, adequação/apoio na sinalização, eventos programados/em andamento, fiscalização no geral, fiscalização lei seca, lentidão, congestionamento do tráfego, operação pare/siga, operação “faixa reversiva”, construção de acesso à rodovia, sistema de drenagem avariado, construção/implantação na faixa não edificante, danos ao patrimônio, assalto/roubo, mal súbito, publicidade não autorizada, sinalização danificada/deficiente ou inexistente, furto, direção perigosa, pedestres na via, apedrejamento de veículos, obstáculos na pista, operação “comboio”, informação da posição em campo, não localizado, evento não atendido por indisponibilidade de recurso, queda de árvore, apoio a serviços de terceiros na faixa de domínio, ciclistas na via, animal na via, covid 19, ação social, outras.

O início do atendimento na rodovia pode ser realizado de duas formas, tanto pela ligação do usuário ao 0800 400 0404 do COI, quanto pela ocorrência gerada pela inspeção dos trechos na Unidade Básica de Atendimento – UBA.

As ocorrências abertas, tanto pelo COI e UBA são feitos por meio de um aplicativo e após registro o responsável pelo atendimento tira foto quando de sua chegada no local para começar o atendimento e preencher os campos necessários, conforme figura 4.

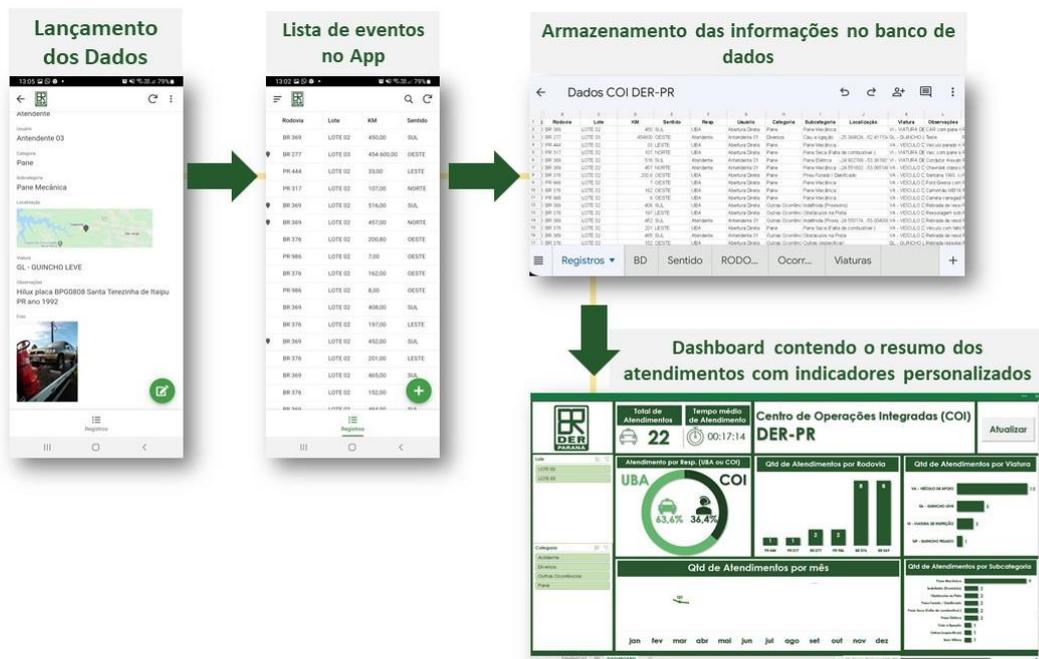


Figura 4 – Fluxograma dos atendimentos de ocorrências (Fonte: COI – DER/PR, 2022)

Desde o início do referido período de operação, foram registrados 7.698 atendimentos, sendo 1.311 COI e 6.387 UBA, com tempo médio de 41 minutos e 12 segundos, conforme pode ser observado na figura 5.

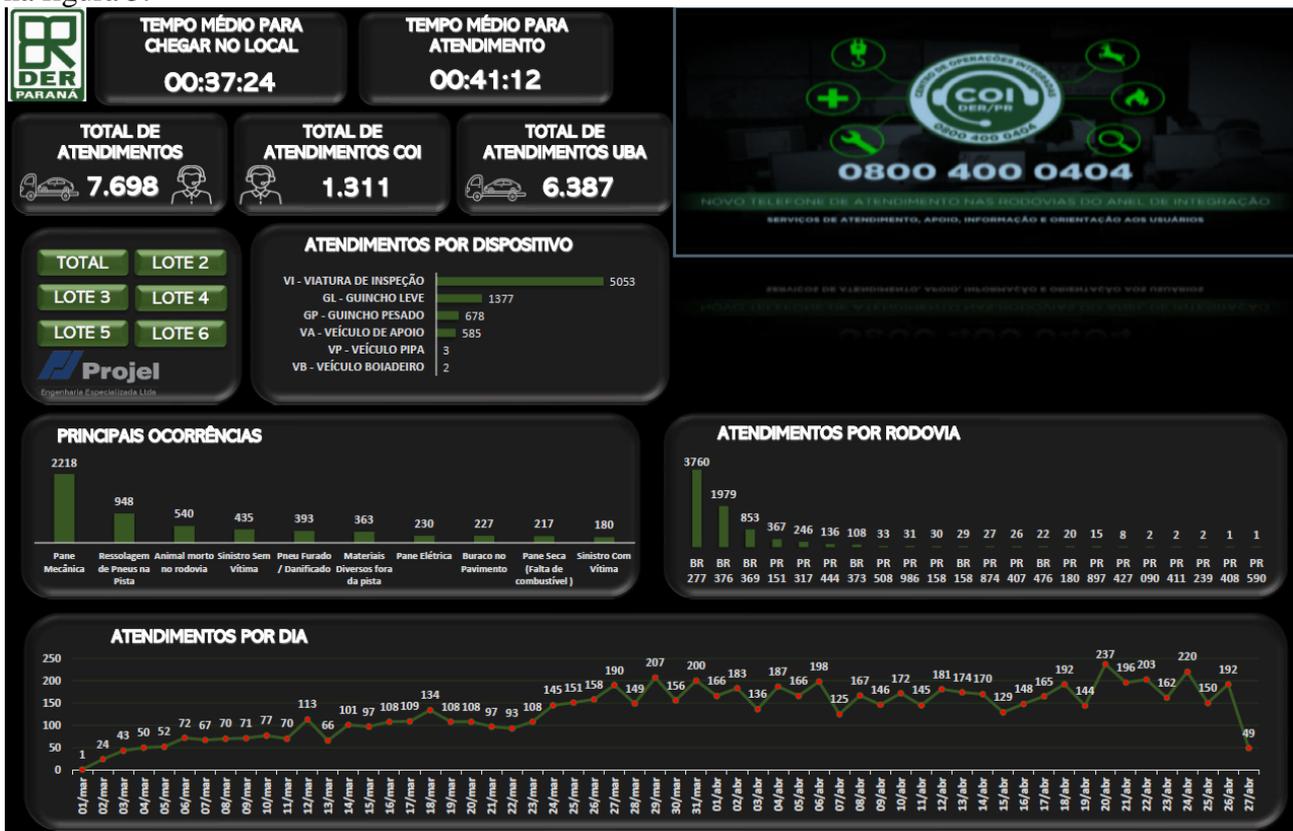


Figura 5 – Dashboard atendimento (Fonte: COI – DER/PR, 2022)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



Na figura 5 é possível observar a quantidade de atendimentos por recurso (guincho leve, guincho pesado, viatura de apoio...), por rodovia e subcategoria, bem como se a ocorrência foi registrada pela Unidade Básica de Atendimento - UBA ou pelo Centro de Operações Integradas – COI.

Com a compilação dos dados gerados podemos verificar, como seria previsto, a maior quantidade de ocorrências durante os feriados estendidos que ocorreram no mês de abril de 2022.

O COI presta informações aos usuários, como já citado, tanto pelo 0800 (ligação e WhatsApp): como exemplo, temos mapeados os pontos de abastecimento de veículos elétricos, e assim a qualquer momento é possível informar o local mais próximo, somente necessitando que o usuário informe sua localização, abrindo portas para novas tecnologias no estado, e de forma contínua pelo aplicativo Twitter, que é uma rede social e micro blog, através da conta @rodovias\_parana.

Além do atendimento realizado a população, com o Centro de Operações Integradas, o DER/PR poderá utilizar as informações coletadas, de forma que sirvam para melhoria das rodovias, tanto na parte de infraestrutura, quanto para segurança do usuário, tendo em vista as informações em tempo real sobre buracos no pavimento, queda de árvores, sinalização danificada, usos irregulares da faixa de domínio e muitos outros dados obtidos.

## OUTROS CENTROS DE OPERAÇÕES

O Centro de Operações Integradas pode ser implantado em diversas áreas como por exemplo na mineração, o qual surgiu nas operações da Austrália, onde as minas eram controladas de forma remota e a mais de 1.000 quilômetros de distância. O centro inseriu sistema de despacho eletrônico e gerenciamento de frota de equipamentos de mina, sistema de controle de ferrovia, supervisórios das plantas de tratamento mineral, sistemas de imagens CCTV e transmissão de dados via rádio para comunicação remota, sendo também integrado com a cadeia de suprimentos. As vantagens com a implantação do COI são a melhor integração entre as áreas, maior planejamento e aperfeiçoamento do processo de tomada de decisões (MORAIS, 2021).

Outra área de grande importância para a implantação de um Centro de Controle Operacional é a de transporte rodoviário de cargas, que em sua maioria utilizam um formato manual. Contudo, o CCO traz grandes benefícios para a empresa, como a regularidade de operações, pontualidade no transporte, melhor utilização e economia de combustível, bem como a satisfação do cliente. Para essa área, a base do CCO acompanharia os veículos via sistema de monitoramento de frota, carga, motorista e rotas, indicando a evolução do processo operacional e corrigindo quaisquer possíveis problemas. Assim, a adoção de um CCO em transportadoras facilita o fluxo de informações, melhora o controle das operações e aumenta a autonomia para decisões (NTC & Logística, 2017).

A Petrobrás também utiliza o Centro de Operações Integradas na Bacia de Campos para acompanhar os parâmetros de produção de 190 poços, ainda controla os estoques e traça estimativas de produção e de escoamento de óleo. O COI reconhece mudanças no processo de produção, assim, como citado anteriormente, garante maior rapidez nas tomadas de decisões, aumentando a confiabilidade e segurança. Segundo a empresa, uma das vantagens do COI é a redução a equipe embarcada, o que diminui a exposição ao risco ocupacional (PETRONOTÍCIAS, 2021).



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## RESULTADOS E RECOMENDAÇÕES

O Centro de Operações Integradas do Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná foi um marco para o atendimento ao usuário diretamente pelo órgão, no que se refere ao contato direto com a população no âmbito das operações nas rodovias do antigo anel integração.

Os atendimentos realizados de forma ininterrupta são de grande importância ao usuário e trouxeram resultados diretos no atendimento de ocorrências e prevenção de sinistros, seja de forma direta ou da comunicação com órgãos como o DNIT de irregularidades nas rodovias, nas quais o mesmo presta o serviço de conserva.

É interesse do Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná que essa experiência seja replicada para todo o Estado, atendendo as Rodovias Estaduais em sua totalidade e assim trazendo maior segurança.

Diante deste programa, onde são geradas informações diariamente, é possível utiliza-los para outros estudos e análises, tanto na melhoria de geometria de projeto, sinalização, como por exemplo, tem-se dados levantados sobre a ocorrência de atropelamento de fauna, levando em consideração suas ocorrências, localidades e tipo de fauna atropelada, poderemos prever os locais para passagem de fauna, que cuja implantação preservaria a vida dos animais e resultaria em diminuição de atropelamentos (Animal Care, 2019).

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Secretário Sr. Fernando Furiatti Saboia da Secretaria de Infraestrutura e Logística e a diretoria de Operações e Geral do DER, Servidor Público do DNIT - Sr. Alexandre Castro Fernandes.

Igualmente agradecemos ao Professor Dr. João Arami M. Pereira, docente na Universidade Federal da Fronteira Sul pela sua contribuição na revisão, metodologia e ajustes no texto.

Agradeço a empresa Projel Engenharia e ao colaborador Engenheiro Civil Paulo Henrique de Souza Amaro pelos dados fornecidos pelo COI.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A IMPORTÂNCIA DAS PASSAGENS DE FAUNA PARA A PRESERVAÇÃO DOS ANIMAIS. **Animal Care**, 2019. Disponível em: <<https://associacaoanimalcare.com.br/passagens-fauna-animais/>>. Acesso em: 26 de abril de 2022.

ESTUDO DA VIABILIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE UM CENTRO DE CONTROLE OPERACIONAL EM EMPRESAS DE TRANSPORTE RODOVIÁRIO DE CARGAS. **NTC & Logística**, 2017. Disponível em: <<https://www.portalntc.org.br/estudo-da-viabilidade-de-implantacao-de-um-centro-de-controle-operacional-em-empresas-de-transporte-rodoviario-de-cargas-2/>>. Acesso em: 01 de junho de 2022.

MORAIS, Juarez Lopes de. Conheça os Centro de Operações Integradas (COI). **Instituto Minere**, 2021. Disponível em: <<https://institutominere.com.br/blog/Conheca-os-Centro-de-Operacoes-Integradas-COI>>. Acesso em: 30 de maio de 2022.

PARANÁ-DER/PR. Dados extraídos do Centro de operações - Rede Interna DER. Acesso em: 26 de abril de 2022.

PETROBRÁS FAZ NOVO INVESTIMENTO EM CENTRO DE OPERAÇÕES INTEGRADAS DA BACIA DE CAMPOS. **Petronotícias**, 2021. Disponível em: <<https://petronoticias.com.br/petrobras-faz-novo-investimento-em-centro-de-operacoes-integradas-da-bacia-de-campos/>>. Acesso em: 01 de junho de 2022.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### CONSIDERAÇÕES ACERCA DA SEGURANÇA VIÁRIA E A LOGÍSTICA DE TRANSPORTES DE COMPONENTES DE AEROGERADORES NA RODOVIA BR-020/CE

*EUDEMBERG PINHEIRO DA SILVA<sup>1</sup>; MICHELE PINTO BRAGA<sup>2</sup>*

#### RESUMO

É inquestionável a importância do desenvolvimento de energias renováveis e ambientalmente sustentáveis. Nesse sentido, os parques *onshore* (em terra) de geração de energia eólica tem se expandido no mundo todo. Porém, além das importantes considerações acerca da geração da energia eólica em si, o presente trabalho pretende focar e trazer à discussão questões relacionadas à logística do transporte rodoviário de cargas de grandes dimensões. Dando ênfase quanto aos diversos componentes necessários a implantação daqueles referidos parques eólicos que, em sua maioria são transportados por via terrestre. Nesse sentido, a segurança viária relacionada à presente temática tem sido um assunto pouco difundido publicamente. Apesar de sê-lo seja dentro dos restritos círculos políticos, empresariais e técnicos. Dessa forma, trazemos à baila, como exemplo, o segmento de rota da Rodovia Federal BR-020/Ce, entre o Km 0,00 (divisa com o Estado do Piauí, Picos) ao Km 406,60 (cruzamento com a Rodovia Federal BR-222/Ce), considerando-se para tanto o período compreendido entre os anos 2015 a 2022 (14/abril), tecendo considerações acerca dos desafios aos transportes de cargas de grandes dimensões de componentes de geradores eólicos, que se utilizam da dentro de condições adequadas em termos de segurança viária a todos os usuários em trânsito, além de apontar algumas proposições.

**PALAVRAS-CHAVE:** energia eólica, logística, segurança viária, transportes, veículos de grandes dimensões.

#### ABSTRACT

The importance of developing renewable and environmentally sustainable energies is unquestionable. In this sense, onshore wind power generation parks have expanded worldwide. However, in addition to the important considerations about the generation of wind energy itself, the present work intends to focus and bring to the discussion issues related to the logistics of road transport of large loads. Emphasizing the various components necessary for the implementation of those wind farms that are mostly transported by land. In this sense, road safety related to this theme has been a subject that has not been publicly disseminated. Although it is within restricted political, business and technical circles. Thus, we bring up, as an example, the route segment of the Federal Highway BR-020/Ce, between Km 0.00 (border with the State of Piauí, Picos) to Km 406.60 (intersection with the Federal Highway BR-222/Ce), considering the period between the years 2015 to 2022 (April 14), making considerations about the challenges to the transport of large loads of wind generator components, which are used inside of adequate conditions in terms of road safety to all users in transit, in addition to pointing out some propositions.

**KEY WORDS:** wind energy, logistics, road safety, transport, large vehicles.

---

<sup>1</sup> Analista em Infraestrutura de Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes: Rodovia BR-116, s/n, Km 6,0. Bairro: Cajazeiras. Fortaleza/CE. [Eudemberg.silva@dnit.gov.br](mailto:Eudemberg.silva@dnit.gov.br)

<sup>2</sup> Bacharel em Turismo. [michelepbraga@gmail.com](mailto:michelepbraga@gmail.com)

## A EVOLUÇÃO DA INDÚSTRIA EÓLICA NO MUNDO E NO BRASIL

Notadamente a partir da década de 1970 o mundo presenciou o surgimento de importantes marcos históricos de desenvolvimento, crescimento econômico e conservação ambiental. Nesse sentido, sucederam-se avanços nas políticas públicas mundiais voltadas ao chamado Desenvolvimento Sustentável, visando a uma maior proteção dos recursos naturais globais, conduzindo a um movimento mundial provocador de significativas mudanças tecnológicas, o que levou à ampliação da diversidade das matrizes energéticas, inicialmente, pelos países desenvolvidos. Além das questões ambientalistas, naquela ocasião, o mundo também enfrentava uma grave crise internacional de petróleo, principal fonte energética mundial. Assim, o desenvolvimento de novas tecnologias de geração de energia se tornava uma prioridade estratégica para os países. E dentre essas tecnologias inovadoras, a geração de energia a partir da força dos ventos ganhou destaque. Atualmente, a produção de energia eólica é uma das fontes que mais cresce no mundo. (JÚNIOR, 2015)

De acordo com dados do *Global Wind Report 2021*, a indústria eólica produziu 93 GW em 2020. O que representa um crescimento de 53% em relação ao ano de 2019.

Conforme figura 1, os cinco principais mercados mundiais que se destacaram no ano de 2020 quanto ao aumento de capacidade foram China (56%), Estados Unidos (18%), Brasil (3%), Holanda (2%) e Alemanha (2%). Juntos, esses cinco países representam mais de 80% das instalações globais, representando um crescimento de mais de 10% que em 2019.

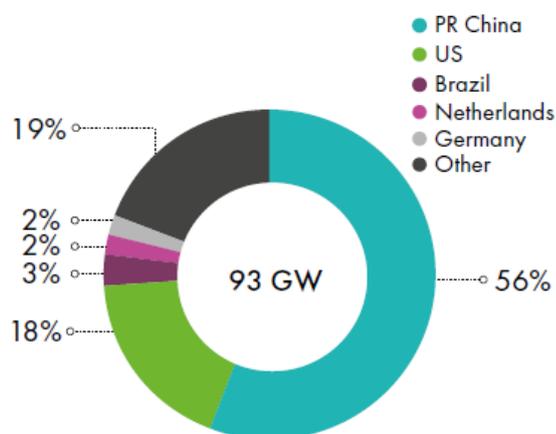


Figura 1. Cinco principais mercados mundiais na geração de energia eólica. (Global Wind Report, 2021)

Considerando as crescentes necessidades energéticas, a competitividade dos projetos eólicos comprovados nos leilões de energia, somando-se ainda ao enorme potencial eólico inexplorado, tais fatos tornam o Brasil um mercado extremamente promissor aos investimentos neste tipo de energia. (CGEE, 2015).

No Brasil, os investimentos em energia eólica tiveram destaque com a instituição do Programa de Incentivo às Fontes Alternativas de Energia Elétrica (PROINFA), em 2002. E, atualmente, a eólica é a segunda fonte de geração de energia elétrica. E até 2026, estima-se que o país possuirá cerca de 33 GW de capacidade instalada, conforme figura 2.



Figura 2. Evolução da capacidade instalada, em MW. (BORGES, 2022).

Contudo, como ocorre com o desenvolvimento de toda tecnologia e seu crescente uso, para que a expansão dessa indústria se concretize, toda a cadeia produtiva precisa estar bem consolidada em vários aspectos.

Nesse sentido, no que se refere à demanda interna para expansão dos parques eólicos no Brasil, um dos gargalos que ainda persiste está relacionado à logística de transporte rodoviário dos componentes para montagem completa de suas turbinas eólicas, tais como: tramos, pás, geradores, naceles, rotores (hub), transformadores etc. Tal dificuldade se justifica, em parte, porque as rodovias, sejam federais, estaduais, concedidas ou não, não acompanharam a escalada repentina do transporte de cargas de grandes dimensões, permanecendo suas infraestruturas viárias sem as mudanças adequadas e necessárias de modo a viabilizar além de um transporte eficiente a garantia de maior segurança durante as viagens.

## O TRANSPORTE RODOVIÁRIO DE CARGAS INDIVISÍVEIS E SUPERDIMENSIONADAS DO SEGMENTO EÓLICO

No Brasil, a Resolução DNIT nº 01, de 8 de janeiro de 2021 (DNIT, 2021), atualmente vigente, regulamenta o uso de rodovias federais por veículos ou combinações de veículos e equipamentos, destinados ao transporte de cargas indivisíveis e excedentes em peso ou dimensões.

Os componentes eólicos podem ser transportados fazendo uso de diferentes modais, incluindo navio, trem e caminhão. Um parque eólico de 150 megawatts, por exemplo, pode exigir até 650 caminhões, 140 vagões e oito navios para completar o processo de transporte. (LOCKHEED MARTIN CORPORATION, 2017)

Segundo dados da ABEEólica, o setor tende a contratar anualmente de 1,5 a 2,0 GW de nova capacidade até 2026. (BORGES, 2022)

Atualmente, o tamanho de uma turbina eólica pode alcançar os 100 metros ou mais. Outros componentes como as naceles, as torres e as pás podem pesar mais de 75, 24 e 9 toneladas, respectivamente. Essas dimensões geralmente excedem os limites da infraestrutura rodoviária, o que torna difícil e eleva os custos de transporte. (COTRELL *et al*, 2014)

O aumento da capacidade instalada de geração de energia não veio somente com a quantidade de aerogeradores, mas também por meio do aumento das dimensões de seus componentes, conforme apresentado na tabela 1. (Ibidem COTRELL *et al*, 2014).

Tabela 1. Evolução do tamanho dos rotores de aerogeradores. (AUTORES: Compilado de COTRELL *et al*, 2014 e WIND EUROPE, 2021).

Ano	1995 - 2000	2000 - 2005	2005 - 2010	2012	2019	2020
Altura do cubo (em metros)	55	70	80	83	100	140
Diâmetro do rotor (em metros)	50	70	80	94	110	160
Potência gerada (em kW)	750	1.500	1.800	2.000	2.500	7.500

A regulamentação dos serviços de escolta de cargas indivisíveis e superdimensionadas foi editada pelo Departamento de Polícia Rodoviária Federal (DPRF), por meio da Portaria Normativa nº 15, de 24 de março de 2022. De acordo com este normativo, carga indivisível e superdimensionada é toda aquela carga indivisível cujas dimensões exijam a presença de escolta dedicada da PRF para o trânsito nas rodovias e estradas federais. (DPRF, 2022).

A referida portaria estabelece critérios relevantes visando reforçar e garantir um transporte seguro e a segurança dos demais usuários da via.

## SEGURANÇA VIÁRIA E O TRANSPORTE DE CARGAS INDIVISÍVEIS

A Assembleia Geral da organização das Nações Unidas (ONU) e os governos reconheceram novamente a necessidade de darem continuidade às ações de segurança viária e proteção à vida no trânsito e proclamaram, por meio da Resolução nº 74/299, de 31 de setembro de 2020, os anos de 2021 a 2030 como a Segunda Década de Ação pela Segurança no Trânsito. E seguindo a linha de intensões da Década de Ação pela Segurança no Trânsito de 2011 a 2020. A meta proposta na Resolução nº 74/299, de 31 de setembro de 2020 é a redução de, pelo menos, 50% na redução de lesões e mortes no trânsito no mundo. (ONU, 2012; ONU 2020)

Nesse sentido, a promoção de um trânsito cada vez mais seguro em nossas rodovias de tráfego rápido torna-se cada vez mais evidente e necessário.

Sob essa ótica da infraestrutura viária, a travessia das grandes combinações sobre obras de arte especiais (OAE) requer uma análise especial.

A tabela 2 apresenta a qualidade do pavimento, sinalização e geometria nos 436 quilômetros da rodovia BR-020, no Estado do Ceará, foram avaliados pela Confederação Nacional de Transporte (CNT, 2018; CNT 2019 e CNT 2021).

Tabela 2. Qualidade do pavimento, sinalização e geometria na BR-020/CE. (CNT, 2018; CNT 2019 e CNT 2021).

Ano	Pavimento	Sinalização	Geometria
2018	Bom	Regular	Regular
2019	Bom	Bom	Regular
2021	Bom	Regular	Bom

Em termos de infraestrutura viária, a eliminação de pontos críticos, a duplicação de rodovias, a criação de terceiras faixas, a construção de vias de contorno que evitem a passagem de grandes cargas por dentro de áreas urbanas ou cujo adensamento populacional e de edificações possam oferecer risco à usuários mais vulneráveis são ações imprescindíveis para o alcance dos nobres objetivos estabelecidos. Assim, os investimentos públicos e privados devem ser analisados juntamente com outras políticas públicas setoriais de desenvolvimento e crescimento econômico, mas sempre em consonância e harmonia, sob a ótica do bem-estar humano e da segurança à vida de todos os usuários.

A garantia, por exemplo, de recursos financeiros para manutenção de rodovias dentro dos padrões de qualidade, ofertando uma contínua segurança e trafegabilidade.

A escala de classificação de risco proposta nos estudos de viabilidade estrutural (EVE) e nos planos de transporte elaborado pelas empresas responsáveis pelo transporte, que classificam o risco da passagem de composições sobre obras de arte especiais entre os níveis 4 e 5, os mais críticos, conforme descrito a seguir por Mendes *et al.* (2019).

Nível 4: Perímetros urbanos com fluxo alto de veículos; Trechos de pista simples sem acostamento; Pontes com estreitamento de via; Locais de manobra onde há a necessidade de conter o Trânsito em 3 (três) pontos ou mais;

Nível 5: Manobras na contramão, locais onde o conjunto transportador invade outras faixas da rodovia, manobras onde é necessário cruzar a pista.

As larguras das faixas das pistas de rolamento são obtidas considerando a largura do veículo de projeto adotado, a largura de uma faixa de segurança, que é função da velocidade diretriz e do nível de conforto de viagem que se deseja proporcionar, função por sua vez, da categoria da via. (DNER, 1999).

No caso de estradas com pista de duas faixas de tráfego, adotam-se larguras entre 6,00 metros a 7,00 metros. Para os acostamentos, essa largura está na faixa dos 2,50 metros para regiões planas. (DNER, 1973).

Considerando-se o Km 0,00, que faz divisa com o Estado do Piauí, até o Km 406,60, cruzamento com a rodovia BR-222/CE, conforme SNV (versão 2022-01B), a rodovia federal BR-020 contabiliza 45 (quarenta e cinco) obras de arte especiais. Em 27 destas (60 %), a rodovia apresenta estreitamento nas larguras de seus acostamentos. Ou seja, as larguras dos acostamentos da via ficam restritas tão somente às larguras das faixas de segurança.

A redução da largura útil do pavimento está em torno de 32 %. O estreitamento dessas larguras úteis pode impactar negativamente, impedindo eventuais ajustes de direção da própria composição veicular, impedindo ainda que, até mesmo condutores de pequenos veículos, em casos de imprudência, imperícia ou negligência possam reajustar os veículos e assim evitem acidentes.

Como exemplo, considerando-se uma ponte-tipo1 (conforme ilustração na figura 6) com uma largura de 10,10m, os estreitamentos médios devido aos guarda-corpos (0,15m), passeios (0,80m) e faixa de segurança (0,95m) reduzem as larguras das pontes para uma faixa de largura útil à uma faixa de circulação de veículos de somente 6,90m.

Os croquis apresentados na figura 3 exemplificam casos de obras de arte especiais em que tais larguras úteis sofrem redução.

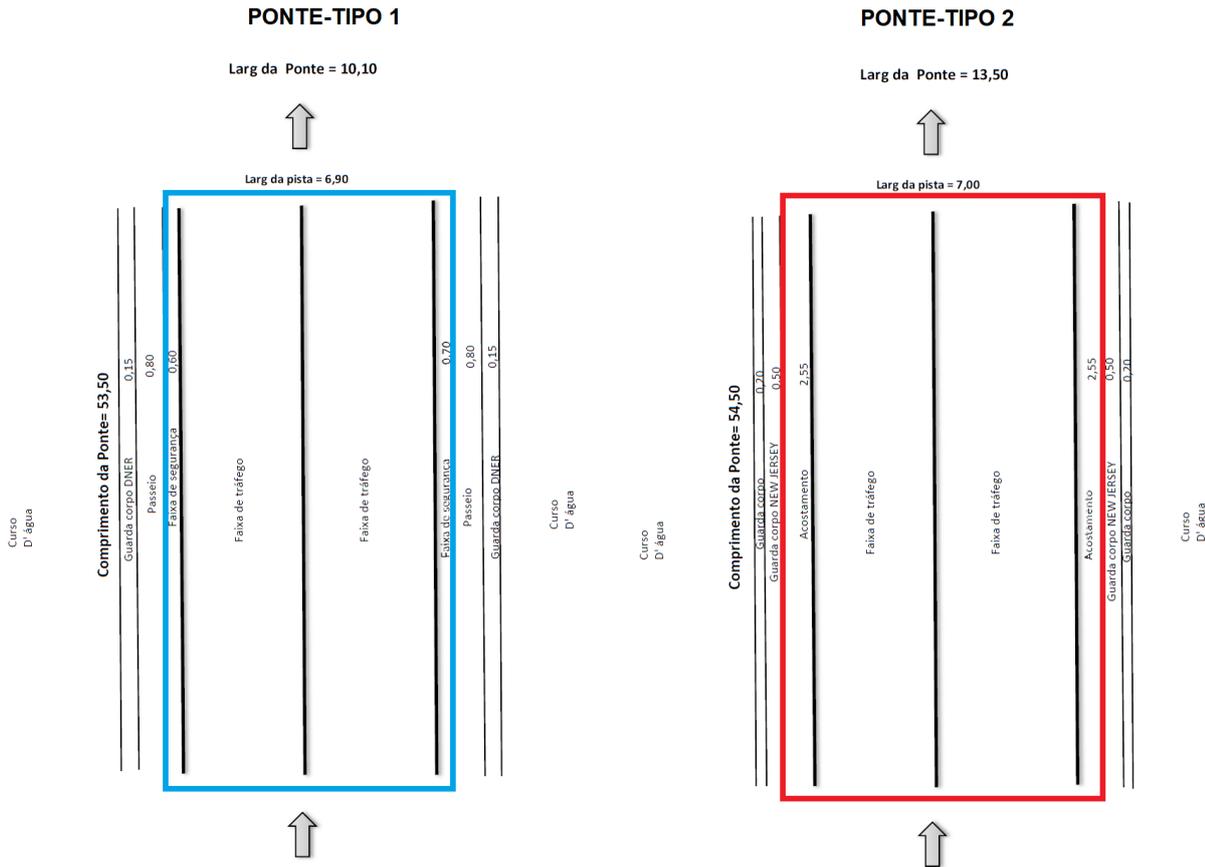


Figura 3. Croquis em planta de OAE (AUTOR)

### Análise de Caso: Acidente sobre a ponte do rio Puiú, Ceará.

Tomando-se como exemplo de um caso concreto, na data de 30 de agosto de 2020, no município de Parambu, Ceará, nas proximidades do Km 47,00, da rodovia BR-020/Ce, ocorreu um acidente fatal entre uma combinação veicular que transportava uma pá eólica e um automóvel de passeio (figura 4).



Figura 4. Foto aérea do acidente (AUTOR).

Com base nos dados levantados pelas perícias (da Polícia Rodoviária Federal e da Perícia Forense do Estado do Ceará) traçamos um resumo da descrição da dinâmica do acidente:

- 1º. O automóvel que vinha em sentido crescente, desenvolvendo curso em curva, e provavelmente com velocidade muito superior à velocidade regulamentar (80 km/h), se surpreendeu ao se deparar com o 1º batedor (que já deveria estar ao meio da pista de rolamento). Nesse momento, desvia em direção ao acostamento.
- 2º. Já no acostamento, mas ainda em alta velocidade, o condutor do automóvel percebe o estreitamento da largura do acostamento (de 2,50 metros reduzia para 0,70 metros), e percebe que não teria espaço suficiente para passar ao lado do conjunto transportador, que já se encontrava em travessia sobre a ponte. Nesse momento, o condutor do automóvel aciona bruscamente os freios.
- 3º. Após acionar os freios bruscamente, o automóvel derrapa, mas continua numa trajetória em direção à ponte, chocando-se com a mureta de passeio (em concreto) da ponte (1º ponto de colisão).
- 4º. Após colisão com a mureta de passeio, o automóvel, sem controle, choca-se de frente com o caminhão-trator (2º ponto de colisão).
- 5º. O motorista do caminhão-trator perde controle do veículo e desce o aterro próximo à ponte.
- 6º. O semirreboque, acoplado ao caminhão-trator, e transportando a pá eólica, é arrastado pelo caminhão-trator, e a parte traseira da composição sube a mureta de passeio do lado oposto, e tomba.

Conforme descrição apresentada, é possível inferir que caso existisse uma largura útil suficiente que pudesse funcionar como área de escape para aquele automóvel de passeio, provavelmente a gravidade ou as consequências danosas daquele acidente viário poderiam ter sido minimizadas. Quiçá, até mesmo evitadas, entrando na conta de um “quase-acidente”.

Nessa mesma linha de observação se encontram inseridos os conceitos do princípio da “rodovia que perdoa”, o qual se baseia em evitar e mitigar as consequências graves e danosas dos acidentes viários provocados por falhas humanas, com base numa adequação e remodelagem da infraestrutura viária.

A Norma ABNT NBR 15486/2016, que dispõe sobre a “**Segurança no tráfego – Dispositivos de contenção viária – Diretrizes de projeto e ensaios de impacto**”, conceitua que esse princípio é utilizado para minimizar a severidade dos acidentes, adotando-se um tratamento às pistas de rolamento e às laterais das vias, de modo que veículos descontrolados, que saiam da pista de rolamento, encontrem uma lateral projetada para reduzir as consequências deste acidente.

### **Orientações de travessias das grandes composições sobre obras de artes especiais**

Ainda com base na Portaria Normativa nº 15/2022, a tabela 3 destaca os artigos relevantes do *modus operandi* nas travessias das grandes composições sobre obras de artes especiais, onde são requeridas as autorizações especiais de trânsito.

Tabela 3. Instruções de travessia sobre OAE, segundo a Portaria Normativa nº 15/2022. (DPRF, 2022)

Artigos selecionados	Instruções relevantes à segurança viária
Art. 77, § 1º:	As travessias de Obras de Arte Especiais (OAE) serão realizadas das seguintes formas:
I:	bloquear o tráfego, em ambos os sentidos, para travessia de OAE, com antecedência suficiente para que não restem veículos no percurso do conjunto transportador, permitindo que este adote a posição centralizada e realize a passagem isoladamente conforme orientação da AET;
II:	restabelecer o tráfego de veículos somente após a conclusão da travessia pelo conjunto transportador;
III:	executar a travessia de OAE em marcha lenta e constante, sem impacto de frenagem e/ou aceleração;
IV:	adotar esses procedimentos também para a travessia de OAE em curva, devendo os veículos transitarem centralizados na pista de rolamento, nas proximidades dos apoios e pelo lado interno da curva;
Art. 78.	Excepcionalmente, havendo condições de segurança, as escoltas de conjuntos transportadores com excesso de largura em rodovias de pista simples, poderão ser realizadas sem retenção total do tráfego em sentido contrário, ocasião em que a viatura de escolta dedicada da PRF transita à frente do conjunto transportador usando a pista de fluxo contrário ao da escolta, sinalizando aos condutores para que reduzam a velocidade e sigam pelo acostamento, enquanto a escolta credenciada permanece à retaguarda e sinaliza impedindo que os veículos ultrapassem o conjunto.

O transporte de cargas superdimensionada pela rodovia BR-020/Ce até a divisa com o Estado do Piauí atravessam 10 (dez) fronteiras municipais. Em todas elas, o adensamento populacional, seus arruamentos, acessos, ocupações irregulares, os diversos tipos de equipamentos urbanos públicos ou privados, reservados à prestação de serviços públicos como escolas, hospitais, clínicas de saúde, dentro outros, nascentes de um crescimento desordenado, gerando um tráfego de diferentes tipos de usuários são elementos que favorecem o risco à ocorrência de acidentes graves.

A tabela 4 apresenta as quantidades estimadas de pás eólicas a serem transportadas anualmente até 2023, no Brasil.

Tabela 4. Estimativa do número de pás eólicas a serem transportadas entre 2019 e 2023. (AUTORES: MENDES, GOMES e SOLO COMPANY, 2019).

Ano	Estimativa do nº de pás eólicas a serem transportadas
2019	30
2020	1240
2021	2089
2022	1430
2023	930

A Instrução de Serviço nº 14, de 17 de junho de 2019 e a Instrução de Serviço nº 24, de 29 de novembro de 2019, do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT),

disciplinam a análise e outras atribuições relativas a emissão de autorizações especiais de trânsito (AET).

Nesse sentido, a partir da análise na base de dados relativas as autorizações especiais de tráfego (AETs) emitidas pelo DNIT foi elaborada a tabela a seguir. A tabela apresenta a quantidade de componentes de um aerogerador transportado na rodovia BR-020/CE, objeto de concentração do presente trabalho. Ou seja, transportes que ocorreram no segmento viário entre o Km 0,00, que faz divisa com o Estado do Piauí, até o Km 406,60, cruzamento com a rodovia BR-222/CE, conforme SNV (versão 2022-01B).

A tabela 5 a seguir traz a quantidade de componentes de aerogeradores transportados entre os anos de 2015 a 2022 (14/04/2022). Também apresenta a variação entre as larguras e comprimentos dos diversos componentes de uma turbina eólica.

Tabela 5. Quantidade de componentes de aerogeradores transportados entre os anos 2015 e 2022 (14/04/2022). (AUTOR).

Ano	Quantidade de componentes de aerogeradores transportados	Variação das larguras dos diferentes componentes	Variação dos comprimentos dos diferentes componentes
2015	495		
2016	474		
2017	847		
2018	295		
2019	247	2,60m a 6,00m	18,60m a 90,00m
2020	885		
2021	2615		
2022	695		

### Segurança Viária e os Comportamento dos usuários da via

Na rodovia federal BR-020, para a rota considerada entre o Km 0,00 e o Km 406,60, os dados de acidentes extraídos dos boletins de acidentes elaborados pela Polícia Rodoviária Federal (PRF) para os anos de 2019 a 2021, apresentam um valor percentual médio de 75,42% de acidentes cujas causas estão diretamente relacionadas a fatores humanos, conforme apresentado na tabela 6.

Tabela 6. Quantidade de acidentes viários e fatores humanos.

Ano	Nº total de acidentes	Nº de acidentes relacionados a fatores humanos	%
2019	117	91	77,78
2020	177	124	70,06
2021	102	80	78,43

Conforme observado a partir dos dados analisados, o sub-trecho da rodovia BR-222/CE, entre a BR-020/CE e a interseção de acesso a Caucaia, é o segmento mais crítico em termos de número de acidentes observados. O estudo aponta que tal situação deve-se a travessia de uma região altamente urbanizada com elevado fluxo de veículos e acessos. Além disso, a existência de uma pista única com mão dupla de direção e uma faixa por sentido, elevaria o grau de risco à ocorrência de acidentes.

A Resolução CONTRAN nº 882, de 13 de dezembro de 2021 estabelece que o trânsito de uma Combinação de Veículos para Transporte de Carga (CVC), que exija AET, deve ocorrer do

amanhecer ao pôr do sol e sua velocidade máxima de 80 km/h, respeitado limite inferior definido pela sinalização da via.

As baixas velocidades desenvolvidas pelas composições durante longos trechos, associando-se os comprimentos de quase 300 metros ou mais, considerando-se as distâncias entre batedores, repercutindo na dificuldade ou impossibilidade de ultrapassagem segura, pode levar a congestionamentos que, por sua vez, podem ocasionar comportamentos agressivos no trânsito, devido ao sofrimento psíquico gerado nos condutores que seguem atrás das composições, conforme demonstrado em Pressa (2010). Tais comportamentos agressivos também podem ocasionar acidentes, tendo em vista as imprudências praticadas pelos condutores em estado emocional alterado.

Ainda de acordo com Pressa (2010), esse sofrimento psíquico tem sua causa devido a sensação de tempo perdido na vida e do aumento da despesa com combustível no caso de automóveis. Assim, o trânsito engarrafado é um local de absorção de gases nocivos, de estresse e de diminuição do tempo de descanso, lazer e sono.

### Considerações finais e recomendações

Conforme exposto no corpo do trabalho, considerando o enorme potencial para crescimento dos parques eólicos no país; considerando as necessidades indiscutíveis de aumento da oferta de energia de modo a viabilizar o crescimento econômico brasileiro, notadamente aquelas energias renováveis; considerando que os diferentes atores envolvidos diretamente não podem relegar a planos inferiores às questões relacionadas à segurança viária, garantindo-se um trânsito seguro para todos os usuários no tocante ao transporte de cargas superdimensionadas, recomendamos:

- a. Analisar a viabilidade e o desenvolvimento de vias de transportes alternativas e a associação intermodais. Exemplo: rodovia-ferrovia.
- b. Definir corredores logísticos estratégicos para o transporte de cargas, principalmente aqueles de grandes dimensões, considerando a avaliação de um modelo de cobrança e a especialização da infraestrutura e dos serviços logísticos associados. (MTPA, 2018).
- c. Reforçar no treinamento de motoristas das empresas transportadoras.
- d. Instalar de kits de vídeo-registro de todas as viagens e instalados em todos os veículos participantes da viagem.
- e. Planejar a infraestrutura rodoviária considerando uma mobilidade eficiente e a minimização das interferências e impactos, atuais e futuros, no tráfego urbano, principalmente aqueles de grandes dimensões. (MTPA, 2018)
- f. Desenvolver amplas campanhas midiáticas e educativas com foco nos usuários das vias rodoviárias, apresentando-lhes como se comportar quando se depararem com caminhões de dimensões excedentes.
- g. Incentivar o uso de tecnologia voltada à identificação de veículos com vistas a subsidiar o planejamento de transportes. (MTPA, 2018)
- h. Agir (os órgãos de gestão rodoviária) de forma mais incisiva em relação às construções irregulares que interferem e prejudicam tanto o transporte de bens com grandes dimensões como na própria segurança viária. Um exemplo disso são as construções irregulares de portais nas entradas e saídas das cidades cortadas por rodovias federais.
- i. Incluir, como boas práticas, ensaios da rota e ou o uso de simuladores de realidade virtual antes que o transporte real seja executado.
- j. Articular com os órgãos competentes a geração e execução de planejamentos integrados e programas governamentais voltados à garantia da segurança viária. (MTPA, 2018)

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15486:2016. Segurança no tráfego – Dispositivos de contenção viária – Diretrizes de projeto e ensaios de impacto.

BORGES, Bráulio. Estimativas dos impactos dinâmicos do setor eólico sobre a economia brasileira. 2022.

CGEE - CENTRO DE GESTÃO E ESTUDOS ESTRATÉGICOS – CGEE. Cavalcanti, Ceres Zenaide Barbosa; Adami, Vivian Sebben. Programa Demonstrativo para inovação em cadeia produtiva selecionada – Energia Eólica. Jan/2015.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO – CONTRAN. Resolução nº 882, de 13 de dezembro de 2021. Estabelece os limites de pesos e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais. 1999.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Normas para projeto das estradas de rodagem. 1973

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA EM TRANSPORTES. Instrução de Serviço nº 14, de 17 de junho de 2019. Disciplina as orientações e procedimentos para atuação do Setor de Autorização Especial de Trânsito nas análises das respectivas Autorizações Especiais de Trânsito no DNIT.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA EM TRANSPORTES. Instrução de Serviço nº 24, de 29 de novembro de 2019. Modifica alguns artigos da Instrução de Serviço nº 24, de 29 de novembro de 2019, quanto a análise das Autorizações Especiais de Trânsito no DNIT.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA EM TRANSPORTES. Resolução nº 1, de 8 de janeiro de 2021. Disponível em <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/resolucao-n-1-de-8-de-janeiro-de-2021-298507898>, acesso em 12/04/2022, às 10:00

DPRF - DEPARTAMENTO DE POLÍCIA RODOVIÁRIA FEDERAL. Portaria Normativa PRF nº 15, de 24 de março de 2022. Diário Oficial da União, publicado em 31/03/2022. Edição 62, Seção 1, página 147.

GLOBAL WIND ENERGY COUNCIL - GWEC. Global Wind Report 2021. Publicado em 25/03/2021. Disponível em <https://gwec.net/wp-content/uploads/2021/03/GWEC-Global-Wind-Report-2021.pdf>. Acesso em 12/04/2021, às 00:35.

COTRELL, J.; STEHLY, T.; JOHNSON, J.; ROBERTS, J. O; PARKER, Z; SCOTT, G. and HEIMILLER, D. Analysis of Transportation and Logistics Challenges Affecting the Deployment of Larger Wind Turbines: Summary of Results, NREL/TP-5000-61063, 2014. Disponível em [https://www.energy.gov/sites/default/files/2014/01/f7/analysis\\_of\\_transportation\\_and\\_logistics\\_challenges.pdf](https://www.energy.gov/sites/default/files/2014/01/f7/analysis_of_transportation_and_logistics_challenges.pdf). Acesso em 12/04/2022, às 11:22.

JUNIOR, A. G. de M. Mapeamento da cadeia produtiva da indústria eólica no Brasil. Relatório Técnico-Científico. São Paulo. Março/2015. Disponível em <https://dspace.mackenzie.br/handle/10899/14571>. Acesso em 11/04/2021, às 22:26.

LOCKHEED MARTIN CORPORATION. Solving the challenge of transporting Wind turbine blades. 2017.

MENDES, M. D. C.; GOMES, M.; SOLO COMPANY. Panorama Geral Para o Transporte de Pás Eólicas Acima de 70m no Brasil. 2019.

MTPA – MINISTÉRIO DOS TRANSPORTE, PORTOS E AVIAÇÃO CIVIL. Política Nacional de Transportes. Caderno das Estratégias Governamentais. 2018. Disponível em <https://www.gov.br/infraestrutura/pt-br/centrais-de-conteudo/caderno-das-estrategias-governamentais-versao-1-0-pdf>. Acesso em 25/05/2022, às 17:08.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS - ONU. 74/299. Improving global road safety. Resolution adopted by the General Assembly on 31 August 2020. Acesso em 20/04/2022, às 17:06.

<https://documents-dds-ny.un.org/doc/UNDOC/GEN/N20/226/30/PDF/N2022630.pdf?OpenElement>

ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS - ONU. 66/260. Improving global road safety. Resolution adopted by the General Assembly on 19 April 2012. Acesso em 20/04/2022, às 17:06.

<https://documents-dds-ny.un.org/doc/UNDOC/GEN/N11/474/42/PDF/N1147442.pdf?OpenElement>

PESQUISA CNT DE RODOVIAS 2018. Relatório gerencial. Brasília. : CNT : SEST SENAT, 2018. 405 p.

PESQUISA CNT DE RODOVIAS 2019. Relatório gerencial. Brasília : CNT : SEST SENAT, 2019. 236 p.

PESQUISA CNT DE RODOVIAS 2021. Relatório gerencial. Brasília : CNT : SEST SENAT, 2021. 231 p.

PRESSA, Luis A. P. A emoção raivosa em motoristas de automóvel, caminhão, motocicleta, ônibus e taxi. Tese de Doutorado. Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras de Ribeiro Preto.

WINDEUROPE. Wind energy in Europe: Outlook to 2022. Disponível em <https://greenagenda.gr/wp-content/uploads/2018/09/Wind-energy-in-Europe-Outlook-to-2022.pdf>. Acesso em 12/04/2022, às 11:56.



# **Sistemas de Gerência**



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE RECEITAS PRÓPRIAS E COBRANÇA ADMINISTRATIVA NO DER/MG

*Letícia Vargas Machado de Souza*<sup>1</sup>; *Daniel Perrout de Castro*<sup>2</sup>; *Rodrigo Guerra Furtado*<sup>3</sup>

#### RESUMO

A implantação do Sistema de Gestão de Receitas Próprias e Cobrança Administrativa – REC - possibilita a inclusão dos créditos a receber do órgão em uma plataforma digital integrada e de fácil acesso aos devedores, promovendo maior eficiência na recuperação dos créditos relativos a multas de trânsito vencidas e não pagas. Resulta em desburocratização e simplificação ao permitir a automatização do processo de inserção do crédito a receber em um ambiente online integrado aos demais sistemas do órgão, que gerencia todo o ciclo de cobrança administrativa com agilidade e segurança. Em seu primeiro ano o projeto superou as expectativas de arrecadação e as perspectivas para o futuro são muito promissoras.

**PALAVRAS-CHAVE:** Receitas Próprias, Arrecadação, Cobrança Administrativa.

#### ABSTRACT

The implementation of the "Revenue Management and Non-judicial Collection System - REC" - enables the inclusion of credits from non-paid traffic fines from the state road agency in an integrated digital platform with easy access to debtors, promoting greater efficiency in the recovery of credits related to open to collect overdue traffic fines. It results in less bureaucracy and simplification by allowing the automation of the process of entering non-paid fine credit in an online environment integrated with the other systems of the agency, which manages the entire administrative collection cycle with agility and security. In its first year, the project surpassed revenue expectations and prospects for the future are very promising.

**KEY WORDS:** Revenue Management system, collection system, non-paid traffic fines charging, non-judicial notice.

<sup>1</sup> Aluna de Pós Graduação *Latu Sensu* em Gestão e Governança de Tecnologia da Informação. Serviço Nacional de Aprendizagem Comercial – SENAC/SP. Pós Graduada em Gerenciamento de Projetos pela Fundação Getúlio Vargas - FGV. Servidora da Gerência de Tecnologia da Informação do DER/MG. E-mail: [leticia.vargas@der.mg.gov.br](mailto:leticia.vargas@der.mg.gov.br)

<sup>2</sup> Gerente de Tecnologia da Informação do DER/MG. Especialista em Políticas Públicas e Gestão Governamental. Fundação João Pinheiro – FJP. Graduado em Sistemas de Informação pela UFMG - Universidade Federal de Minas Gerais. E-mail: [daniel.perrout@der.mg.gov.br](mailto:daniel.perrout@der.mg.gov.br)

<sup>3</sup> Diretor de Planejamento, Gestão e Finanças do DER/MG. Especialista em Políticas Públicas e Gestão Governamental. Administrador Público pela Fundação João Pinheiro – FJP. Pós-Graduado em Gestão com Ênfase em Negócios pela Fundação Dom Cabral. E-mail: [rodrigo.furtado@der.mg.gov.br](mailto:rodrigo.furtado@der.mg.gov.br)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA

O DER/MG é responsável pelas autuações de trânsito e transporte nas rodovias sob responsabilidade do Estado de Minas Gerais. São lavrados em média 100 mil autos de infração de trânsito por mês, contudo, o montante efetivamente pago não ultrapassa 60% do total estimado. O contexto da pandemia trouxe novos desafios para a gestão dos recebíveis, uma vez que houve suspensão da emissão de notificações de penalidade de trânsito por vários meses e o volume de multas exigíveis em aberto aumentou significativamente. Outro fator relevante é o trâmite administrativo lento das infrações, devido à necessidade de cumprimento das exigências legais, respeitando-se as instâncias recursais previstas. Sem uma ferramenta adequada para a cobrança dos créditos, o volume de multas vencidas e não pagas foi se acumulando progressivamente, chegando ao patamar de R\$400 milhões ao final de 2021. Tendo em vista que a Autarquia tem por obrigação legal a cobrança administrativa dos créditos devidos, tornou-se fundamental o desenvolvimento de funcionalidades para a gestão das contas a receber, controle de recebimento, envio de notificações aos devedores, disponibilização de extrato dos débitos em meio eletrônico e possibilidade de geração de guias para pagamento pelo próprio usuário, em plataforma online integrada aos sistemas já existentes.

## A SOLUÇÃO

O Sistema de Gestão de Receitas - REC contempla a automatização dos processos desde a geração da conta a receber até a cobrança administrativa, cujas principais etapas são a importação dos débitos de multas de outros sistemas, a criação automática da conta a receber, a atualização monetária, a notificação dos devedores, a disponibilização de extrato de débitos no Portal de Serviços do DER/MG, geração de guias de pagamento pelo próprio usuário, retorno de dados sobre a quitação dos débitos, suspensão automática e cancelamento do crédito, geração de relatórios de gestão, além da emissão de certidões e a preparação dos dados para integração com o módulo de dívida ativa. A solução prevê a importação dos débitos a pagar diretamente dos sistemas legados de forma automática, com agilidade, segurança dos dados e rastreabilidade. Esses débitos se tornam contas a receber dentro do sistema de gestão de receitas, garantindo aos gestores o controle de todo o ciclo da cobrança administrativa, consultas, cadastro e edição das contas a receber, gestão dos créditos vencidos e a vencer, situação das contas, datas de vencimento e recebimento. O REC notifica o devedor sobre a existência de débitos em seu CPF ou CNPJ após a conclusão de todos os prazos recursais na esfera administrativa, que no caso do DER/MG são, na grande maioria, débitos oriundos de multas de trânsito e transporte. Essa notificação extrajudicial é enviada aos usuários por meio de uma integração com o sistema E-Carta dos Correios, que possibilita a geração automática da notificação em lotes definidos pelos gestores, evitando erros e dando celeridade ao processo. Após a notificação o interessado poderá consultar seus débitos por meio do Portal de Serviços do DER/MG, disponível no site do órgão. Essa plataforma permite o acesso online do usuário ao extrato de débitos, mediante cadastro simplificado com CPF ou CNPJ, de forma segura e com garantia de sigilo das informações. As guias de pagamento são geradas pelo próprio interessado, sendo os valores corrigidos automaticamente pelo REC. Junto à notificação extrajudicial inserimos um QRCode que direciona o usuário para a página de cadastro do Portal de Serviços do DER/MG, simplificando o acesso ao detalhamento dos débitos. Inicialmente, o sistema foi implantado para

cobrar apenas as multas de trânsito e transporte vencidas, como piloto. Mas a funcionalidade foi desenvolvida para atender a quaisquer contas a receber do órgão.

## RESULTADOS MENSURADOS

Iniciamos a implantação do projeto piloto em Maio de 2021, enviando 40.000 notificações (cerca de 15% do total de devedores notificados) para um grupo escolhido entre pessoas físicas e jurídicas. O critério inicial para o piloto foi o ano da conta a receber, tendo sido priorizadas as contas de 2015 e 2016, evitando assim a eventual prescrição dos débitos. Os primeiros resultados foram bastante positivos, pois em 2 meses de projeto foram arrecadados pouco mais de R\$2,4 milhões. O retorno do projeto até Dezembro/2021 foi suficiente para cobrir os custos totais - detalhados na Tabela 1, mensurados em cerca de R\$1 milhão de reais, restando ainda um saldo positivo de R\$ 34,8 milhões, conforme demonstra a Tabela 2.

Tabela 1 - Custos detalhados do Projeto até Dezembro/2021. (Elaboração Própria, 2022).

Custos detalhados até 12/2021	Qtde	Custo Unitário	Total
Escopo Inicial	1	R\$ 848.671,80	848.671,80
Demandas adicionais PFF	62,85	R\$ 1.014,05	63.733,04
Demandas adicionais HH	127,5	R\$ 117,55	14.987,63
Total			927.392,47

Tabela 2. Arrecadação do Projeto até Dezembro/2021. (Elaboração Própria, 2022).

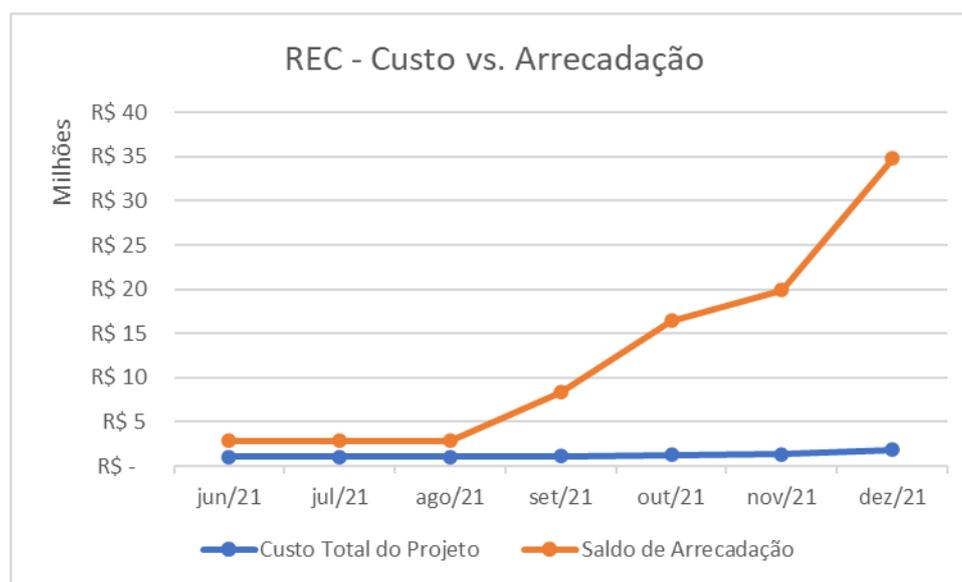
Item	Total
Custo REC	(-R\$ 927.392,47)
Custo Notificação	(-R\$ 898.659,44)
Arrecadação Notificação	R\$ 36.651.093,19
Saldo	R\$ 34.825.041,28

O saldo positivo do REC foi mensurado 2 meses após o lançamento do projeto piloto, que notificou cerca de 15% do total de devedores cadastrados no sistema. A taxa de retorno após 7 meses de notificações foi de 14,9% de arrecadação, totalizando R\$34,8 milhões até Dezembro/2021, conforme demonstram a Tabela 3 e o Gráfico 1.

Tabela 3. Taxa de Retorno da Arrecadação (Saldo/Valor dos débitos notificados).  
(Elaboração Própria, 2022)

Mês da notificação	Notificações enviadas	Valor dos débitos notificados	Notificados que quitaram débitos	Custo Total do Projeto	Saldo de Arrecadação	Taxa de Retorno dos notificados
jun/21	40549	R\$ 31.858.904	1386	-R\$ 1.023.899	R\$ 2.842.155	8,9%
jul/21	40549	R\$ 31.859.034	2406	-R\$ 1.023.899	R\$ 2.842.155	8,9%
ago/21	40549	R\$ 31.862.756	2938	-R\$ 1.023.899	R\$ 2.842.155	8,9%
set/21	88287	R\$ 73.884.816	4627	-R\$ 1.137.516	R\$ 8.336.128	11,3%
out/21	143478	R\$ 107.908.923	12783	-R\$ 1.268.870	R\$ 16.435.307	15,2%
nov/21	179577	R\$ 141.301.349	17809	-R\$ 1.354.786	R\$ 19.918.204	14,1%
dez/21	377588	R\$ 233.079.573	26404	-R\$ 1.826.052	R\$ 34.825.041	14,9%

Gráfico 1. Relação Custo vs Arrecadação do Projeto. (Elaboração Própria, 2022)



Os resultados mensurados na continuidade do projeto têm sido bastante positivos. Já realizamos a cobrança de cerca de 82% dos devedores. Ou seja, mais de 377.000 pessoas foram notificadas no período de Maio a Dezembro/2021. Em menos de 1(um) ano do lançamento do projeto a grande maioria dos devedores de multas de trânsito foi notificada. Concluída essa etapa de notificação de todo o passivo vencido, a partir de 2022, o sistema REC foi parametrizado para notificar automaticamente todos os devedores que não quitarem seus débitos após 180 dias do vencimento do último prazo recursal, criando assim uma rotina automatizada.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO

Desde a concepção do Projeto em Maio/2019 até Dezembro/2021 foram gastos: R\$1.826.052. O projeto atingiu seu ponto de equilíbrio financeiro em 25 meses após sua concepção inicial. A Tabela 1 contém o detalhamento dos valores gastos.

O sistema REC é integrado ao Sistema de Gerenciamento de Informações Viárias - SGIV - sistema criado pelo DER/MG para monitorar a maior parte dos processos internos e serviços do órgão. Não houve acréscimos ao custo de manutenção do SGIV. O único custo fixo envolvido no projeto é o da emissão das notificações administrativas, enviadas automaticamente pelo REC para o sistema E-Carta dos Correios. O custo unitário da notificação é de R\$2,38.

## ESTRATÉGIA DE IMPLANTAÇÃO

As etapas de especificação, desenvolvimento e homologação do sistema REC foram realizadas ao longo de 2019. Em 2020 iniciamos os testes em produção e realizamos a migração da massa de dados relativa a infrações de trânsito, que contempla a maior parte dos débitos vencidos. Devido às diferenças entre as bases da Prodemge e do DER/MG, foram necessárias adaptações para que a migração ocorresse da forma desejada. Adequamos o Portal de Serviços do DER/MG para permitir a consulta de débitos e a geração das guias de pagamento pelos próprios usuários. Discutimos com os Correios a implantação do sistema E-Carta para dar agilidade e segurança ao processo de cobrança administrativa e, ao mesmo tempo, reduzir o custo com as notificações.

No início de 2021 realizamos os ajustes finais e iniciamos o projeto piloto em Maio/2021 com 40.000 notificações. Avaliamos os resultados preliminares e em Agosto/2021 enviamos mais um lote de 40.000 notificações. Os resultados foram bastante expressivos e em Novembro e Dezembro/2021 enviamos mais 300.000 notificações, concluindo o montante que estava sujeito a prescrição. A partir dessa etapa automatizamos o envio das notificações em conformidade com parâmetros pré estabelecidos, evitando a perda de prazos e eventuais erros de operação.

## PARCERIAS

Para desenvolvimento deste Projeto o DER/MG contou com a importante parceria de outros órgãos e entes estatais. A PRODEMGE foi responsável pelo fornecimento e tratamento de dados das bases do DETRAN/MG (base estadual) e RENAINF (base nacional de veículos). Os Correios forneceram o serviço de envio de correspondência na modalidade E-Carta, que consiste em uma carta simples fabricada em grandes lotes para o envio ágil e eficaz das notificações administrativas. A AGE irá recepcionar e tratar os devedores que podem ser inscritos em Dívida Ativa para eventuais cobranças em cartório ou execução fiscal, seguindo todos os trâmites legais. Por fim, será firmada uma parceria com a SEPLAG (Secretaria de Estado de Planejamento e Gestão) para inclusão do Projeto no MGApp, aplicativo do Estado que fornece diversos serviços aos cidadãos.

## BENEFICIÁRIOS DA SOLUÇÃO

A implantação desse sistema atingiu a Alta Administração do DER/MG em primeira instância, dando maior visibilidade aos créditos recuperáveis do órgão e fornecendo informações relevantes sobre as receitas próprias para as tomadas de decisão. A automatização da gestão das receitas trouxe eficiência, transparência e segurança aos processos internos e a cobrança administrativa otimizou a recuperação de débitos vencidos e não pagos. Mas o cidadão em geral também será beneficiado, por meio da aplicação desses recursos recuperados na otimização dos serviços públicos finalísticos do órgão, quais sejam, a manutenção e construção de rodovias e edifícios públicos (escolas, presídios, entre outros).

Vale ressaltar que os usuários terão acesso simplificado aos débitos por meio do Portal de Serviços do DER/MG, podendo gerar as guias de pagamento diretamente no site, com garantia de acesso restrito aos interessados e segurança dos dados. Com o intuito de garantir o melhor atendimento aos usuários, elaboramos uma cartilha com orientações de acesso ao Portal de Serviços e à Consulta de Débitos. Essa cartilha está disponível com destaque na página principal do site do DER/MG e no menu de acesso à Consulta de Débitos. Disponibilizamos também uma ferramenta de Chatbot para que os usuários possam sanar dúvidas em tempo real sobre o detalhamento dos débitos de multas.

Outra importante novidade é que o acesso ao Portal já está sendo realizado pelo serviço de login único do Governo Federal - Gov.br, uma solução de cadastro de cidadãos brasileiros que utiliza o CPF como identificador principal do usuário. Ao aderir a esta solução, cidadãos de todos os Estados da Federação poderão acessar o Portal de Serviços do DER/MG com o mesmo login utilizado em diversos outros sistemas do Governo Federal, não sendo necessário o cadastro de novo usuário e senha. Por meio dessa funcionalidade o cidadão terá acesso seguro e unificado a diversos serviços públicos.

## RISCOS E INCERTEZAS

Identificamos como principais riscos do projeto:

- A importação de dados de sistemas não atualizados e de responsabilidade de outros órgãos, como o DETRAN/MG;
- A não aderência de outros órgãos envolvidos no processo de cobrança de débitos vencidos e inscrição em Dívida Ativa (competência da AGE/MG);
- Impossibilidade de acessar as seguintes bases para validação de informações de expedidores e transportadores:
  - a. Receita Federal: Busca e validação das informações básicas das empresas;
  - b. Fazenda Estadual: Consulta e validação das informações das notas fiscais de transporte;
  - c. Prodemge/DETRAN/MG: Acesso à base nacional de veículos (RENAINF) para consulta de dados dos veículos e proprietários.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



Estamos avaliando caso a caso o retorno dos dados não atualizados da base do DETRAN/MG, que acessa a base nacional de dados de veículos (RENAINF) e solicitando à Prodemge a correção manual de erros. Essa solução mitiga parte das inconsistências enquanto estudamos uma estratégia de aprimoramento junto com o DETRAN/MG.

No que tange à continuidade do processo de cobrança dos débitos após o encerramento da fase administrativa, para que seja realizada a devida inscrição em dívida ativa ou protesto em cartório, estamos analisando junto à Procuradoria do DER/MG as alternativas disponíveis para ativar a integração da base de dados do REC com o sistema da AGE/MG. A parte que cabe ao DER/MG na preparação dessa integração já está disponível.

## CONCLUSÃO

A tecnologia inovadora trazida pelo sistema de gestão de receitas trouxe um incremento real às perspectivas de arrecadação do órgão, por meio da introdução da notificação extrajudicial como instrumento coercitivo, assim como pela consolidação dos dados em um sistema web, trazendo as informações de maneira organizada e menos suscetível a erros, dando maior segurança e transparência ao processo de recuperação administrativa de créditos.

Percebemos ganhos reais decorrentes da centralização das informações em um banco de dados com acompanhamento online, permitindo a geração de relatórios gerenciais e a emissão dos extratos de débitos e guias de pagamento automaticamente, a qualquer momento e pelo próprio interessado, por meio do site do órgão. Tais funcionalidades proporcionaram enormes ganhos de gestão aos responsáveis pela operação das áreas finalísticas e da área financeira, sem contar na segurança, rastreabilidade e agilidade dos processos.

O sistema ainda possibilita a melhoria na prestação de serviços aos usuários por meio da integração com o Portal de Serviços do DER/MG. Pelo Portal o devedor tem acesso facilitado aos débitos existentes em seu CPF ou CNPJ e pode gerar as guias de pagamento de forma intuitiva, sem complicações. Tudo pode ser feito pela internet, com transparência e sem burocracia, eliminando a necessidade de deslocamento do usuário à Sede ou às unidades do órgão no interior do Estado, fator de extrema relevância em um contexto de pandemia.

Dentre as expectativas de aprimoramento do sistema REC, destacamos a integração com o MGAP, aplicativo gratuito para smartphones Android e iOS que unifica todos os serviços prestados pelo Governo do Estado de Minas Gerais em uma só plataforma. O aplicativo disponibilizará ao usuário todas as informações sobre seus débitos de multas.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### APLICAÇÃO DO ALGORITMO *K-MEANS* PARA SEGMENTAÇÃO DE PAVIMENTOS COM BASE EM DADOS MULTIDIMENSIONAIS

*Cléber Faccin*<sup>1</sup>; *Lorenzo Chaves Pacheco*<sup>1</sup>; *Lucas Dotto Bueno*<sup>2</sup>; *Pedro Orlando Borges de Almeida Júnior*<sup>1</sup>; *Silvio Lisboa Schuster*<sup>1</sup>; *Chaveli Brondani*<sup>1</sup>; *Fernando Dekeper Boeira*<sup>3</sup> & *Luciano Pivoto Specht*<sup>1</sup>

#### RESUMO

Em virtude da crescente possibilidade de obtenção de informações relacionadas à condição do pavimento de uma rodovia, faz-se necessário o estudo e o desenvolvimento de ferramentas e processos a fim de utilizar esses dados na gestão da malha. Decisões orientadas por dados usando novas tecnologias estão impulsionando o futuro do gerenciamento rodoviário. A fim de contribuir com a prática de gerenciamento e projeto de pavimentos, este estudo avalia a técnica de *cluster* não supervisionado para agrupamento de pavimentos, com base em dados multidimensionais (funcionais e estruturais), com o intuito de separar segmentos homogêneos. Neste artigo, foi avaliado o algoritmo *K-Means* para a segmentação de pavimentos. Os dados de irregularidade longitudinal, deflexão e afundamento em trilha de roda empregados na análise contemplam 738 segmentos de 200 metros de 3 rodovias localizadas no estado do Rio Grande do Sul. Os resultados obtidos indicam o algoritmo *K-Means* é capaz de agrupar a rede de pavimentos em uma série de *clusters*, e as seções agrupadas em cada cluster possuem características estruturais, funcionais e de superfície semelhantes. Comparada com os métodos empíricos tradicionais de classificação ou categorização, a metodologia proposta minimiza a subjetividade no processo de tomada de decisão. Considerando os dados avaliados no presente trabalho, pode-se concluir que os grupos obtidos por meio do algoritmo *K-Means* apresentam características diferentes entre eles, sendo, nesse caso, mais perceptível para 4 *clusters*. Por fim, interpreta-se que, desde que haja pelo menos duas diferentes dimensões dos atributos de condição do pavimento, a proposta metodologia é viável.

**PALAVRAS-CHAVE:** dados; condição do pavimento; *K-Means*; segmentos homogêneos

#### ABSTRACT

Due to the increasing possibility of obtaining information related to the condition of the pavement of a highway, it is necessary to study and develop tools and processes in order to use this data in the management of highways. Data-driven decisions using new technologies are driving the future of road management. In order to contribute to pavement design and management practice, this study evaluates the unsupervised cluster technique for grouping pavements based on multidimensional data (functional and structural), in order to separate homogeneous segments. In this article, the *K-Means* algorithm for pavement segmentation was evaluated. The data on international roughness index (IRI), deflection and rutting sag used in the analysis include 738 segments on 3 highways located in the state of Rio Grande do Sul. The results obtained indicate that *K-Means* methodology is able to group the pavement network into a series of clusters, and the sections grouped in each cluster have similar structural, functional and surface characteristics. Compared with traditional empirical methods of classification or categorization, the proposed methodology minimizes subjectivity in the decision-making process. Considering the data evaluated in the present work, it can be concluded that the groups obtained through the *K-Means* algorithm present different characteristics between them, being, in this case, more noticeable for 4 clusters. Finally, it is interpreted that, as long as there are at least two different dimensions of the pavement condition attributes, the proposed methodology is practicable.

**KEY WORDS:** Data; pavement condition; *K-Means*; homogeneous segments

<sup>1</sup> UFSM - Campus Santa Maria\_RS. E-mail: crfaccin@gmail.com; lorenzochaves70@gmail.com; silvioschuster@gmail.com; pedro.junior@ufsm.br; luspecht@ufsm.br.

<sup>2</sup> UFSM - Campus Cachoeira do Sul-RS. E-mail: lucas.bueno@ufsm.br.

<sup>3</sup> Engenheiro Civil. E-mail: fernando.d.boeira@gmail.com

## INTRODUÇÃO

O processo de gerência de pavimentos vem evoluindo juntamente com novas tecnologias de obtenção de dados, beneficiando as concessionárias, o setor público e os usuários das vias. Nesse contexto, obter dados do pavimento em seu sistema de gerenciamento de ativos é fundamental para poder conduzir uma boa tomada de decisão, o planejamento e o dimensionamento.

O que antes era um processo trabalhoso e demorado, vem tornando-se mais rápido, fácil e econômico, aumentando a quantidade de dados disponíveis em relação às condições do pavimento. A utilização de equipamentos como o *Falling Weight Deflectometer* (FWD) e o perfilômetro inercial a laser possibilita a obtenção de dados de deflexão, irregularidade e afundamento em trilha de roda maneira rápida e eficiente (Bueno *et al.*, 2022). Ainda, novas tecnologias de imagem que utilizam inteligência artificial vêm sendo implantadas, automatizando ainda mais o processo de levantamento de defeitos dos pavimentos como trincas e panelas.

Diante disso, é importante dividir cada trecho da rodovia avaliada em subtrechos homogêneos, com o propósito de elaborar um diagnóstico das condições estruturais e funcionais de uma rodovia e assim fornecer subsídios para o projeto de reabilitação e intervenções quando necessário. A divisão do trecho em estudo em subtrechos estatisticamente homogêneos é indispensável na avaliação da capacidade de carga de um pavimento (PINELO, 1993 apud (SOUZA JÚNIOR, 2018)).

Em virtude da crescente quantidade de informações da rodovia relacionadas ao pavimento, faz-se necessário o estudo e desenvolvimento de ferramentas e processos a fim de utilizar esses dados na gestão da malha. Decisões orientadas por dados usando novas tecnologias estão impulsionando o futuro do gerenciamento de ativos rodoviários (QIU, ASCE, *et al.*, 2015).

Conforme WANG *et al.* (WANG, *et al.*, 2018), os dados das condições do pavimento geralmente consistem em vários indicadores de desempenho, o que dificulta a tomada de decisão de manutenção e alocação de recursos. Na prática convencional, métodos empíricos têm sido usados para avaliar os atributos multidimensionais da condição do pavimento. No entanto, se os dados de desempenho em uma rede rodoviária estiverem disponíveis, abordagens orientadas em dados podem ser aplicadas para esses problemas de tomada de decisão multiatributos.

Nesse contexto, técnicas de aprendizado de máquina (*machine learning*) vem sendo avaliadas como ferramentas no auxílio da gerência e projeto de pavimentos. Pesquisas realizadas em outros países (KARIMZADEH, SABETI, *et al.*, 2021, WANG, WANG, *et al.*, 2018) utilizaram a técnica de clusterização para segmentação de pavimentos com base em parâmetros funcionais e estruturais. Os autores concluíram que a referida metodologia gera resultados satisfatórios de agrupamento, sendo promissora para análise de uma grande quantidade de dados.

A análise de *cluster* é um método de aprendizado de máquina não supervisionado amplamente usado para classificar amostras de dados ou variáveis em diferentes grupos, com base em sua semelhança. Métricas de distância, como a distância euclidiana, são comumente usadas para medir a similaridade entre amostras. O método *K-Means* (MACQUEEN, 1967) é o algoritmo de agrupamento mais utilizado, tendo por objetivo dividir as amostras em grupos (*clusters*, em inglês) que tenham alto grau de similaridade entre seus elementos e alto grau de separação entre elementos de *clusters* diferentes, sendo proposto por J.B. MacQueen (LI, WU, 2012, TRIPATHI, TRIPATHI, *et al.*, 2018, WU, 2012).

A fim de contribuir com a prática de gerenciamento e projeto de pavimentos, este estudo avalia a técnica de cluster não supervisionado para agrupamento de pavimento com base em dados multidimensionais (funcionais e estruturais), com o intuito de separar segmentos homogêneos. Neste artigo, foi avaliado o algoritmo *K-Means* para a segmentação de pavimentos. Busca-se, assim, auxiliar os engenheiros de pavimentos a selecionar seções de manutenção e reabilitação e otimizar ainda mais as alocações de recursos.

## METODOLOGIA

Os dados da condição do pavimento geralmente consistem em atributos multidimensionais. A fim de avaliar a técnica proposta, a presente pesquisa foi desdobrada em 4 etapas, conforme pode-se observar no Fluxograma da Figura 1. A primeira etapa consistiu em obter dados reais de condição estrutural, funcional e de superfície de pavimentos. O segundo passo foi empregado consistiu na aplicação do algoritmo *K-Means* para agrupar as seções de pavimento. Com os resultados dos *clusters*, o terceiro passo foi identificar os grupos e relatar as características dos mesmos. A última etapa foi a interpretação dos resultados. Os detalhes de cada etapa são fornecidos nas seções subsequentes.

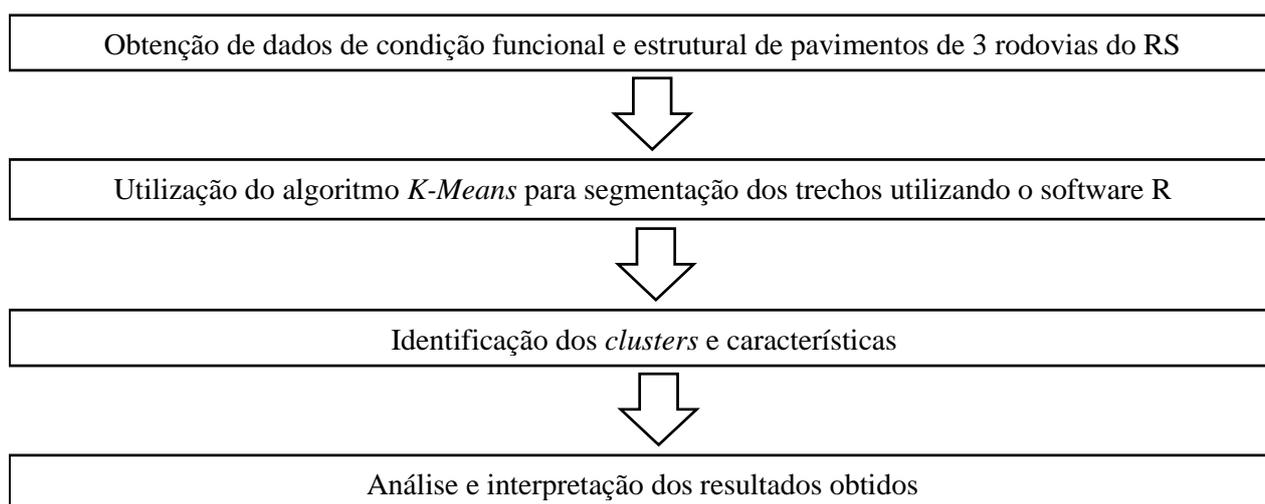


Figura 1 – Fluxograma da metodologia proposta

### Obtenção e preparo dos dados

Na primeira etapa, os dados de condição funcional e estrutural do pavimento de 3 rodovias gaúchas foram obtidos em projetos do DAER, disponíveis no site do governo do estado do Rio Grande do Sul. Foram utilizados o parâmetro funcional de irregularidade longitudinal (IRI), o parâmetro estrutural de deflexão, obtida com o equipamento FWD, e a condição de superfície em termos de afundamento em trilha de roda (ATR). A Tabela 01 exibe um resumo do quantitativo de dados disponíveis, cujas informações contemplam 738 segmentos de 200 metros em 3 rodovias localizadas no estado do RS.

Tabela 1 – Dados utilizados para segmentação dos pavimentos e respectivas rodovias

Rodovia	IRI	ATR	Deflexão D0 (FWD)	Número de segmentos avaliados
RSC-287	x	x	x	284
ERS 168	x	x	x	236
ERS 377	x	x	x	216

A Figura 2 apresenta a matriz de correlação Pearson para as variáveis disponíveis consideradas, a fim de avaliar a multicolinearidade dos dados (grau em que qualquer efeito de variável

pode ser previsto ou explicado por outras variáveis e é um pressuposto básico em análise de agrupamento). A multicolinearidade entre as variáveis pode alterar os padrões de agrupamento, pelo fato dessas variáveis serem implicitamente ponderadas com maior peso (JOSEPH F. HAIR JR, 2005).

É possível observar que não há correlações consideráveis entre IRI, Deflexão e ATR, indicando que as condições do pavimento avaliadas não apresentam dependência entre elas. Diante disso, a utilização dos três parâmetros na análise de agrupamento não ocasiona viés devido à multicolinearidade.

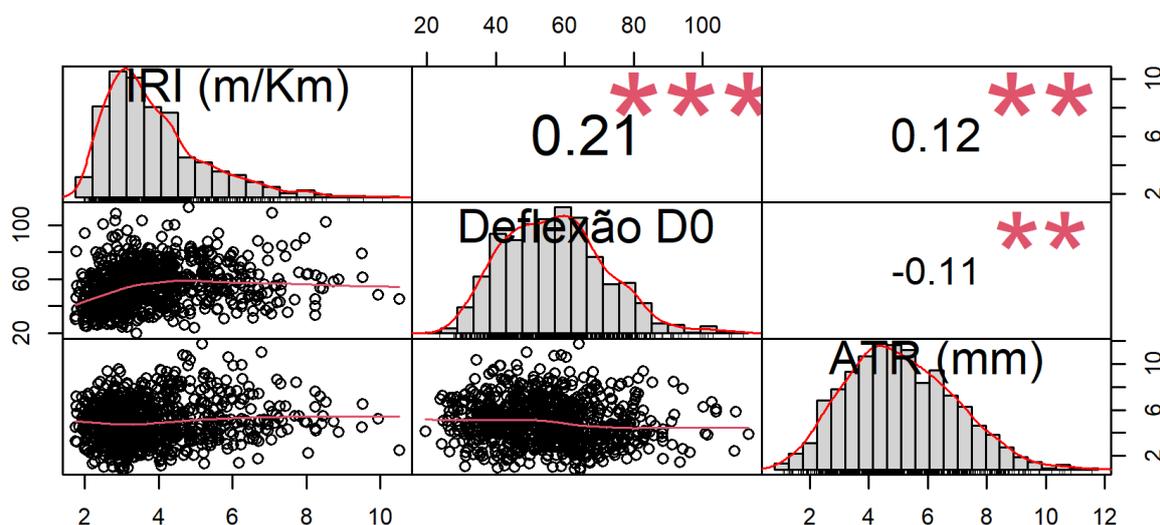


Figura 2 – Matriz de correlação Pearson dos dados utilizados

### Critério de definição do número de grupos (*clusters*)

O algoritmo *K-Means* requer o número de *clusters* como entrada. Existem diversas abordagens para seleção do número de grupos, sendo muitas vezes complexo identificar a melhor alternativa para o banco de dados em utilização. Diante disso, uma alternativa consiste em executar variados métodos e obter o número de *clusters* com maior aceitação (ou seja, encontrar o consenso). Isso pode ser feito por meio do pacote “parameters” (LÜDECKE, BEN-SHACHAR, *et al.*, 2020), disponível para uso no *software* R (“R: The R Project for Statistical Computing”, 2021).

Para o banco de dados em análise, conforme a Figura 3, a indicação de utilização de 3 *clusters* é suportada por 9 (31,03%) métodos de 29 considerados na análise (Gap\_Dudoit2002, Scott, trcovw, Tracew, Friedman, Ratkowsky, Ball, Mixture (VVE), Mixture (VVI)). A segunda indicação com maior ocorrência é a utilização de 2 ou 4 grupos. Diante disso, será realizada uma análise para 3 e 4 *clusters* no decorrer do trabalho.

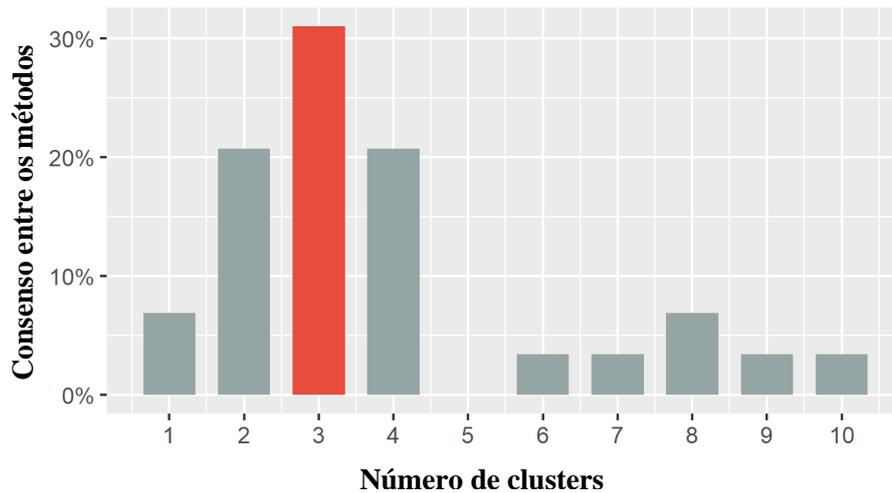


Figura 3 - Número de clusters recomendados

### Agrupamento de segmentos de pavimento usando o algoritmo *K-Means*

Para a realização da segmentação, foi utilizado o *software* R (“R: The R Project for Statistical Computing”, 2021), por meio do pacote ‘factoextra’ (MUNDT, 2020). O algoritmo de agrupamento *K-Means* (MACQUEEN, 1967) é um método de aprendizado não supervisionado. O *software* seleciona os *K* centroides iniciais especificados de acordo com o número de *clusters* definidos previamente. Cada ponto nos dados é então atribuído ao centroide mais próximo, e cada coleção de pontos atribuídos a um centroide forma um *cluster*. O centroide de cada *cluster* é então atualizado com base nos pontos atribuídos a esse *cluster*. Este processo é repetido até que nenhum ponto altere os grupos (WU, 2012). Mais detalhes sobre o algoritmo *K-Means* podem ser encontrados em (MACQUEEN, 1967, MUNDT, 2020, WU, 2012).

O método de clusterização *K-Means* classifica os objetos dentro de múltiplos grupos, de forma que a variação intra-cluster seja minimizada pela soma dos quadrados das distâncias Euclidianas entre os itens e seus centroides, conforme Equação 01.

$$W(C_k) = \sum_{x_i \in C_k} (x_i - \mu_k)^2 \quad (01)$$

Desta forma  $x_i$  é o ponto que pertence ao *cluster*  $C_k$  e  $\mu_k$  representa a média do valor atribuído ao *cluster*  $C_k$ . Cada observação ( $x_i$ ) é designada a um *cluster* de forma que a soma dos quadrados da distância da observação em relação ao seu *cluster* central ( $\mu_k$ ) é mínima. Ainda, para definir a variação intra-cluster é utilizada fórmula abaixo, sendo que deve ser tão baixa quanto o possível (Equação 02):

$$tot. \text{ intracluster} = \sum_{k=1}^k W(C_k) = \sum_{k=1}^k \sum_{x_i \in C_k} (x_i - \mu_k)^2 \quad (02)$$

## RESULTADOS E ANÁLISES

Para explicar os resultados obtidos através do objetivo do estudo, as seções seguintes discutem, respectivamente, a análise de agrupamento e as características dos grupos.

### Análise de agrupamento

Conforme mostrado na Figura 4, os 738 segmentos de rodovias foram divididos em três e quatro *clusters*, conforme orientação dos métodos estatísticos considerados na definição do número de grupos. A função “fviz\_cluster” usada no pacote ‘factoextra’ (MUNDT, 2020) transforma o conjunto inicial de 3 variáveis (IRI, ATR e Deflexão) em um novo conjunto de variáveis através da Análise de Componentes Principais (PCA). Esse algoritmo de redução de dimensionalidade opera nas variáveis de conjuntos de dados inteiros e gera duas novas variáveis (Dim1 e Dim2) que representam as variáveis originais como uma projeção do conjunto de dados original. Para 3 e 4 grupos, observa-se uma boa separação, indicando diferenças significativas entre os *clusters* em ambos os casos.

Para facilitar o entendimento durante o trabalho, os *clusters* são identificados por cores, da seguinte forma: Cluster 1 - vermelho; Cluster 2 – verde; Cluster 3 – azul; e Cluster 4 – roxo.

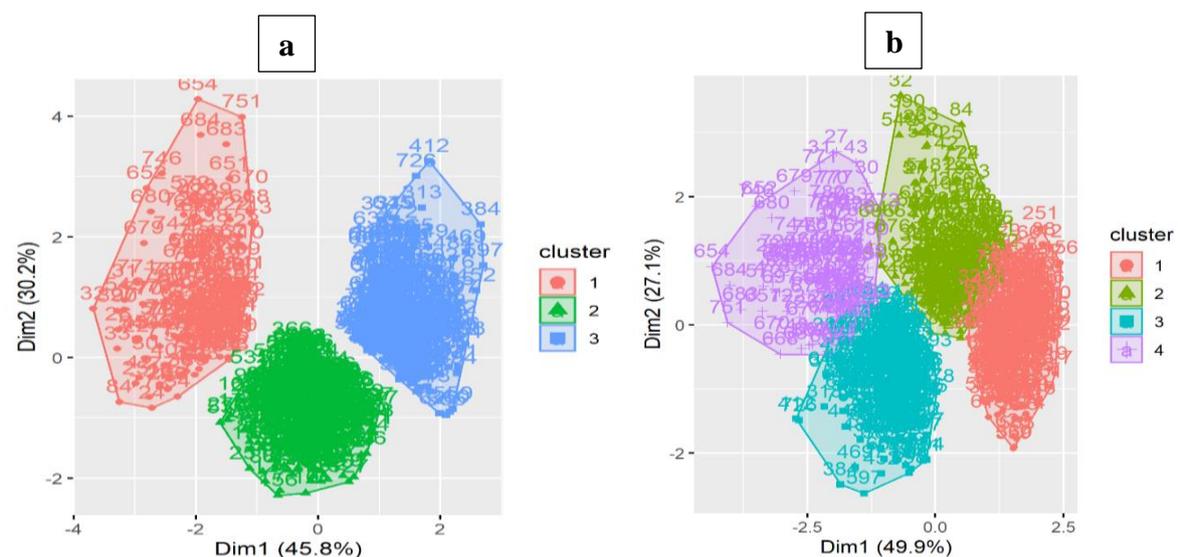


Figura 4 - *Clusters* formados como resultado da aplicação do algoritmo *K-Means*: a) 3 clusters; b) 4 clusters

Na Figura 5a estão apresentadas as classificações das seções conforme o *cluster*, indicadas nas rodovias de acordo com as cores adotadas para os 3 grupos. Na Figura 5b é apresentada a segmentação da rodovia RSC-287.

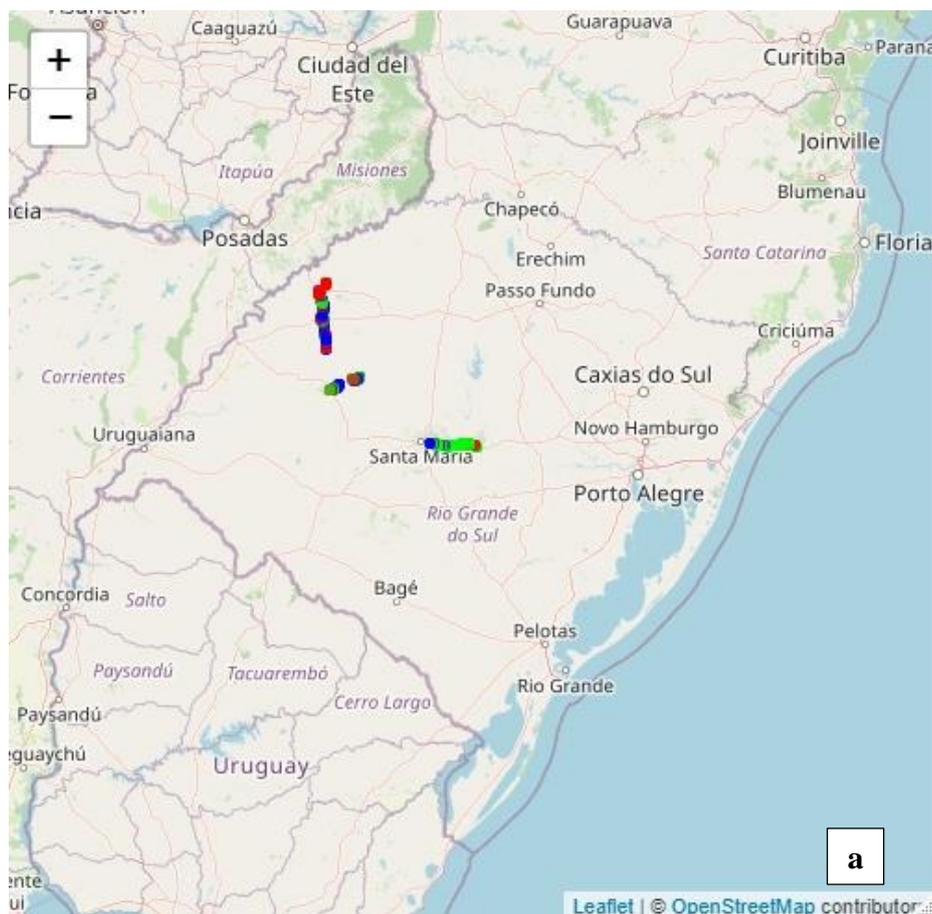


Figura 5 - Classificação para cada seção por meio do algoritmo *K-Means* considerando 3 grupos: a) todas as rodovias; b) RSC-287

Já na Figura 6a são apresentadas as classificações considerando 4 grupos. Na Figura 6b é apresentada a segmentação da rodovia RSC-287. Os mapas podem ser acessados em: <https://rpubs.com/crfaccin/rs> e <https://rpubs.com/crfaccin/rs1>, respectivamente.

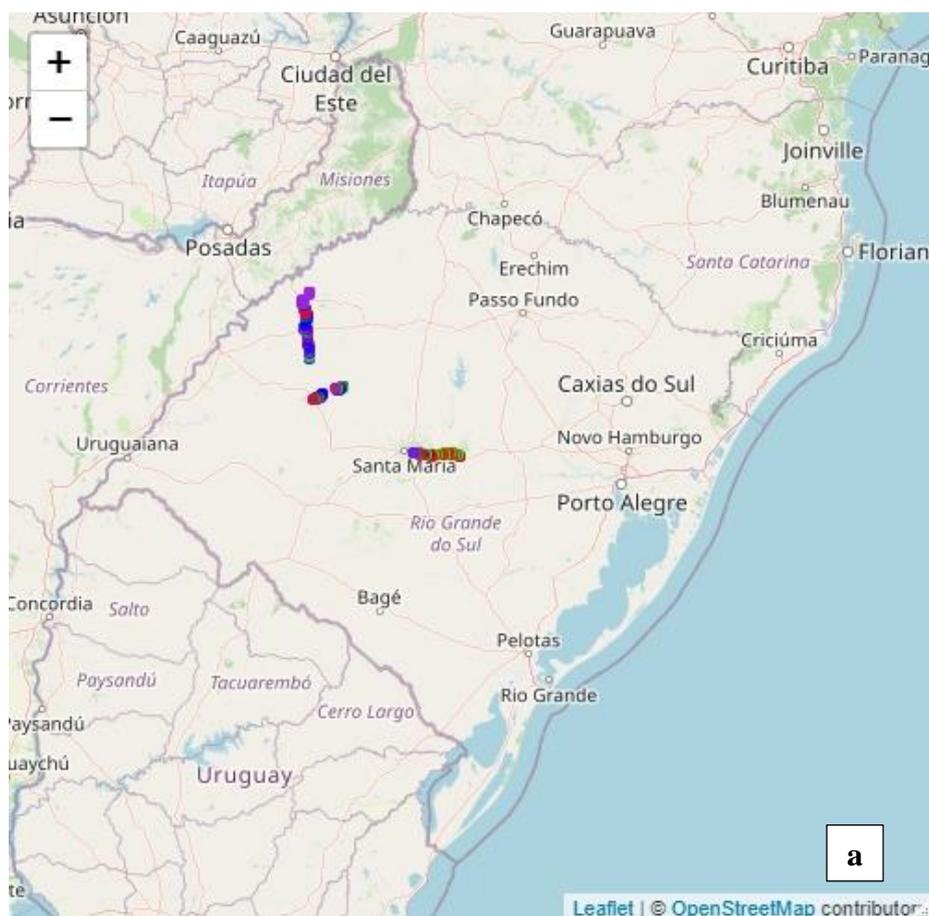


Figura 6 - Figura 7 - Classificação para cada seção por meio do algoritmo *K-Means* considerando 4 grupos: a) todas as rodovias; b) RSC-287

Além de auxiliar na definição dos segmentos homogêneos, a ferramenta pode ser útil aos gestores na identificação de segmentos problemáticos, possibilitando, também, a inserção de novas funcionalidades como alertas baseados em critérios pré-estabelecidos de condição do pavimento.

### Clusters: características

Para avaliar as características obtidas por meio da análise de agrupamento para cada *cluster*, os parâmetros considerados são apresentados em *box-plots* para cada grupo: a Figura 7 mostra os

valores de IRI, ATR e Deflexão Máxima (D0) para os respectivos grupos, considerando as duas situações analisadas: a) 3 clusters; b) 4 clusters.

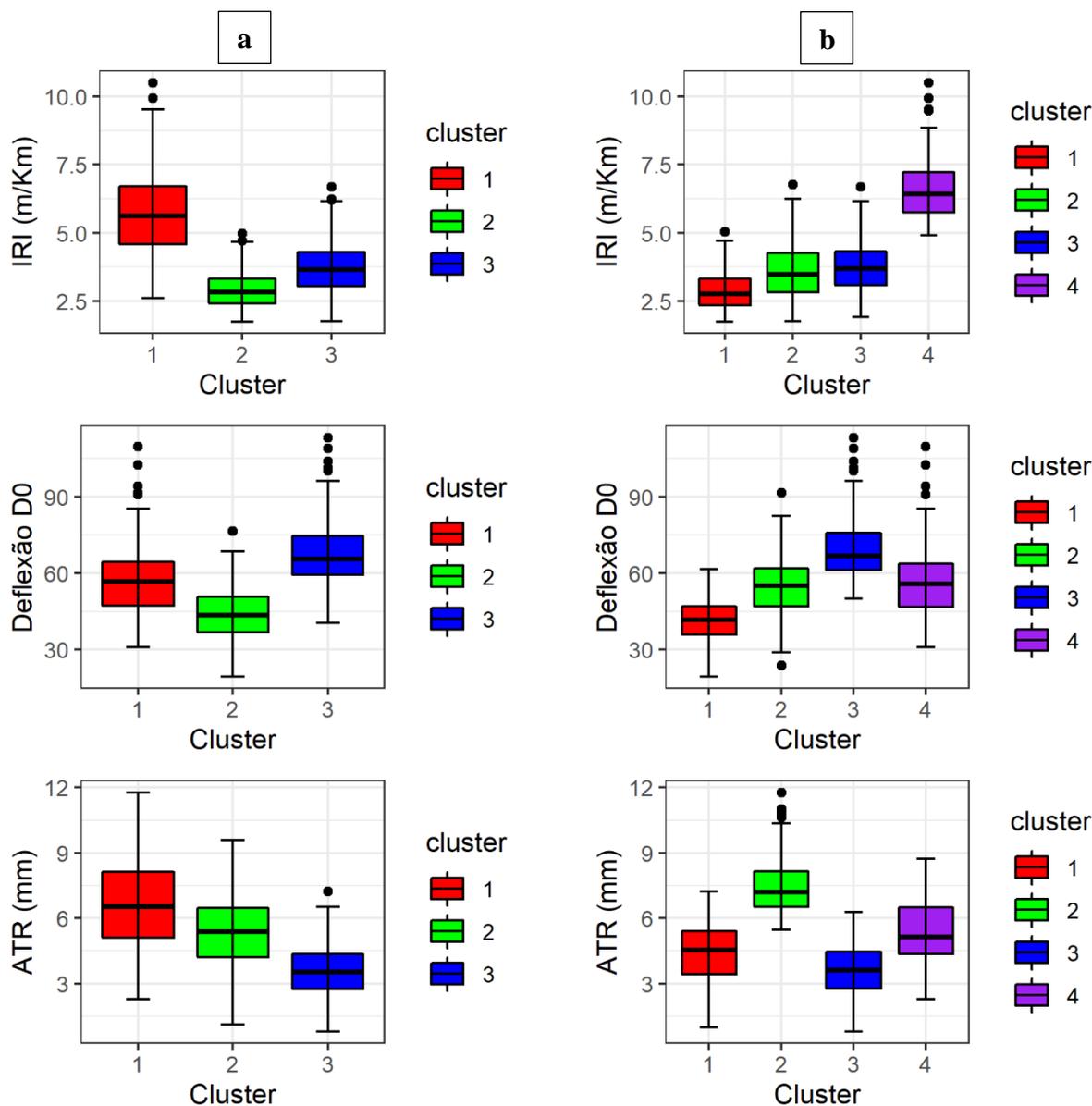


Figura 8 – Box-Plots das características dos grupos: a) 3 clusters; b) 4 clusters

Como pode-se observar na Figura 7a, para 3 clusters, os grupos apresentam níveis médios diferentes de IRI, Deflexão e ATR, conforme segue:

- o cluster 1 é caracterizado pelos maiores valores de IRI quando comparado com os demais grupos (75% dos valores acima de 4 m/km, com valores de até mais de 10 m/km); deflexões variando entre 30 e 120 (0,01 mm); e ATR com alta variabilidade (entre 2 e 12 mm);
- o cluster 2 é caracterizado pelos menores valores de IRI (100% dos valores menores que 5m/km); menores deflexões (75% dos valores abaixo de 50 (0,01 mm)); e valores

intermediários de ATR em relação aos demais grupos, também com alta variabilidade (entre 1 e 10 mm);

- já o *cluster* 3 se destaca, em relação aos demais, pela elevada deflexão (75% dos valores acima de 60 (0,01 mm); menores valores de ATR (100% dos valores menores que 7,5 mm); e IRI com valores menores que 6.5 m/km;

Para a Figura 7b, considerando 4 *clusters*, percebe-se mais claramente as características dos grupos e menor variabilidade dentro deles, descritas da seguinte forma:

- o *cluster* 1 é caracterizado pelos menores valores de IRI e deflexão em relação aos demais grupos (75% dos valores de IRI abaixo de 3,5 m/km e 100% dos valores de deflexão menor que 62 (0,01 mm);
- o grupo 2 se destaca, em relação aos demais, por elevados valores de ATR (100% dos valores acima de 6 mm, alcançando expressivos valores em alguns locais - maiores que 11 mm);
- o grupo 3 pode ser definido por meio dos maiores valores de deflexão em comparação com demais, apresentando 75% dos valores acima de 60 (0,01 mm);
- já o grupo 4 apresenta como destaque a alta irregularidade longitudinal (100% dos valores acima de 5m/km).

Essas características podem ser usadas para definição de critérios de intervenção ou investimentos. Além disso, pode-se perceber a detecção de *outliers* (dados que se diferenciam drasticamente de todos os outros) para os parâmetros avaliados. Como exemplo, os valores de IRI acima de 10m/km na Figura 7b para o *cluster* 4. Por meio de ferramentas de processamento de dados como o software R, é possível identificar a localização dessas seções em campo, auxiliando na gestão da malha rodoviária.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A segmentação de redes de pavimentação em grande escala é uma ação complexa para agências rodoviárias e projetistas. Este estudo buscou avaliar um método objetivo para lidar com este problema, utilizando conceitos estatísticos. Os resultados obtidos indicam que metodologia *K-Means* é capaz de agrupar a rede de pavimentos em uma série de *clusters*, e as seções agrupadas em cada *cluster* possuem características estruturais, funcionais e de superfície semelhantes.

Considerando os dados avaliados no presente trabalho, pode-se concluir que os grupos obtidos por meio do algoritmo *K-Means* apresentam características diferentes entre eles, sendo mais perceptível para 4 *clusters* nesse caso. Cada um dos 4 *clusters* pode ser atribuído a uma particularidade principal como o elevado IRI para o grupo 4.

Comparada com os métodos empíricos tradicionais de classificação ou categorização, a metodologia proposta minimiza a subjetividade no processo de tomada de decisão. Desde que haja pelo menos dois diferentes dimensões dos atributos de condição do pavimento, a proposta metodologia é viável.

Por fim, a definição do número de *clusters* é um aspecto relevante e que merece maiores estudos para os tipos de dados em análise, situação que será abordada pelos autores em estudos futuros, assim como a utilização de outros algoritmos de clusterização como o *Fuzzy C-means*.

## REFERÊNCIAS

BUENO, L. D.; PEREIRA, D. S.; SPECHT, L. P.; NASCIMENTO, L. A.; SCHUSTER, S. L.; FRITZEN, M.A.; KIM, Y. R.; BACK, A. H. (2022). Contribution to the mechanistic-empirical roughness prediction in asphalt pavements. **Road Materials and Pavement Design**. Taylor & Francis Online. Disponível em: <https://doi.org/10.1080/14680629.2022.2029758>

JOSEPH F. HAIR JR. **Análise Multivariada de Dados**. [S.l.: s.n.], 2005. Disponível em: <https://www.amazon.com.br/Análise-Multivariada-Dados-Joseph-Hair/dp/857780402X>. Acesso em: 8 abr. 2022.

KARIMZADEH, A., SABETI, S., SHOGLI, O. "Optimal Clustering of Pavement Segments Using K-Prototype Algorithm in a High-Dimensional Mixed Feature Space", **Journal of Management in Engineering**, v. 37, n. 4, p. 04021022, 25 mar. 2021. DOI: 10.1061/(ASCE)ME.1943-5479.0000910. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29ME.1943-5479.0000910>. Acesso em: 27 mar. 2022.

LI, Y., WU, H. "A Clustering Method Based on K-Means Algorithm", **Physics Procedia**, v. 25, p. 1104–1109, 1 jan. 2012. DOI: 10.1016/J.PHPRO.2012.03.206. .

LÜDECKE, D., BEN-SHACHAR, M. S., PATIL, I., *et al.* "Extracting, Computing and Exploring the Parameters of Statistical Models using R", **Journal of Open Source Software**, v. 5, n. 53, p. 2445, 9 set. 2020. DOI: 10.21105/JOSS.02445. Disponível em: <https://joss.theoj.org/papers/10.21105/joss.02445>. Acesso em: 7 abr. 2022.

MACQUEEN, J. **Some methods for classification and analysis of multivariate observations**, <https://doi.org/>, p. 281–297, 1 jan. 1967. .

MUNDT, A. K. F. **factoextra: Extract and Visualize the Results of Multivariate Data Analyses**. . [S.l.: s.n.]. Disponível em: <https://cran.r-project.org/package=factoextra>. , 2020

QIU, S., ASCE, M., XIAO, D. X., *et al.* "A Data-Driven Method for Comprehensive Pavement-Condition Ranking", **Journal of Infrastructure Systems**, v. 22, n. 2, p. 04015024, 16 dez. 2015. DOI: 10.1061/(ASCE)IS.1943-555X.0000279. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29IS.1943-555X.0000279>. Acesso em: 27 mar. 2022.

**R: The R Project for Statistical Computing**. . [S.l.: s.n.]. Disponível em: <https://www.r-project.org/>. Acesso em: 25 ago. 2021. , 2021

SOUZA JÚNIOR, J. G. de. **Aplicação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos a trechos de uma rodovia federal**. 2018. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018. Disponível em: <https://pantheon.ufrj.br/handle/11422/13411>. Acesso em: 8 abr. 2022.

TRIPATHI, S., TRIPATHI, S., BHARDWAJ, A., *et al.* "Approaches to Clustering in Customer Segmentation", **International Journal of Engineering & Technology**, v. 7, n. 3.12, p. 802–807, 20 jul. 2018. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.12.16505. Disponível em: <https://www.sciencepubco.com/index.php/ijet/article/view/16505>. Acesso em: 3 set. 2021.

WANG, W., WANG, S., XIAO, D., *et al.* "An Unsupervised Cluster Method for Pavement Grouping Based on Multidimensional Performance Data", **Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements**, v. 144, n. 2, p. 04018005, 30 jan. 2018. DOI: 10.1061/JPEODX.0000030. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/JPEODX.0000030>. Acesso em: 27 mar. 2022.

WU, J. **Cluster Analysis and K-means Clustering: An Introduction**, p. 1–16, 2012. DOI: 10.1007/978-3-642-29807-3\_1. Disponível em: [https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-642-29807-3\\_1](https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-642-29807-3_1). Acesso em: 4 set. 2021.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### UMA VISÃO DO MONITORAMENTO SISTEMÁTICO APLICANDO SOLUÇÕES DE RECUPERAÇÃO FUNCIONAL DE PAVIMENTOS UTILIZADO NO ESTADO DO CEARÁ/BRASIL

*Carlos Roberto Cunha<sup>1</sup>; Ingrid Custódio Lima Romero<sup>2</sup>; João Bosco de Castro<sup>3</sup>; Alessandra Honório Oliveira<sup>4</sup>; Filipe Braid Carannante<sup>5</sup>; José Marques Feitosa Neto<sup>6</sup>*

#### RESUMO

A Superintendência de Obras Públicas – SOP-CE, órgão vinculado à Secretaria das Cidades do Governo do Estado do Ceará monitora o comportamento dos pavimentos das rodovias desde o ano 2000, através de inspeções anuais identificando e mapeando os defeitos mais característicos dos pavimentos em toda a sua malha rodoviária. Essas informações são utilizadas para vários estudos, programas e trabalhos como subsídios, auxiliando nas tomadas de decisões dos gestores do órgão. Dentre os programas de melhoria de pavimentos, destaca-se o Programa de Recuperação Funcional da SOP-CE que tem como objetivo identificar, determinar as soluções, acompanhar a execução e monitorar os trechos durante a sua vida útil projetada, e/ou até que seja realizada uma nova intervenção. As principais soluções utilizadas são o recapeamento com concreto betuminoso usinado a quente, tratamento superficial e microrrevestimento a frio. Intervenções na base do pavimento rodoviário são feitas pontualmente, quando necessárias. Este estudo de caso apresenta o histórico dos levantamentos visuais contínuos, do ano de 2008 ao ano de 2021, resultantes do monitoramento de um seguimento da rodovia estadual CE-257, entre a cidade de Hidrolândia e o entroncamento da CE-187. O trecho analisado passou por uma primeira recuperação funcional em 2009 e uma segunda recuperação funcional realizada em 2020. Dessa forma, será apresentada uma análise crítica do impacto das soluções aplicadas, avaliando o estado da superfície, o prolongamento da vida útil do pavimento e critérios econômicos como custo do usuário (custo operacional, tempo de viagem e índice de acidentes).

**PALAVRAS-CHAVE:** Levantamento Visual Contínuo; Sistema de Gerência de Pavimentos; Recuperação Funcional e Recapeamento de Pavimentos

<sup>1</sup> M.Sc. Eng. Engevias Engenharia e Consultoria Ltda. Av. Senador Virgílio Távora, 1500 – Sala 1011–CEP: 60.170- 078, carlosr.cunha@engevias.eng.br

<sup>2</sup> M.Sc. Eng. Engevias Engenharia e Consultoria Ltda. Av. Senador Virgílio Távora, 1500 – Sala 1011, CEP: 60.170- 078, ingrid@engevias.eng.br

<sup>3</sup> Eng. Superintendência de Obras Públicas. SOP-CE. Av. Alberto Craveiro, 2775, CEP 60.861-211 bosco.castro@sop.ce.gov.br

<sup>4</sup> M.Sc. Tecn. Engevias Engenharia e Consultoria Ltda. Av. Senador Virgílio Távora, 1500 – Sala 1011–CEP: 60.170- 078, alessandra@engevias.eng.br

<sup>5</sup> Esp. Eng. Engevias Engenharia e Consultoria Ltda. Av. Senador Virgílio Távora, 1500 – Sala 1011–CEP: 60.170- 078, filipe@engevias.eng.br

<sup>6</sup> Eng. Superintendência de Obras Públicas. SOP-CE. Av. Alberto Craveiro, 2775, CEP 60.861-211 jose.neto@sop.ce.gov.br



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As rodovias estaduais são monitoradas anualmente através de levantamentos de defeitos na superfície do pavimento de toda a extensão da malha rodoviária do Estado do Ceará. Até o ano de 2009, as rodovias estaduais passavam por, principalmente, três tipos de intervenções: pavimentação, reconstrução e duplicação de rodovias, além de ações rotineiras de manutenção. Com o avanço na área rodoviária de novas técnicas e materiais, surgiram mais possibilidades de melhoramento das condições da malha rodoviária no estado do Ceará. No ano de 2009 a Superintendência de Obras Públicas (SOP-CE) implementou o Programa de Recuperação Funcional de Pavimentos.

O principal objetivo deste programa é restabelecer a funcionalidade do pavimento e aumentar a vida útil da rodovia, trazendo de volta boas condições de serviço, conforto para os usuários, redução de custos operacionais, tempo de deslocamento e melhoria da segurança viária. Conforme Hudson *et al.*, 1997, deve-se buscar alternativas para a manutenção de malhas rodoviárias, implementando soluções inovadoras e confiáveis na busca de encontrar economia, tecnologia, melhoramento do aspecto visual, satisfação do usuário e diminuição do impacto ambiental. Neste contexto, a SOP-CE mantém ações sistemáticas de melhoria da malha rodoviária, que hoje conta com mais de 9 mil quilômetros de extensão.

O Programa de Recuperação Funcional de Pavimentos da SOP-CE vem apresentando bons resultados, como o aumento médio da vida útil das rodovias em 5 anos, a um custo de 3 a 5 vezes inferior ao custo da reconstrução da mesma (PAC, 2022). Esses resultados tornaram o programa uma forma de otimizar o investimento dos recursos, abrangendo uma maior extensão da malha rodoviária do Estado a um menor custo. E contribuindo para a melhoria na segurança e o conforto dos usuários. Este estudo de caso apresenta a avaliação de um trecho da rodovia estadual CE-257, em que foram realizadas duas recuperações funcionais, nos anos de 2009 e 2020.

Neste estudo de caso, a avaliação do pavimento foi realizada através do Levantamento Visual Contínuo (LVC) conforme metodologia do Sistema Integrado de Gestão da Manutenção (SIGMA) de propriedade da SOP-CE. Com este levantamento é possível identificar os principais defeitos da superfície do pavimento e atribuir níveis de qualidade (Bom, Regular, Ruim e Péssimo) ao mesmo. Este levantamento é realizado pela SOP-CE todos os anos, desde o ano 2.000, com a mesma metodologia. Dessa forma, é possível avaliar a variação do comportamento da superfície do pavimento em um determinado espaço de tempo. Avalia-se também as ações de conservação rotineira e as médias pluviométricas anuais, que auxiliam na interpretação dos resultados levantados.

As informações apresentadas neste trabalho foram coletadas na SOP-CE e são provenientes do SIGMA, assim como, de registros dos Planos Anuais de Conservação e Sistema Rodoviário Estadual (PAC, 2022). Com estas informações foi possível verificar o cadastro do seguimento, seu tráfego, ações de conservação, manutenções e recuperações funcionais, além dos inventários de defeitos dos pavimentos, realizados através do Levantamento Visual Contínuo (LVC).

## METODOLOGIA

A malha rodoviária do estado do Ceará apresenta características adequadas para a realização de recuperação funcional, como pode ser visto na Figura 1 (LVC, 2021). De acordo com os técnicos da SOP-CE, os trechos que se encontram na condição Regular (14,94%), atendem aos critérios de ações preventivas ou levemente corretivas que prolongam a vida útil projetada da rodovia e maximizam os recursos públicos, notoriamente escassos. Os trechos que apresentam condições ruins (5,06%), aliadas a outros fatores, como por exemplo: tráfego baixo e leve, pavimento sem comprometimento estrutural e com intensões de intervenção futura inseridas nos demais programas do órgão, também podem ser contemplados com a recuperação funcional.

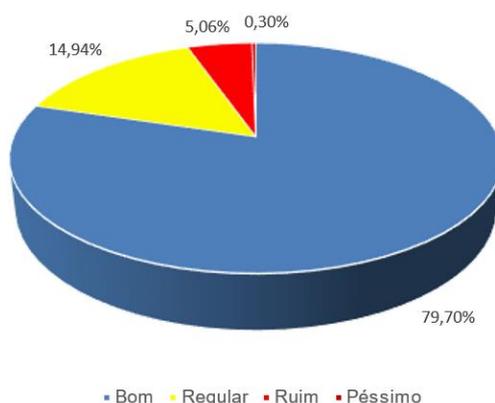


Figura 1. Condição da malha rodoviária do Estado do Ceará em 2021 (LVC, 2021).

## Trecho Analisado

Neste trabalho serão apresentados os resultados de recuperação funcional, realizada nos anos de 2009 e 2020, em 34,26km da rodovia estadual CE-257. A estrutura deste pavimento em 2009 era composta por subleito, 15cm de sub-base em solo estabilizado, 15cm de base em solo brita e tratamento superficial duplo. Este pavimento apresentava degradação causando desconforto e insegurança aos usuários. É importante citar que não existia, aparentemente, o comprometimento estrutural do pavimento. O trecho analisado localiza-se entre a cidade de Hidrolândia e o entroncamento da CE-187, como pode ser visto na Figura 2.

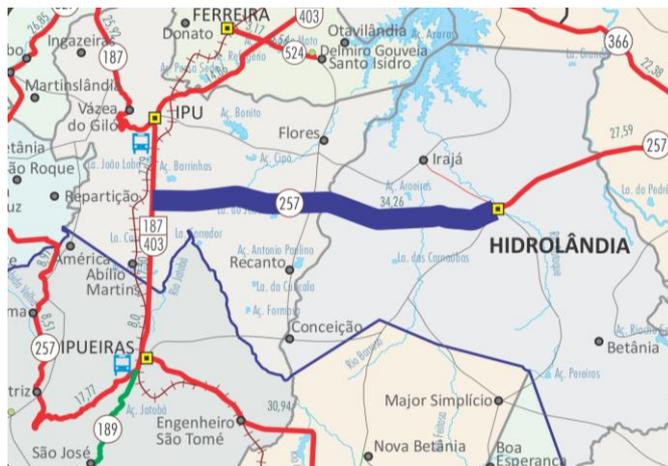


Figura 2. Mapa rodoviário apresentando a CE-257, trecho analisado entre a cidade de Hidrolândia e o entroncamento da CE-187 (PAC, 2022).

## Equipamentos Utilizados

O LVC é realizado com equipamento automatizado, acoplado a um veículo do tipo caminhonete com hodômetro digital, GPS, quatro câmeras de alta definição (três sobre o carro, para registro panorâmico, e outra voltada para o pavimento, para registro de defeitos) e um computador, com sistema proprietário de registro de defeitos elaborado pelo setor de pesquisa e desenvolvimento da Engevias Engenharia e Consultoria LTDA, conforme visto na Figura 3.

Os arquivos capturados no levantamento são nomeados seguindo uma codificação que fornece diversas informações sobre: rodovia, código do SRE (id único dos trechos rodoviários estaduais, similar ao SNV do DNIT), localização, posicionamento (GPS), data e hora do levantamento. Vale salientar que o código SRE possibilita que se referenciem diversas informações sobre o segmento rodoviário, como descrição de início e fim, extensão do trecho, tipo de revestimento, entre outras.

O estado do pavimento foi avaliado por meio da identificação visual dos defeitos e sua severidade, com a extensão medida pelo hodômetro digital. Neste levantamento foram cadastrados os seguintes defeitos: trincas associadas à carga (trincas de fadiga), trincas não associadas à carga (trincas de bloco), remendos ou buracos, desgastes e afundamentos de trilhas de roda (PDR, 2012).



Figura 3. Veículo e equipamento automatizado para a realização do LVC (LVC, 2021).

Este levantamento georreferenciado e fotográfico é realizado na extensão total da malha rodoviária estadual pavimentada sob jurisdição da SOP-CE. O veículo que realiza o levantamento trafega a uma velocidade média de 40 km/h. As fotos panorâmicas são capturadas a cada 5 m, enquanto as fotos do pavimento são capturadas a cada 1 m. No momento em que as imagens chegam no escritório para serem analisadas, a cadência utilizada para a realização do registro fotográfico consegue proporcionar ao técnico espectador uma percepção análoga a um filme, como pode ser visto na Figura 4.

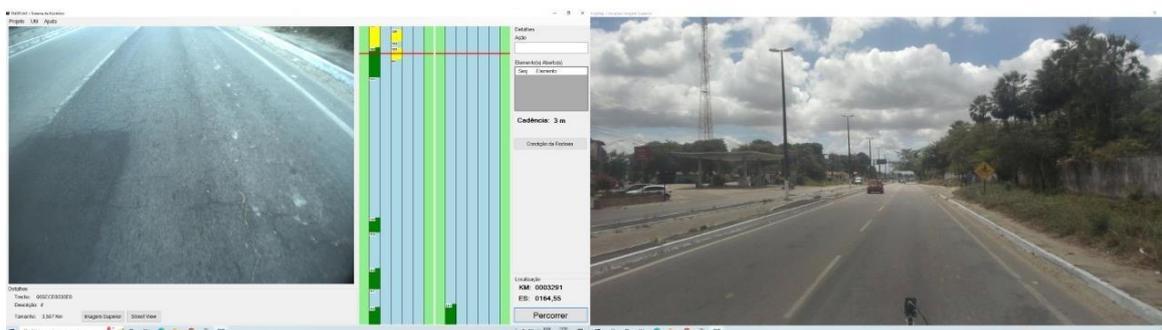


Figura 4. Sistema proprietário de registro de defeitos do LVC (LVC, 2021).

Depois esses dados são processados convenientemente e obtém-se uma nota associada a uma escala de qualidade (BENEVIDES, 2006). Por fim, as informações são organizadas conforme orienta Haas *et al.*, 1994, AASHTO, 1993 e Kuo, 2003, por segmentos de pavimentos com a seleção e verificação da eficácia das alternativas de manutenção. A SOP-CE conta com uma metodologia que auxilia na organização desses resultados, trata-se da metodologia SIGMA. Os trechos escolhidos são incorporados a um plano de investimento em função das restrições orçamentárias e estabelecidos modelos de previsão, incluídos em um banco de dados e monitorados anualmente.

### Estudo de Viabilidade Econômica

Foi realizado o Estudo de Viabilidade Econômica das soluções propostas com o objetivo de determinar os benefícios gerados pelas intervenções realizadas em comparação aos custos necessários para execução das mesmas. Esse estudo foi realizado por meio do cálculo de uma Taxa Interna de Retorno (TIR) utilizando a metodologia do *software Highway Development & Management* (HDM-4).

Este aplicativo vem sendo utilizado na escolha da melhor alternativa de investimento. Desenvolvido inicialmente, com o financiamento do Banco Mundial e atualmente mantido por um consórcio de empresas. Ele permite que o gestor de uma rede rodoviária analise possibilidades de projetos de manutenção e desenvolvimento de uma rede rodoviária em termos da eficiência econômica, avaliando os benefícios diretos que os projetos trarão à sociedade.

O HDM4 efetua estimativas de custos de construção e de conservação das rodovias, bem como de custos aos usuários, em termos de custos de operação dos veículos e de tempo de viagem. Ele é composto por modelos formados por equações nas quais estão presentes, entre outras, as variáveis relacionadas com as características geométricas das rodovias, a estrutura do pavimento, volume e composição do tráfego, taxas de crescimento e políticas de manutenção. A análise do trecho selecionado foi realizada considerando as diferentes soluções propostas, estimando os custos de construção e manutenção das rodovias, bem como os custos dos usuários (custos operacionais dos veículos e tempo de viagem) (PDR, 2012). A Figura 5 apresenta um fluxograma com o processo de análise realizado pela HDM4.



Figura 5. Fluxograma do processo de análise do HDM4 (PDR, 2012).

Este fluxograma contém uma breve descrição do aplicativo HDM4 e também as principais informações necessárias para a sua operação aplicada ao Plano Diretor Rodoviário do Ceará. As siglas VPL e TIR significam Valor Presente Líquido e Taxa Interna de Retorno, respectivamente. A descrição dos procedimentos e etapas a serem seguidas até a avaliação dos projetos propriamente dita, está disponível Plano Diretor Rodoviário do Ceará (2012).

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Serão apresentados os resultados de um trecho do Programa de Recuperação Funcional. Trata-se de 34,26km da CE-257, entre a cidade de Hidrolândia ao entroncamento da CE-187. O Tráfego Médio Diário (TMD) do segmento em 2012 foi de 1.270 veículos diários, sendo 22,4% deste valor de veículos pesados (ônibus e caminhões) (PDR, 2012).

### Dados Pluviométricos

Para o entendimento deste estudo é importante apresentar que nos anos de 2008, 2009 e 2019, como pode ser visto na Figura 6, as médias de precipitações pluviométricas foram altas. Em 2009 o Estado do Ceará passou por um período de chuva intenso, com precipitações muito acima das médias históricas e levou o Governo do Estado a decretar estado de calamidade nas rodovias. Neste período chuvoso os trechos que já apresentavam comprometimento, aumentavam ainda mais o estado de degradação.

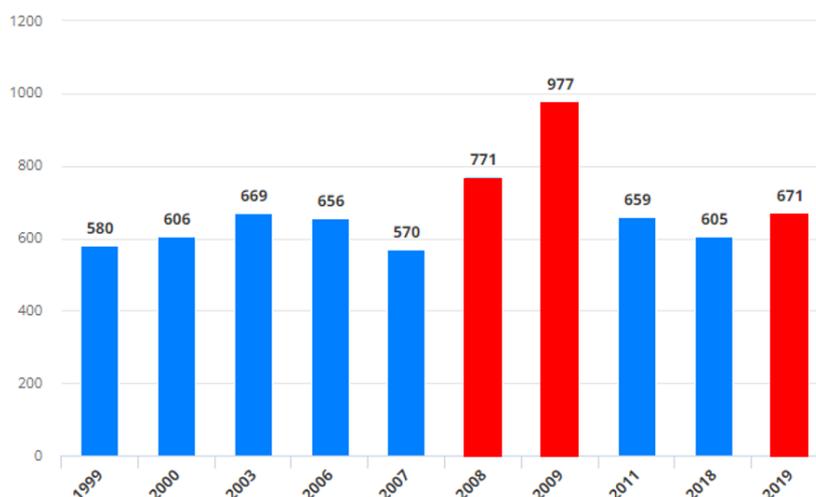


Figura 6. Média de precipitação pluviométrica dos anos mais chuvosos no Ceará entre 1999 e 2019 (FUNCEME, 2019).

Na época, técnicos identificaram que havia necessidade de uma ação imediata que pudesse salvar o trecho da rodovia estadual CE-257 do colapso. No ano de 2009 observou-se um comprometimento da superfície do revestimento, mas a base do pavimento, aparentemente, se manteve preservada.

### Recuperações Funcionais Realizadas na Rodovia Estadual CE-257

A primeira recuperação funcional apresentada neste estudo ocorreu entre os meses de julho e novembro de 2009. Após uma avaliação prévia, levantamentos funcionais e estruturais, e uma inspeção de campo, a solução de reabilitação do pavimento projetada foi uma recuperação completa de, aproximadamente, 20% do trecho com nova base e novo revestimento em TSD, e 80% com a

aplicação de um novo revestimento em TSD. A aplicação de microrrevestimento a frio (em 2 camadas) foi descartada devido ao estado de degradação do pavimento.

Em 2017 recomeça a degradação do trecho, até que em 2021 a segunda recuperação funcional do pavimento foi realizada. Optou-se por reciclar o pavimento com a adição de brita incorporada à base e a fazer um novo revestimento em TSD. O pavimento foi monitorado e continuará sendo pelos próximos anos, pois o mesmo deve apresentar uma boa trafegabilidade por um período de 5 a 7 anos.

### Evolução da Qualidade da Superfície do Pavimento

A Figura 7 apresenta fotos do trecho analisado, especificamente, no quilômetro 3,3 da CE-257, as imagens fazem parte dos levantamentos realizados ao longo dos anos de 2011 a 2022, e auxiliam no entendimento das condições do mesmo. O sentido oficial citado nas fotos tem como origem a cidade de Hidrolândia com destino a CE-187 e o sentido inverso tem como origem a CE-187 com destino a cidade de Hidrolândia.

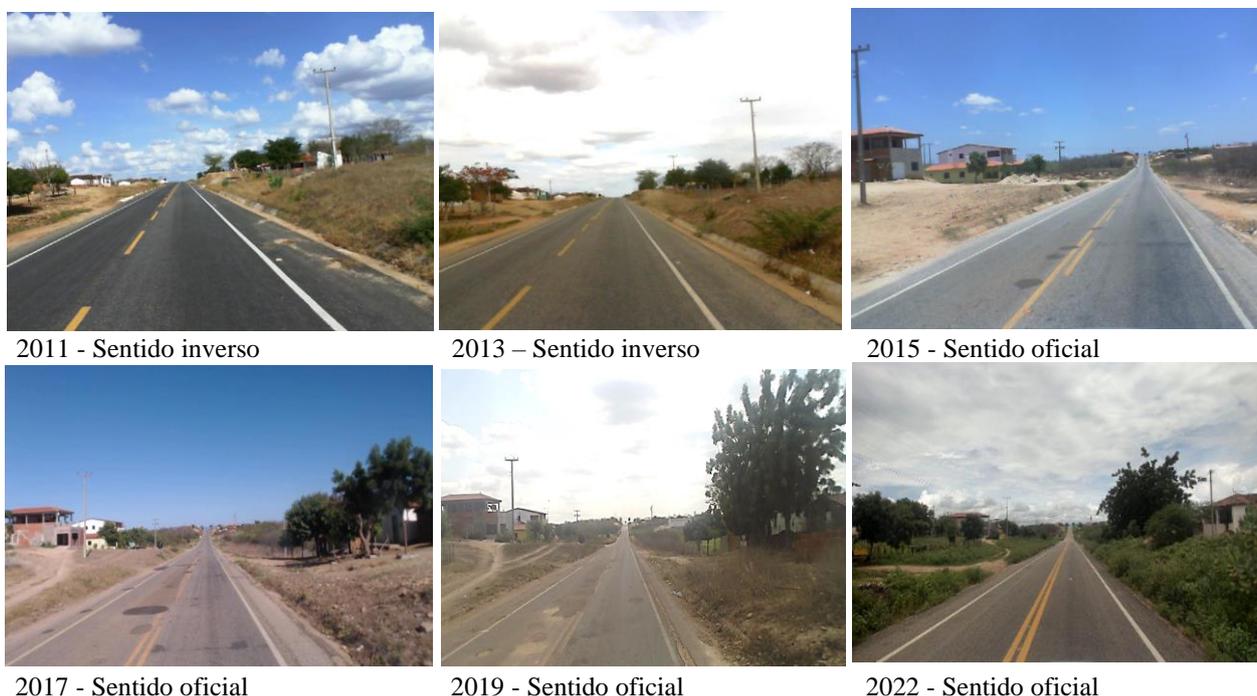


Figura 7. Fotos do pavimento no quilômetro 3,3 da CE-257.

A Figura 8 apresenta a evolução da qualidade da superfície do pavimento, subdividida em: boa, regular, ruim e péssima. Os dados apresentados nesta referida figura são índices de qualidade calculados pelo SIGMA para cada trecho da malha rodoviária estadual, com base nos defeitos registrados nos levantamentos do LVC. É importante citar que o levantamento de 2009 foi realizado após a obra de recuperação funcional, por isso mostra a rodovia em bom estado. Já o levantamento de 2020 foi realizado antes da finalização das obras.

A expectativa de vida útil do trecho analisado após a primeira recuperação funcional (2009) era de 4 a 5 anos. De acordo com a Figura 8, no ano de 2008 a degradação do pavimento apresentou os

seguintes resultados do LVC: 0% péssimo, 13% ruim, 38% regular e 49% bom. Pode ser visto que, o trecho se manteve em bom estado durante 6 anos, superando a projeção realizada. No ano de 2015 o pavimento ainda foi classificado como em bom estado (97%). No ano de 2016 a degradação do pavimento foi reiniciada e em 2019, os resultados do LVC foram: 36% péssimo, 41% ruim, 19% regular e apenas 4% bom. Este panorama desfavorável pode ter ocorrido por conta das chuvas, pois no ano de 2019 a média de precipitação foi de 671mm, considerada alta. Assim como, por conta da ausência de manutenções após 5 anos (expectativa de vida útil após a primeira recuperação funcional citada neste estudo). Após a segunda recuperação funcional realizada, no ano de 2020, o resultado do LVC foi de 100% do trecho considerado bom.

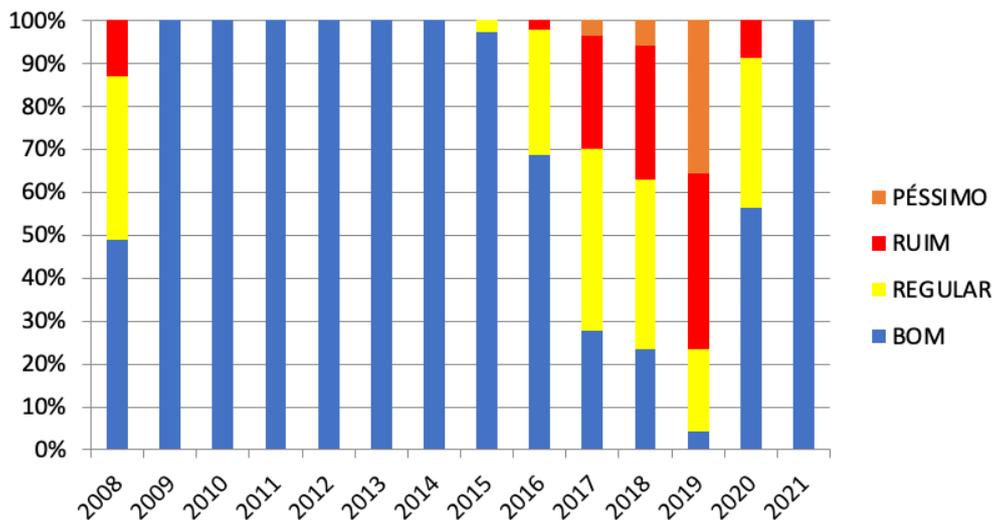


Figura 8. Qualidade da superfície do pavimento, subdividida entre boa, regular, ruim e péssima (LVC, 2021).

### Principais Defeitos Analisados

As Figuras 9, 10, 11, 12, 13 e 14 apresentam os principais defeitos analisados neste estudo, divididos por quilômetro analisado. Os graus de severidades destes defeitos podem ser identificados pelas cores azul, verde, amarelo e vermelha. Trata-se de uma escala de severidade, em que a cor azul representa a ausência de defeitos e o vermelho representa defeitos com alta severidade.

Como pode ser visto nas Figuras 9 e 10, no ano de 2008 os defeitos com maior incidência no trecho foram as trincas causadas por fadiga e as trincas de bloco. Foram verificados também remendos e buracos com menor incidência e pouco desgaste. A recuperação funcional realizada em 2009 causou uma melhoria no trecho, de tal forma que no ano de 2010 os resultados do levantamento consideraram o trecho como bom.

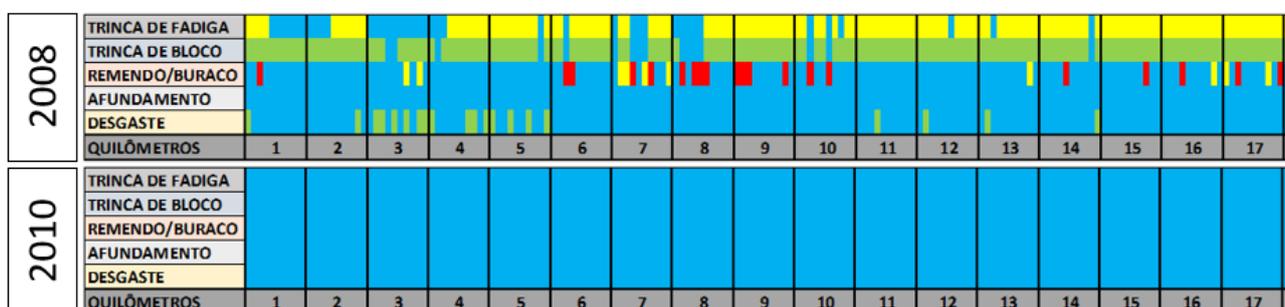


Figura 9. Defeitos levantados através do LVC na CE-257 nos anos de 2008 e 2010 (Quilômetro 1 ao 17).

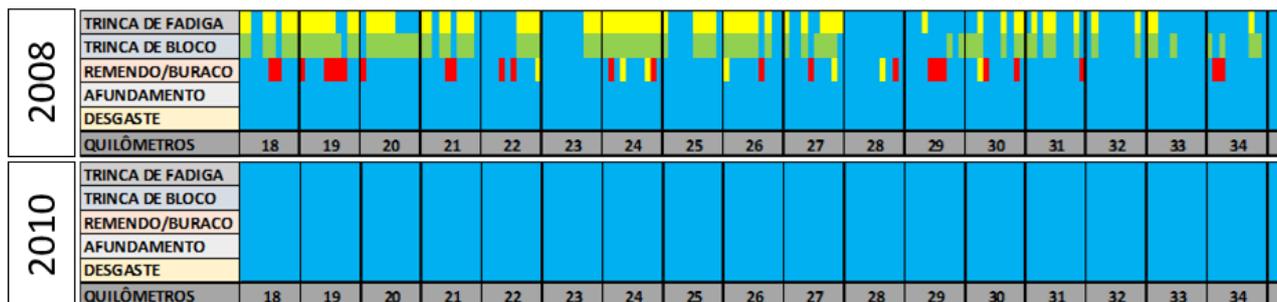


Figura 10. Defeitos levantados através do LVC na CE-257 nos anos de 2008 e 2010 (Quilômetro 18 ao 34).

Nas Figuras 11 e 12, verifica-se que a partir do ano de 2017 o trecho começa a se deteriorar, com o aparecimento de trincas causadas por fadiga, remendos e buracos com baixa severidade. E no ano de 2019 o trecho apresenta uma piora considerável no pavimento. De acordo com a avaliação realizada, surgiram desgastes e uma severidade alta nos defeitos do tipo remendos e buracos, assim como, o aparecimento de mais trincas por fadiga. Após a recuperação funcional realizada no ano de 2019 pode ser visto que o trecho foi classificado como bom.

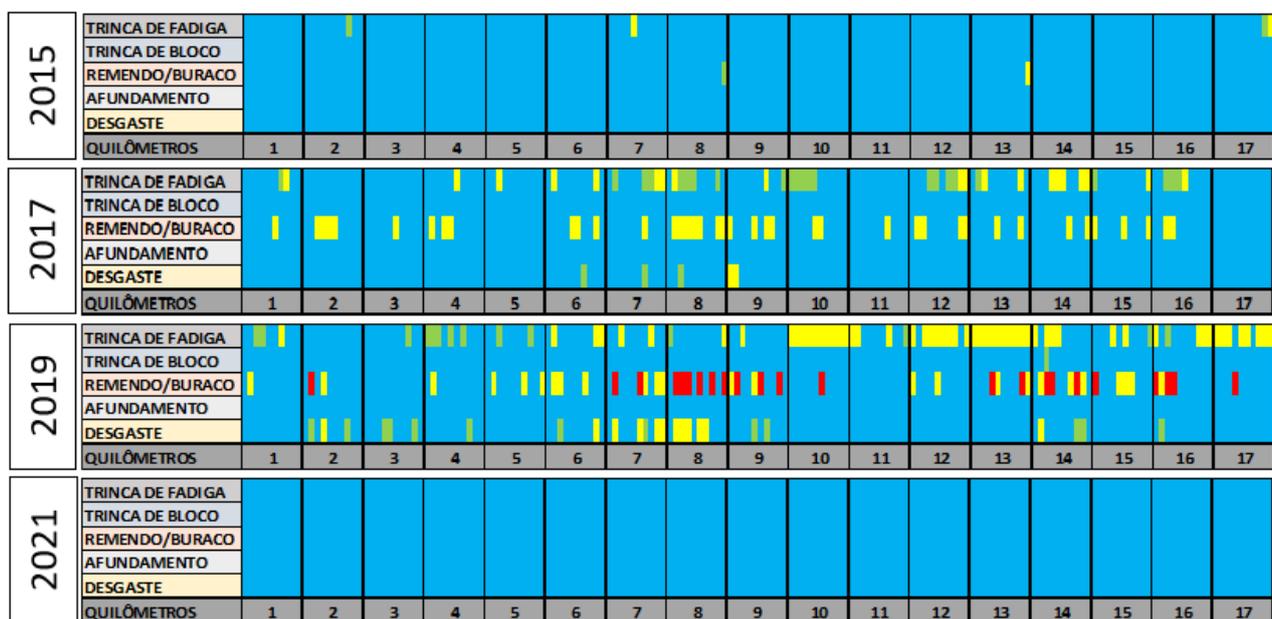


Figura 11. Defeitos levantados através do LVC na CE-257 nos anos de 2015, 2017, 2019 e 2021 (Quilômetro 1 ao 17).

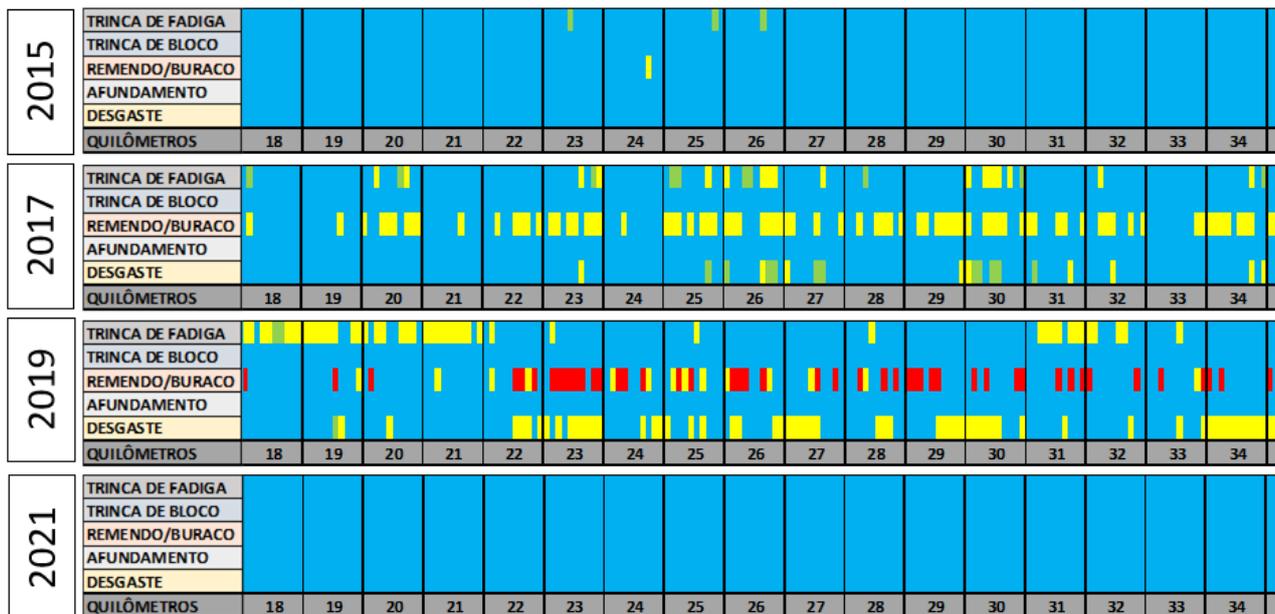


Figura 12. Defeitos levantados através do LVC na CE-257 nos anos de 2015, 2017, 2019 e 2021 (Quilômetro 18 ao 34).

As figuras 13 e 14 apresentam uma comparação entre os piores anos analisados neste estudo. Pode ser visto que no ano de 2008 a incidência de trincas causadas por fadiga e trincas em bloco tinham uma maior incidência, quando comparadas a outros defeitos. Já no ano de 2019 existiam menos trincas, em contrapartida, foram encontrados mais remendos e buracos.

Mesmo passando pela recuperação funcional no ano de 2009, as trincas reapareceram no pavimento e, possivelmente, evoluíram causando uma maior incidência de buracos e remendos, detectados no levantamento realizado no ano de 2019.

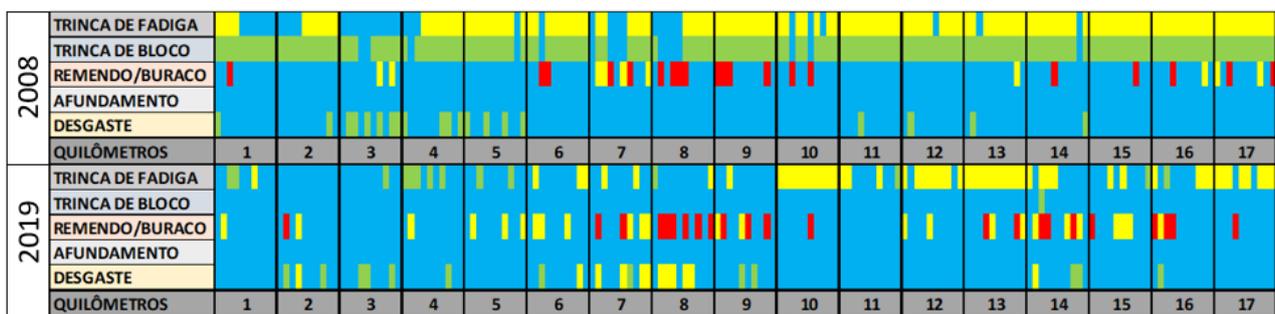


Figura 13. Defeitos levantados através do LVC na CE-257 nos anos de 2008 e 2019 (Quilômetro 1 ao 17).



Figura 14. Defeitos levantados através do LVC na CE-257 nos anos de 2008 e 2019 (Quilômetro 18 ao 34).

### ***Highway Development & Management (HDM-4)***

A análise através do HDM4 prevê a deterioração do pavimento, estima os custos do usuário (custo operacional, tempo de viagem e acidentes), simula o efeito dos serviços atribuídos às seções e o impacto do custo destes serviços ao órgão de administração rodoviária. A partir daí calcula-se os benefícios das alternativas propostas em comparação à alternativa base. Diferentes tipos de serviços e operações podem ser testados nestas análises, como serviços de manutenção ou melhorias de rodovias existentes ou até a construção de novos trechos. A descrição completa do programa e suas utilidades pode ser encontrada no Plano Diretor Rodoviário do Estado do Ceará (PDR, 2012).

Além da avaliação realizada nos resultados do LVC também foi feito um estudo no trecho a partir da metodologia HDM-4, que comparou dois cenários distintos. O primeiro cenário, onde não foi feita nenhuma intervenção, e o segundo cenário, considerando o investimento feito nas recuperações do pavimento. Os resultados obtidos indicam que o investimento realizado neste trecho teve uma TIR de 14,8%. Cabe ressaltar que o BID (Banco Interamericano de Desenvolvimento), principal agência financiadora da América Latina, exige uma TIR superior a 12% para considerar um projeto economicamente viável.

### **CONCLUSÃO**

Conclui-se, de acordo com a observação dos dados coletados de defeitos de superfície e posterior classificação da malha rodoviária em patamares de qualidade, que existe uma disposição para a manutenção de um programa de recuperação funcional permanente, visto que, a maioria das rodovias se encontram em condição “boas” e/ou “regular”. Condição considerada apropriada para ações de correção preventiva e/ou corretiva, que causam o aumento da vida útil do pavimento e uso racional dos recursos públicos. Ressalta-se que as ações de recuperação funcional são aplicadas, preferencialmente, em trechos onde não existe comprometimento da condição estrutural do pavimento. Mas a depender da condição do trecho, o programa de recuperação funcional inclui ações pontuais, onde são identificadas a necessidade de reforço da base e/ou sub-base.

Observou-se no pavimento analisado uma tendência ao trincamento por fadiga, devido ao tráfego e à oxidação, possivelmente, causada pelo envelhecimento do revestimento asfáltico ao longo da sua vida útil. De acordo com essa afirmativa, conclui-se que a obra realizada atendeu as expectativas relacionadas a qualidade da execução do trecho. E que o pavimento neste local está se deteriorando normalmente, pela solicitação do tráfego e pela ação do tempo e das intempéries. O trincamento não associado à carga não é uma constante no trecho, foi registrado o aparecimento de trincas de bloco, mas somente de severidade baixas e em pequena quantidade. A predominância das trincas por fadiga e a ausência de afundamentos reforça a tendência do trecho à deterioração causada por fadiga e não por problemas construtivos.

Após a aplicação da primeira recuperação funcional (2009) as condições de conforto e segurança do trecho foram restauradas. A degradação aconteceu em um ritmo menor do que o esperado pelos técnicos, sendo que, as condições estruturais foram preservadas. Baseado no bom resultado deste serviço, a SOP-CE realizou uma segunda recuperação funcional (2020) que está sendo acompanhada ano a ano.

A SOP-CE continua o acompanhamento da performance do trecho, através do levantamento visual contínuo e de avaliações subjetivas. Com isso, será possível traçar os reais benefícios do Programa de Recuperação Funcional e corrigir eventuais distorções necessárias, bem como, avaliar se uma



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



segunda ação corretiva pode ser aplicada com sucesso antes que uma restauração seja necessária. Além da análise técnica, foram testadas a viabilidade econômica a partir da metodologia HDM-4 dessas ações corretivas. O resultado de TIR igual a 14,8% demonstrou que as recuperações funcionais foram viáveis economicamente.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- AASHTO, “Guide for Design of Pavement Structures”. *American Association of the State Highway and transportation Officials*, Washington DC, 1993.
- BENEVIDES, S.A.S., *Modelos de Desempenho de Pavimentos Asfálticos Para um Sistema de Gestão de Rodovias Estaduais do Ceará*. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.
- FUNCEME. Consulta realizada no site: <https://g1.globo.com/ce/ceara/noticia/2019/05/24/ceara-tem-o-terceiro-maior-volume-de-chuva-dos-ultimos-20-anos.ghtml>, Por G1-CE, 2019.
- HAAS, R., HUDSON, W.R., ZANIEWSKI, J. *Modern Pavement Management*, Malabar/Florida, Krieger Publishing Company, 1994.
- HUDSON, W. R., RALPH HAAS, WAHEED UDDINE. *Infrastructure Management*. Mc Graw Hill, New York, NY, 1997.
- KUO, S.S., HESHAM, S.M, LORRIE, L.H, “Development of Flexible Pavement Performance Prediction Model Based on Pavement Data”. In: *Transportation Research Board, 82nd Annual Meeting Washington, DC, 2003*.
- LVC. RELATÓRIO DE LEVANTAMENTO VISUAL CONTÍNUO, Superintendência de Obras Públicas – SOP-CE, 2021.
- PAC. RELATÓRIO DO PLANO ANUAL DE CONSERVAÇÃO, Superintendência de Obras Públicas – SOP-CE, 2022.
- PDR. PLANO DIRETOR RODOVIÁRIO, Departamento Estadual de Rodovias – DER-CE, Fortaleza/CE, Brasil. 2012.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE DIFERENTES METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO VISUAL DE PAVIMENTOS

MARIA LUIZA S. TALAMINI<sup>1</sup>; RAFAEL R. TEIXEIRA<sup>2</sup> & CELSO M. Z. FRANCO<sup>3</sup>

#### RESUMO

A avaliação da condição de um pavimento e a posterior análise das patologias existentes é de extrema importância para a definição e elaboração correta dos futuros programas de conservação, além de auxiliar na atualização de Sistemas de Gerência de Pavimentos. O DER/PR utiliza até os dias atuais a metodologia SAM, a qual consiste em um avaliador especialista do órgão que percorre, do interior de um veículo, todas as rodovias pavimentadas do estado atribuindo notas a elas de acordo com o seu nível de trafegabilidade. No ano de 2019 o DER/PR realizou esta avaliação com o apoio de uma câmera digital acoplada a parte frontal do veículo, cujo objetivo era capturar imagens georreferenciadas de todas as rodovias pavimentadas do estado. Com a obtenção destas imagens, o Banco Interamericano de Desenvolvimento – BID, em conjunto com o DER/PR, elaborou um sistema que utiliza a inteligência artificial para a detecção automática das patologias existentes na via, a fim de classificá-las e quantificá-las. Ainda, no ano de 2021, o órgão contratou empresas especializadas a fim de realizar o levantamento estrutural e funcional de toda a malha pavimentada do estado e, diante desta grande quantidade de informações e dados referentes a condição da malha, o presente artigo visa realizar uma análise comparativa entre as diferentes metodologias de avaliação da condição da superfície do pavimento em relação a avaliação expedita estabelecida pela metodologia SAM realizada atualmente pelo DER/PR, a qual é executado o levantamento das patologias por pista e não por faixa de tráfego. Esta análise realizada restringe-se a um trecho compreendido entre a cidade de Santo Antônio da Platina até Barra do Jacaré, localizado na região norte do estado e possui uma extensão de 26,77 km.

**PALAVRAS-CHAVE:** Avaliação visual de Pavimentos; Metodologia SAM; Inteligência Artificial; Levantamento Visual Contínuo; Índice da Condição de Manutenção.

#### ABSTRACT

The assessment of the condition of a pavement and the subsequent analysis of existing pathologies is extremely important for the correct definition and elaboration of future conservation programs, in addition to helping to update Pavement Management Systems. The DER/PR still uses the SAM methodology, which consists of a specialist evaluator of the agency that travels, from inside a vehicle, all paved roads in the state, assigning grades to them according to their level of trafficability. In 2019, DER/PR carried out this assessment with the support of a digital camera attached to the front of the vehicle, whose objective was to capture georeferenced images of all paved roads in the state. With the acquisition of these images, the Inter-American Development Bank – BID, together with the DER/PR, developed a system that uses artificial intelligence for the automatic detection of existing pathologies in the road, to classify and quantify them. Also, in 2021, the agency hired specialized companies in order to carry out the structural and functional survey of the entire paved network in the state and, given this large amount of information and data regarding the condition of the network, this article aims to carry out a comparative analysis between the different methodologies for assessing the condition of the pavement surface in relation to the expedited assessment established by the SAM methodology currently carried out by DER/PR, which carries out the survey of pathologies by lane and not by traffic lane. This analysis is restricted to a stretch between the city of Santo Antônio da Platina to Barra do Jacaré, located in the northern region of the state and has an extension of 26.77 km.

**KEY WORDS:** Visual assessment of pavements; SAM methodology; Artificial intelligence; Continuous Visual Survey; Maintenance Condition Index.

<sup>1</sup>Afiliação: Mestre, Eng. Civil – Diretoria de Operações do DER/PR. E-mail: mariatalamini@der.pr.gov.br

<sup>2</sup>Afiliação: Mestre, Eng. Civil, Coordenador – Diretoria de Operações do DER/PR. E-mail: rafaeltx@der.pr.gov.br

<sup>3</sup>Afiliação: Especialista, Eng. Civil - Diretoria de Operações do DER/PR. E-mail: celzomzf@der.pr.gov.

## INTRODUÇÃO

Os pavimentos rodoviários correspondem a um amplo e valioso patrimônio nacional cuja conservação adequada é de extrema importância para evitar a sua deterioração. De acordo com Visconti (2000), “Qualquer interrupção ou redução na intensidade ou na frequência dos serviços necessários à manutenção desse patrimônio implicará em aumentos substanciais nos custos de operação dos veículos e na necessidade de investimentos cada vez mais vultosos para recuperação da malha rodoviária”.

Para evitar esta degradação, diversos órgãos brasileiros têm implantado o chamado Sistema de Gerência de Pavimentos – SGP que tem por objetivo, além da concepção de seu banco de dados, determinar a melhor aplicabilidade dos recursos públicos quanto a manutenção das rodovias.

O Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná – DER/PR não possui até hoje um SGP totalmente implantado no órgão, porém, desde 1981 utiliza o Sistema de Administração da Manutenção – SAM como metodologia normativa para o planejamento e quantificação de seus programas de conservação (TEIXEIRA et al., 2015). O sistema SAM não é considerado um sistema de gerência pois atua diretamente na conservação da rodovia, diferentemente de um SGP que é algo bem mais completo, atuando também em projetos de restaurações, recuperações, dentre outros.

Da mesma maneira que no SGP, no sistema SAM é necessário como dado de entrada a “avaliação do estado atual de conservação do pavimento” o qual determina a severidade das patologias existentes na via e, também, o conforto da pista de rolamento e, a partir disso, realiza a definição de quais interferências necessárias para manutenção delas.

O DER/PR realiza a anos este levantamento de forma visual *in loco*, onde um profissional experiente do órgão percorre cerca de 10.000 km de rodovias pavimentadas do estado, no interior de um veículo, atribuindo notas a elas a cada quilômetro percorrido e de maneira visual. Estas notas são atribuídas na escala de 1 a 5, onde 1 corresponde a um quilômetro em péssimas condições e 5 em ótimas condições de conservação.

No ano de 2019 o DER/PR através da Diretoria de Operações realizou um levantamento de toda a malha pavimentada do estado com o auxílio de imagens georreferenciadas. No mesmo veículo que o técnico do órgão realizava a avaliação visual do pavimento, foi adaptado uma câmera do tipo GoPro na parte frontal, capturando imagens de 20 em 20 metros de toda a malha pavimentada do estado. Após esta etapa em campo, todas as imagens foram inseridas dentro de um *software* SIG as quais puderam ser visualizadas, novamente analisadas as patologias e, posteriormente, serviram como base de validação e conferência das notas atribuídas pelo avaliador em campo, eximindo erros e proporcionando eventuais correções necessárias ao levantamento.

No ano de 2020, após a conclusão de todo o levantamento de campo, e com as imagens georreferenciadas, o Banco Interamericano de Desenvolvimento – BID, em parceria com o DER/PR, desenvolveu um sistema que, através de inteligência artificial, é possível detectar de maneira automática os defeitos existentes na pista. Com o auxílio do registro de todas as imagens originadas do levantamento foi possível calibrar e realizar as detecções automáticas das patologias das vias.

No ano de 2021, diante da necessidade que o órgão possuía de realizar outros tipos de levantamentos, o DER/PR contratou empresas especializadas para o levantamento estrutural e funcional de toda a malha rodoviária pavimentada do estado, cujos dados servirão como base para o desenvolvimento de futuros contratos de manutenção/conservação. Entre os levantamentos ainda estão sendo realizados, porém já possui uma grande quantidade de relatórios e informações.

O objetivo do presente estudo então é a realização de uma análise comparativa entre diferentes metodologias de avaliação de pavimentos a fim de analisar os dados obtidos em todos os levantamentos e realizar uma comparação e avaliação entre eles.

## METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO VISUAL DO PAVIMENTO

De acordo com o manual de gerência de pavimentos do DNIT, a avaliação visual superficial das rodovias pode ser realizada de duas maneiras:

- a) Direta, “in loco”, com o auxílio de veículo equipado com hodômetro de precisão, GPS de navegação e sistema computacional apropriado para registro das ocorrências inventariadas. A operação do sistema deve ser realizada por profissionais qualificados e experientes na interpretação dos defeitos do pavimento. O deslocamento ao longo do trecho avaliado não poderá exceder a velocidade máxima de 50 km/h;
- b) Indireta, com o auxílio de imagens de alta definição sincronizadas sequencialmente por sistema computacional, associadas à quilometragem e as referências geográficas. O sistema deve dispor de recursos de zoom, níveis de velocidade de reprodução progressiva e regressiva, além de ser capaz de adequar-se a configurações que possibilite o cadastro de ocorrências de pavimentos flexível, semirrígido e rígido (DNIT, 2011, p. 69).

Segundo Marcon (1996), para a determinação e classificação das patologias é necessário a determinação do tipo do defeito encontrado, o grau de severidade e a obtenção de suas dimensões, conforme detalhado no quadro abaixo.

REQUISITO	DESCRIÇÃO
Tipo do defeito	Identificação do defeito e classificação conforme a sua origem (causa)
Severidade	Estágio atual da evolução do defeito, refletindo-se no estado de degradação da área do pavimento afetado pelo defeito
Dimensão dos defeitos	Anotação da extensão ou área do pavimento afetada por cada tipo de defeito; em algumas metodologias é anotada diretamente a densidade de defeitos, representando a estimativa do percentual da área afetada por defeitos

Quadro 1. Requisitos para a caracterização das patologias dos pavimentos (Adaptado de MARCON, 1996).

### Avaliação do Pavimento Realizada de Maneira Direta “In loco”

Segundo Reis (2007), a avaliação objetiva das condições superficiais dos pavimentos pode ser realizada de duas maneiras, sendo:

- a) **Através da avaliação objetiva de Pavimentos:** Realizada através de ida a campo para levantamento dos defeitos e pós processamento de dados aplicando-se a norma DNIT 006/2003 (Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos – Procedimento) para a determinação do Índice de Gravidade Global – IGG (índice que representa o estado geral do pavimento);
- b) **Através do levantamento visual contínuo:** Análise visual do pavimento para a determinação da frequência das patologias e pós processamento de dados aplicando-se a norma DNIT 008/2003 (Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos – Procedimento) para a determinação do índice do estado da superfície do pavimento.

## Avaliação do Pavimento Realizada de Maneira Indireta

A avaliação do pavimento de forma indireta é realizada através da coleta de dados obtidos por meio de filmes ou imagens capturadas da superfície do pavimento georreferenciadas. Através desta captura de informações via imagens/vídeos, é possível em escritório técnicos especializados realizarem o levantamento das patologias e determinarem a condição do pavimento.

O veículo utilizado para este tipo de levantamento é todo equipado com câmeras para captura tanto de imagens quanto de filmagens, conforme exemplificado na Figura 1.



Figura 1. Exemplo de veículo equipado para a captura de imagens/filmes do pavimento (DNIT, 2020).

O DER/PR no ano de 2019 adaptou a um veículo uma câmera GoPro para a captura das imagens georreferenciadas de todas as rodovias pavimentadas do estado. Diferentemente dos levantamentos profissionais (que ainda não eram realizados na época pelo órgão), o levantamento executado foi de baixo custo, necessitando apenas da aquisição da câmera que foi adaptada à parte frontal de um veículo (Figura 2) e equipamentos complementares ao levantamento. Ao total, foram capturadas aproximadamente 650 mil imagens que posteriormente foram inseridas dentro de um sistema SIG para visualização.



Figura 2. Veículo e equipamento utilizado pelo DER/PR para a captura das imagens georreferenciadas do pavimento em campo (OS AUTORES, 2022).

## Avaliação do Pavimento com Auxílio da Inteligência Artificial

A detecção de patologias no pavimento com o auxílio da inteligência artificial visa a captura automática dos defeitos na pista através do reconhecimento de padrões estatísticos, aplicados as

imagens da superfície do pavimento, a fim de automatizar as tarefas que geralmente seriam executadas pela visão humana (HOLLERWEGER, 2019).

O BID realizou o desenvolvimento de um sistema de nome “Pavimenta2” o qual através da visão computacional detecta automaticamente as patologias nos pavimentos. Utilizando como base as imagens capturadas no ano de 2019 pelo DER/PR, foi possível realizar o desenvolvimento da tecnologia e, através da troca de conhecimentos entre os profissionais, tanto do DER/PR quanto do BID, foi possível realizar a calibração e automatização do *software*.

Todo o levantamento foi desenvolvido entre uma parceria DER/PR e BID, onde o DER foi o responsável pelo fornecimento das imagens atualizadas das rodovias e o BID internamente desenvolveu toda a inteligência artificial. Foi extremamente importante os dois órgãos na etapa da identificação das patologias trabalharem em conjunto pois, foi necessário o BID realizar metodologia de treinamento da Rede Neural Artificial para identificação dos defeitos e o DER analisar se estava correta a captura das informações (ex: se a trinca capturada era correta, se foi detectado uma panela corretamente, dentre outros).

### Avaliação do Pavimento Segundo a Metodologia SAM

A avaliação da malha segundo a metodologia SAM é realizada considerando-se toda a plataforma (pista) e não apenas uma faixa de tráfego, tratado-se de uma avaliação expedita. Esta metodologia é realizada de km a km, onde são atribuídas notas que variam numa escala de 1 a 5 de acordo com o nível da condição superficial do pavimento. A avaliação é realizada de forma subjetiva, onde um técnico percorre o trecho e atribui notas a cada quilômetro percorrido. A Figura 3 demonstra resumidamente as cinco notas e descrição correspondente a cada uma.

Condição do pavimento	Descrição
Muito boa (5)	Pavimento novo não necessitando de tapa buraco e outros reparos.
Boa (4)	Pavimento em boas condições, com operação de rotina de tapa buraco e de eventuais outros reparos.
Regular (3)	Operação de rotina de tapa buraco e execução de remendos profundos ocasionais, correção localizada do revestimento com lama asfáltica, micro ou reperfilagens
Ruim (2)	Operação de rotina de tapa buraco e de remendos profundos. Surge a Desagregação do Revestimento. Requer, em maior intensidade, a correção localizada do revestimento com lama asfáltica, micro, reperfilagens ou recape.
Péssima (1)	Pavimento próximo do final da vida útil, com ocorrência generalizada de operação tapa buraco, remendos superficiais e profundos. Necessidade de correção superficial e profunda com aplicação lama, micro, reperfilagens e recape.

Figura 3. Descrição da condição do pavimento (TEIXEIRA ET AL., 2015).

A metodologia SAM é utilizada pelo DER/PR desde a década de 80, porém, só a partir dos anos 2000 que o órgão passou a desenvolver planos e programas de conservação para as suas rodovias. A partir desta década, centralizou-se a avaliação em pelo menos 3 profissionais do órgão que percorriam, no interior de um veículo, todas as rodovias pavimentadas do estado atribuindo notas a elas na escala de 1 a 5 de acordo com o seu nível de trafegabilidade.

O DER/PR realiza até os dias atuais o levantamento da malha através desta metodologia, porém, apenas um profissional do órgão é o responsável por percorrer e avaliar todas as rodovias do estado.

### ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AVALIAÇÕES

Diante das diferentes metodologias de avaliação da malha existentes, para o presente artigo foi realizado um estudo de caso em um trecho de uma rodovia do estado do Paraná aplicando três diferentes tipos de metodologias de avaliação a fim de verificar suas semelhanças e confiabilidades. O trecho escolhido pertence a região norte do estado e possui uma extensão de 26,77 km, compreendido entre a cidade de Santo Antônio da Platina até Barra do Jacaré, conforme Figura 4.



Figura 4. Localização do trecho em estudo da rodovia PR-092 (OS AUTORES, 2022).

Para a análise das informações, todas as metodologias foram realizadas considerando-se o levantamento de defeitos por quilômetro levando-se em consideração a pista da rodovia e não por faixa. Entende-se que o levantamento seria mais preciso realizado por faixa de rolamento, pois não necessariamente uma faixa de tráfego possui a mesma quantidade de defeitos que a outra, porém, como a metodologia realizada via SAM é considerado a pista, optou-se em realizar os demais comparativos seguindo o mesmo critério.

### Avaliação Realizada Utilizando a Metodologia SAM

Segundo a metodologia SAM realizada pelo DER/PR, o avaliador de dentro de um veículo realizou o levantamento da condição superficial da rodovia atribuindo notas a cada quilômetro percorrido de acordo com o seu nível de trafegabilidade. As notas atribuídas seguiram o critério estabelecido pelo SAM, já apresentado na Figura 3, tendo como resposta as seguintes notas:

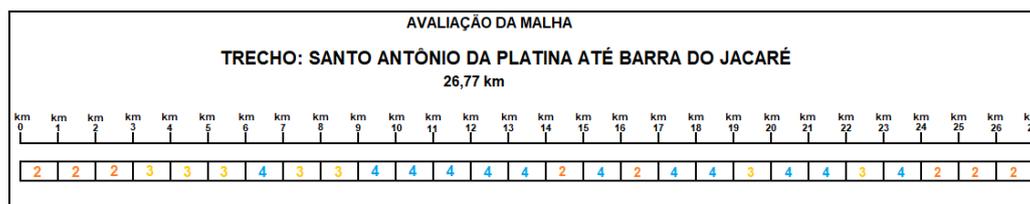


Figura 5. Avaliação obtida segundo a metodologia SAM (OS AUTORES, 2022).

É possível observar que 12 quilômetros do trecho possuem nota 4 (bom), 8 quilômetros possuem nota 3 (regular), 6,77 quilômetros apresentam nota 2 (ruim) e nenhum quilômetro encontra-se em condições ótimas ou péssimas.

### Avaliação Realizada Utilizando a Metodologia Via Inteligência Artificial

O levantamento realizado via inteligência artificial detectou automaticamente a quantidade de trincas naquele trecho (em metro quadrado) e de buracos (em unidade). Todo o levantamento foi desenvolvido entre uma parceria DER/PR e BID, onde o DER forneceu as imagens atualizadas das rodovias e o BID internamente desenvolveu a inteligência artificial. Até o momento não foi possível treinar o algoritmo para detectar automaticamente os remendos superficiais e deformações devido a limitação que o software ainda possui, e por isso, utilizou-se os valores obtidos a partir do LVC para ser possível realizar a análise, que foi obtida aplicando-se a norma de Levantamento Visual Contínuo (LVC) do DNIT 008/2003 – PRO. Os dados obtidos estão apresentados na Figura 6 abaixo, lembrando-se que, as avaliações de IGGE, ICPF e IES foram realizadas para a pista e não por faixa.

PR-092 (SANTO ANTÔNIO DA PLATINA até BARRA DO JACARÉ) - 26,77 km																
km	ÁREA PISTA (m <sup>2</sup> )	ÁREA FAIXA (m <sup>2</sup> )	Frequência de Defeitos levantados via Inteligência Artificial										IGGE CALC.	ICPF 2 avaliados	IES conceito	
			BURACOS		REMENDOS (ud) (obtido LVC)	BURACOS + REMENDOS	TRINCAS (por faixa)				TRINCA TOTAL p/ pista (%)	DEFORMAÇÕES (%) (obtido LVC)				
			por faixa (ud)	por pista (ud)			LONGITUDINAL (m <sup>2</sup> )	TRANSVERSAL (m <sup>2</sup> )	ISOLADA (m <sup>2</sup> )	JACARÉ (m <sup>2</sup> )						TOTAL p/ faixa (%)
1	6.600,00	3.300,00	2	4	8	12	114,31	0,00	0,00	681,49	24	48	3,1	35	2,5	REGULAR
2	6.600,00	3.300,00	2	4	6	10	17,41	0,00	0,00	304,71	10	20	2,9	21	2,5	REGULAR
3	6.600,00	3.300,00	3	6	13	19	61,60	0,00	0,00	735,83	24	48	15,2	51	2,0	RUIM
4	6.600,00	3.300,00	0	0	10	10	29,62	0,00	0,00	126,92	5	10	7,3	17	3,0	BOM
5	6.600,00	3.300,00	1	2	14	16	0,00	0,00	0,00	239,73	7	14	0,0	22	3,0	REGULAR
6	6.600,00	3.300,00	1	2	6	8	0,00	0,00	0,00	25,60	1	2	0,0	9	3,5	BOM
7	6.600,00	3.300,00	0	0	4	4	159,68	0,00	0,00	0,00	5	10	0,0	6	3,0	BOM
8	6.600,00	3.300,00	0	0	6	6	173,81	0,00	0,00	89,07	8	16	0,0	13	3,0	BOM
9	6.600,00	3.300,00	0	0	11	11	0,00	0,00	0,00	80,82	2	4	6,8	16	3,0	BOM
10	6.600,00	3.300,00	0	0	7	7	98,71	0,00	0,00	0,00	3	6	12,2	17	3,0	BOM
11	6.600,00	3.300,00	1	2	0	2	0,00	0,00	0,00	87,28	3	6	0,0	3	3,0	BOM
12	6.600,00	3.300,00	1	2	0	2	0,00	0,00	0,00	170,53	5	10	0,0	4	3,5	BOM
13	6.600,00	3.300,00	1	2	0	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0	0,0	1	3,0	BOM
14	6.600,00	3.300,00	0	0	5	5	133,06	0,00	0,00	0,00	4	8	0,0	7	3,0	BOM
15	6.600,00	3.300,00	0	0	7	7	21,36	0,00	0,00	878,81	27	54	4,4	45	2,5	RUIM
16	6.600,00	3.300,00	1	2	10	12	0,00	0,00	0,00	432,48	13	26	4,2	26	3,5	REGULAR
17	6.600,00	3.300,00	3	6	12	18	0,00	0,00	0,00	376,28	11	22	19,4	41	3,0	REGULAR
18	6.600,00	3.300,00	4	8	10	18	0,00	0,00	0,00	167,84	5	10	8,0	26	3,0	REGULAR
19	6.600,00	3.300,00	0	0	10	10	0,00	0,00	0,00	102,31	3	6	17,3	24	3,0	REGULAR
20	6.600,00	3.300,00	0	0	8	8	0,00	0,00	0,00	639,42	19	38	12,5	34	2,5	REGULAR
21	6.600,00	3.300,00	0	0	4	4	56,30	0,00	0,00	77,18	4	8	0,0	6	3,5	BOM
22	6.600,00	3.300,00	1	2	7	9	0,00	0,00	0,00	28,21	1	2	2,6	11	3,0	BOM
23	6.600,00	3.300,00	1	2	6	8	0,00	0,00	0,00	201,21	6	12	0,6	14	3,0	BOM
24	6.600,00	3.300,00	0	0	5	5	17,01	0,00	0,00	0,00	1	2	7,0	10	2,5	BOM
25	6.600,00	3.300,00	1	2	0	2	0,00	0,00	0,00	146,93	4	8	28,5	24	2,5	REGULAR
26	6.600,00	3.300,00	1	2	4	6	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0	8,0	11	3,0	BOM
770m	5.082,00	2.541,00	0	0	9	9	58,70	0,00	0,00	475,54	21	42	24,5	45	2,0	RUIM

Figura 6. Conceito obtido da condição da malha com dados adquiridos via inteligência artificial (OS AUTORES, 2022).

É possível observar que 12 quilômetros do trecho possuem nota 5 (ótimo), 14,77 quilômetros possuem nota 4 (boa), e nenhum quilômetro encontra-se em condições regulares, ótimas ou péssimas.

### Dados Obtidos Aplicando a Metodologia do Levantamento Visual Contínuo - LVC

O DER/PR no ano de 2021, além de contratar empresas especializadas para os levantamentos estruturais e funcionais em campo, contratou também uma empresa gerenciadora com o objetivo de executar serviços de apoio, supervisão e assessoramento técnico no planejamento e gerenciamento das ações de manutenção e, também, apoiar o órgão quanto a manipulação dos dados levantados em campo.

A empresa contratada que é formada pelo consórcio ESTEIO/DYNA/PLANSERVI deu apoio para a realização do LVC o qual obteve-se as seguintes informações apresentadas na Figura 7.

PR-092 (SANTO ANTONIO DA PLATINA até BARRA DO JACARE) - 26,77 km																
km	ICPF	IGGE	Frequência de Defeitos (A, M, B)												IES	
			P	TRINCAS				R	DEFORM.		OUTROS			Valor	Código	Conceito
				TR	J	JE	TB		AF	O	D	EX	E			
1	1	27	A	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	3	C	REGULAR
2	3	22	A	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	3	C	REGULAR
3	1	57	A	B	B	M	B	A	M	B	B	B	B	5	D	RUIIM
4	2	32	A	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	3	C	REGULAR
5	3	22	B	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	3	C	REGULAR
6	3	12	B	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	1	B	BOM
7	4	6	B	B	B	B	B	M	B	B	B	B	B	0	A	ÓTIMO
8	3	10	B	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	1	B	BOM
9	2	18	B	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	1	B	BOM
10	2	16	B	B	B	B	B	A	M	B	B	B	B	1	B	BOM
11	5	0	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	0	A	ÓTIMO
12	5	0	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	0	A	ÓTIMO
13	5	0	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	0	A	ÓTIMO
14	4	5	B	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	0	A	ÓTIMO
15	1	26	A	B	B	M	B	A	B	B	B	B	B	3	C	REGULAR
16	3	24	B	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	3	C	REGULAR
17	1	34	B	B	B	B	B	A	M	B	B	B	B	3	C	REGULAR
18	1	18	B	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	1	B	BOM
19	2	23	B	B	B	B	B	A	M	B	B	B	B	3	C	REGULAR
20	2	28	B	B	B	M	B	A	M	B	B	B	B	3	C	REGULAR
21	3	3	B	B	B	B	B	M	B	B	B	B	B	1	B	BOM
22	2	10	B	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	1	B	BOM
23	2	8	B	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	1	B	BOM
24	1	9	B	B	B	B	B	A	B	B	B	B	B	1	B	BOM
25	2	29	B	B	B	B	B	B	M	B	B	B	B	3	C	REGULAR
26	1	30	A	B	M	B	B	M	B	B	B	B	B	3	C	REGULAR
770	2	65	A	B	M	M	B	A	M	B	M	B	B	8	E	PÉSSIMO

Figura 7. Conceito obtido da condição da malha aplicando a metodologia LVC (OS AUTORES e CONSÓRCIO ESTEIO/DYNA/PLANSERVI, 2022).

É possível observar que 5 quilômetros do trecho possuem nota 5 (ótimo), 9 quilômetros possuem nota 4 (boa), 11 quilômetros possuem nota 3 (regular), 1 quilômetro encontra-se na nota 2 (ruim) e 770 metros em péssimas condições (nota 1).

### Dados Obtidos Aplicando a Metodologia de Obtenção do Índice da Condição da Malha

Para determinação do Índice da Condição da Malha é necessário aplicar a instrução de serviço nº 16/2019/DNIT, que serve como parâmetro para a avaliação da condição da manutenção da malha sob jurisdição do DNIT, o qual determina não apenas o Índice da Condição da malha Pavimentada (ICM) como também da não pavimentada (ICMNP).

Para cálculo do ICM, o índice de Pavimentação representa 70% do valor total do ICM e o restante (30%) corresponde ao índice da conservação o qual envolve a parte de sinalização, roçada e drenagem, conforme equação abaixo.

$$ICM = IP \times 0,70 + IC \times 0,30 \quad \text{(Equação 1)}$$

Para este estudo foi determinado apenas o índice de pavimentação o qual corresponde apenas a parcela de conservação da pista, determinado segundo a equação 2 abaixo.

$$IP = P_{\text{Pavimentação}} \times 50 + P_{\text{Remendos}} \times 30 + P_{\text{Trincamento}} \times 20 \quad \text{(Equação 2)}$$

Onde:

*IP*: Índice de Pavimentação

*P<sub>Pavimentação</sub>*; *P<sub>Remendos</sub>*; *P<sub>Trincamento</sub>* : Corresponde ao peso para cada ocorrência

Para a classificação final, o ICM segue um determinado critério definido em norma, porém, como estamos apenas considerando e avaliando a índice referente ao pavimento, o que corresponde a 70% do ICM conforme apresentado na Equação 1, adotou-se o seguinte critério apresentado no quadro abaixo.

CONDIÇÃO ICM	FAIXA	CONDIÇÃO ADOTADA (70%)
Bom	$ICM < 30$	$ICM < 21$
Regular	$30 \leq ICM < 50$	$21 \leq ICM < 35$
Ruim	$50 \leq ICM < 70$	$35 \leq ICM < 49$
Péssimo	$ICM \geq 70$	$ICM \geq 49$

Quadro 2. Definição da classificação do ICM (OS AUTORES, 2022).

Aplicando-se a equação 2, seguindo-se as definições acima, obteve-se as seguintes informações apresentadas na Figura 8.

PR-092 (SANTO ANTÔNIO DA PLATINA até BARRA DO JACARÉ) - 26,77 km												
km	Condição do Pavimento							Condição do Pavimento			IP - IS-16 DNIT/2019	
	Painela	Remendo	Trincas					Painela	Remendo	Trincamento	IP (Pavimento) (DNIT IS-16/2019)	Classificação
			TR	J	JE	TB	Trincas					
1	1	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	1	0,25	59,5	PÉSSIMO
2	1	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	1	0,25	59,5	PÉSSIMO
3	1	1	0,25	0,25	0,5	0,25	0,5	1	1	0,5	63	PÉSSIMO
4	1	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	1	0,25	59,5	PÉSSIMO
5	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
6	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
7	0,25	0,5	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,5	0,25	22,75	REGULAR
8	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
9	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
10	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
11	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	17,5	BOM
12	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	17,5	BOM
13	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	17,5	BOM
14	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
15	1	1	0,25	0,25	0,5	0,25	0,5	1	1	0,5	63	PÉSSIMO
16	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
17	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
18	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
19	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
20	0,25	1	0,25	0,25	0,5	0,25	0,5	0,25	1	0,5	36,75	RUIM
21	0,25	0,5	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,5	0,25	22,75	REGULAR
22	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
23	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
24	0,25	1	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	1	0,25	33,25	REGULAR
25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	17,5	BOM
26	1	0,5	0,25	0,5	0,25	0,25	0,5	1	0,5	0,5	52,5	PÉSSIMO
770	1	1	0,25	0,5	0,5	0,25	0,5	1	1	0,5	63	PÉSSIMO

Figura 8. Conceito obtido da condição da malha aplicando a metodologia do índice da condição da malha (OS AUTORES e CONSÓRCIO ESTEIO/DYNA/PLANSERVI, 2022).

É possível observar que nenhum quilômetro do trecho possui nota 5 (ótimo), 4 quilômetros possuem nota 4 (boa), 15 quilômetros possuem nota 3 (regular), 1 quilômetro encontra-se na nota 2 (ruim) e 6,77 metros em péssimas condições (nota 1).

### Análise Comparativa entre Avaliações Realizadas

Diante das análises realizadas é possível verificar a diferença entre metodologias de avaliação, tanto pelos valores obtidos, quanto pela aplicação das normativas. Na Figura 9 é possível observar os

dados obtidos aplicando as diferentes normativas e metodologias de análise e o quadro comparativo abaixo demonstra alguns pontos importantes observados com a realização do estudo:

<p><b>AVALIDADOR</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>IP (via ICM)</b> a Instrução Normativa permite que apenas um avaliador realize o levantamento (mínimo um avaliador e um motorista);</li> <li>• <b>DNIT PRO-008</b> define que a equipe de operação deve ser constituída de preferencialmente no mínimo dois técnicos além do motorista o que resulta na média das avaliações;</li> <li>• <b>SAM</b> a metodologia é realizada com o levantamento de apenas 1 avaliador.</li> </ul>																																
<p><b>CLASSIFICAÇÃO DAS PATOLOGIAS</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>IP (via ICM)</b> e <b>DNIT PRO-008</b> realizam o levantamento da patologia que atualmente está contida na pista aplicando um índice de frequência de ocorrências;</li> <li>• <b>SAM</b> classifica as patologias levando em consideração a percepção de possíveis defeitos que podem ocorrer em um curto espaço de tempo (exemplo: visualmente o pavimento encontra-se, na data da avaliação, em uma condição 4 (boa), porém o avaliador tem a percepção de que é possível que, em um curto período, através das patologias existentes, a condição passaria a ter nota 3 (regular)). O avaliador então acaba atribuindo uma nota 3.</li> </ul>																																
<p><b>PESOS PARA CÁLCULO DE ACORDO COM A FREQUENCIA</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>IP (via ICM)</b> os valores utilizados para a frequência de ocorrência tanto para remendo quanto para panela e trincamento variam de acordo com a gravidade, porém não com o tipo de defeito;  <small>tabela 2 A – Valores a serem utilizados de acordo com a frequência de ocorrência relacionadas ao índice de pavimentação (IP).</small> <table border="1" data-bbox="531 1043 1179 1200"> <thead> <tr> <th>DEFEITO</th> <th>BAIXO</th> <th>MÉDIO</th> <th>ALTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>REMENDO</td> <td>0,25</td> <td>0,50</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>PANELA</td> <td>0,25</td> <td>0,50</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>TRINCAMENTO</td> <td>0,25</td> <td>0,50</td> <td>1,00</td> </tr> </tbody> </table> </li> <li>• <b>DNIT PRO-008</b> os valores utilizados para a frequência de ocorrência tanto para remendo quanto para panela e trincamento variam de acordo com a gravidade e, também, com o tipo de defeito.  <small>Tabela 4 – Pesos para cálculo</small> <table border="1" data-bbox="536 1364 986 1516"> <thead> <tr> <th>GRAVIDADE</th> <th>Pt</th> <th>Poap</th> <th>Ppr</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3</td> <td>0,65</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0,45</td> <td>0,70</td> <td>0,80</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>0,30</td> <td>0,60</td> <td>0,70</td> </tr> </tbody> </table> </li> </ul>	DEFEITO	BAIXO	MÉDIO	ALTO	REMENDO	0,25	0,50	1,00	PANELA	0,25	0,50	1,00	TRINCAMENTO	0,25	0,50	1,00	GRAVIDADE	Pt	Poap	Ppr	3	0,65	1,00	1,00	2	0,45	0,70	0,80	1	0,30	0,60	0,70
DEFEITO	BAIXO	MÉDIO	ALTO																														
REMENDO	0,25	0,50	1,00																														
PANELA	0,25	0,50	1,00																														
TRINCAMENTO	0,25	0,50	1,00																														
GRAVIDADE	Pt	Poap	Ppr																														
3	0,65	1,00	1,00																														
2	0,45	0,70	0,80																														
1	0,30	0,60	0,70																														

Quadro 3. Diferenças observadas entre avaliações da condição da malha (OS AUTORES, 2022).



Figura 9. Análise comparativa entre diferentes metodologias de avaliações (OS AUTORES, 2022).

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com a análise dos dados obtidos após a aplicação das diferentes metodologias verificou-se que o Índice do Pavimento, calculado via ICM, apresenta uma porcentagem significativa de nota péssima (25%) conforme observado no gráfico da Figura 9, diferentemente do calculado com as outras metodologias. Diante das pesquisas realizadas para a elaboração deste artigo foi possível entender que o objetivo do índice da condição da malha (ICM) é apenas estabelecer um parâmetro mais rápido e simplificado para ter uma concepção do atual estado da condição da rodovia, em grosso modo, uma visão dos “usuários” de como está a situação da rodovia, justificando-se assim essa porcentagem significativa de nota péssima.

Entende-se que o objetivo da utilização da normativa baseada no ICM é de ter uma visão de como está a situação atual da malha e verificar se as intervenções que estão sendo realizadas nelas estão surtindo efeito, sendo restrita na utilização como índice para elaboração e/ou dimensionamento de projetos. Já, a normativa PRO-08 é uma metodologia mais rígida que aplica parâmetros e pesos mais detalhados e precisos para as diferentes patologias, conforme levantado no Quadro 3.

Para o presente artigo, a normativa PRO-08 foi aplicada tanto nos dados obtidos automaticamente via inteligência artificial quanto por profissionais que foram estimando as porcentagens e quantidades de defeitos visualmente.

Acredita-se que se realizada a futura calibração, para que a inteligência artificial consiga detectar os remendos e deformações nas imagens dos pavimentos, será possível obter um índice com melhor acuracidade e mais próximo da condição real do pavimento, via a aplicação da normativa da PRO-08. Esta demanda já está em andamento via parceria BID e DER/PR, e estima-se que logo estará disponível para uso, dependendo-se apenas do treinamento do algoritmo através de milhares de imagens que serão analisadas por técnicos do DER/PR.

Outra observação importante, através das análises realizadas, é que a condição da malha levantada, via SAM, apresenta uma percepção da situação atual e, também, futura em patologias que podem ocorrer no pavimento. Isso explica o aumento considerável da nota 2 (ruim) observada no gráfico, onde muitas vezes o pavimento, naquela data, não se encontrava com esta nota, porém, a

percepção em campo do avaliador revela que, em um curto intervalo de tempo, a patologia no pavimento poderá se alterar. Esta percepção viabiliza dimensionamentos mais assertivos.

Com relação aos custos, através do SAM, a de se destacar que o avaliador em campo tem um grande cuidado quanto a atribuição das notas 1 (péssimo) e 5 (ótimo). As notas péssimas, quando não atribuídas de forma correta, ocasionam um grande aumento nos custos de conservação. Estudos realizados pelo DER/PR demonstram que um pavimento na condição péssima (nota 1), em comparação ao limite da condição regular (nota 3), podem aumentar em até 6 vezes o custo de conservação de um único quilômetro.

No que se refere a nota 5 (ótimo), na metodologia SAM, esta nota só é atribuída ao pavimento quando o avaliador estima que nada precisa ser realizado naquele quilômetro, ao longo de um período, nem mesmo ações de rotina como um simples serviço de tapa buraco, passando então ser uma nota mais criteriosa e de difícil aplicação em algum segmento.

Por fim, a avaliação da superfície do pavimento deve refletir a condição de defeito do instante da observação do avaliador. O fato de o avaliador classificar os defeitos do pavimento levando em consideração a percepção de possíveis defeitos que podem vir a ocorrer em um curto espaço de tempo faz parte de uma inferência que não reflete a situação atual, situação esta registrada em fotografias que serviram para o reconhecimento de padrões para o processo de interpretação na Inteligência Artificial. Nesse sentido observa-se a precariedade da análise comparativa entre as avaliações.

Outro ponto importante de melhoria observado com a realização deste artigo e que pode ser estudado, é a realização da avaliação via metodologia ser realizada por faixa e não por pista, tornando-a menos expedita.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Instrução de Serviço n° 16/2019/DNIT**. Diretoria Colegiada do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. 9p. 2019.
- DNIT. **Manual de Gerência de Pavimentos**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. 189p. IPR publicação 745, Rio de Janeiro, 2011.
- DNIT. **Levantamento Visual Contínuo para Avaliação da Superfície de Pavimentos Flexíveis e semi-rígidos Procedimento 008/2009 - PRO**. Diretoria de Planejamento e Pesquisa/IPR. 11p. 2008.
- DNIT. **Teste de equipamentos na BR-251/GO marca início do levantamento e caracterização funcional e estrutural da malha federal**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2020. Disponível em: <<https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/noticias/teste-de-equipamentos-na-br-251-go-marca-inicio-do-levantamento-e-caracterizacao-funcional-e-estrutural-da-malha-federal>>. Acesso em março de 2022.
- HOLLERWEGER, M. M. **Aplicação de Visão Computacional no Auxílio ao Levantamento de Defeitos em Pavimento Rodoviário**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2019.
- MARCON, A. F. **Contribuições ao Desenvolvimento de um Sistema de Gerência de Pavimentos para a Malha Rodoviária Estadual de Santa Catarina**. Tese (Doutorado) — Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, 1996.
- REIS, C. A.R. **Desenvolvimento de Equipamento e Método para Levantamento Visual Contínuo com Vídeo-Registro de Defeitos de Pavimentos Rodoviários**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.
- TEIXEIRA, R. R.; AKISHINO, J.; GAYER, O. A. S.; FRANCO, C. M. Z. **Uma análise de custo unitário para a conservação de um pavimento asfáltico levando em consideração sua degradação**. 15p. 44ª Reunião Anual de Pavimentação, 18º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, Foz do Iguaçu, Paraná, 2015.
- VISCONTI, T. S. **O sistema gerencial de pavimentos do DNER**. 84p. Rio de Janeiro: IPR/DNIT, 2000.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### A GERÊNCIA DE PAVIMENTOS EM MUNICÍPIOS DO PARANÁ

*CAMILA GROSBELLI<sup>1</sup> & DANILO RINALDI BISCONSINI<sup>2</sup>*

#### RESUMO

O desempenho de pavimentos urbanos é altamente dependente do grau de eficiência de sua gestão, com grande impacto na segurança, conforto e economia dos usuários, e no orçamento público. Neste artigo, apresenta-se um panorama da prática de gerência de pavimentos em municípios do estado do Paraná por meio da aplicação de um formulário respondido por 16 municípios. As questões abordam a organização das prefeituras em relação à gestão de suas malhas viárias, com ênfase em atividades básicas correntes em Sistemas de Gerência de Pavimentos (SGP), especialmente daquelas voltadas a Sistemas de Gerência de Pavimentos Urbanos (SGPU). A maior parte dos municípios, 94%, não possui um SGPU, sendo as decisões tomadas com base na experiência das equipes responsáveis pelo planejamento e execução das atividades de Manutenção e Reabilitação (M&R). Verificou-se que a maioria dos municípios compreende a importância de um SGP. No entanto, também a maioria dos respondentes apontam não ter interesse na implantação do sistema. A principal dificuldade apontada pelos respondentes foi a falta de equipe técnica para a implantação do sistema. Com base nos resultados, são apresentadas, ao longo do texto, reflexões acerca do tema e sugestões para que os municípios possam implantar e manter um Sistema de Gerência de Pavimentos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pavimentos. Gerência de Pavimentos. Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos. SGP. Paraná.

#### ABSTRACT

The performance of urban pavements is highly dependent on the degree of efficiency of their management, with a great impact on the safety, comfort and economy of users, and on the public budget. This article presents an overview of the practice of pavement management in municipalities in the state of Paraná through the application of a form answered by 16 municipalities. The questions address the organization of municipalities in relation to the management of their road networks, with an emphasis on current basic activities in Pavement Management Systems (PMS), especially those dedicated to Urban Pavement Management Systems (UPMS). Most municipalities, 94%, do not have an PMS, and decisions are made based on the experience of the teams responsible for planning and executing Maintenance and Rehabilitation (M&R) activities. It was found that most municipalities understand the importance of a PMS. However, most respondents also point out that they have no interest in implementing the system. The main difficulty pointed out by the respondents was the lack of a technical team to implement the system. Based on the results, reflections on the topic and suggestions are presented throughout the text so that municipalities can implement and maintain a Pavement Management System.

**KEY WORDS:** Pavement. Pavement management. Urban Pavement Management System. PMS. Paraná.

<sup>1</sup> Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Via do Conhecimento, Fraron, Pato Branco - PR. Departamento de Construção Civil, Bloco J; e-mail<sup>1</sup>: camilagrosbelli@alunos.utfpr.edu.br.

<sup>2</sup> Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Via do Conhecimento, Fraron, Pato Branco - PR. Departamento de Construção Civil, Bloco J; e-mail<sup>2</sup>: bisconsini@utfpr.edu.br.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## INTRODUÇÃO

Nos municípios brasileiros, principalmente nos de médio e pequeno porte, é comum a adoção de métodos informais, não técnicos, para a gerência de pavimentos urbanos, resultando em tomadas de decisão pouco assertivas em relação ao desempenho dessa infraestrutura. A deterioração precoce dos pavimentos gera insegurança, desconforto e custos excessivos para os usuários e administração pública. São diversos os fatores intervenientes na serventia das vias urbanas, o que demanda atenção dos gestores públicos em diversas etapas que compreendem a gerência de pavimentos, como o levantamento de dados de inventário e da condição da malha viária, armazenamento e manipulação das informações coletadas em um banco de dados, e fiscalização da execução de pavimentos novos e de serviços de Manutenção e Reabilitação (M&R).

A gerência de pavimentos, em seu sentido mais abrangente, inclui todas as atividades de planejamento, programação, projeto, construção, manutenção e reabilitação de pavimentos de um programa de obras públicas. Já um Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP) é um conjunto de ferramentas ou métodos que apoiam os tomadores de decisões na busca de estratégias ótimas para construir e manter pavimentos em uma determinada condição de serventia ao longo de um período de tempo definido. Quando se trata de uma nova construção, manutenção ou reabilitação de pavimentos, um SGP pode ajudar a gerência a fazer o melhor uso possível dos recursos públicos (Haas, Hudson & Zaniewski, 1994).

Para Shoji (2000), além de ser imprescindível nas tomadas de decisão sobre investimentos rodoviários, os SGP possibilitam a previsão e avaliação das taxas de deterioração do pavimento e, conseqüentemente, o planejamento e programação das intervenções, garantindo maior eficácia dos serviços. Em pesquisa sobre SGP direcionada a estados americanos que utilizaram o sistema, as organizações citaram que as metas de condição dos pavimentos foram alcançadas com custos mínimos, com maior racionalidade no uso dos recursos (Peterson, 1987).

Apesar de integrarem atividades bem definidas, os sistemas de gerência apresentam estruturas diferentes de acordo com o ambiente em que são aplicados, como rodovias rurais, vias urbanas, aeroportos, ferrovias, entre outros. Uma das principais diferenças entre um SGP aplicado a rodovias e um Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos (SGPU) é que, no segundo caso, há maior interferência das atividades em outras infraestruturas urbanas, já que a construção ou manutenção dos pavimentos demanda a escavação da estrutura em pontos que abrigam outras redes públicas (Bertollo, 1997). O desenvolvimento e o aprimoramento de sistemas de gerência de pavimentos urbanos têm como objetivo não só a racionalização do processo decisório relativo às intervenções, mas também a minimização de interferências nas redes de serviços públicos (Fernandes, 2001).

A atenção à gestão de pavimentos urbanos é recente. Municípios brasileiros de portes pequeno e médio apresentam, na maioria de suas vias, defeitos prematuros e um alto grau de deterioração resultantes de falhas no planejamento, dimensionamento e execução dos pavimentos, o que eleva os custos para sua manutenção e reabilitação (Lima et al., 2006). Nas cidades, as decisões relacionadas às atividades de M&R de pavimentos têm sido afetadas por decisões políticas, além de serem apoiadas na experiência dos técnicos envolvidos, sem uso de métodos sistêmicos, como consequência da falta de conhecimento técnico, recursos ou preconceito (Fernandes, 2001; Lima et al., 2006). Como no Brasil não há uma política de Estado relacionada ao uso de sistemas de gerência de pavimentos urbanos, a gestão se torna dependente de políticas de governo, levando a frequentes mudanças de diretrizes relacionadas aos recursos humanos, financeiros e de gestão pública decorrentes das alternâncias político-partidárias (Zanchetta, 2017).

Lima (2007) enviou um questionário sobre SGPU a 106 cidades brasileiras de médio porte, buscando informações sobre a existência de um sistema para a gerência de pavimentos e as atividades de M&R mais aplicadas. O autor cita que 60% dos municípios utilizam métodos

específicos ou um SGP na gestão de atividades de manutenção e reabilitação das vias. Além disso, constatou que 32% dos diretores de equipes de M&R são ocupados por cargos políticos; 64% dos municípios coletam dados de inventário, como nome das ruas, localização e características geométricas; e 20% das prefeituras obtêm dados geométricos da estrutura dos pavimentos.

Considerando a relevância dos pavimentos para a eficiência da mobilidade e acessibilidade da população, na medida em que impacta na qualidade das viagens diárias, é fundamental a obtenção de informações acerca da conjuntura atual das cidades no que se refere à gerência de pavimentos, uma vez que essa estrutura consome parcela significativa dos recursos públicos direcionados a serviços de construção e manutenção. Diante disso, a implantação de sistemas de gerência de pavimentos é essencial para a otimização dos investimentos, dada a escassez de recursos para a sua gestão. Este artigo tem por objetivo caracterizar a atual conjuntura da gerência de pavimentos em municípios do estado do Paraná, por meio da aplicação de questionário, discutindo as razões para os resultados obtidos e os caminhos para estimular a implantação de SGP.

## MÉTODO

O método da pesquisa foi baseado na aplicação de um formulário contendo questões relacionadas à gerência de pavimentos nos municípios do estado do Paraná. O questionário foi elaborado com base no trabalho de Martins (2015) e inclui informações sobre o entrevistado, a coleta de dados de inventário e a realização de atividades relacionadas a Sistemas de Gerência de Pavimentos (SGP). O questionário foi disponibilizado por meio da ferramenta Google Forms, sendo o link de acesso enviado para o e-mail do setor de obras de 36 municípios do Paraná. Foram selecionados os municípios com mais de 50.000 habitantes, valor adotado pela Secretaria de Desenvolvimento Social do Estado de São Paulo (PMAS, 2018) para classificar cidades paulistas como de pequeno ou médio porte. Dos 36 municípios contatados, 16 responderam ao questionário.

## RESULTADOS

Os resultados são apresentados sem citar o nome dos municípios correspondentes. Como citado, dos 36 municípios consultados, apenas 16 (44%) participaram da pesquisa. Durante o envio dos questionários por e-mail, alguns foram encaminhados a mais de um funcionário da mesma prefeitura. Uma das prefeituras enviou duas respostas ao formulário, sendo algumas respostas divergentes. Nestes casos, as respostas foram excluídas. Também houveram casos em que a resposta não correspondia à questão proposta, sendo estas também excluídas das análises. Por esses motivos, o número total de respostas considerado é indicado em cada questão.

### Sistema de gerência de pavimentos

Inicialmente foram coletadas duas informações relativas ao grau de afinidade do município com o Sistema de Gerência de Pavimentos, cuja definição foi apresentada no texto do questionário: “É um sistema de apoio à tomada de decisão que apresenta um conjunto de ferramentas que servem de auxílio à escolha das melhores estratégias de Manutenção e Reabilitação (M&R) de pavimentos, com base em critérios técnicos, buscando o melhor retorno dos recursos públicos disponíveis. Um SGP trabalha com banco de dados que é realimentado periodicamente, seja a partir de um programa computacional ou através de planilhas físicas, de modo que as decisões quanto a intervenções sejam tomadas de maneira racional, sendo, portanto, necessário a avaliação periódica da condição de pavimentos de toda a malha ou de segmentos específicos para que essas informações alimentem o Sistema”. Na Figura 1, apresenta-se o número de municípios que usam SGP. As respostas são dadas

em termos relativos (%), arredondados para números inteiros, e absolutos. Neste caso, os valores são representados pelo símbolo YY (XX), em que YY representa o número de municípios incluídos na resposta, conforme legenda das figuras, e XX o número de municípios da amostra.

A organização em que você trabalha possui um Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP), acima contextualizado, ativo ou está desenvolvendo algum?

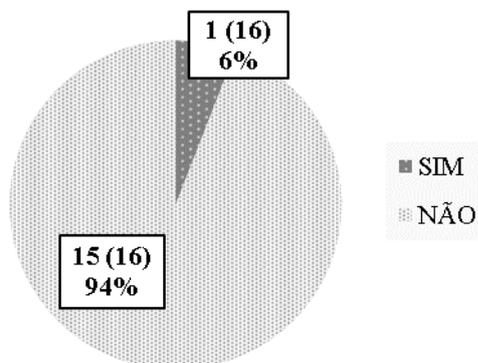


Figura 1. Utilização de Sistema de Gerência de Pavimentos (GROBELLI, 2021).

Na Figura 1, observa-se que apenas um município (6%) possui um SGP. Na Figura 2 são apresentadas as respostas quanto ao desejo de implantar um SGP no município, caso não possuam.

Caso um SGP não esteja ativo e não exista planejamento para que o mesmo seja implementado, a organização tem pretensão de implantar ou já discutiu sobre a possibilidade de implantar um SGP?

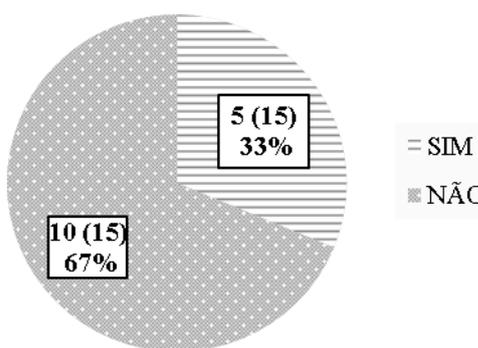


Figura 2. Pretensão de implantação de um SGP (GROBELLI, 2021).

A partir dos dados da Figura 1 e Figura 2, nota-se que além de quase a totalidade dos municípios não apresentar um SGP, a maioria (67%) manifesta não ter interesse na implantação do sistema. O resultado aponta a necessidade de incentivo à implantação de SGP nos municípios. A curto prazo, a importância do sistema pode ser menos perceptível, no entanto, a longo prazo os resultados são expressivos. Dentre outras vantagens, Peterson (1987) e Shahin (1990) ressaltam que o SGP auxilia na organização dos dados e informações sobre os pavimentos e influencia diretamente no uso eficaz dos recursos disponíveis, uma das grandes falhas dos setores de infraestrutura que frequentemente adotam processos informais e subjetivos para as tomadas de decisão.

## Banco de dados

Nesta seção são apresentadas repostas relativas ao volume e tipo de informações coletadas pelos municípios relacionadas à gerência de pavimentos, contemplando nove questões. Na Figura 3 é apresentado o número de municípios armazenam dados de inventário das vias pavimentadas.

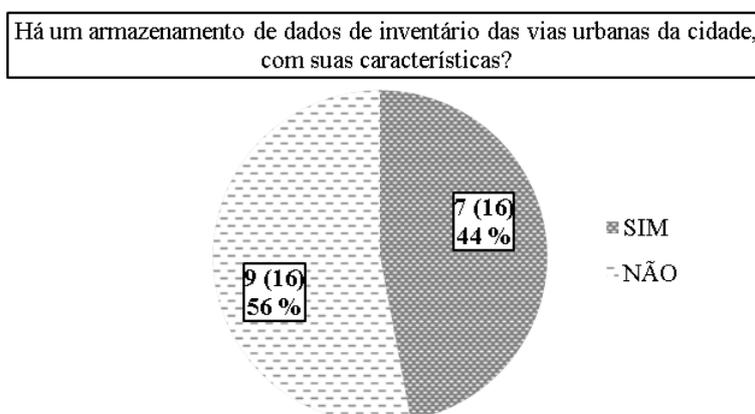


Figura 3. Municípios que possuem dados de inventário sobre os pavimentos (GROSBELLI, 2021).

As repostas da Figura 3, relativas à existência de um banco de dados de inventário das vias urbanas, foram bem divididas, sendo que nove (56%) não apresentam um banco de dados, enquanto sete (44%) apresentam. A existência de um banco de dados de inventário é indispensável para obras de intervenção demandam informações preexistentes da estrutura, além de serem importantes para a realização de serviços de fiscalização e perícias pós-obra. Além disso, sem essas informações, dificulta-se o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho de pavimentos, fundamental para a estimativa de futuras atividades de M&R e planejamentos orçamentários.

Cabe destacar que o inventário das vias é imprescindível para a elaboração dos planos de mobilidade urbana. A Lei 12.587, sancionada em 2012, estabelece prazos para que os municípios brasileiros com mais de 20 mil habitantes entreguem seus planos ao governo federal. O prazo foi prorrogado de 2015 para 2019, pela Medida Provisória 818/2018, e novamente adiado para 2022, para cidades com mais de 250 mil habitantes, e 2023, para cidades com até 250 mil habitantes. Definido como um instrumento de efetivação da Política Nacional de Mobilidade Urbana, os planos de mobilidade devem incluir serviços de transporte público coletivo e circulação viária, execução de obras ligadas à manutenção urbana e acessibilidade para pessoas com deficiência e limitações de mobilidade, abrangendo os meios de transporte público, privados e os não motorizados, de passageiros e de cargas, e a definição de mecanismos e instrumentos de financiamento dos serviços de transporte público coletivo e da infraestrutura de mobilidade urbana (Brasil, 2018). Esse planejamento não é possível sem informações básicas de inventário da rede viária do município.

Outra informação importante para o funcionamento de um SGP é o levantamento da condição do pavimento. A condição dos pavimentos influencia diretamente no desempenho dos veículos, na emissão de poluentes e no conforto, segurança e custos dos usuários (CNT, 2019). Dessa forma, a avaliação da condição dos pavimentos é fundamental, sendo importante que esses levantamentos sejam realizados frequentemente para que os bancos de dados estejam atualizados. A quantidade de municípios que armazenam essa informação é apresentada na Figura 4. Observa-se que a maior parte dos municípios (75%) não possui um banco de dados sobre a condição dos pavimentos. Esta informação afeta a eficiência do processo de gestão, principalmente o processo de priorização de vias a receberem algum tipo de manutenção.

Há um banco de dados sobre a condição dos pavimentos do município (identificação da rua, extensão, largura, tipo de pavimento, data etc.) ?

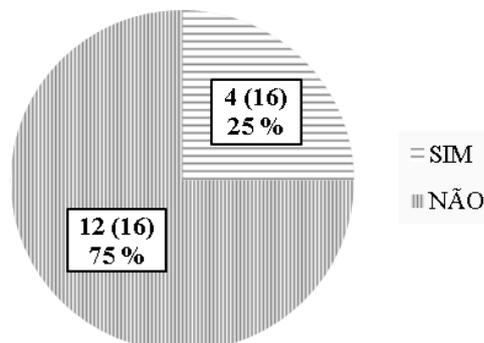


Figura 4. Municípios que armazenam dados da condição dos pavimentos (GROSBELLI, 2021).

Na falta de critérios técnicos, abre-se margem para escolhas tomadas por urgências ou interesses não vinculadas às reais necessidades da população. Dentre os municípios que possuem esses dados, todos responderam mantê-los atualizados (Figura 5).

O banco de dados de características e condição dos pavimentos é atualizado?

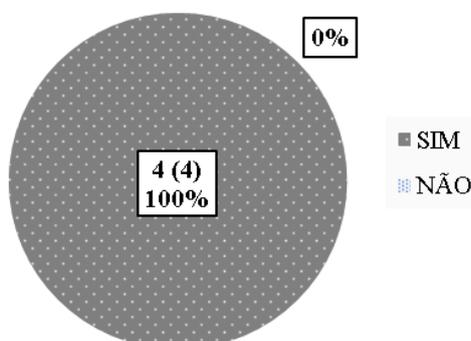


Figura 5. Municípios que possuem banco de dados e o mantém atualizado (GROSBELLI, 2021).

A avaliação das condições dos pavimentos também é fundamental para o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho. A partir das avaliações de campo e o desempenho estimado, pode-se utilizar planilhas eletrônicas e o método de árvore de decisões para a definição dos serviços de M&R mais adequados e o momento em que deverão ser executados, possibilitando o planejamento de médio e longo prazo (Zanchetta, 2017). Neste caso, recomenda-se que os municípios armazenem dados de variáveis intervenientes na condição dos pavimentos ao longo dos anos e que as avaliações sejam realizadas periodicamente (Zerbini, 1999). Na Tabela 1, apresenta-se o número de municípios que controlam determinada informação. O dado mais coletado pelos municípios (50%) é a “condição do pavimento”, seguido por “nenhum” (25%), “histórico de manutenção e reabilitação” (19%), “volume de tráfego” (13%) e “Outros” dados (13%).

Tabela 1. Número e tipo de informações coletadas pelo município (GROSBELLI, 2021).

Informações controladas pelo município	
Condição do pavimento	8 (16); 50%
Volume de tráfego	2 (16); 13%
Histórico de manutenção e reabilitação (M&R)	3 (16); 19%
Outros	2 (16); 13%
Nenhum	4 (16); 25%

Quanto à condição do pavimento, há informações mais específicas que facilitam o processo de priorização das vias em casos de manutenções e reabilitações (M&R). A questão 7 aborda esse aspecto, questionando quais são os tipos de defeitos e índices de condição de pavimentos avaliados pelo município. As repostas são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Tipos de informações coletadas em relação a condição do pavimento (GROSBELLI, 2021).

Dados coletados em relação a condição do pavimento	
Deflexão	1 (15); 7%
Afundamentos	4 (15); 27%
Irregularidade superficial	4 (15); 27%
Índice de Gravidade Global (IGG)	0 (15); 0%
Trincas	6 (15); 40%
Panelas	7 (15); 47%
Irregularidade (IRI)	1 (15); 7%
Nenhum	8 (15); 53%

Dos 15 municípios respondentes, a maioria (60%) não avalia regularmente um ou mais tipos de defeitos. Quando as avaliações são realizadas, os municípios geralmente coletam dados como trincas (47%) e panelas (53%). O resultado está relacionado ao fato desses defeitos serem comuns em pavimentos urbanos e simples de serem identificados e mensurados, sem necessidade de ferramentas específicas. O número e tipo de defeitos considerados por cada órgão depende das características locais, uma vez que fatores climáticos, de fluxo de tráfego e estruturas típicas variam para cada região, o que justifica a implementação de SGPU específicos ou adaptados para a realidade de cada cidade. Além disso, os recursos disponíveis para o funcionamento do SGPU também influenciam, em grande medida, o número e tipo de defeitos contemplados. Recomenda-se na fase de implantação de um SGPU sejam priorizados dados de inventário e de avaliação visual, sugerindo, neste caso, o método IGG, com o registro de trincas, panelas e remendos (Causin, 2001).

Verificou-se ainda quais municípios faziam uso de um Sistema de Informação Geográfica (SIG), ferramenta que possibilita análises espaciais e aplicações de geoprocessamento, como a elaboração de mapas temáticos que podem contribuir para a tomada de decisões. Dos dezesseis municípios, apenas cinco fazem uso de um sistema de dados georreferenciado (Figura 6). Os SIG são de grande utilidade na gerência de pavimentos, principalmente por facilitar a gestão compartilhada de diferentes infraestruturas urbanas, como redes de distribuição de água, rede de esgoto, rede de energia elétrica, base de dados de transporte público urbano e de pavimentos (Pantigoso, 1998).

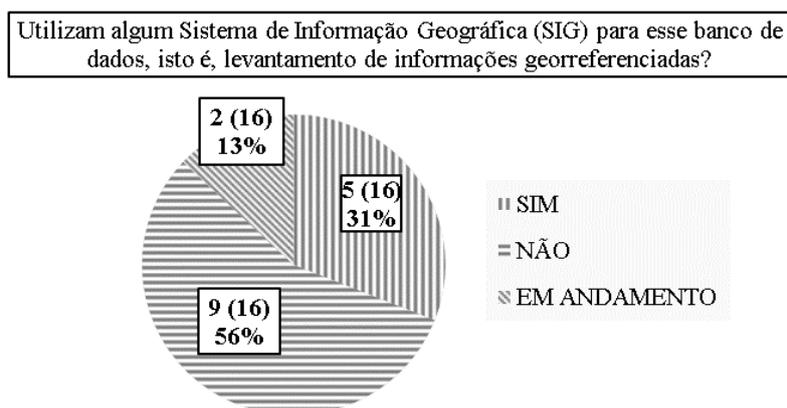


Figura 6. Utilização de SIG como auxílio para banco de dados (GROSBELLI, 2021).

Nota-se que a maioria dos municípios (56%) não possui um SIG, e dois municípios (13%) estão em fase de implementação de um sistema. Uma alternativa aos municípios seria a implantação de plataformas gratuitas, como o QGIS (Quantum GIS), facilitando a comunicação entre equipes técnica e administrativa, demandando um intervalo de tempo similar ao uso de planilhas eletrônicas tradicionais. Os respondentes também foram questionados em relação à forma de armazenamento e manipulação dos dados. Os resultados são apresentados no Figura 7.

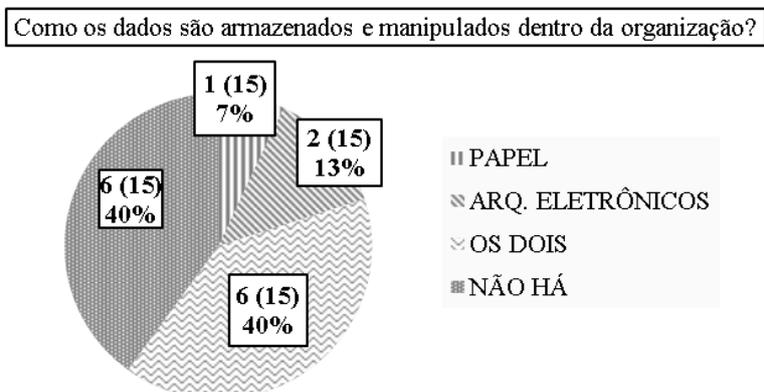


Figura 7. Forma de armazenamento de dados na instituição (GROSBELLI, 2021).

O tema de acessibilidade aos dados também foi abordado (Figura 8). Mesmo a maioria das prefeituras adotando e seguindo a conduta da transparência, alguns municípios relataram a disponibilização dos dados apenas a partir de alguma forma de requisição. Alguns responderam que, além de não existir restrição de dados, mencionaram que a prática não é permitida.

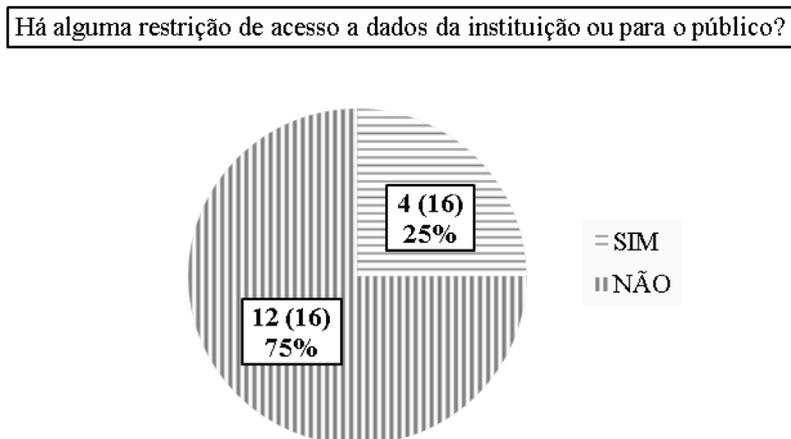


Figura 8. Restrição de acesso à informação (GROSBELLI, 2021).

### Implantação de um sistema de gerência de pavimentos

Neste tópico, aborda-se fatores relativos à implantação de um SGP, como dificuldades do processo, percepção da importância do sistema e formas de priorização e contratação de serviços. As duas primeiras questões buscam definir obstáculos para a implantação do SGP, sendo apresentadas algumas sugestões aos respondentes. Apesar de serem disponibilizadas respostas abertas, estas foram analisadas e apresentadas de forma objetiva e sintetizada nas Tabelas 3 e 4.

Tabela 3. Dificuldades para a implantação de um SGP (GROSBELLI, 2021).

Maiores obstáculos para que o SGP seja implantando	
Falta de funcionários	10 (16); 63%
Falta de recursos	1 (16); 6%
Falta de equipes	7 (16); 44%
Falta de dados	1 (16); 6%
Falta de estrutura	1 (16); 6%
Pouca malha asfáltica	1 (16); 6%
Outros	3 (16); 19%

Tabela 4. Melhorias necessárias para a implantação de um SGP (GROSBELLI, 2021).

Melhorias	
Aumento da malha asfáltica	1(15); 7%
Estrutura	3 (15); 20%
Operacional	6(15); 40%
Pessoas qualificadas	6(15); 40%
Outros	4(15); 27%

A maior parte dos municípios (63%) citou que o maior obstáculo para a implantação de um SGP é a falta de funcionários com disponibilidade de tempo para se dedicar à implantação do sistema. Consequentemente, a melhoria mais sugerida também foi a contratação de funcionários. Algumas respostas trouxeram informações mais específicas para os problemas elencados, como a falta de setorização dos serviços, que dificulta a organização e atualização das atividades. Um dos respondentes citou que foi dado início ao processo de implantação de um Sistema de Gerência de Pavimentos, no entanto, com as demandas de trabalho, o processo foi interrompido.

Causin (2001) verificou que a falta de recursos não era o principal motivo para a não implantação de um SGP, mas a falta de interesse e profissionais qualificados, além de softwares específicos. A alteração de equipes, decorrente da alternância de mandatos, também foi apontada como obstáculo. O autor pondera que esta não pode ser justificativa para a não implantação do sistema, já que as informações permanecem armazenadas. Também se observa que a falta de recursos não é o principal motivo pela não implantação de um SGPU, mas a falta de profissionais capacitados. Os respondentes também foram questionados quanto ao grau de importância do uso de um SGP, em uma escala de 0 a 10. As respostas são apresentadas no Figura 9.

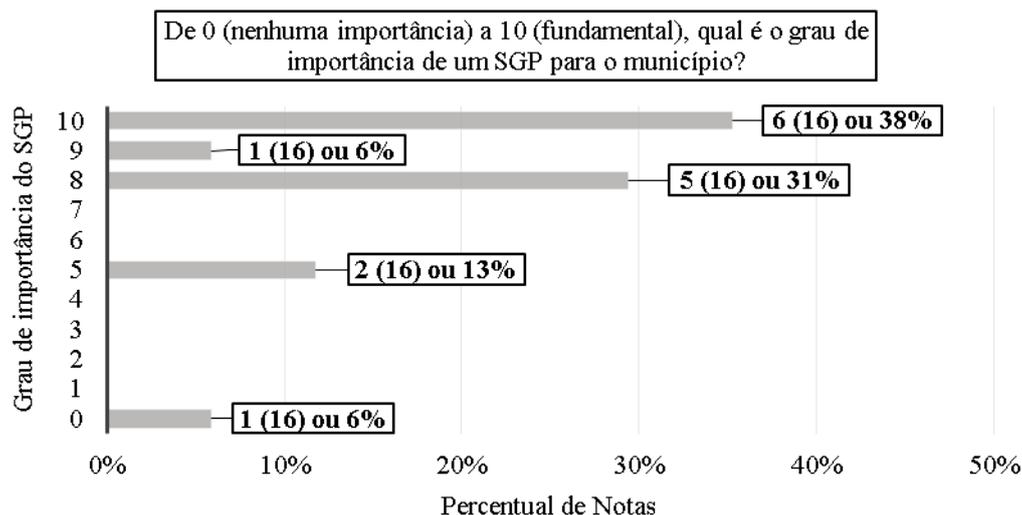


Figura 9. Grau de importância do SGP (GROSBELLI, 2021).

A maior parte dos respondentes (75%) apontou um grau de importância de um SGP, para o município, entre 8 e 10. Apesar de a maioria dos municípios perceberem um alto grau de importância de um SGP, também a maioria dos respondentes indicam não ter interesse na implantação do sistema. Em sua pesquisa, Causin (2001) observou que os respondentes desacreditam que um SGPU seria, de fato, a melhor opção para aplicar os recursos disponíveis. Zanchetta (2017) cita que o uso de SGPU não é comum no Brasil, não havendo normatizações ou leis que obriguem sua implementação e manutenção. Explica que, a despeito do grau de complexidade do SGPU, a qualidade do levantamento de campo e a correta execução dos serviços de M&R, nas datas apropriadas, são indispensáveis para o funcionamento satisfatório do sistema. A implantação de um SGPU demanda, minimamente, as seguintes etapas (Zanchetta, 2017):

- Reservar de recursos financeiros para a criação e manutenção do sistema;
- Motivar e capacitar as equipes de trabalho;
- Adquirir equipamentos para a realização de levantamentos de campo e análise das informações obtidas para identificar defeitos de superfície e estruturais;
- Desenvolver estudos para a previsão de desempenho dos pavimentos;
- Programar as atividades de M&R mais recomendadas;
- Aplicar a alternativa de M&R definida, e
- Realimentar o banco de dados.

Na Figura 10 são apresentadas as respostas relativas ao método adotado para a priorizações das atividades de M&R. A questão foi disponibilizada aos respondentes na forma de reposta discursiva, no entanto, as respostas são apresentadas de forma objetiva.

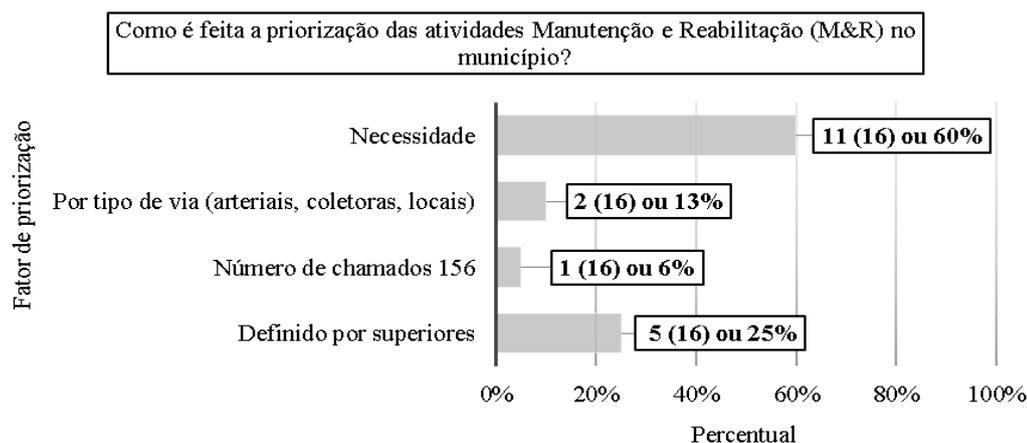


Figura 10. Priorização das atividades de M&R (GROSBELLI, 2021).

Na Figura 10, nota-se que 60% dos municípios gerencia os pavimentos conforme a necessidade. Oliveira (2013) constatou que a prefeitura de Anápolis (GO) não contava com um método formal para o planejamento de serviços de M&R, realizados conforme a urgência das demandas. Segundo Pereira & Miranda (1999), não havendo um SGP desenvolvido, ainda é possível priorizar as vias de forma eficaz e estratégica. Para isso, é necessário considerar no mínimo o estado do pavimento, a classe funcional das vias e o volume de tráfego. De acordo com as respostas, apenas um município faz a priorização por tipo de via. Bertollo (1997) cita ser possível aplicar formas simplificadas e até genéricas de priorização, enquanto Pereira & Miranda (1999) citam que é possível priorizar vias considerando, no mínimo, o estado do pavimento, sua classe funcional e o volume de tráfego.

As últimas questões referem-se à forma como são executadas as atividades de M&R. A primeira (Figura 11) sobre o tipo de contratação, se com equipes próprias, terceirizadas ou ambas. As

respostas foram bem distribuídas entre as três opções. A tendência é que municípios com mais recursos realizem boa parte dos serviços de M&R com equipe própria. Nestes casos, os SGP são fundamentais para o registro das experiências de gestão e execução, o que proporciona uma evolução contínua das equipes. No caso da terceirização dos serviços, é fundamental o cuidado com a elaboração dos contratos de licitação e a fiscalização dos serviços executados.

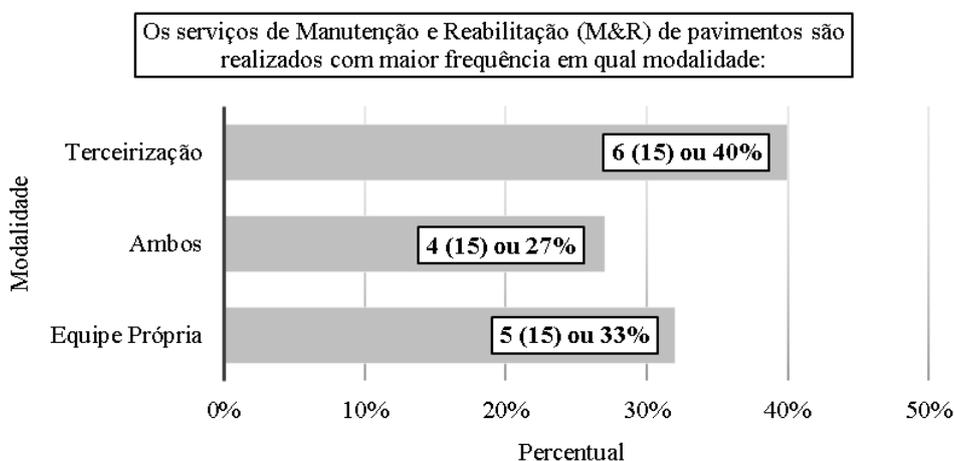


Figura 11. Modalidade das atividades de M&R (GROSBELLI, 2021).

No âmbito da contratação de serviços, os respondentes foram questionados sobre a inserção de critérios de desempenho nos contratos: “Nos contratos de serviços de Manutenção e Reabilitação (M&R), há alguma especificação de desempenho em relação aos serviços executados (por exemplo: a empresa é responsável pelo serviço executado durante um período de 5 anos) ou geralmente a contratação e pagamento ocorrem por quantitativo de serviços executados?”. Em geral, as prefeituras que realizam a terceirização (75%) exigem a garantia dos serviços prestados, direito instituído por lei (Lei 8666/93 – Garantia contratual em licitação). Já os pagamentos são feitos por serviços executados. Em alguns casos, as prefeituras optam por realizar os serviços simples com equipe própria e, quando o trecho de manutenção ou reabilitação é maior ou os serviços são mais complexos, é realizada a terceirização. Sendo assim, a maioria dos serviços executados mantêm um padrão de qualidade adequado e, como citado por um dos respondentes, em casos de desempenho não alcançado algumas empresas se responsabilizam a realizar os serviços novamente. Em outros casos, é necessário o protocolamento de ofício em procuradoria jurídica.

## Conclusão

Neste estudo, apresentou-se um panorama da prática da gerência de pavimentos em municípios do Paraná, com foco nas atividades contempladas por Sistemas de Gerência de Pavimentos (SGP). O método foi baseado na aplicação de um questionário aos municípios do estado paranaense, sendo selecionados aqueles com população acima de 50.000 habitantes. Das 36 prefeituras contatadas, 16 responderam ao questionário. Verificou-se que a maioria dos municípios compreende a importância de um SGP. No entanto, também a maioria dos respondentes apontam não ter interesse na implantação do sistema. Sobre as principais dificuldades mencionadas para a implantação do sistema, destacam-se a falta de equipe técnica para iniciar o processo e manter o sistema ativo.

Ressalta-se que a implantação de um SGPU pode ocorrer de forma simplificada, utilizando métodos e procedimentos que demandam menor número de funcionários e ferramentas básicas para as etapas de coleta, armazenamento, manipulação e aplicação de dados, de acordo com as



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



particularidades de cada município. Observando, tanto neste estudo quanto em pesquisas correlatas, que o uso de SGPU no Brasil, especialmente em cidades de médio e pequeno porte, é um ideal ainda distante, a criação de leis e instruções normativas para sua implementação e manutenção, de forma análoga aos Planos de Mobilidade Urbana e Planos de Resíduos Sólidos, pode um ser um dos meios para a efetivação de sistemas de gerência de pavimentos nas cidades brasileiras.

## Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco (UTFPR-PB).

## Referências bibliográficas

- Bertollo, S. A. M. (1997). Considerações sobre a Gerência de Pavimentos Urbanos em Nível de Rede (Dissertação de mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Brasil (2018). Municípios terão até abril de 2019 para elaborar seus planos de mobilidade urbana. Portal Eletrônico. Recuperado em 10 de junho de 2019.
- Causin, P. B. (2001). Estudo de Sistema de Gerência de Pavimentos para Cidades de Pequeno e Médio Porte (Dissertação de mestrado). Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Campinas.
- CNT - Confederação Nacional do Transporte. (2019). Pesquisa CNT de rodovias 2019. Brasília: CNT: Serviço Social do Transporte – SEST/Serviço Nacional de Aprendizagem do Transporte - SENAT, 2019. Recuperado em 23 de agosto de 2021, de <https://pesquisarodovias.cnt.org.br/downloads/ultimaversao/gerencial.pdf>.
- De Oliveira, J. J. (2013). Experiência de Implantação de Sistema de Gerência de Pavimentos em Cidade de Médio Porte – Estudo de Caso: Anápolis-GO (Dissertação de mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Fernandes Jr., J. L. (2001). Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos para Cidades de Médio Porte (Texto de Livre Docência). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Grosbelli, C. (2021). Avaliação da prática de gerência de pavimentos urbanos em municípios do Estado do Paraná. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco.
- Haas, R., Hudson, W., & Zaniewski, J. (1994). Modern Pavement Management (Original edition). Malabar: Krieger Publishing Company.
- Lima, J. P., Ramos, R. A. R., & Fernandes Jr., J. L. (2006). A prática de gestão de pavimentos em cidades médias brasileira. Congresso Luso-Brasileiro para o Planejamento Urbano, Regional, Integrado e Sustentável. Braga: PLURIS.
- Lima, J. P. (2007). Modelo de decisão para a priorização de vias candidatas às atividades de manutenção e reabilitação de pavimentos (Tese de doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Martins, L. D. (2015). Levantamento da utilização de sistemas de gerência de pavimentos no Brasil e estudo de caso (Dissertação de mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Pantigoso, J. F. G. (1998). Uso dos Sistemas de Informação Geográfica para Integração da Gerência de Pavimentos Urbanos com as Atividades das Concessionárias de Serviços Públicos (Dissertação de mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Pereira, P., & Miranda, C. (1999). Gestão da Conservação dos Pavimentos Rodoviários. Universidade do Minho. Braga.
- Peterson, D. E. (1987). Pavement management practices: synthesis of highway practice. Transportation Research Board, 135, 139 p. ISSN: 0547-5570.
- Plano Municipal de Assistência Social – PMAS (2018). Porte dos Municípios – Estado De São Paulo. Recuperado em 02 de agosto de 2021, de <https://www.desenvolvimentosocial.sp.gov.br/a2sitebox/arquivos/documentos/2102.pdf>.
- Shahin, M. Y., & Walther, J. A. Pavement maintenance management for roads and streets using the PAVER system. Champaign II, Technical Report M-90/05. Illinois, USA: United States Army Corps of Engineers (USACERL), 1990.
- Shoji, E. S. (2000). Desenvolvimento de um Programa de Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos para Cidades Brasileiras de Médio Porte (Dissertação de mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Zanchetta, F. (2017). Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos: avaliação de campo, modelo de desempenho e análise econômica (Tese de doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Zerbini, L. F. (1999). Desenvolvimento de Modelos de Desempenho para Utilização em Sistemas de Gerência de Pavimentos Urbanos (Dissertação de mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

## 24<sup>º</sup> Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47<sup>ª</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### DETERMINAÇÃO DE MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS PARA O TRECHO NORTE DA RODOVIA BR-101 NO ESTADO DE SANTA CATARINA

*Camila Antunes Martins<sup>1</sup>; Ben-Hur de Albuquerque E Silva<sup>2</sup>; Maria Esther Soares Marques<sup>3</sup>; Antônio Carlos Rodrigues Guimarães<sup>4</sup>.*

#### RESUMO

Os sistemas de transporte são indispensáveis para o crescimento e desenvolvimento socioeconômico do país, fato que torna imprescindível a busca pela otimização dos recursos financeiros para atender às demandas de manutenção e reabilitação de pavimentos rodoviários. Sob esta perspectiva, destaca-se o emprego de ferramentas de gestão, tais como os Sistemas de Gerência de Pavimentos (SGP), que fornecem apoio à tomada de decisão a partir do emprego de modelos de previsão de desempenho de pavimentos. Os modelos de desempenho, muitas vezes, são genéricos e não refletem as condições reais às quais serão aplicados. Neste contexto, este trabalho visa à obtenção de modelos de previsão de desempenho de pavimento flexível para a malha rodoviária da BR-101, no trecho norte de Santa Catarina. Para tanto, foi empregada a técnica estatística de regressão linear múltipla, baseada no Método dos Mínimos Quadrados Ordinários (MQO). Após avaliação do comportamento das variáveis independentes (tráfego, número estrutural corrigido, manutenção, pluviometria e condição inicial do pavimento) sobre as variáveis dependentes (deflexão e irregularidade longitudinal) por meio de análises estatísticas – tais como: Análise da Variância (ANOVA), Análise da Estatística F (Fisher-Snedecor) e Análise da Estatística T (valor-P) – foi realizada a verificação da adequação dos modelos desenvolvidos. A explicação da variabilidade das variáveis independentes apresentou um coeficiente de determinação ( $R^2 = 0,89$ ) e ( $R^2 = 0,61$ ) para os modelos de previsão de deflexão e irregularidade longitudinal, respectivamente. Estes resultados indicam que os modelos desenvolvidos podem apresentar boa capacidade preditiva – sob o ponto de vista estritamente estatístico.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pavimentos, Desempenho, Modelo de Previsão.

#### ABSTRACT

Transportation systems are crucial for the growth and socioeconomic development of a country; in fact, it is essential to seek the optimization of economic resources usage to meet the demands of maintenance and rehabilitation of road pavement. Under this perspective, we shed light on usage of management tools such as Pavement Management Systems (PMS), which has been proving to support decision making on using pavement performance prediction models. The performance models results tend to offer a somewhat general outcome, and do not reflect the real conditions on which they will be applied. On this context, the present work aims to obtain flexible pavement performance prediction models for the BR-101 highway network, in the northern section of Santa Catarina. To achieve this goal, the statistical technique of multiple linear regression was deployed, based on the Ordinary Least Squares Method (OLS) method. After evaluating the behavior of the independent variables (traffic, corrected structural number, maintenance, rainfall, and sidewalk initial condition) on the dependent variables (deflection and longitudinal irregularity) through statistical analysis - such as Analysis of Variance (ANOVA), Analysis of the F-Statistic (Fisher-Snedecor) and Analysis of the T-Statistic (P-value) - the adherence of the developed models was verified. The explanation of the variability of the independent variables showed a coefficient of determination ( $R^2 = 0.89$ ) and ( $R^2 = 0.61$ ) for the deflection and longitudinal irregularity prediction models, respectively. Such results indicate that the developed models can offer good predictive strength - from a strictly statistical point of view.

**KEY WORDS:** Pavements, Development, Performance Model.

<sup>1</sup> Instituto Militar de Engenharia – Pós-Graduação em Engenharia de Transportes: Praça General Tibúrcio, 80 – Urca, Rio de Janeiro/RJ, [camilaantunes@ime.eb.br](mailto:camilaantunes@ime.eb.br);

<sup>2</sup> Instituto Militar de Engenharia – Pós-Graduação em Engenharia de Transportes: Praça General Tibúrcio, 80 – Urca, Rio de Janeiro/RJ, [benhur@ime.eb.br](mailto:benhur@ime.eb.br);

<sup>3</sup> Instituto Militar de Engenharia – Pós-Graduação em Engenharia de Transportes: Praça General Tibúrcio, 80 – Urca, Rio de Janeiro/RJ, [esther@ime.eb.br](mailto:esther@ime.eb.br).

<sup>4</sup> Instituto Militar de Engenharia – Pós-Graduação em Engenharia de Transportes: Praça General Tibúrcio, 80 – Urca, Rio de Janeiro/RJ, [guimaraes@ime.eb.br](mailto:guimaraes@ime.eb.br).

## INTRODUÇÃO

Os sistemas de transportes são indispensáveis para o crescimento e desenvolvimento econômico e social de um país, visto que o aumento da demanda por bens e serviços reflete o crescimento de determinada região – em especial os grandes centros urbanos – e que o aumento da produção e do consumo da população geram necessidades de expansão das atividades da indústria e do comércio (MELLO, 1975; MARRA, 1999).

O transporte rodoviário destaca-se pelo fato de sua natureza permitir uma cobertura total do território nacional, sendo o mais flexível e o único capaz de realizar o serviço de transporte do tipo porta a porta. No entanto, o aumento do número de veículos comerciais que trafegam com sobrecarga, a carência de ampla fiscalização e a devida aplicação de penalidade, e, ainda, a escassez de manutenção preventiva adequada, geram impactos negativos em relação ao desempenho das rodovias de todo o país. Evidencia-se, ainda, que nas últimas décadas houve um acréscimo expressivo do fluxo de veículos. Outrossim, o porte e a capacidade dos caminhões aumentaram, elevando, por conseguinte, a demanda por uma infraestrutura de qualidade (CNT, 2021).

No que diz respeito à densidade da malha rodoviária pavimentada brasileira, esta pode ser considerada relativamente baixa quando comparada a de outros países de dimensão territorial semelhante. De acordo com a CNT (2021), enquanto os Estados Unidos da América (EUA) possuem 438,1 km de rodovias pavimentadas para cada 1.000 km<sup>2</sup> de área, a China 359,9 km, e a Rússia 54,3 km, o Brasil apresenta apenas 25 km – cerca de 12,4% da extensão rodoviária nacional.

Ainda assim, o dispêndio inadequado com obras de manutenção da malha pavimentada nacional – aproximadamente 213,15 mil km de acordo com a CNT (2021) – podem comprometer a disponibilidade de recursos orçamentários para investimentos em infraestrutura de transportes, e, também, a rentabilidade das empresas que dependem de eficiência logística operada nestes modos, impactando no preço final dos bens ofertados à população no mercado e também na competitividade dos produtos nacionais em um cenário de comércio exterior.

Em países desenvolvidos, uma das maneiras usuais de se planejar e priorizar as intervenções necessárias de reabilitação e manutenção de pavimentos é com apoio de um Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP), no qual os modelos de previsão de desempenho são importantes ferramentas. Todavia, no Brasil tem-se dado pouca atenção para a adaptação destes modelos, adotando-se, geralmente, modelos genéricos que, muitas vezes, são aplicáveis à realidade de outros países, visto que são obtidos em condições totalmente diferentes daquelas observadas na malha nacional.

O *software* HDM-4 (*Highway Development and Management*), desenvolvido pelo Banco Mundial e requerido em muitos países, inclusive o Brasil, para a obtenção de investimentos em infraestrutura rodoviária, emprega modelos de desempenho obtidos a partir de dados de origens distintas, tais como Caribe, Brasil, Índia e Quênia. Todavia, no Brasil tem-se dado pouca atenção para a adaptação dos modelos de previsão do HDM-4, assim como demais modelos de previsão existentes, adotando-se, geralmente, modelos genéricos que, muitas vezes, não são aplicáveis à realidade brasileira, visto que são obtidos em condições totalmente diferentes daquelas observadas na malha nacional.

O trecho norte da BR-101, no estado de Santa Catarina, é um importante eixo rodoviário para o desenvolvimento da economia do estado, pois é responsável pelo escoamento de grande parte da produção industrial e agropecuária da região; possui inúmeras empresas nacionais e estrangeiras instaladas às suas margens ou em cidades próximas e, ainda, desempenha papel significativo em relação à atividade de turismo da região, uma vez que permite o acesso às praias do litoral catarinense.

Dessa forma, o presente trabalho visa à obtenção de modelos de previsão de desempenho de pavimento flexível para a malha rodoviária da BR-101 – trecho norte do estado de Santa Catarina.

## DESEMPENHO DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS FLEXÍVEIS

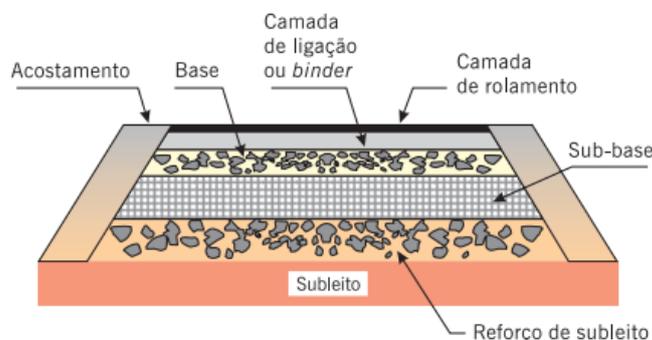
A existência de uma adequada infraestrutura é um dos elementos precípuos para o desenvolvimento socioeconômico de uma nação. Dessa forma, insere-se neste contexto, o bom funcionamento da infraestrutura de transportes e, respectivamente, as boas condições dos pavimentos que a compõem (PIMENTA *et al.*, 2017).

Sobre esta perspectiva que Pimenta *et al.* (2017) comentam, faz-se mister a compreensão acerca do desempenho de pavimentos rodoviários. Bernucci *et al.* (2006) destacam que o desempenho satisfatório do pavimento está diretamente vinculado à sua capacidade de suporte, durabilidade, conforto ao rolamento e segurança dos usuários. Segundo Benevides (2006), diversos fatores são intervenientes no desempenho de um pavimento ao longo de sua vida útil. Ainda de acordo com o autor, estes fatores são traduzidos nas inúmeras variáveis que retratam as mudanças de estado e comportamento de um pavimento.

Em visto disso, Paterson (1987) e Haas *et al.* (1994) destacam que os fatores que afetam de maneira expressiva o desempenho dos pavimentos são aqueles que estão relacionados às condições de tráfego, meio ambiente, intervenções de manutenção e reabilitação, dimensionamento, processo de construção e propriedades químicas e físicas dos materiais empregados.

Quanto ao pavimento rodoviário, é possível defini-lo como uma estrutura que se constitui de múltiplas camadas de espessuras finitas sobre a superfície final de terraplanagem, destinada a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, de maneira econômica (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Admite-se, de forma genérica, quatro categorias de pavimentos, classificadas em função da rigidez do conjunto: flexível, semiflexível, rígido e semirrígido – pavimentos do tipo flexível e rígido são mais usuais em obras rodoviárias brasileiras. Os pavimentos flexíveis apresentam revestimento betuminoso sobre uma base granular ou de solo estabilizado granulometricamente, conforme pode ser observado na Figura 1. Quando a essa base inferior é adicionado agentes cimentantes, este pode ser entendido como pavimento semiflexível ou semirrígido (MEDINA e MOTTA, 2015; SILVA, 2008).



**Figura 1.** Estrutura dos Pavimentos Flexíveis – corte transversal (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Segundo Oda e Camargo (2019), a principal diferença entre os pavimentos do tipo rígido e flexível está na forma como ocorre a distribuição das cargas para o subleito. Enquanto os pavimentos rígidos – em função do elevado módulo de elasticidade do concreto – distribuem a carga solicitante sobre uma área relativamente maior, sendo que a própria placa de concreto fornece a maior parte da

capacidade estrutural, os pavimentos flexíveis, embora apresentem maior número de camadas, distribuem as cargas em uma área menor do subleito.

Os pavimentos rodoviários flexíveis devem apresentar adequada qualidade funcional e estrutural a fim de atender às exigências impostas a um eficaz desempenho. Os aspectos funcionais estão relacionados ao estado da superfície de rolamento disponibilizada aos usuários – conforto e segurança de circulação – enquanto os aspectos estruturais estão vinculados à capacidade do pavimento em suportar solicitações sem que haja alteração significativa da sua estrutura, isto é, sem que este sofra deformações que superem determinados valores limites, os quais colocariam em risco a garantia da qualidade funcional (BRANCO *et al.*, 2006).

Após entrar em serviço e no decorrer do período de vida útil, o pavimento flexível sofre interferência em sua estrutura – redução da capacidade estrutural – que acarreta, conseqüentemente, na redução da sua qualidade funcional. Tais interferências estão relacionadas a fatores, tais como: tráfego, severidade das condições climáticas, deficiências no processo construtivo e características dos materiais. A combinação destes fatores resulta na deterioração do pavimento e, por conseguinte, no aparecimento de manifestações patológicas de variadas gravidades (BALBO, 2007; BRANCO *et al.*, 2006).

As manifestações patológicas (defeitos de superfície) podem aparecer nos pavimentos flexíveis de maneira precoce – devido à erros ou inadequações no dimensionamento e execução – ou a médio e longo prazo – devido às solicitações de tráfego e efeitos das intempéries. Em pavimentos com revestimento asfáltico, estes defeitos podem aparecer sob a forma de deformações na superfície – corrugação e afundamentos; defeitos de superfície – exsudação de asfalto e desgaste; panela; escorregamento do revestimento betuminoso; e trincas e fissuras – fendas (SILVA, 2008).

Para Branco *et al.* (2006), as degradações que apresentam maior significância em relação ao desempenho dos pavimentos flexíveis são as deformações permanentes e a evolução do fendilhamento nas camadas betuminosas – agravantes dos defeitos de desagregação da camada de revestimento e de movimento de materiais.

Barca e Nogueira (2015) apontam que os principais defeitos de um pavimento asfáltico são o acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda, as trincas por fadiga do revestimento e as trincas por contração de origem térmica.

Nesta senda, Oda e Camargo (2019) correlacionam a menor rigidez do pavimento no início de sua vida em serviço com menor resistência deste à deformação permanente, podendo ser afetado, também, pelas temperaturas elevadas e por veículos trafegando a baixas velocidades – maior tempo de aplicação de carga. Em contrapartida, o envelhecimento do revestimento asfáltico provoca o aumento da sua rigidez e diminuição da ductilidade, ocasionando redução de resistência às trincas por fadiga.

Fernandes Júnior (1994) correlaciona o incremento da deformação permanente nas trilhas de rodas com o aumento do número de aplicações de carga, uma vez que estas provocam a densificação e/ou deformação por cisalhamento, em virtude, muitas vezes, de inadequação estrutural, má compactação das camadas e do subleito, ou ainda, dosagem inadequada da mistura asfáltica. Entretanto, o mesmo autor evidencia que a deformação permanente também pode ser oriunda do carregamento excessivo aplicado poucas vezes ou por carregamento estático aplicado por um longo período.

De acordo com Guimarães (2009), a umidade – em termos de percentual, permeabilidade do material, grau de saturação e poropressão – é um dos principais fatores que promove a diminuição da resistência ao cisalhamento de solos e tende a aumentar a deformação permanente quando o material é submetido à ação de tráfego de veículos.

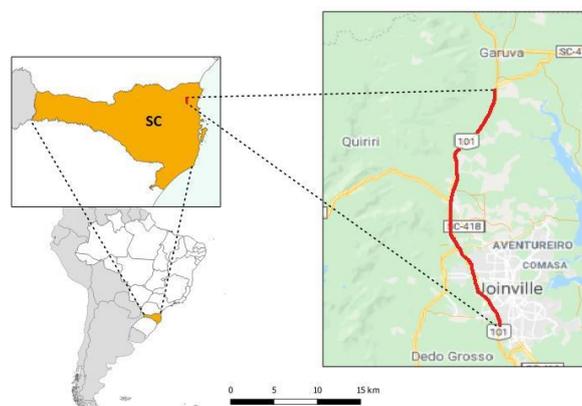
Nakahara (2005) relata que, no Brasil, o fator de degradação predominante nas rodovias de tráfego médio ou pesado é o trincamento por fadiga, enquanto isso, nas vias urbanas, os afundamentos plásticos têm se mostrado predominantes, isso quando os pavimentos não atendem às exigências de espessura ou de compactação preconizadas pelos métodos de projeto.

Sob esta perspectiva, Balbo (2007) evidencia que não é possível estabelecer com exatidão, isto é, de modo inquestionável, o processo de degradação ou de danificação estrutural de dado pavimento – tampouco dos materiais que são empregados em sua estrutura –, visto que é notória a existência de sítios geológicos e pedológicos diversos; diferentes condições climáticas e morfológicas; políticas de cargas para diferentes veículos comerciais em diversos países; utilização de materiais peculiares em cada região, além de técnicas construtiva e de projetos variadas.

Esta não linearidade da deterioração faz com que as atividades de manutenção a serem aplicadas em um pavimento apresentem grande variedade, as quais irão depender do tipo de comportamento apresentado por ele. Por isto, segundo Albuquerque (2007), é necessário um sistema de gestão eficiente, que seja capaz de associar os parâmetros de estado de um pavimento com a medida de intervenção mais adequada, tendo em vista critérios econômicos, técnicos e administrativos. Nessa perspectiva que Albuquerque (2007) relata, percebe-se a importância do desenvolvimento de modelos de deterioração particulares para cada rodovia, a fim de que sejam tomadas decisões adequadas no tempo correto (em tempo hábil).

## METODOLOGIA

Foram determinados 10 segmentos homogêneos por meio da aplicação do Método das Diferenças Acumuladas preconizado pela AASHTO (1993), levando-se em consideração os dados obtidos a partir do levantamento deflectométrico e de Irregularidade Longitudinal (IRI). Assim, o pavimento analisado no presente estudo corresponde a um trecho pertencente a Rodovia Federal Governador Mário Covas – BR-101, situado no norte do estado de Santa Catarina entre os marcos quilométricos km 20+000 e km 50+000, totalizando 30 km de extensão e, em concessão desde o ano de 2009.



**Figura 2.** Mapa de Localização do Trecho de Estudo.

A faixa analisada no presente estudo – faixa externa do sentido sul da rodovia – corresponde a pista que teve sua execução realizada em fase anterior à obra de duplicação, isto é, trata-se de uma pista

que foi aberta ao tráfego na década de 1970 e, portanto, não há informações a respeito da existência de um projeto “*as built*” da mesma. Assim, uma sondagem realizada no ano de 2008, permitiu a determinação das características acerca da estrutura do pavimento existente.

A sondagem permitiu identificar os materiais que compõem as camadas do pavimento, suas respectivas espessuras e possibilitou a caracterização do comportamento resiliente das camadas, conforme apresentado na tabela 1.

**Tabela 1.** Tabela Resumo da Retroanálise.

Posição do Furo (km)	Camada 1			Camada 2			Camada 3			Camada 4		
	Material	Espessura (cm)	MR (kgf/m <sup>2</sup> )	Material	Espessura (cm)	MR (kgf/m <sup>2</sup> )	Material	Espessura (cm)	MR (kgf/m <sup>2</sup> )	Material	Espessura (cm)	MR (kgf/m <sup>2</sup> )
17.00	CBUQ	17	10000	SB	18	1500	BGS	37	3000	Solo	-	4000
52.00	CBUQ	17	11000	SB	17	300	BGS	36	2500	Solo	-	4000

Para determinação do SNC empregou-se o modelo de Pitta (1998), que relaciona o SNC com a deflexão máxima determinada pelo equipamento FWD. Quanto ao tráfego que incide no pavimento, a sua caracterização foi realizada com base nas contagens classificatórias disponibilizadas pelo DNIT, a partir do PNCT e utilizada a metodologia USACE. A tabela 2 apresenta as características estruturais e de tráfego do trecho analisado, referentes ao ano de 2014.

**Tabela 2.** Tabela Resumo das Características Estruturais e de Tráfego.

Segmento Homogêneo		IRIc	Dc	D <sub>adm</sub>	R	SNC	%TR	N <sub>acumulado</sub>
km Inicial	Km Final							
20+000	24+000	1,99	22,21	32,38	671,41	10,41	2,31	3,32E+08
24+000	25+000	2,08	21,86	32,38	367,22	8,07	2,31	3,32E+08
25+000	28+000	1,96	28,83	32,38	444,82	7,98	2,31	3,32E+08
28+000	30+000	2,49	38,98	32,38	300,76	5,37	2,75	3,32E+08
30+000	33+000	2,08	16,31	32,38	1268,56	14,89	2,75	3,32E+08
33+000	36+000	2,05	21,93	32,38	506,32	8,59	2,75	3,32E+08
36+000	38+000	1,76	22,05	32,38	654,98	9,48	2,75	3,32E+08
38+000	42+000	2,32	23,47	32,38	450,27	7,99	1,04	3,32E+08
42+000	45+000	1,84	23,54	32,38	620,7	7,92	0,47	3,32E+08
45+000	50+000	2,41	29,4	32,38	365,6	6,42	0,47	3,32E+08

A fim de se obter equações que possibilitem a previsão do desempenho funcional, em termos de (IRI), e desempenho estrutural, no que se refere à deflexão – deslocamento recuperável – foi empregada a técnica estatística de regressão linear múltipla baseada no Método dos Mínimos Quadrados Ordinários (MQO).

Para tanto, foram utilizados dados de monitoramento realizados entre os anos de 2008 e 2014, provenientes do banco de dados da gerência de pavimentos da concessionária responsável pela administração do trecho de estudo. Evidencia-se o não emprego de uma série histórica contínua e com dados recentes, em virtude da carência de informações disponibilizadas pela empresa no período

do desenvolvimento do estudo. Os dados pluviométricos pertencem ao banco de dados do Portal Hidroweb – ferramenta integrante do Sistema Nacional de Informações Sobre Recursos Hídricos (SNIRH) da Agência Nacional das Águas (ANA) – referentes a estação Joinville (RVPSC), estação situada em local mais próximo do trecho analisado. Dessa forma, foram coletadas informações no que diz respeito ao tráfego, número estrutural, intervenções de fresagem do revestimento asfáltico e posterior recomposição com CBUQ de mesma espessura, irregularidade longitudinal (medida pelo IRI – *International Roughness Index*), afundamento de trilha de roda (ATR) e pluviometria total anual. O tráfego foi estimado por meio do número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN.

A influência das variáveis independentes (Número N, SNC, manutenção, pluviometria, deflexão e irregularidade inicial e intervalo de tempo entre as medições e a previsão desejada), inicialmente adotadas no modelo de desempenho, sobre a resposta da variável dependente foi avaliada por meio da Análise da Variância (ANOVA), Análise da Estatística F (Fisher-Snedecor) e Análise da Estatística T (valor-p).

A adequação do modelo proposto foi julgada mediante obtenção do coeficiente de determinação ajustado ( $R^2_{\text{ajustado}}$ ) que, diferente do  $R^2$ , não aumenta com o acréscimo de variáveis independentes, portanto, mostra-se mais adequado para avaliar o modelo de regressão linear múltipla. Em contribuição à análise da qualidade do ajustamento do modelo foi realizada, também, a comparação do desempenho real do pavimento rodoviário com o comportamento previsto pelos modelos de desempenho desenvolvidos, assim como foram adotados níveis de significância ( $\alpha$ ) de 5%, isto é,  $\alpha = 0,05$  nas análises estatísticas.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

As variáveis independentes definidas e inicialmente julgadas como sendo capazes de prever o desempenho dos pavimentos foram avaliadas de acordo com o nível de significância que cada uma apresentou, isto é, o grau de associação desta com a variável resposta. Dessa forma, foram empregadas no modelo de regressão linear múltipla somente as variáveis que obtiveram valor-P menor que 5%.

### Modelo de previsão da irregularidade longitudinal (IRI)

Para prever o comportamento do pavimento flexível em termos de IRI, foi realizada uma regressão linear múltipla baseada em uma série histórica de 2008 a 2013 com as seguintes variáveis independentes:

- Precipitação pluviométrica anual total (mm);
- Intervenção no ano anterior – variável qualitativa (*dummy*) (1/0);
- Irregularidade longitudinal inicial ( $IRI_0$ );
- Número estrutural corrigido (SNC);
- $\Delta$ Tempo entre  $IRI_0$  e a previsão, em anos.

– Resultado Análise de Regressão Múltipla

A regressão linear múltipla obteve um coeficiente de determinação ( $R^2_{\text{ajustado}}$ ) igual a 0,61, evidenciando que há relação significativa entre a variável de resposta (IRI) e as variáveis predictoras, conforme pode ser observado na Tabela 3.

**Tabela 3.** Resultado da Estatística de Regressão IRI.

R múltiplo	0,79
R <sup>2</sup>	0,62
R <sup>2</sup> ajustado	0,61
Erro Padrão	0,25
Observações	172

A Análise da Variância (ANOVA) permitiu testar a significância do modelo com base na estatística F (Fisher-Snedecor). Portanto, de acordo com a Tabela 4, é possível verificar que o valor de  $F_{\text{calculado}}$  é maior que o valor de  $F_{\text{tabelado}}$  multiplicado por 05 – critério estabelecido no estudo para validação do modelo –, portanto, rejeita-se a hipótese de inexistência de relação entre a variável dependente e as independentes.

**Tabela 4.** Resultado ANOVA - IRI.

Fonte de Variação	Grau de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	$F_{\text{calculado}}$	$F_{\text{tabelado}} (\alpha/2, k, n - 1 - k)$
Regressão	05	17,10	3,42	55,12	2,27
Resíduo	165	10,30	0,06		
Total	171	27,40			

Ao avaliarmos as variáveis explicativas de maneira individual, observamos que cada uma apresenta valor-P abaixo de 0,05 (5%), isto é, forneceram evidência significativa (índice de confiabilidade de 95%) contra a hipótese  $H_0$  – que admite a inexistência de relação entre a variável dependente (IRI) e as demais variáveis independentes –, conforme pode ser visto na Tabela 5.

**Tabela 5.** Significância das Variáveis Independentes no Modelo IRI.

	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>Stat t</i>	<i>valor-P</i>
Interseção	0,164320323	0,167358791	0,981844587	0,327605244
SNC	-0,114088194	0,051504843	-2,215096432	0,02811459
Precipitação	-0,011292835	0,00503039	-2,244922322	0,02609376
IRI <sub>(0)</sub>	0,00017384	4,86136E-05	3,575943971	0,00045736
$\Delta$ tempo	0,704767407	0,051188663	13,76803701	2,94373E-29
Intervenção	0,220984404	0,058492224	3,778013367	0,000220019

Dessa forma, o modelo de previsão de desempenho de IRI desenvolvido atende a todos os critérios estatísticos de validação propostos no presente estudo, o que indica que ele pode explicar de maneira adequada a variação da irregularidade longitudinal. Portanto, a Equação 1 estabelece a previsão do desempenho do pavimento quanto a Irregularidade Longitudinal (IRI):

$$IRI = 0,164 - 0,114x_1 - 0,011x_2 + 1,738 \times 10^{-4} + 0,705x_3 + 0,221x_4 \quad (1)$$

$$R^2 = 0,61$$

Onde:

- $x_1$  = Número Estrutural Corrigido – SNC;
- $x_2$  = Precipitação Pluviométrica Total (mm);
- $x_3$  = Irregularidade Longitudinal inicial (IRI<sub>0</sub>);
- $x_4$  = Intervalo de tempo entre IRI<sub>0</sub> e a previsão;

$x_5$  = Intervenção no ano anterior – variável qualitativa (1/0).

A verificação da adequação do modelo ( $IRI_{\text{previsto}}$ ) aos dados observados na rodovia ( $IRI_{\text{observado}}$ ) foi realizada a partir de dados de monitoramento do ano seguinte ao último adotado na série histórica que compõe o modelo, conforme apresentado no gráfico ilustrado na Figura 3.

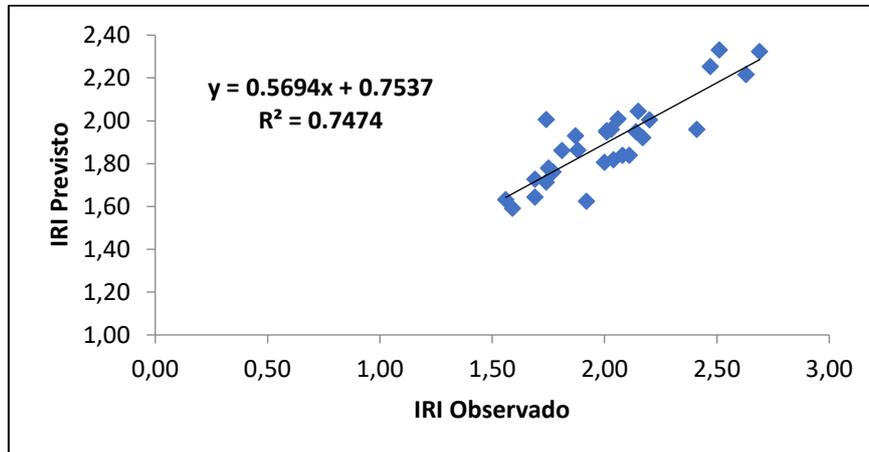


Figura 3. Gráfico de Ajuste IRI Previsto x IRI Observado.

Observa-se, ainda, que a distribuição dos resíduos se deu em torno de zero, conforme pode ser visto no gráfico representado na Figura 4, o que também favorece os aspectos estatísticos do modelo desenvolvido.

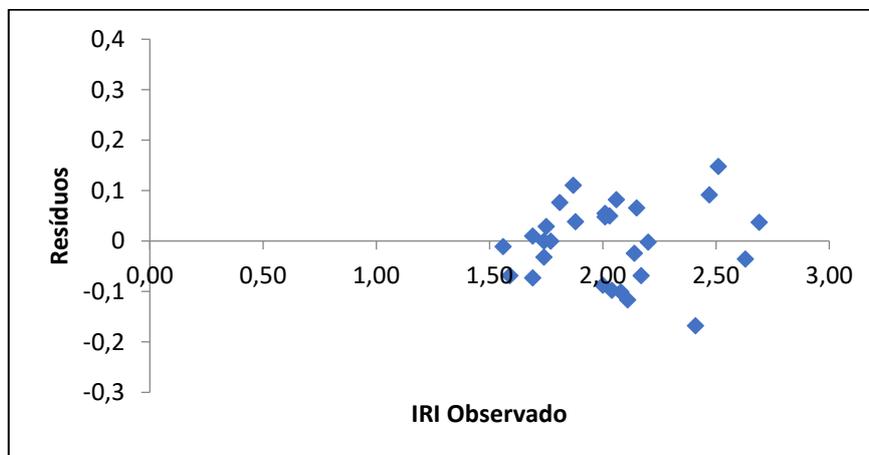


Figura 4. Gráfico de Distribuição dos Resíduos do Modelo de IRI.

### Modelo de Previsão da Deflexão

Para que fosse possível estimar o valor do parâmetro Deflexão, adotou-se procedimento semelhante àquele utilizado para prever a irregularidade longitudinal. Assim, as variáveis independentes empregadas neste modelo foram:

- Número  $N_{USACE}$  do ano;
- Irregularidade longitudinal inicial ( $D_0$ );
- SNC.

– Resultado Análise de Regressão Múltipla

Conforme pode ser observado nas Tabelas 6, 7 e 8, o modelo apresentou um coeficiente de determinação ajustado alto ( $R^2_{\text{ajustado}} = 0,89$ ), indicando que a variação da deflexão pode, na maior parte das vezes, ser explicada pela variação dos fatores modelados. E, ainda, a influência das variáveis independentes no modelo também se mostrou estatisticamente significativa, para um nível de confiabilidade de 95% ( $\alpha = 0,05$ ).

**Tabela 6.** Resultado da Estatística de Regressão Deflexão.

R múltiplo	0,94
$R^2$	0,89
$R^2_{\text{ajustado}}$	0,89
Erro Padrão	2,51
Observações	176

**Tabela 7.** Resultado ANOVA Deflexão.

Fonte de Variação	Grau de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	$F_{\text{calculado}}$	$F_{\text{tabelado}} (\alpha/2, k, n - 1 - k)$
Regressão	3	8817,61	2939,20	466,54	2,66
Resíduo	171	1083,60	6,30		
Total	175	9901,21			

**Tabela 8.** Significância das Variáveis Independentes no Modelo Deflexão.

	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>Stat t</i>	<i>valor-P</i>
Interseção	14,68968205	2,83462458	5,182231946	6,09203E-07
$N_{\text{USACE}}$	1,84902E-07	8,94236E-08	2,067713772	0,040164232
SNC	-0,950259983	0,075292271	-12,62094991	2,86823E-26
Def <sub>(0)</sub>	0,513017131	0,039244131	13,07245473	1,46056E-27

Assim, o modelo desenvolvido obteve êxito em todos os critérios de validação estatísticos empregados no presente estudo. Logo podemos afirmar, com um nível de significância  $\alpha = 5\%$ , que a Equação 2 explica de maneira satisfatória a previsão do desempenho estrutural do pavimento – quanto ao parâmetro deflexão.

$$D_{FWD} = 14,690 + 1,849 \times 10^{-7}x_1 - 0,950x_2 + 0,513x_3 \quad (2)$$

$$R^2 = 89$$

Onde:

$x_1$  = Número  $N_{\text{USACE}}$  do ano;

$x_2$  = Número Estrutural Corrigido – SNC;

$x_3$  = Deflexão inicial ( $D_0$ ) medida com FWD, em 0.01mm.

Similar ao procedimento adotado quanto a Irregularidade Longitudinal (IRI), determinada a equação de previsão da Deflexão, procedeu-se para a comparação do desempenho real do pavimento obtido no ano de 2014 –, com o comportamento previsto pelo modelo desenvolvido. O coeficiente de determinação obtido foi de  $R^2 = 0,93$ , caracterizando uma correlação forte entre as variáveis, conforme apresentado no gráfico ilustrado na Figura 5.

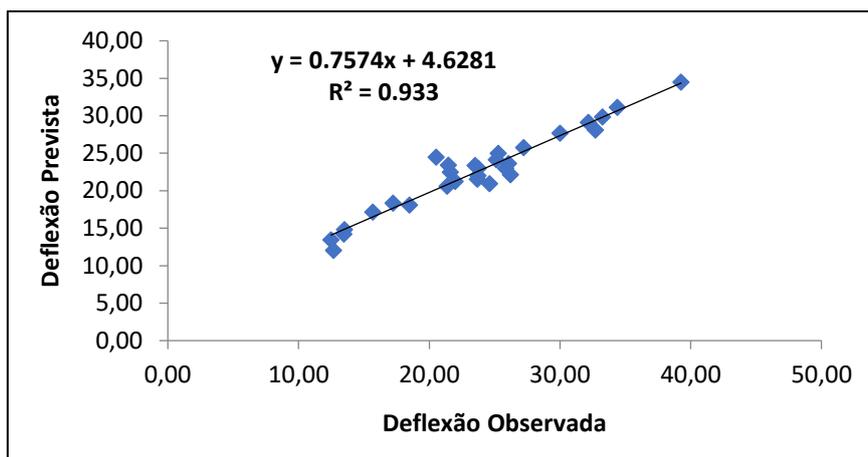


Figura 5. Gráfico de Ajuste Deflexão Prevista x Deflexão Observada.

Verifica-se, também, no gráfico ilustrado na Figura 6, uma distribuição aleatória dos resíduos em torno de zero – levando em consideração valores de deflexão na ordem de ( $10^{-2}$  cm) –, o que favorece a validação das hipóteses subjacentes ao modelo utilizado.

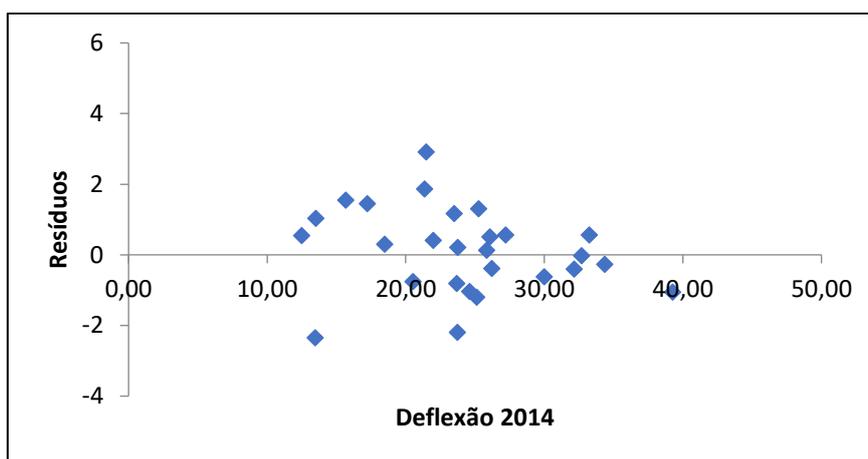


Figura 6. Gráfico de Distribuição dos Resíduos do Modelo de Deflexão.

Deste modo, os modelos desenvolvidos apresentam evidências de sua boa capacidade preditiva no tocante tanto ao desempenho estrutural quanto à Deflexão, ainda que tenha sido empregado no modelo um número relativamente baixo de variáveis independentes.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os modelos de desempenho de previsão de IRI e deflexão desenvolvidos no presente estudo apresentaram bons ajustes aos dados observados. Dessa forma, poderão ser utilizados como ferramentas de apoio à gerência do pavimento da rodovia em estudo, auxiliando o processo de tomada de decisão a partir da identificação do trecho no qual deverão ser promovidas as ações de conservação necessárias para manter a qualidade funcional e estrutural do pavimento, em um dado intervalo de tempo.

Destaca-se a necessidade de estudos complementares que incluam variáveis que não puderam ser consideradas neste estudo, tais como: Afundamento de Trilha de Roda (ATR), Percentual de Área Trincada (%TR), Atrito, Desgaste, informações detalhadas a respeito do tipo de intervenção realizada, como percentual de área recuperada etc. E, ainda, sugere-se, para trabalhos futuros, a comparação dos modelos obtidos neste estudo com os modelos de deterioração do *software* HDM-4 e modelos

encontrados com o auxílio de outros estimadores estatísticos; tomando por base dados atualizados de monitoramento das condições do pavimento. Ressalta-se, no entanto, que para obtenção dos modelos de deterioração do HDM-4, há necessidade de que sejam desenvolvidos fatores de calibração que levem em consideração as particularidades da rodovia, em especial, do trecho analisado. Recomenda-se, também, a análise dos demais trechos da rodovia, bem como o sentido decrescente (norte) da mesma.

## AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) pelo suporte fornecido para a realização do presente trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBUQUEQUE, F. S. **Sistema de gerência de pavimentos para departamentos de estrada do nordeste brasileiro**. 2007. 303 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.
- BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração**. 2007.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. **Guide for design of pavements structures**. 1. ed. 1993, Washington: AASHTO, 1993. 624 p.
- BARCA, M. A.; NOGUEIRA, S. P. **Análise de Técnicas de conservação de pavimentos rodoviários**. 2015. 140 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2015.
- BRANCO, F.; PEREIRA, P.; SANTOS, L. P. **Pavimentos Rodoviários**. 1. ed. Coimbra: Editora Almedina, 2006. 388 p.
- BENEVIDES, S. A. de S. **Modelos de desempenho de pavimentos asfálticos para um sistema de gestão de rodovias estaduais do Ceará**. 2006. 381 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G. da.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. 1. ed. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2006. 504 p.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Pesquisa CNT de rodovias 2021**. Brasília: CNT, 2021. 234 p. Disponível em: <https://pesquisarodovias.cnt.org.br/relatorio-gerencial>.
- FERNANDES JÚNIOR, J. L. **Investigação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos**. 1994. 328 p. Tese (Doutorado em Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1994.
- GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009. 367 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.
- HAAS, R. C. G.; HUDSON, W. R.; ZANIEWSKI, J. P. **Modern Pavement Management**. Florida: Krieger Publishing Company, 1994. 604 p.
- MARRA, C. **Caracterização da demanda de movimentações urbanas de cargas**. 1999. 165 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1999.
- MEDINA, J. de; MOTTA, L. M. G. da. **Mecânica dos Pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2015.
- MELLO, J. C. **Planejamento de transportes**. 1. ed. São Paulo: McGraw-Hill Companies, 1975. 192 p.
- NAKAHARA, S. M. **Estudo de desempenho de reforços de pavimentos asfálticos em vias sujeita a tráfego comercial pesado**. 2005. 312 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.
- ODA, S.; CAMARGO, D. **Estradas**. Londrina: Editora e Distribuidora Educacional S.A., 2019. 224 p.
- PATERSON, W. D. O. **Road deterioration and maintenance effects: models for planning and management** – The Highway Design and Maintenance Standards Series. 1. ed. Washington: The World Bank, Baltimore, The Johns Hopkins University Press, 1987. 472 p.
- PIMENTA, C. R. T.; SILVA, I. da.; OLIVEIRA, M. P.; SEGANTINE, P. C. L. **Projeto geométrico de rodovias**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2017. 328 p.
- SILVA, L. A. S. **Sistema de gerência de pavimentos do DER/SP**. 2008. 170 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, 2008.
- PITTA, D. M. **Contribuição à retroanálise das superfícies deformadas em pavimentos asfálticos típicos da região sul do Brasil**. 1998. 127p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

## 24<sup>o</sup> Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### AVALIAÇÃO FUNCIONAL DE VIAS URBANAS POR MEIO DO ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL (IGG) - ESTUDO DE CASO NO MUNICÍPIO DE CAUCAIA-CE

SANDY OLIVEIRA DA SILVA<sup>1</sup>; JOSÉ WÊMENSON RABELO CHAVES<sup>2</sup>; LUCAS CAVALCANTE DE ALMEIDA<sup>3</sup> & FRANCISCO HEBER LACERDA DE OLIVEIRA<sup>4</sup>

#### RESUMO

A avaliação de um pavimento objetiva identificar a condição de conforto e segurança oferecidas aos usuários por meio dos defeitos e problemas existentes na estrutura. Dentre os métodos de avaliação funcional da condição do pavimento, destaca-se o Índice de Gravidade Global - IGG, cuja metodologia utiliza fatores de ponderação para os defeitos mais severos em pavimento flexível (concreto asfáltico). Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo comparar a aplicação do método IGG na avaliação funcional de cinco vias municipais localizadas no município de Caucaia, Estado do Ceará, antes e após processo de restauração, possibilitando estimar a condição de serventia dos pavimentos em duas situações distintas, como também o valor investido em cada via. Além disso, também foi utilizado o coeficiente de correlação *Pearson* ( $R^2$ ) para estimar o grau de associação entre a diferença do IGG (antes e após a restauração). Diante disso, percebeu-se que, por meio das atividades realizadas nas vias, houve uma melhora significativa das condições funcionais, quando comparada a situação encontrada antes dos serviços executados, por saírem da classificação ruim para ótimo, conforme o procedimento do IGG.

**PALAVRAS-CHAVE:** IGG, defeitos, pavimentação.

#### ABSTRACT

The evaluation of a pavement aims to identify the comfort and safety condition offered to users through the defects and problems existing in the structure. Among the functional assessment methods of the pavement condition, the Global Gravity Index - IGG stands out, whose methodology uses weighting factors for the most severe defects in flexible pavement (asphalt concrete). In this context, the present work aims to compare the application of the IGG method in the functional evaluation of five municipal roads located in the municipality of Caucaia, State of Ceará, before and after the restoration process, making it possible to estimate the serviceability condition of the pavements in two situations, as well as the amount invested in each route. In addition, the Pearson correlation coefficient ( $R^2$ ) was also used to estimate the degree of association between the IGG difference (before and after restoration). In view of this, it was noticed that, through the activities carried out on the roads, there was a significant improvement in the functional conditions, when compared to the situation found before the services performed, as they went from bad to excellent classification, according to the IGG procedure.

**KEY WORDS:** IGG, distress, paving

<sup>1</sup> Centro Universitário Christus - UNICHRISTUS, Av. Dom Luís, 911 - Meireles, Fortaleza - CE, 60160-230, sandyugp@gmail.com

<sup>2</sup> Universidade Federal do Ceará - UFC, Campus do Pici - Bloco 703 (1<sup>o</sup> andar) - CEP 60455-760 - Fortaleza - CE, wemenson.chaves@det.ufc.br

<sup>3</sup> Centro Universitário Christus - UNICHRISTUS, Av. Dom Luís, 911 - Meireles, 60160-230 - Fortaleza - CE, lucascavalcante@det.ufc.br

<sup>4</sup> Universidade Federal do Ceará - UFC, Campus do Pici - Bloco 703 (1<sup>o</sup> andar) - CEP 60455-760 - Fortaleza - CE, heber@det.ufc.br

## INTRODUÇÃO

No Brasil, segundo CNT (2021), aproximadamente 99% das rodovias são construídas em pavimento flexível (revestimento asfáltico). Dessas, cerca de 52,2% (56.970 km) apresentam algum tipo de defeito, como trincas em malha, remendos, afundamentos, ondulações e buracos. As causas para esses defeitos são diversas, desde a falha do projeto construtivo à falta de manutenção.

De acordo com Senço (2001), os pavimentos flexíveis são dimensionados e construídos para uma vida útil de 8 a 12 anos, desde que sejam realizadas manutenções periódicas. No entanto, no decorrer de sua utilização, os pavimentos asfálticos começam a apresentar desgastes na superfície, quando não realizadas medidas corretivas e preventivas, podendo atingir um grau de deterioração que não é possível atender as condições mínimas de trafegabilidade, aumentando o custo operacional dos veículos que trafegam.

De forma a assegurar as condições de conforto, segurança e economia aos usuários, é necessário utilizar métodos que auxiliem nas decisões de manutenção e reabilitação (M&R) mais recomendadas, sendo umas dessas ferramentas os Sistemas de Gerências de Pavimentos (SGP) (SILVA, OLIVEIRA e ARAUJO, 2018). Para isso, os pavimentos precisam ser monitorados de forma precedida por avaliação funcional e estrutural. Dessa forma, é possível definir de forma admissível as atividades de manutenção preventiva e corretiva que devem ocorrer em períodos adequados, proporcionando assim uma maior vida útil.

Segundo Bernucci *et al.* (2010), a avaliação funcional de um pavimento busca relacionar os defeitos presentes na camada de revestimento à condição do conforto ao rolamento, atribuindo indicadores numéricos que classifiquem seu estado geral. Dentre alguns dos possíveis métodos de avaliação da condição funcional, destaca-se o Índice de Gravidade Global - IGG descrito em DNIT (2003) e o PCI (*Pavement Condition Index*) definido por Shahim (1979).

Estes métodos classificam o estado geral do trecho analisado em função da incidência de defeitos de superfície. Conforme Xue *et al.* (2012), as condições de superfície dos pavimentos, incluindo a ocorrência e severidade de trincas, trilha de roda, desgaste, deflexão e outros problemas presentes na superfície, são um importante indicador de serventia de um pavimento.

De acordo com Zanchetta (2005), sabe-se que a utilização do IGG nos sistemas de gerenciamento de pavimentos rodoviários tem algumas limitações, como o fato de considerar apenas o número de ocorrência dos defeitos. Outra limitação importante é não considerar a extensão e o nível de severidade dos defeitos, exceto para as trincas que são consideradas. Essas características limitam a aplicabilidade do índice em gerência de pavimento. Além disso, esse método demanda mais tempo para avaliar o segmento do pavimento, no entanto, na falta de equipamentos automatizados, o IGG é um bom parâmetro para fornecer de forma simplificada a condição funcional do pavimento.

Além dos dados dessas avaliações, para que um SGP seja eficaz, os órgãos rodoviários devem dispor de informações sobre idade, tráfego e manutenções já realizadas. Além disso, no caso de vias municipais, é recomendado que seja implantado um Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos – SGPU, visando fornecer ferramentas ou métodos para auxiliar os que tomam decisões a encontrar estratégias viáveis acerca das atividades relacionadas à M&R. Dessa maneira, conservam-se as vias em condições funcionais aceitáveis em um contexto urbano.

Entretanto, como a maioria dos municípios brasileiros, o município de Caucaia, localizado na Região Metropolitana de Fortaleza, estado do Ceará, não dispõe de um SGPU. Diante disso, as atividades de projetos, construção e manutenção (conservação e restauração) carecem de informações fundamentais, como de tráfego e estudos geotécnicos, adotando-se nesses projetos, geralmente, dados empíricos. Diante desse contexto, esse trabalho tem como objetivo realizar a avaliação funcional de cinco vias do município de Caucaia, utilizando como parâmetro o IGG, atendendo às especificações do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT.

## FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A avaliação de pavimentos, de acordo com Haas e Hudson (1978), é uma das principais etapas de um Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP), pois é por meio dela que se pode verificar se o pavimento necessita manutenção, reconstrução, se foi bem construído e se está atendendo às especificações para as quais foi dimensionado em projeto. Silva (2006) complementa que essas avaliações visam estabelecer o nível de degradação da via, por meio da quantificação e identificação dos problemas superficiais, mantendo o pavimento eficiente e, conseqüentemente, garantindo a segurança e o conforto dos usuários.

Segundo Nakahara (2005), qualquer que seja o critério de avaliação escolhido, a finalidade de avaliação funcional é proporcionar parâmetros indicativos das necessidades de manutenção de uma rede rodoviária ou de uma via isoladamente. Devendo ser realizadas de forma contínua, uma vez que o surgimento de defeitos é algo constante, provocado pelo fluxo de tráfego e os fenômenos ambientais (FERNANDES JUNIOR, ODA e ZERBINI, 2006).

Os índices de serventia, indicam a condição da superfície de um pavimento com base nos defeitos encontrados, atribuindo valores numéricos, a fim de chegar em um valor que represente a situação geral de serventia, possibilitando identificar a melhor técnica para a sua reabilitação (BERNUCCI *et al.*, 2010). De acordo com Zanchetta (2005), um dos indicadores mais empregado para isso, é o IGG, que permite classificar o estado geral de um determinado trecho de pavimento flexível, em função da incidência dos defeitos. Este índice pode ser útil nas tomadas de decisão acerca das intervenções e manutenções necessárias.

Conforme Mirandola (2016), as atividades de restauração e recapeamentos são os tipos de manutenção mais empregados em vias urbanas municipais, projetadas e executadas na maioria das vezes por meio de experiência empírica. Entretanto, para esses procedimentos analíticos é necessário adotar critérios de engenharia, ou seja, requer a execução de um projeto completo e consistente, dando enfoque lógico e sequencial. Sendo assim, após determinar causas e defeitos, é fundamental fazer uma listagem de possíveis soluções, identificando as principais medidas de restauração.

## Índice de Gravidade Global - IGG

Conforme o DNIT (2003), o IGG é um índice numérico que retrata o grau de degradação funcional do pavimento, ou seja, o classifica o estado de serventia da superfície estudada. Para isso, é atribuído um valor numérico que varia de 0 (ótimo) a um valor numérico que quanto mais elevado, pior é a condição do pavimento, conforme a Tabela 1 (DNIT, 2003). Os conceitos expostos na Tabela 1, de acordo com Santos, Oliveira e Viana (2017), podem auxiliar nas tomadas de decisão acerca das atividades de manutenção e reabilitação necessárias.

**Tabela 1.** Condição do pavimento em função do IGG (DNIT, 2003).

Conceito	Limites
Ótimo	$0 < IGG \leq 20$
Bom	$20 < IGG \leq 40$
Regular	$40 < IGG \leq 80$
Ruim	$80 < IGG \leq 160$
Péssimo	$IGG > 160$

O IGG não é determinado para toda a pista, mas sim, feito por amostragem, sendo está determinada por procedimento do DNIT (2003). Em caso de pista simples, as estações são inventariadas a cada 20 m, alternando-se a faixa a cada avaliação. No caso de pista dupla a cada 20 m, na faixa mais solicitada pelo tráfego, em cada uma das pistas. A superfície de avaliação corresponde a 3m antes e 3m depois de cada uma das estacas demarcadas, totalizando em cada estação uma área correspondente a 6m de extensão (BERNUCCI *et al.*, 2010).

De acordo com Vieira *et al.* (2016), o IGG é composto dos Índices de Gravidades Individual (IGI), que podem ser obtidos pelo produto entre a frequência relativa (fr) de cada grupo de defeitos e os fatores ponderação (fp) fixados pelo DNIT (2003). Além dos defeitos que contribuem para a ponderação (fp), são também consideradas pelo IGG as medidas de afundamento de trilha de roda, aferida por uma treliça padronizada e régua milimétrica.

### Estudos com a aplicação do IGG

Estudo realizado por Espíndola *et al.* (2017), Silva, Oliveira e Araújo (2018) e Gonçalves e Espíndola (2020), apontaram que o método IGG possibilitou a realização do diagnóstico da condição funcional das rodovias federais inspecionadas, retratando a qualidade do pavimento. Ainda de acordo com Gonçalves e Espíndola (2020), os defeitos mais comuns encontrados nos trechos avaliados foram trincas, afundamento de trilha de roda e buraco.

Vieira *et al.* (2016) discutiram que durante os levantamentos efetuados em campo, o parâmetro de avaliação IGG, não conseguiu abordar 100% dos defeitos existentes. Apesar disso, Rodrigues e Vaz (2016) discorrem que o parâmetro IGG é de fácil utilização devido a sua simplicidade e uma ferramenta capaz de auxiliar os órgãos rodoviários nas tomadas de decisão acerca das atividades relacionadas à M&R. Além do mais, o uso do IGG é indicado quando se necessita de uma avaliação imediata e em grandes extensões (VIEIRA *et al.*, 2016).

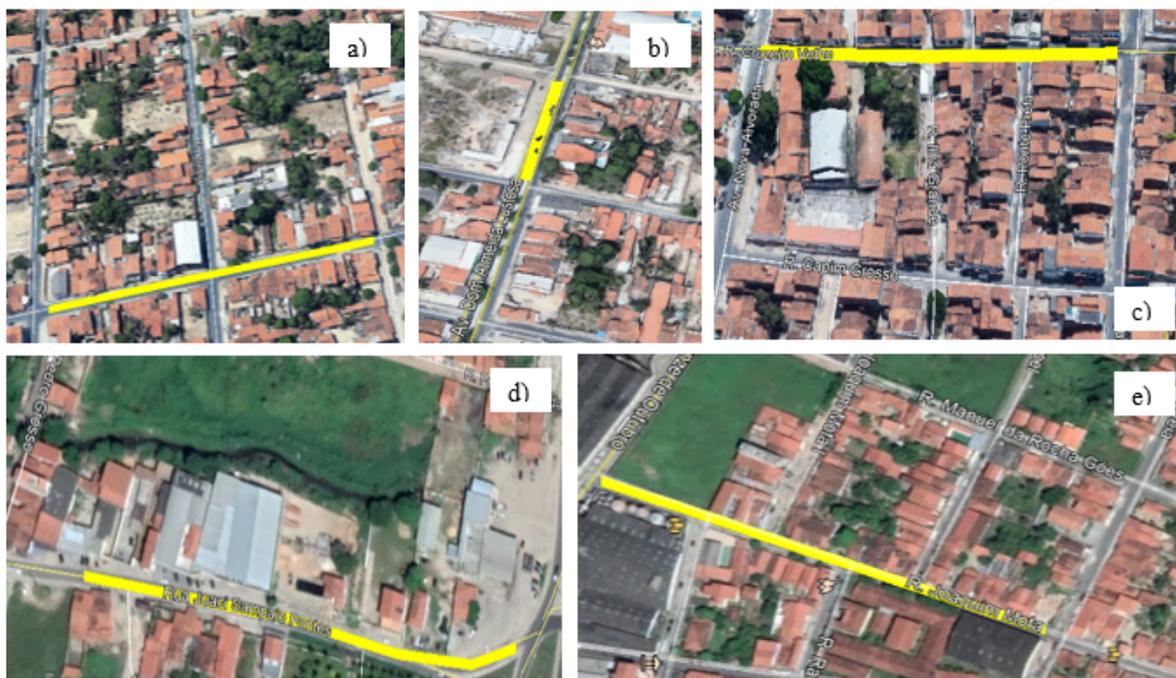
Por outro lado, um estudo realizado por Gabriel e Verdade (2021), notaram que se somente uma parcela do trecho avaliado possuir defeitos em sua superfície, influencia diretamente no resultado final do conceito aferido para todo o pavimento. Por sua vez, Almeida *et al.* (2019) verificou que o método IGG apresenta limitações para os defeitos frequentemente encontrados em pavimentos rodoviários com Tratamentos Superficiais por Penetração (TSP), pois sua forma de manifestação na superfície difere da observada em revestimentos em Concreto Asfáltico.

### MÉTODO DE PESQUISA

Para este estudo foram escolhidas cinco vias urbanas pavimentadas em Concreto Asfáltico (Figura 1), localizadas no município de Caucaia/CE. Nessas vias existiam defeitos funcionais em diferentes locais. A Tabela 2 mostra a denominação, extensão, delimitação e tipo de manutenção empregada nos trechos selecionados.

**Tabela 2.** Descrição das vias analisadas nesse estudo pelo método IGG

Trechos	Manutenção	Extensão (m)	Delimitação
Avenida Dom Almeida Lustosa	Restauração	200m	Rua Acapulco e Rua Galiente.
Rua Joaquim Mota	Restauração		Rua Quinze de Outubro e Rua Tobias Correia
Rua Juaci Sampaio Pontes	Restauração		Via Estruturante e Rua Pedro Grosso.
Rua Heribaldo Rodrigue	Recapeamento		Rua Torreon e Rua Campeche.
Rua Cruzeiro Velho	Recapeamento		Rua Manuel Ferreira e Rua José de Pontes



**Figura 1.** Trechos inspecionados: a) Rua Heribaldo Rodrigues (Potiguara); b) Avenida Dom Almeida Lustosa; c) Rua Cruzeiro Velho; d) Rua Juaci Sampaio Pontes; e) Rua Joaquim Mota

Foram realizados levantamentos em campo logo após a manutenção concluída, por meio do método de avaliação funcional IGG, para isso foram efetuadas inspeções visuais *in loco* conduzidas por duas pessoas, registrando os defeitos encontrados e ocorrências em um inventário (Figura 2). As avaliações foram realizadas em duas ocasiões, antes e imediatamente após a manutenção ou restauração do pavimento, objetivando diagnosticar o estado de conservação.



**Figura 2.** Aplicação do Método IGG nas ruas inspecionadas

As vias inspecionadas possuem pista simples, sendo as estações inventariadas a cada 20 m, alternando entre faixas, o que ocasiona um intervalo de 40 m em cada sentido. No total foram contabilizadas 10 sessões amostrais para cada faixa, resultando em 100 no final do levantamento. Além disso, os resultados obtidos em cada situação (antes e após a manutenção) foram analisados por meio de estatística descritiva, gráficos e tabelas.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Das 100 sessões amostrais inspecionadas, apenas em quatro sessões não foram observados defeitos, nas demais seções foram encontrados defeitos como trincas transversais, trincas longitudinais, afundamentos plásticos de trilha de roda, panelas/buracos, desgaste e remendos.

Como observado no inventário de cálculo IGG da rua Joaquim Mota, antes da manutenção (Figura 3), notou-se que os únicos defeitos não encontrados foram trincas do tipo couro de jacaré com ou sem erosão e exsudação. Após a manutenção, verificou-se que o IGG passou de um estado de serventia ruim com valor 99,65, para uma condição de classificação ótimo, com um valor final de 2,54. Mesmo após a restauração realizada, detectou-se uma trinca longitudinal curta (Figura 3), que pode ter sido acarretada por um recalque diferencial, contração de capa asfáltica devido a baixas temperaturas ou ao endurecimento do asfalto.



**Figura 3.** Defeito no pavimento antes e após a restauração realizada na Rua Joaquim Mota

Por sua vez, na rua Juaci Sampaio Pontes, observou-se que antes da restauração, existiam defeitos do tipo desgaste, trincas transversais curtas e trincas longitudinais curtas em todas as estações amostrais, e, após a manutenção da via, a classificação do IGG passou do valor de 102,30 (conceito ruim) para 11,79 (conceito ótimo), ocorrendo uma queda de 88,47%. O novo valor foi em decorrência do trecho, mesmo após a atividade realizada, possuir trincamento couro de jacaré e um remendo (Figura 4).



**Figura 4.** Defeitos encontrados após o serviço de manutenção efetuado na rua Juaci Sampaio Pontes

O remendo foi devido um corte realizado na camada de revestimento pela Companhia de Água e Esgoto do Ceará (CAGECE) para a conexão de um esgoto sanitário residencial ao sistema de coleta. Em relação ao trincamento couro de jacaré, existem algumas possíveis causas que podem ter acarretado, como má qualidade da estrutura ou de uma das camadas do pavimento.

Assim como observado na rua Juaci Sampaio Pontes, a via municipal Cruzeiro Velho, apresentou antes da manutenção repetidamente em várias sessões amostrais, defeitos do tipo desgaste, trincas transversais curtas e trincas longitudinais curtas (Figura 5). Outros defeitos que também foram observados nesta rua foram remendos e trincas de couro de jacaré. Apesar dos problemas funcionais, posteriormente ao recapeamento realizado, os valores de IGG tiveram uma redução, do conceito ruim (valor 111,32) para ótimo (0,50). Além disso, não foram observados defeitos na pista de rolamento após o recapeamento executado (Figura 6).



**Figura 5.** Defeitos funcionais observados antes da manutenção realizada rua Cruzeiro Velho



**Figura 6.** Condição funcional precedente e posterior a manutenção realizada na Rua Cruzeiro Velho

A Avenida Dom. Almeida Lustosa, na inspeção feita precedente à restauração, foi averiguado a presença de defeitos nas áreas amostrais, tais como desgaste, trincas transversais curtas e trincas longitudinais curtas (Figura 7), cuja frequência relativa foi igual a 80%, outros defeitos que também puderam ser observados neste trecho foram remendos, trincas couro de jacaré e buracos em alguns locais. Após a restauração da via, o IGG passou do estado conceito ruim com valor 93,65 para o estado ótimo, com um valor final de 0,22, com uma queda acentuada de 99,77%. A Figura 7 mostra a Avenida Dom Almeida Lustosa antes e após a manutenção executada.



**Figura 7.** Condição funcional precedente e posterior a manutenção realizada na Avenida Dom. Almeida Lustosa

Na rua Heribaldo Rodrigues, observou-se, no levantamento feito antes da restauração, que alguns defeitos apresentaram frequência relativa igual a 80%, como é o caso dos desgastes (Figura 8), seguido dos remendos que foram observados em 60% dos trechos analisados. Outros problemas como buracos, afundamentos plásticos, trincas transversais curtas, trincas longitudinais curtas e

exsudações também foram observados nessa rua. Após a restauração, o IGG passou de 135,15 (conceito ruim) para um valor final de 0,71 (conceito ótimo), conforme Figura 8.



Figura 8. Condição funcional precedente e posterior a manutenção realizada na rua Heribaldo Rodrigues

Conforme o resumo mostrado na Figura 9, todas as ruas inspecionadas pelo método do IGG, foram classificadas como ruim, possuindo problemas superficiais no pavimento, ou seja, com algum grau de deterioração na superfície do pavimento. Após as atividades de requalificações executadas, constatou-se uma melhora da condição de serventia atual, traduzindo em aumento do conforto ao rolamento e segurança.

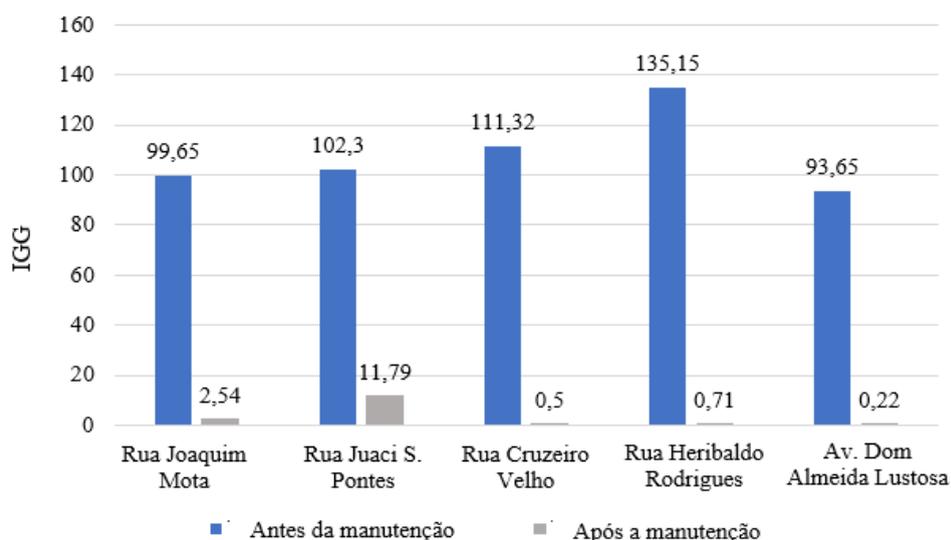


Figura 9. Valores de IGG antes e após a manutenção realizada

## CONCLUSÃO

O presente trabalho avaliou cinco vias do município de Caucaia, no Estado do Ceará, por meio da verificação do Índice de Gravidade Global - IGG, antes e depois das atividades de manutenção realizadas para cada rua. Diante disso, percebeu-se que, por meio das intervenções realizadas nas vias, houve uma melhora significativa, quando comparada à situação verificada antes dos serviços

executados, haja vista que as classificações de IGG saíram de ruim para ótima, conforme procedimento do método.

Não obstante, vale ressaltar que mesmo o método sendo classificado como de fácil aplicabilidade e não exigir altos custos para sua realização, pois não necessita de materiais ou equipamentos robustos, requer um determinado tempo e mão de obra para ser executado, inclusive com fechamento da via. Outro aspecto negativo em relação ao IGG é que o método não considera a dimensão, nível de severidade e quantidade dos defeitos.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico – FUNCAP pelo apoio financeiro.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, F. M. A.; GONÇALVES, H. B. B.; SILVA, A. P.; OLIVEIRA, F. H. L. Proposta de adaptação do índice de gravidade global para avaliação de tratamentos superficiais por penetração. Anais do 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, 10 a 14 de novembro de 2019, Balneário Camboriú - SC, 2019.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M.; GORETTI, C.; JORGE A. P.; SOARES, J. Pavimentação asfáltica - Formação básica para engenheiros. 3. ed. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2010.
- CNT. Confederação Nacional Do Transporte. Pesquisa CNT de Rodovias 2021: Relatório gerencial.
- DNIT. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Norma 066/2003: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- DNIT. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Restauração de Pavimentos Rodoviário. Publicado IPR - 720, Ministério dos Transportes, 2006.
- ESPÍNDOLA, A. C.; CIRIACO, T. G. M.; VALOURA, L. R.; FERNANDES, P. G. P. S.; TEIXEIRA, M. A. O. DIAGNÓSTICO DA CONDIÇÃO DO PAVIMENTO DAS RODOVIAS FEDERAIS DO ESTADO DE ALAGOAS. Anais do XXXI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, 29 de outubro a 01 de novembro 2017.
- FERNANDES JUNIOR, J. L.; ODA, S.; ZEBRINI, L. F. Defeitos e atividades de manutenção e reabilitação em pavimentos asfálticos. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, 2006.
- HAAS, R.; HUDSON, W. Pavement Management Systems. New York: McGraw-Hill, 1978.
- GABRIEL, G. c.; VERDADE, L. L. Avaliação dos defeitos de pavimento flexível através do método do Índice de Gravidade Global (IGG) em Apucarana - PR. Revista de Engenharia e Tecnologia, v.13, n. 4, p. 18-28, 2021.
- GONÇALVES, A. K. L.; ESPÍNDOLA, A. C. Diagnóstico da condição dos pavimentos de rodovias federais do estado do Piauí. Anais: 34º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET 100% Digital, 16 a 21 de novembro de 2020.
- MIRANDOLA A. M. Proposta de metodologia de gestão e manutenção na restauração do pavimento urbano. Dissertação (Pós-Graduação em Infraestrutura, Projetos e Gestão de Rodovias) – Centro Universitário de Lins/SP – Unilins. 2016.
- NAKAHARA, S. M. Estudo do Desempenho de Reforços de Pavimentos Asfálticos em Via Urbana sujeita a Tráfego Comercial Pesado. São Paulo, 2005 Tese (Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo - USP. São Paulo, 2005.
- RODRIGUES, E. R.; VAZ, L. R. Avaliação objetiva de superfície asfáltica pela determinação do IGG na rua padre Egídio Carmelink, Belford-Roxo, RJ. Anais do XX Encontro Latino Americano de Iniciação Científica, XVI Encontro Latino Americano de Pós-Graduação e VI Encontro de Iniciação à Docência - Universidade do Vale do Paraíba, 2016.
- SANTOS, J. C. B.; OLIVEIRA, G. L.; VIANNA, H. M. F. Avaliação do IGG na avenida Olívia Flores do primeiro trecho em setembro de 2015 (estudo de caso). C&D Revista Eletrônica da FAINOR, Vitória da Conquista, v.10, n.2 p.2-13, 2017
- SENÇO, W. Manual de Técnicas de Pavimentação. Vol. 1. São Paulo: Pini, 2007, 2º ed.
- SHAHIN, M.Y. e S.D. Kohn. (1979) "Development of a Pavement Condition Rating Procedure for Roads, Streets and Parking Lots" U.S. Army corps of engineers, Technical Report M-268.
- SILVA, J. P. DE OLIVEIRA, F. H. L. DE; ARAÚJO, C. B. C. DE. (2018). Análise funcional comparativa de trecho da BR-116 no estado do Ceará. Revista Tecnologia, v. 39, n. 2, p. 1–21, 2018.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



- SILVA, M. C. Avaliação funcional e estrutural das vias asfaltadas do campus da UFV. 111 p. Dissertação de Pós-Graduação (Engenharia Civil-Magister Scientiae) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2006.
- VIEIRA, S. A; Pinho Jr., A. A. E; Oliveira, F. H. L; Aguiar, M. F. P. Análise comparativa de metodologias de avaliação de pavimentos através do IGG e PCI. Revista Conexões, Ciência e Tecnologia. v. 10, n. 3, p. 20- 30, 2016.
- XUE, Wenjing & Wang, Dong & Wang, Linbing. (2012). A Review and Perspective about Pavement Monitoring. International Journal of Pavement Research and Technology. 5. 295-302.
- ZANCHETTA, F. Aquisição de dados sobre a condição dos pavimentos visando a implementação de sistemas de gerência de pavimentos urbanos. Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 2005.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DE MACROTEXTURA DE PAVIMENTO ATRAVÉS DE FOTOGRAMETRIA DE CURTA DISTÂNCIA

*Tiago Silveira de Andrade Aquino<sup>1</sup>, Francisco Heber Lacerda de Oliveira<sup>2</sup>, Vanessa Araújo Maia de Albuquerque<sup>3</sup>, Carlos Nelton Meneses da Ponte<sup>4</sup>*

#### RESUMO

A textura de um pavimento é responsável pela interação pneu-pavimento, ou seja, responsável por proporcionar adequadas condições de atrito, garantindo o veículo na pista. Essa interação é de grande importância para evitar hidroplanagem, que é a perda do contato entre o pneu e a superfície da via na presença de uma lâmina d'água. Testes padronizados determinam como medir a textura de um pavimento, verificando a adequação para a prevenção de acidentes. A norma NBR-16504, que padroniza o ensaio de mancha de areia para a determinação da profundidade média da macrotextura de um pavimento, possui baixas repetibilidade e reprodutibilidade, o que torna necessário desenvolvimento de novos métodos para a mesma finalidade. No presente trabalho foi proposta a utilização da estereoscopia de curta distância e processamento de nuvem de pontos para determinar a macrotextura de um pavimento flexível. Três amostras de superfície de pavimentos foram analisadas, obtendo-se os resultados da macrotextura e imagens de câmeras fotográficas digitais a curta distância para avaliação da irregularidade da superfície. A nuvem de pontos gerada a partir das imagens foi processada com o uso da biblioteca python Open3D e seus parâmetros geométricos comparados com os obtidos no ensaio de mancha de areia. Foi possível identificar a possibilidade de utilização da componente "z" dos versores normais aos planos da malha triangular da superfície como indicativo da textura do pavimento. Apesar da diferença das alturas médias obtidas nos dois métodos, há um indicativo que a inclusão de etapas de correção da superfície no processamento pode melhorar a determinação da textura.

**PALAVRAS-CHAVE:** (textura, aderência, segurança, nuvem de pontos, hidroplanagem).

#### ABSTRACT

The texture of a pavement is responsible for the tire-pavement interaction, providing adequate friction conditions, keeping the vehicle "on tracks". A good interaction prevents hydroplaning, which is the loss of contact between the tire and the road surface in the presence of water film. Standard tests determine how to measure the pavement texture, verifying its suitability for accident prevention. The NBR-16504, which standardizes the sand patch test to measure the average depth of a pavement's macrotexture, has low repeatability and reproducibility, so it's necessary to develop new methods to the same purpose. In the present work, the use of close-range stereoscopy and point cloud processing was proposed to determine the macrotexture of a flexible pavement. Three samples of pavement surface were analyzed, the results of the macrotexture and images of digital cameras at short distance were obtained to evaluate the surface irregularity. The point cloud, produced from the images, was processed using a python library called Open3D and its geometric parameters were compared with the ones obtained in the sand patch test. It was possible to identify the potential to use the "z" component of the normal unitary vector to the planes of the surface triangular mesh as an indication of the pavement texture. Despite the difference in the average surface heights between the two methods, there is a suggestion that the inclusion of surface correction steps in the processing can improve texture determination.

**KEY WORDS:** (texture, grip, safety, point cloud, hydroplaning)

<sup>1</sup> Universidade Federal do Ceará (UFC): Departamento de Engenharia de Transportes, Campus do Pici, BL.703 - Av. Mister Hull, s/n - Pici, Fortaleza - CE, 60455-760, tiago.silveira@det.ufc.br

<sup>2</sup> Universidade Federal do Ceará (UFC): Departamento de Engenharia de Transportes, Campus do Pici, BL.703 - Av. Mister Hull, s/n - Pici, Fortaleza - CE, 60455-760, heber@det.ufc.br

<sup>3</sup> Universidade Federal do Ceará (UFC): Departamento de Engenharia de Transportes, Campus do Pici, BL.703 - Av. Mister Hull, s/n - Pici, Fortaleza - CE, 60455-760, vanessamaia@det.ufc.br

<sup>4</sup> Universidade Federal do Ceará (UFC): Curso de Engenharia Civil, Campus do Pici, BL.708 - Av. Mister Hull, s/n - Pici, Fortaleza - CE, 60455-760, cneltonmp@gmail.com

## INTRODUÇÃO

Em sua pesquisa, Bucharles (2014) buscou correlacionar a ocorrência e a gravidade de acidentes de trânsito com as condições de aderência pneu-pavimento no local do acidente. O autor identificou que melhores condições de macrotextura podem reduzir em até 19% a energia cinética em rodovias rurais e em até 11% em vias urbanas, proporcionando, portanto, uma possibilidade real de redução de danos e lesões nas vítimas.

Wrublack e Cozer (2015) correlacionaram as medidas funcionais do pavimento de uma rodovia estadual no estado do Paraná, identificando ainda que estas podem influenciar os níveis de acidentes também coletados para a mesma rodovia. Mahboob Kanafi *et al.* (2015) advertem ainda que dos fenômenos envolvidos nos estudos da relação pneu-pavimento, a textura da superfície tem recebido atenção significativa e um aumento de interesse, já que o mecanismo é complexo de ser explicado.

A medição da macrotextura é normalizada no Brasil pela NBR 16.504 (2016). O ensaio consiste em despejar determinado volume de material granular uniforme de dimensão microscópica (areia) sobre a superfície de um ponto do pavimento, e em seguida espalhá-lo de forma que o material preencha todas as reentrâncias da superfície. A textura é mensurada pela altura média da mancha de areia, calculada dividindo o volume conhecido pela área da superfície da mancha.

Bucharles (2014) ressalta que o ensaio de mancha de areia é difundido pela facilidade de realização e baixo custo. O autor, porém, apresentou que alguns problemas com resultados da pesquisa poderiam ter sido causados por erros de leitura no referido ensaio, mostrando que há problemas de repetibilidade e reprodutibilidade. Hanson e Prowell (2004) indicam que o ensaio de mancha de areia, no entanto, apresenta limitações quando utilizado para determinar a macrotextura de pavimentos permeáveis e misturas com granulometria aberta (*open-graded*). Tais revestimentos apresentam vazios que proporcionam a perda do material utilizado no ensaio, falseando o resultado.

Um dos métodos utilizados para medir a macrotextura sem a limitação do ensaio de mancha de areia é o de determinação da profundidade média do perfil empregando o *Circular Texture Meter* (CTMeter), através do disparo de feixe de laser e captação por sensores, segundo a ASTM E2157-15 (2019). Uma das desvantagens do equipamento é seu alto custo de aquisição (AL-ASSI *et al.*, 2020)

Nos últimos dez anos pesquisas desenvolvidas com o uso de fotogrametria de curta distância com o intuito de mensurar a textura da superfície de um pavimento obtiveram resultados satisfatórios. McQuaid *et al.* (2013) obtiveram resultados satisfatórios em estudo com macrotextura de agregados utilizados em pavimentos, comparando os resultados obtidos no ensaio de PSV (*Polished Stone Value*) com modelos tridimensionais construídos a partir de estereoscopia.

Fraser e Cronk (2009) apresentaram técnicas para utilização de fotogrametria para fotos de objetos tiradas a curtas distâncias, e estas técnicas podem ser utilizadas para modelagem mais precisa de superfícies com sutis variações de elevação, como os pavimentos rodoviários. Amarasiri, Gunaratne e Sarkar (2012) utilizaram a técnica de modelagem digital de imagens para determinação de macrotextura em pavimentos de concreto, porém utilizando apenas a interpretação dos *pixels* de uma imagem plana.

Mesmo realizando a modelagem computacional da superfície uma das grandes barreiras é determinar a correlação do modelo digital com a superfície real, bem como quais medidas da superfície serão utilizadas para a caracterização da aderência pneu-pavimento. Praticò *et al.* (2012) e Praticò, Vaiana e Iuele (2015) apresentaram o estudo do tratamento da superfície e a correlação de perfis com as profundidades medidas de toda a superfície. Puzzo *et al.* (2017) simularam perfis longitudinais nas superfícies modeladas virtualmente por estereoscopia para determinar as alturas médias dos picos e vales.

Em pesquisa que buscou correlações entre o coeficiente de atrito obtido pelo equipamento *Grip Tester* e índices de textura de superfície utilizando fotogrametria de curta distância, Kogbara *et al.* (2018) obtiveram resultados satisfatórias. Al-assi, Kassem e Nielsen (2020) realizaram pesquisa medindo a micro e macrotextura através de fotogrametria de curta distância e comparando com os resultados obtidos com o ensaio de mancha de areia, para macrotextura, e ensaio de atrito dinâmico com um *Skid Trailer*, para a microtextura.

Recentemente, Medeiros *et al.* (2021) utilizaram fotogrametria de curta distância para determinar a macrotextura. Os processamentos foram realizados no 3DF Zephyr e MATLAB e através de perfis longitudinais obtidos nas superfícies estudadas determinou-se as profundidades médias que foram comparadas a altura média do ensaio de mancha de areia. Os autores obtiveram uma correlação de 92,2% e desenvolveram um modelo de correlação entre as duas medidas.

A metodologia utilizada nos trabalhos citados anteriormente consistia em processar imagens da superfície de um pavimento obtidas a curta distância em diversos *softwares* e produzir uma nuvem de pontos ou um modelo digital da superfície. A partir dessa superfície produziram perfis longitudinais que eram então utilizados para determinar a textura do pavimento por meio da análise deste perfis. Os processos possuem várias etapas e demandam uma série de recursos computacionais.

Recentemente uma biblioteca de funções para processamento e análise de nuvem de pontos em linguagem python foi desenvolvida por Zhou, Park e Koltun (2018). Com essa biblioteca é possível, dentre outros comandos, simplificar a nuvem de pontos e determinar o versor normal à um ponto utilizando dados dos pontos próximos.

O objetivo deste artigo é verificar a possibilidade de utilização de imagens obtidas no entorno de um ponto do pavimento e, por meio de processamento digital e obtenção da nuvem de pontos da superfície do pavimento, simplificar o processamento proposto pelos autores anteriores, identificando parâmetro representativo para a determinação da macrotextura.

## METODO DE PESQUISA

Para esta pesquisa foram utilizadas três superfícies de estudo com evidente diferença visual de textura: uma mais fechada, uma intermediária e uma mais aberta. Os dados levantados acerca desses pavimentos foram coletados no mesmo dia, em ambiente ensolarado, entre 9h30 e 10h30 da manhã, no município de Morada Nova/CE. Foi realizado o ensaio de mancha de areia de acordo com a NBR 16.504 (2016). Com o uso de uma câmera de *smartphone* com sistema Android foram obtidas 24 imagens de cada superfície a ser estudada.

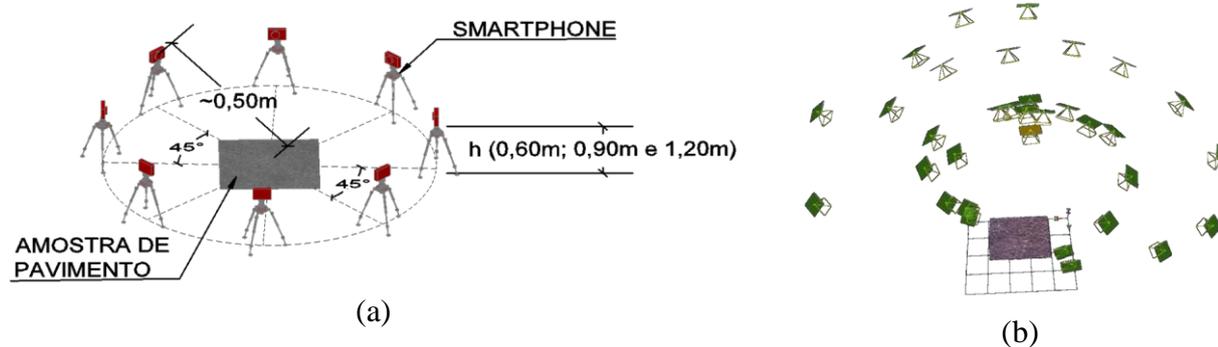
### Macrotextura por fotogrametria de curta distância

Em comparação ao parâmetro de macrotextura obtido por ensaio de mancha de areia foram coletadas fotografias orbitando a mesma região do ensaio de mancha de areia nos três locais escolhidos para a pesquisa. Essas imagens foram processadas em *software* de estereoscopia e a nuvem de pontos gerada foi analisada através de algoritmo em linguagem python, utilizando comandos de bibliotecas de processamento de nuvem de pontos. Os resultados obtidos foram comparados aos do ensaio de mancha de areia.

Para o processamento no *software*, as fotografias do alvo (amostra de pavimento) foram registradas a uma distância aproximada de 50cm do centro do alvo, em três alturas de câmera diferentes (0,60m, 0,90m e 1,20m) ao redor do alvo (obtendo uma imagem a cada 45° da órbita) sempre mirando o centro do pavimento da amostra estudada. A combinação de posições das imagens gerou um total de 24 imagens por amostra, cujas posições de coleta das imagens foram baseadas em informações das seguintes pesquisas correlatas: Puzzo *et al.* (2017), Edmondson *et al.* (2019), Al-assi *et al.* (2020), Medeiros *et al.* (2021) e Transport Infrastructure Ireland (2021).

As imagens foram então processadas no programa computacional ContextCapture da Bentley v. 19.1, que reconstitui a posição do observador no momento da captura de cada imagem a partir da identificação de pontos de amarração e de controle. Para o referenciamento de escala utilizou-se uma folha de papel A4, cujos vértices e medidas conhecidas serviram como parametrização para a reconstituição da cena tridimensional. Adotaram-se as configurações padrão de correção de distorção de imagem apresentadas no programa, e foram definidas opções de densificação máxima da nuvem de pontos a ser gerada. A Figura 1 apresenta a geometria das posições de aquisição das imagens no entorno da amostra do pavimento estudado (a) e uma reconstituição gerada obtida pelo *software* de processamento que ilustra a posição estimada da aquisição de cada fotografia (b).

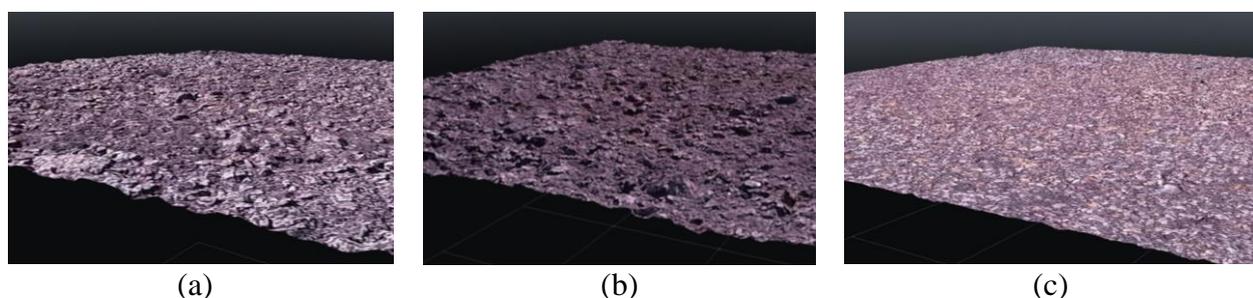
Figura 1 – Exemplo de posição estimada de aquisição das imagens para a modelagem da superfície do pavimento (a) e reconstituição da posição de aquisição das imagens geradas pelo *software* ContextCapture (b).



O *software* permite a exportação do modelo tridimensional em diversos formatos, como nuvens de pontos, modelos digitais de superfície e ortofotos bidimensionais. O mesmo conta, também, com uma ferramenta de análise que permite identificar, por amostragem em malha poligonal, a elevação média dos pontos da superfície, bem como estimar uma diferença de volume entre a superfície estudada e um plano de referência arbitrado. Essa última ferramenta foi utilizada por Albuquerque (2018) que observou que a inclinação da superfície estudada influenciava negativamente na estimativa da textura.

Para este trabalho optou-se por gerar modelos de superfície com o máximo de adensamento em uma área de aproximadamente 900cm<sup>2</sup>. O processamento resultou na geração de uma nuvem de, aproximadamente, 10<sup>6</sup> pontos para cada amostra estudada. A visualização das texturas das três superfícies estudadas é apresentada na Figura 2 na qual observa-se uma maior rugosidade na Amostra 02 e uma menor rugosidade na Amostra 03.

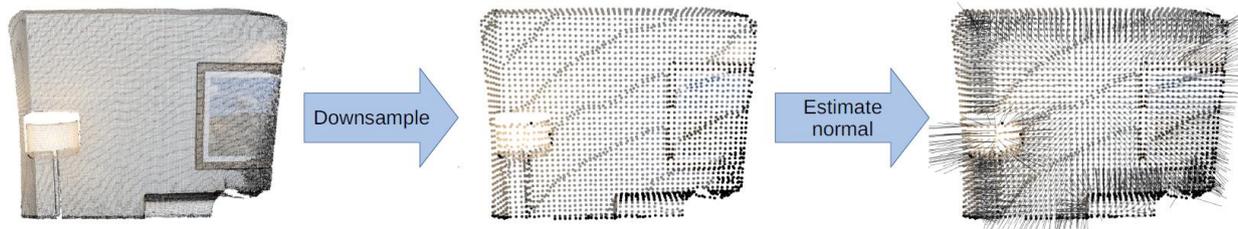
Figura 2 – Representação texturizada das superfícies estudadas: Amostra 01 (a), Amostra 02 (b), e Amostra 03 (c).



A nuvem de pontos exportada com extensão *.ply* foi então processada utilizando um código desenvolvido em linguagem python, contendo comandos das bibliotecas *open3d*, *pandas* e *numpy* para manipular e extrair informações que pudessem caracterizar a textura da superfície. Utilizou-se a função de estimativa do vetor normal que determina a variação nos eixos x, y e z que apontaria

perpendicularmente ao ponto, representado por um plano estimado por meio de um raio de busca e um número de pontos próximos, como mostra a Figura 3.

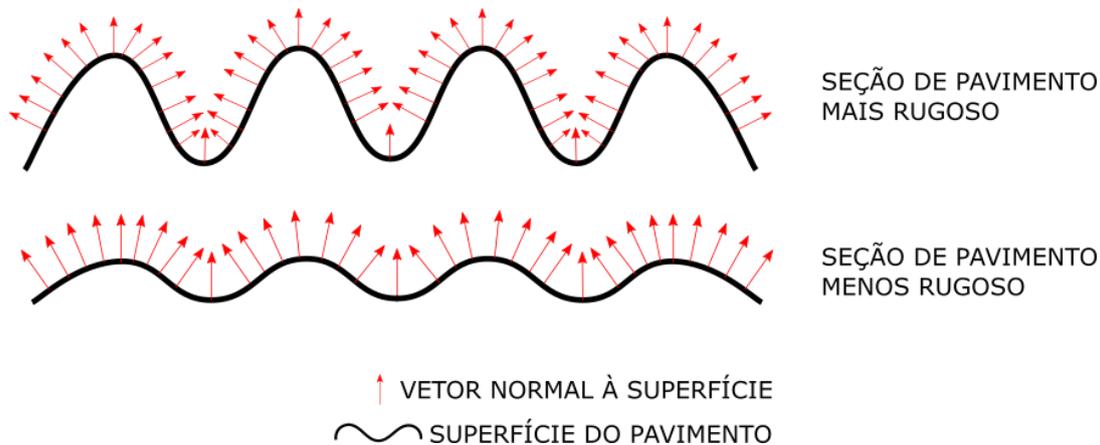
Figura 3 – Representação de uma nuvem de pontos e de seus vetores normais



Fonte: (ZHOU *et al.*, 2018)

Supõe-se que as características dos versores seria um indicativo para classificar a textura da superfície, pois, uma maior ocorrência de versores verticais indicaria uma superfície mais plana e pouco rugosa. A ocorrência de versores mais inclinados indicaria a ocorrência de maior quantidade de pequenos planos inclinados, o que caracterizaria uma superfície mais rugosa. Esta hipótese é representada na Figura 4.

Figura 4 – Representação dos versores normais à superfície de pavimentos mais e menos rugosos



Dentre os recursos disponíveis na biblioteca python denominada Open3D há um que determina o versor normal ao ponto, baseado nos elementos próximos, e um que simplifica a nuvem de pontos por meio da combinação de *pixels* próximos. Para avaliar a influência dos parâmetros de processamento e simplificação da nuvem de pontos nas características dos versores e variação das elevações foram utilizadas as seguintes variações dos parâmetros dos comandos da biblioteca open3D:

- i. Pontos ao redor considerados para a determinação da normal: 4, 8, 12 e 16;
- ii. Raio de busca dos pontos para a determinação da normal: 0,2mm, 0,4mm, 0,6mm, 0,8mm e 1mm;
- iii. Simplificação da nuvem de pontos (voxel):  $5 \times 10^{-4}$ ,  $1 \times 10^{-3}$ ,  $1,5 \times 10^{-3}$ ,  $2 \times 10^{-3}$ ,  $2,5 \times 10^{-3}$ .

## ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos com o ensaio de mancha de areia encontram-se no Quadro 1.

Quadro 1 – Amostras e classificação da textura de acordo com o ensaio NBR 16504.

Amostra	Média diâmetro da mancha (mm)	Altura média - $H_s$ (mm)	Classificação da textura
01	185	0,93	Aberta
02	147,5	1,463	Muito aberta
03	340	0,275	Fechada

Dos resultados geométricos acerca da nuvem de pontos o parâmetro desvio padrão das elevações foi utilizado para representar as elevações médias do pavimento ( $H_m$ ). Essa medida de dispersão caracteriza uma profundidade média dos vales da superfície e pode ser comparada a altura média ( $H_s$ ) do ensaio de mancha de areia. Tanto  $H_m$  quanto  $H_s$  são parâmetros que caracterizam a textura utilizando mesma unidade de medida, porém, podem retratar esta característica do pavimento com o complemento de outros atributos, apresentando ordem de grandeza diferente, porém, ficando com uma relação diretamente proporcional. Na Tabela 1 são apresentados os resultados da simplificação da nuvem de pontos nessa medida de elevações médias.

Tabela 1 - Elevações médias ( $H_m$ ) do pavimento e impacto da simplificação da nuvem de pontos

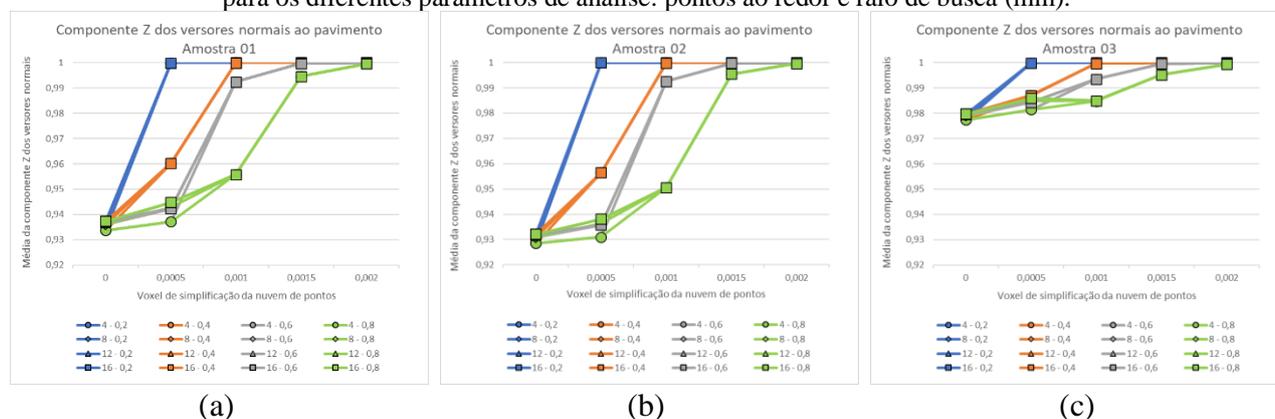
Amostra	$H_s$ - Mancha de Areia (mm)	Fator de Simplificação (voxel)	Num. de pontos da nuvem	Desvio Padrão das Elevações dos Pontos - $H_m$ (mm)	Impacto da Simplificação de pontos da nuvem no Desvio Padrão da Elevação
01	0,9301 (Aberta)	0	15.197.570	6,409	-
		0,0005	528.292	6,499	1,41%
		0,001	134.523	6,500	1,42%
		0,0015	60.151	6,494	1,33%
		0,002	33.758	6,532	1,93%
02	1,4631 (Muito Aberta)	0	8.868.011	1,274	-
		0,0005	335.455	1,269	-0,38%
		0,001	85.728	1,268	-0,45%
		0,0015	38.054	1,266	-0,61%
		0,002	21.688	1,265	-0,72%
03	0,2754 (Fechada)	0	9.273.718	0,623	-
		0,0005	202.361	0,613	-1,70%
		0,001	52.154	0,607	-2,65%
		0,0015	23.297	0,583	-6,45%
		0,002	12.580	0,668	7,16%

Observou-se que a simplificação, mesmo com pequenos valores, representa uma redução no número de pontos da nuvem. Nas amostras 01 e 02 (de texturas mais rugosas), o impacto da simplificação da nuvem de pontos não foi elevado, diferente da Amostra 03 (de textura fechada) que teve uma redução acentuada da  $H_m$  em comparação ao resultado sem simplificação.

O parâmetro geométrico dos versores normais foi analisado por meio de sua componente “z”, um indicativo da sua verticalidade. Quanto maior o valor dessa componente mais perpendicular é o versor em relação ao plano horizontal e quanto menor o valor dessa componente mais paralelo é o versor em relação à superfície horizontal. É possível, então, assumir que quanto maior a quantidade de

versores perpendiculares ao plano horizontal, menos rugosa é a superfície e vice-versa. A análise desses versores por meio da variação dos parâmetros de análise pode ser observada nos gráficos da Figura 5.

Figura 5 - Comparativo da componente “z” do versor normal da Amostra 01 (a), Amostra 02 (b) e Amostra 03 (c) para os diferentes parâmetros de análise: pontos ao redor e raio de busca (mm).



Constatou-se que a variação do parâmetro “Pontos ao redor” para a determinação dos versores dos pontos da nuvem provocou baixo impacto nos resultados, o que pode ser observado pela quase sobreposição dos gráficos da Figura 5. Observou-se, ainda, que a variação do parâmetro “raio de busca” apresentou impacto na componente “z” do versor. Todavia, com a simplificação da nuvem de pontos, todos os versores tendem a serem totalmente perpendiculares ao plano horizontal, como pode-se observar nos gráficos da Figura 5, pois a perda de informação (exclusão de pontos) descaracteriza a textura deixando-a falsamente mais fechada.

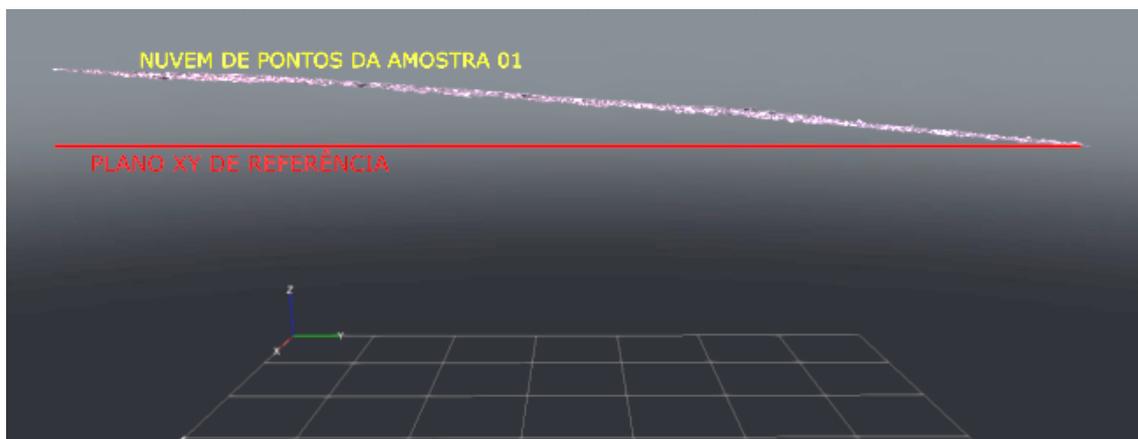
Também pode ser observado que os pavimentos mais rugosos (Amostra 01 e Amostra 02) apresentaram valores para a componente “z” do versor menor que os valores da amostra menos rugosa (Amostra 03), corroborando a hipótese que este parâmetro pode ser utilizado para caracterizar a textura do pavimento. Os resultados obtidos sem a simplificação da nuvem de pontos para esta análise são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Comparativo da componente “z” dos versores normais aos pontos da nuvem e macrotextura por ensaio de mancha de areia.

Amostra	H <sub>s</sub> - Mancha de Areia (mm)	Classificação da textura	Componente “z” dos versores normais	Desvio Padrão da componente “z” dos versores normais
01	0,9301	Aberta	0,93780	0,07305
02	1,4631	Muito Aberta	0,93266	0,08385
03	0,2754	Fechada	0,98004	0,03529

Uma hipótese da discrepância dos resultados obtidos com o ensaio de mancha de areia (H<sub>s</sub>) e o desvio médio das alturas da nuvem de pontos (H<sub>m</sub>) da Amostra 01 deve-se a severa inclinação do plano médio das elevações da superfície estudada em relação ao plano de referência horizontal, como mostra a Figura 6.

Figura 6 – Vista lateral da superfície da Amostra 01 em relação ao plano de referência XY.



Com a finalidade de avaliar o impacto da inclinação do plano médio da nuvem de pontos foram realizadas duas rodadas de processamento utilizando o recurso de fatiamento da área estudada em 16 e 25 regiões de nuvens de pontos e dessas regiões foram extraídas as mesmas informações acerca da geometria da superfície estudada (Figura 7). É possível comparar graficamente os resultados da Figura 8 e da Tabela 3 com e sem o fatiamento com os do ensaio de mancha de areia.

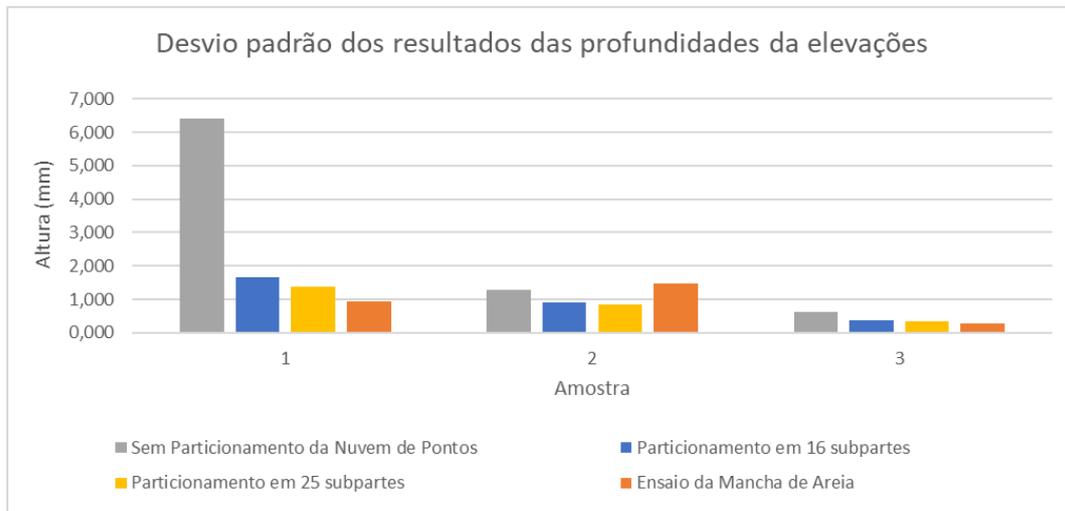
Figura 7 – Representação do particionamento da nuvem de pontos em 16 regiões (quadrículas)



Tabela 3 – Análise da geometria da nuvem de pontos das amostras após o particionamento em 16 e 25 regiões

Número de Fatias	Amostra	Média de pontos por fatia	Diferença de Elevações máximas e mínimas (mm)	Desvio Padrão Elevações (mm)	Média dos elementos 'Z' dos versores normais ao ponto	Ensaio Mancha de Areia (mm)
16	01	865.678	8,801	1,674	0,937	0,930
	02	848.405	6,115	0,894	0,921	1,463
	03	1.279.672	2,633	0,372	0,976	0,275
25	01	553.791	7,381	1,373	0,937	0,930
	02	543.367	5,665	0,849	0,920	1,463
	03	821.725	2,527	0,352	0,973	0,275

Figura 8 - Comparativo das profundidades médias da superfície do pavimento por meio do ensaio de mancha de areia e do processamento da nuvem e pontos



Como pode-se observar nos gráficos da Figura 9 e da Figura 10, que apresentam os valores para cada fatia de cada amostra, a maior dispersão absoluta ocorreu na Amostra 01, como previsto devido à acentuada inclinação do plano médio da superfície em relação ao plano horizontal de referência.

Figura 9 – Elementos geométricos da nuvem de pontos da Amostra 01(a), Amostra 02(b) e Amostra 03(c) após o particionamento em 16 fatias.

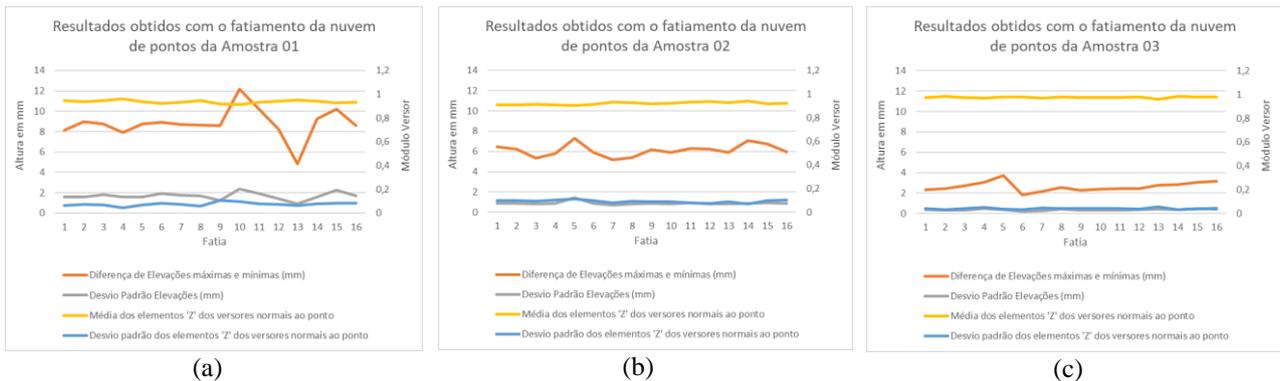


Figura 10 – Elementos geométricos da nuvem de pontos da Amostra 01(a), Amostra 02(b) e Amostra 03(c) após o particionamento em 25 fatias.

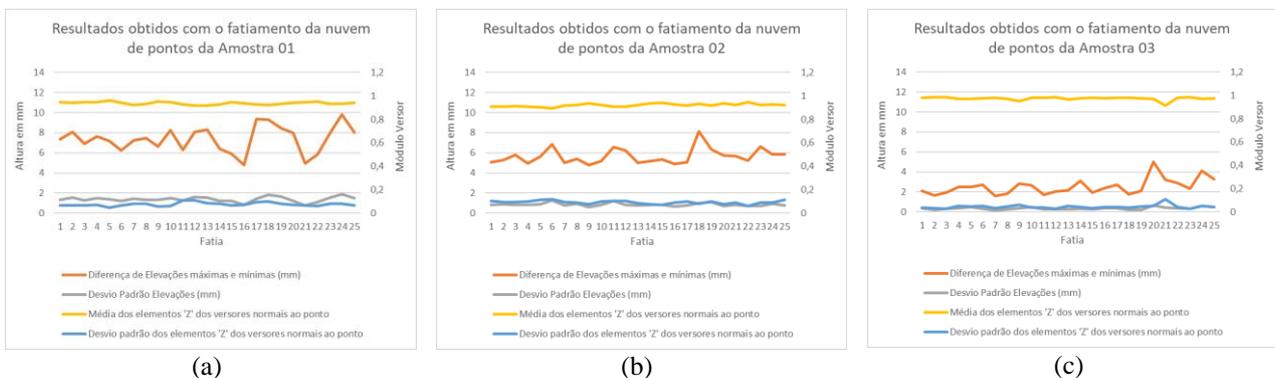


Tabela 4 – Comparação entre resultados das elevações médias obtidos pelos processamentos da nuvem de pontos ( $H_m$ ) e ensaio de mancha de areia ( $H_s$ )

Amostra	Ensaio de mancha de areia - $H_s$ (mm)	Sem fatiamento		Fatiamento em 16 partes		Fatiamento em 25 partes	
		Elevações Médias - $H_m$ (mm)	Diferença entre $H_s$ e $H_m$	Elevações Médias - $H_m$ (mm)	Diferença entre $H_s$ e $H_m$	Elevações Médias - $H_m$ (mm)	Diferença entre $H_s$ e $H_m$
01	0,9301	6,4088	589%	1,6744	80%	1,373	48%
02	1,4631	1,2742	-13%	0,8936	-39%	0,849	-42%
03	0,2754	0,6232	126%	0,3722	35%	0,352	28%

Chen *et al.* (2019) relataram, sem muitos detalhes, que no processo de obtenção da nuvem de pontos da superfície foi realizada um nivelamento de plano como etapa do método. Estima-se que essa etapa corrige o problema da inclinação do plano estudado e possíveis curvamentos. Como proposta que evitaria o uso de outros *softwares*, para solucionar o problema em questão, a adição de um código dentro do algoritmo de processamento rotacionaria o plano médio da superfície estudada em relação ao plano horizontal de referência, deixando-os aproximadamente paralelos.

## CONCLUSÃO

A análise de maneira particionada da nuvem de pontos eliminou parcialmente a influência da inclinação do plano médio das texturas estudadas neste trabalho. Na subdivisão da nuvem de pontos em subgrupos da Amostra 01 (que apresentava visível inclinação do plano médio) a diferença entre o resultado com o método proposto e o ensaio de mancha de areia foi reduzido.

Observou-se que os valores da componente “z” dos versores normais aos pontos da superfície do pavimento são indicativos para elaborar uma medida de caracterização da macrotextura, já que esse parâmetro é um sinal da inclinação da superfície. Os outros parâmetros não apresentaram tendência direta ou indireta com o parâmetro de referência, porém, a inclinação do plano de referência da superfície estudada pode ter interferido nos resultados de desvio padrão das elevações dos pontos e módulo médio e desvio padrão dos versores.

A partir dos resultados observados espera-se que com um incremento na quantidade de amostras levantadas será possível desenvolver modelo de correlação dos parâmetros de elevações e versores normais dos pontos da superfície com a macrotextura do pavimento, validando-o por intermédio dos resultados obtidos no ensaio de mancha de areia. O modelo ainda se diferenciaria de trabalhos na mesma temática, pois, o presente estudo propõe a utilização dos dados de elevação de toda a superfície para a caracterização de sua macrotextura, enquanto os outros trabalhos caracterizaram a macrotextura por intermédio de parâmetro obtido com dados apenas de perfis longitudinais da superfície estudada.

Uma das dificuldades observadas no método de processamento das imagens bidimensionais para produção da nuvem de pontos é a identificação dos pontos de amarração e controle. Objetos de referência tridimensionais ou elementos como *QR codes*, para identificação automática de pontos de amarração, automatizariam e facilitariam o processo, evitando a necessidade de criação manual dos pontos e mitigar possíveis erros de escala e posicionamento das imagens.

Há indícios para utilizar o valor da componente “z” dos versores normais para caracterizar a macrotextura, pois, foi obtido valor elevado deste parâmetro na amostra de textura mais fechada e menor valor em amostras de textura mais aberta. Em conjunto com outros parâmetros, e incrementos no processamento da nuvem de pontos, é possível construir um modelo para determinar a macrotextura através do método indicado na pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AL-ASSI, M.; KASSEM, E.; NIELSEN, R. Using Close-Range Photogrammetry to Measure Pavement Texture Characteristics and Predict Pavement Friction. **Transportation Research Record**, [s. l.], v. 2674, n. 10, p. 794–805, 2020.
- ALBUQUERQUE, V. A. M. de. **Determinação da macrotextura de um pavimento rodoviário através da estereoscopia**. Fortaleza: Universidade de Fortaleza, 2018. 2018.
- AMARASIRI, S.; GUNARATNE, M.; SARKAR, S. Use of digital image modeling for evaluation of concrete pavement macrotexture and wear. **Journal of Transportation Engineering**, [s. l.], n. May, p. 548–556, 2012. Disponível em: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)TE.1943-5436.0000365](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000365).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16504 - Determinação da profundidade média da macrotextura superficial de pavimentos asfálticos por volumetria - método da mancha de areia**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2016. 2016.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E2157-15 - Standard Test Method For Measuring Pavement Macrotexture Properties Using The Circular Track Meter**. 2019.
- BUCHARLES, L. G. E. **Critérios para avaliação pericial da macro e microtextura de pavimento asfáltico em local de acidente de trânsito**. [S. l.: s. n.], 2014. 2014. Disponível em: [https://www.revistatransportes.org.br/anpet/article/view/1055%0Ahttp://www.portalabpg.org.br/PDPetro/3/trabalhos/IBP0672\\_05.pdf](https://www.revistatransportes.org.br/anpet/article/view/1055%0Ahttp://www.portalabpg.org.br/PDPetro/3/trabalhos/IBP0672_05.pdf).
- CHEN, J.; HUANG, X.; ZHENG, B.; ZHAO, R.; LIU, X.; CAO, Q.; ZHU, S. Real-time identification system of asphalt pavement texture based on the close-range photogrammetry. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 226, p. 910–919, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.321>.
- EDMONDSON, V.; WOODWARD, J.; LIM, M.; KANE, M.; MARTIN, J.; SHYHA, I. Improved non-contact 3D field and processing techniques to achieve macrotexture characterisation of pavements. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 227, p. 116693, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116693>.
- FRASER, C. S.; CRONK, S. A hybrid measurement approach for close-range photogrammetry. **ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing**, [s. l.], v. 64, n. 3, p. 328–333, 2009. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.isprsjprs.2008.09.009>.
- HANSON, D. I.; PROWELL, B. D. **Evaluation of Circular Texture Meter for Measuring Surface Texture of Pavements**. National Center for Asphalt Technology. Auburn: [s. n.], 2004.
- KOGBARA, R. B.; MASAD, E. A.; WOODWARD, D.; MILLAR, P. Relating surface texture parameters from close range photogrammetry to Grip-Tester pavement friction measurements. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 166, p. 227–240, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.102>.
- MAHBOOB KANAFI, M.; KUOSMANEN, A.; PELLINEN, T. K.; TUONONEN, A. J. Macro-and micro-texture evolution of road pavements and correlation with friction. **International Journal of Pavement Engineering**, [s. l.], v. 16, n. 2, p. 168–179, 2015.
- MCQUAID, G.; MILLAR, P.; WOODWARD, D.; FRIEL, S. Use of Close Range Photogrammetry To Assess the Micro-Texture of Asphalt Surfacing Aggregate. **International Journal of Pavements Conference, São Paulo, Brazil**, [s. l.], p. 1–12, 2013.
- MEDEIROS, M.; BABADOPULOS, L.; MAIA, R.; CASTELO BRANCO, V. 3D pavement macrotexture parameters from close range photogrammetry. **International Journal of Pavement Engineering**, [s. l.], 2021.
- PRATICÒ, F. G.; VAIANA, R.; IUELE, T. Macrotexture modeling and experimental validation for pavement surface treatments. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 95, p. 658–666, 2015.
- PRATICÒ, F. G.; VAIANA, R.; IUELE, T.; GALLELLI, V.; MINANI, V. HMA friction course: volumetric properties vs surface texture. **7th Symposium on pavement surface characteristics**, [s. l.], 2012.
- PUZZO, L.; LOPRENCIPE, G.; TOZZO, C.; D'ANDREA, A. Three-dimensional survey method of pavement texture using photographic equipment. **Measurement: Journal of the International Measurement Confederation**, [s. l.], v. 111, n. January, p. 146–157, 2017. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.measurement.2017.07.040>.
- TRANSPORT INFRASTRUCTURE IRELAND. **The Use of Close Range Photogrammetry To Characterise Texture in a Pavement Surfacing Material (CC-PAV-04010)**. Dublin: [s. n.], 2021. 2021.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



WRUBLACK, T.; COZER, F. A. **Análise Funcional Do Pavimento Em Pontos Críticos De Acidentes Na Rodovia Pr- 483 Entre Francisco Beltrão E Ampére ( Pr ). Análise Funcional Do Pavimento Em Pontos Críticos De Acidentes Na Rodovia Pr- 483 Entre Francisco Beltrão E Ampére ( Pr ).** 2015. - Universidade Tecnologia Federal do Paraná, Pato Branco 2015.

ZHOU, Q.; PARK, J.; KOLTUN, V. Open3D : A Modern Library for 3D Data Processing. **arXiv:1801.09847**, [s. l.], 2018.



**EIXO 10**



**Técnicas de  
Construção,  
Restauração,  
Conservação**



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### PROPOSIÇÃO DE UMA NOVA METODOLOGIA PARA A PRESERVAÇÃO DO PATRIMÔNIO RODOVIÁRIO BRASILEIRO: A MANUTENÇÃO PROATIVA

*PAULO R R PINTO<sup>1</sup>; CARLOS B LAMAS<sup>2</sup> & WASHINGTON P NÚÑEZ<sup>3</sup> & PAULO F O  
FONSECA<sup>4</sup>*

#### RESUMO

Apresenta-se metodologia inovadora para a construção de programas de preservação do patrimônio rodoviário brasileiro. A Manutenção Proativa pode ser definida como um conjunto de regras – aplicadas desde a origem da preparação de programas e sobre as variáveis mais comumente utilizadas no processo de tomada de decisão –, resultando em enorme potencial de proporcionar economias financeiras e benefícios ambientais e sociais ao gerenciamento (planejamento, programação, priorização, preparação, projeto, execução e monitoramento) da manutenção viária. As principais características da Manutenção Proativa são: i) partir da disponibilidade orçamentária e ou financeira para determinar as alternativas de intervenções; ii) abranger (sempre que possível) a totalidade da rede viária; iii) assegurar ao menos a Conservação para todos os segmentos da rede rodoviária em análise; iv) reunificar as atividades de Conservação, Manutenção e Reabilitação sob um mesmo contrato; v) priorizar os “melhores segmentos primeiro”, complementada por análises multicritério para priorização da reabilitação de segmentos de maior utilidade pública; vi) privilegiar as abordagens de manutenção proativa-preventivas; vii) preparar planos plurianuais para períodos de análise de 20 a 25 anos e programas de contratação para períodos de 8 a 12 anos, "por escopo"; viii) remunerar com base em pagamentos "regulares", "uniformes" e "contínuos", x) celebrar contratos baseados em desempenho ou por níveis de serviço, com descontos por desatendimento de parâmetros contratados; xi) desonerar a fiscalização das atividades passíveis de transferência; xii) incorporar atividades da "operação" viária gradativamente, incluindo aquelas que chegam com a digitalização das rodovias, xiii) transferir gradualmente o gerenciamento de manutenção ao setor privado e xiv) melhorar a resiliência climática das rodovias graças a uma melhor manutenção. Em sua forma mais evoluída, a Manutenção Proativa converte-se em um típico Contrato Baseado em Desempenho de Projeto e Execução.

**PALAVRAS-CHAVE:** preservação pavimentos; gerenciamento da manutenção; manutenção preventiva-proativa.

#### ABSTRACT

The study proposes an innovative methodology to programs structuring for the preservation of the Brazilian highway asset. Proactive Maintenance can be defined as a collection of rules – applied since the beginning of program development and across the most widely utilized decision-making process factors –, resulting in significant financial savings, environmental and social benefits to the road maintenance management (planning, scheduling, prioritization, preparation, design, execution and monitoring). The Proactive Maintenance main characteristics are: i) starting from the budget and/or financial availability to determine the treatments alternatives; ii) covering (always it is possible) the entire road network; iii) ensuring at least activities of Conservation for all segments of the road network under analysis; iv) unifying the Conservation, Maintenance and Rehabilitation activities under the same contract; v) prioritizing the “best segments first”, with a multi-criteria analysis to prioritize rehabilitation of the greater public utility strechts; vi) privileging proactive-preventive maintenance approaches; vii) preparing multi-year plans for analysis periods of 20 to 25 years and programs for contracting periods of 8 to 12 years, "by scope"; viii) making payments on basis of "regular", "uniform" and "continuous" payments, by "unit pricing" and semi-annual and annual adjustments; ix) transferring more charges to private partners, x) entering into performance-based or service-level contracts, applying discounts for failure to comply with contracted parameters; xi) reliving the enforcement that can be shifted to private partner; xii) incorporating road "operation" activities gradually, including those that come with road digitization, xiii) transferring maintenance management activities gradually to the private sector, and xiv) improving the climate resilience of roads through better maintenance. In its most evolved form, Proactive Maintenance becomes a typical Performance-Based Project and Execution Contract.

**KEY WORDS:** pavement preservation; maintenance management; preventive-proactive maintenance



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



<sup>1</sup> Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Av. Osvaldo Aranha, 99 - Centro Histórico, Porto Alegre - RS, 90035-190. [prrpinto@gmail.com](mailto:prrpinto@gmail.com)

<sup>2</sup> World Bank Group (WBG). 1850 I St NW, Washington, DC 20006, United States. [cbellas@worldbank.org](mailto:cbellas@worldbank.org)

<sup>3</sup> Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Av. Osvaldo Aranha, 99 - Centro Histórico, Porto Alegre - RS, 90035-190. [washington.nunez@ufrgs.br](mailto:washington.nunez@ufrgs.br)

<sup>4</sup> World Bank Group (WBG). 1850 I St NW, Washington, DC 20006, United States. [pfonseca@worldbank.org](mailto:pfonseca@worldbank.org)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

O VI ENACOR, entre os dias 31/07 e 03/08, em 2001, em Brasília, marcou apresentação formal do C.RE.MA ao mercado brasileiro, com o artigo **Programa Restauração/RS: Uma Proposta para o Gerenciamento da Malha Rodoviária Estadual Pavimentada**. Já se vão 20 anos. E nada mais representativo desse reconhecimento do que apresentar, durante um ENACOR, uma proposta de renovação do C.RE.MA: a Manutenção Proativa. Trata-se de uma proposta de atualização do C.RE.MA, para incorporar os avanços identificados ao longo dos últimos 20 anos. A Manutenção Proativa também está sendo chamada C.RE.MA 2.0 ou C.RE.MA Resiliente.

O C.RE.MA foi idealizado por dois técnicos do Banco Mundial, Liautaud e Faiz, e mais Cabana (CABANA, LIAUTAUD e FAIZ, 1999), e se configura a modelagem mais bem sucedida e a mais longa metodologia para a preparação de programas de gerenciamento da manutenção de rodovias brasileiro. Justamente por isso, uma proposta de atualização do C.RE.MA foi primeiro apresentada ao Banco Mundial. E passou a ser considerada entre as alternativas avaliadas para futuros acordos de empréstimo. Todavia, a Manutenção Proativa será introduzida sob as regras conhecidas do C.RE.MA, até alcançar sua própria autonomia. Convenha-se, uma inovação de tamanha magnitude suscita enormes desconfianças de sua efetividade, gera incertezas quanto a economicidade e levanta suspeitas sobre o real potencial para ser eficiente e eficaz - tal qual o C.RE.MA há 20 anos.

Conceitualmente, a Manutenção Proativa pretende sanar um conjunto de disfunções identificadas: algumas por insuficiência de parâmetros à época do lançamento do C.RE.MA (durabilidade das intervenções), outras por incertezas sobre a base legal (duração dos contratos); outras ainda, por não haver tempo hábil para formulação de alternativas (forma de pagamento), entre outros aspectos que serão discutidos ao longo do artigo.

Submetida ao crivo experimentado dos técnicos do Banco Mundial, a Manutenção Proativa incluiu melhorar a resiliência climática e preparar melhor as rodovias para os eventos climáticos agudos e adversos. Conceitualmente, a Manutenção Proativa define-se como um conjunto de regras de tomada de decisão (não é uma metodologia de dimensionamento de intervenções), para a preparação de programas de gerenciamento da manutenção (ou seja, ao planejamento, programação, priorização, preparação, execução e monitoramento), as quais, quando aplicadas ao conjunto das variáveis mais relevantes (ou seja, a rede abrangida, disponibilidade orçamentária, período de análise, duração dos contratos, abrangência de atividades, critério de priorização, abordagem de manutenção, entre outras), potencializa economias financeiras, programação orçamentária, benefícios ambientais e sociais.

E no campo das definições, a atividade de Conservação, escrita com inicial maiúscula, deve ser subentendida como o conjunto das intervenções de Conservação Rotineira e ou Conservação Periódica. A atividade Manutenção, escrita com inicial maiúscula, deve ser subentendida como o conjunto das intervenções de Revitalização, Recuperação e Restauração Funcional do revestimento. E Reabilitação, escrita com inicial maiúscula, deve ser subentendida como o conjunto das intervenções de Restauração Estrutural, Reconstrução Parcial ou Reconstrução Total dos pavimentos.

## CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS

A seção apresenta as principais características da Manutenção Proativa.

### **Partir da disponibilidade orçamentária e ou financeira**

Sempre que se dá início à montagem de um programa de manutenção, uma das primeiras questões levantadas é quanto recurso financeiro será necessário – “quanto vai custar?”. A resposta, por via de regra, dependerá de quanto se pretende executar – “depende de o que vai fazer”. A pergunta, então, retorna para o quanto que se pretende executar (então, e o que dá para fazer?), cuja resposta dependerá de quanto recurso financeiro será disponível – “depende de quanto vai gastar”. Em algum momento, esse círculo deve ser rompido.

Na prática, o que se tem observado é montar um quadro das necessidades de manutenção no sentido da disponibilidade orçamentária. Ou seja, inicia-se por destacar um conjunto de rodovias as quais se pretende intervir, conduzir um levantamento das condições dessas rodovias (que pode ser mais superficial ou mais detalhado, conforme o caso), preparar um diagnóstico das necessidades de manutenção, compor um quadro de quantidades de intervenções e estimativa de custos de execução, compor um orçamento estimativo e referencial para tomada de decisão. Apenas para descobrir que a disponibilidade orçamentária e financeira é bem inferior às necessidades de manutenção da rede.

A Manutenção Proativa propõe partir da disponibilidade orçamentárias para compor o quadro das necessidades de “Manutenção” – Conservação, Manutenção e Reabilitação. Como se verá nos itens que seguem, nenhuma rodovia será abandonada, nenhuma rodovia permanecerá sem Conservação. E toda o planejamento e programação já consideram o médio e longo prazo, sem ignorar qualquer segmento rodoviário. Como consequência, mesmo as rodovias preteridas no processo de priorização das intervenções de Manutenção e Reabilitação (seja “melhores-primeiro”, seja “análise multicriterial”) recebem Conservação, cujas quantidades de reparos superficiais e remendos profundos são ajustadas para compensar a falta de intervenções mais robustas.

### **Abranger a totalidade da rede viária**

Complementarmente ao proposto acima (partir da disponibilidade orçamentária no sentido das necessidades de manutenção), uma das propostas da Manutenção Proativa é abranger a totalidade da rede viária, sem deixar qualquer segmento sem os cuidados da Conservação. Não é apenas isso. O “olho” da Conservação, por sua permanência (durante todo o tempo) e continuidade (ao longo de todos os segmentos), identifica bueiros e canaletas entupidas, sarjetas obstruídas, drenos operando com deficiência, os troncos travados entre os pilares da ponte, ou mesmo a exposição de armaduras de obras de arte especial. Agentes da Conservação precisam chegar a todos os dispositivos. E, dessa forma, antecipam problemas futuros que resultaram na ruptura de corpo de aterro, arrasto de canaletas, transposição de água sobre a pista, entre outros eventos mais graves. Uma simples medida de conservação, preveniria esses eventos.

### **Assegurar ao menos a Conservação para todos os segmentos**

Além das propostas apresentadas acima (partir da disponibilidade orçamentária e abranger a totalidade da rede), outra proposta basilar da Manutenção Proativa refere-se a assegurar ao menos a Conservação para todos os segmentos da rede. A proposição decorre de apontamento, conforme o Acórdão nº 83/2020 TCU-Plenário, sugerindo na ordem de 10.417km de rodovias da rede federal desassistidas de qualquer cobertura contratual. O registro é oportuno apenas para destacar a existência de uma enorme rede de rodovias totalmente desassistidas, sem ao menos um olhar sistemático e metódico de cuidado por elas.

### **Reunificar as atividades de Conservação, Manutenção e Reabilitação**

O C.RE.MA, da forma como havia sido estruturado e apresentado ao mercado em 2001, aglutinava a Reabilitação (obras mais robustas, nos dois primeiros anos), Manutenção (intervenções de natureza funcional, nos segundo, terceiro e quarto anos) e Conservação (durante os cinco anos, com a denominada Manutenção Especial nos seis primeiros meses).

Lentamente, em especial devido aos custos envolvidos nos programas dessa natureza, a estrutura conceitual do C.RE.MA foi sendo desconstruída. Surgiram programas que ofereciam apenas uma parte, resultando na desconstrução do C.RE.MA. Todas as vantagens identificadas por Lancelot (2010), paulatinamente, foram sendo perdidas: contratações 19% mais baratas que os convencionais, menores índices de irregularidades longitudinais (IRI) e de gravidade global (IGG) ao final dos contratos, e aditivos menores do que sob as contratações convencionais. A proposta da Manutenção Proativa é reunificar a “Manutenção” sob um único contrato.

### **Priorizar segmentos “melhores-primeiro” com análises multicritério**

A falta de recursos orçamentários e financeiros é a tônica dominante. A Manutenção Proativa buscou uma alternativa capaz de retardar a degradação, proteger o patrimônio, gastar o mínimo possível e postergar as intervenções tanto quanto possível. Encontrou apoio na priorização “melhores-primeiro”.

As estratégias de priorização “melhores-primeiro” (best-first) e “piores-primeiro” (worst-first) aparecem em MAPC (1986), Bates et al (1987) e Peshkin et al (1999), Zimmerman e Peshkin (2003), para citar apenas algumas referências. A priorização “melhores-primeiro” popularizou-se nos Estados Unidos quando, em face à falta de recursos decorrente da crise do petróleo (1974 e 1979), o governo americano teve de buscar novas fontes de financiamento, alternativas para preservar a rede de rodovias, e reduzir os gastos com manutenção (WEINGROFF, 2020).

Para ficar em um exemplo, um dos sistemas de gerenciamento de pavimentos populares nos estados Unidos, o MicroPAVER ou simplesmente PAVER – originalmente desenvolvido para o US Army Corps of Engineers pelo Department of Defense (DoD), atualmente utilizado pelo Federal Aviation Administration, US Army, US Air Force, US Navy, e Air National Guard, apropriado pela American Public Works Association (APWA) – é tipicamente “best-first”. A referência é necessária para esclarecer a opção pela priorização “melhores-primeiro”, muito rara no país.

Ao optar declaradamente pela priorização do tipo “Best-First” a Manutenção Proativa leva em consideração três aspectos: primeiro, retardar a degradação descontrolada da rede rodoviária em melhores condições ou elevada à melhores condições; segundo, conter o avanço da degradação aplicando-lhes intervenções intermediárias de retardamento da evolução; e, terceiro, postergar tanto quanto possível a aplicação das intervenções mais robusta e mais caras, sem comprometer o conforto ao rolamento para os usuários.

Todavia, a Manutenção Proativa percebeu a necessidade de incorporar a análise multicritério, para considerar priorizar segmentos de interesse regional não priorizados, tais como as rodovias em regiões densamente povoadas (interesse social), rodovias em regiões de interesse agropecuário (interesse econômico), rodovias sobre regiões de relevância ambiental

### **Privilegiar as abordagens de manutenção proativa-preventivas**

A ciência que estuda a manutenção “stricto sensu” classifica as abordagens de manutenção como “corretiva”, “reativa”, “preventiva”, “preditiva” e “proativa”, por exemplo, Cruzan (2009, p. 14) e Dhillon (2002, p. 92). As abordagens de manutenção são classificadas em relação à atuação frente a um determinado “evento-gatilho” (trigger-event) e as ações subseqüentes ao “evento-gatilho”.

Seguindo a lógica de Cruzan (2009), as abordagens de manutenção “corretiva” e “reativa” são consideradas “não planejadas” porque o evento-gatilho deflagra o início do processo de manutenção. As abordagens “preventiva”, “preditiva” e “proativa” são denominadas programadas. O início do processo de manutenção e intervenção tem início antes de identificado o evento-gatilho. A “intervenção” de manutenção será deflagrada de imediato à ocorrência do evento-gatilho.

A manutenção “proativa”, também denominada “centrada na confiabilidade”, estima o momento mais oportuno para aplicar as intervenções com base em sistemas de gerenciamento da manutenção, que rodam “modelos de previsão”, seja da evolução da degradação, seja do comportamento das intervenções. A Preventive Maintenance é um caso típico de manutenção proativa. Os recursos federais são liberados apenas para os casos onde são aplicados Sistema de Gerenciamento de Pavimentos ou Sistema de Gerenciamento da Manutenção para indicar as intervenções mais econômica (cost effective), conforme Weingroff (2020).

A Manutenção Proativa espelhou-se na Preventive Maintenance e optou pelas intervenções preventivas, preditivas e proativa. A metodologia propõe a aplicação de sistemas de gerenciamento de pavimentos ou sistemas de gerenciamento da manutenção para definição do momento mais oportuno para aplicação das intervenções. Não vem ao caso se a priorização será do tipo “melhores-primeiro” ou “piores-primeiro”, desde que exista um modelo de previsão da evolução da degradação, um modelo de previsão do comportamento das intervenções e um critério para a tomada de decisão da intervenção mais oportuna.

### **Preparar planos plurianuais para períodos de análise de 20 a 25 anos**

O período de análise, por definição, é o período de tempo ao longo do qual as alternativas são comparadas. Períodos de análise curtos demais dificultam avaliar o comportamento geral da rede para horizontes mais alargados e a comparação entre conjuntos das intervenções. A administração de rodovias federais americanas (o Federal Highway Administration, FHWA), propõe períodos de análise de 35 anos (HALL et al, 2003). Considere-se ainda que o guia para projeto de estruturas de pavimentos da AASHTO (1993, p. II-7) sugere um período de análise de 15 a 25 anos para avaliação em rodovias pavimentadas com baixo volume de tráfego. O período de análise, então, grosso modo, corresponderia ao mínimo múltiplo comum das alternativas de intervenções em avaliação.

Alguém pode pensar tratar-se de um período exagerado. É reconhecido, no caso pátrio, as estratégias de planejamento não avançam sequer para o governo seguinte, constituindo esse um desafio a ser vencido pela Manutenção Proativa. De outra parte, porém, o planejamento plurianual aproxima-se muito do desejo dos técnicos, da população, dos órgãos de controle, capaz de oferecer alguma previsibilidade para as políticas futuras, sem mencionar a possibilidade de planejamento financeiro, orçamentário e licitatório para a maior parte dos servidores envolvidos nessas atividades.

### **Programas de contratação para períodos de 8 a 12 anos, "por escopo"**

A duração dos contratos C.RE.MA brasileiros seguiu a experiência argentina com contratos de cinco anos e nem se cogitou questionar a duração dos contratos por período superior.

Mais recentemente, ABD e CAREC (2018) sugerem a duração em torno de 10 anos para contratos baseados em desempenho. Pakkala (2002) já propunha contratos de manutenção mais longos que 10 anos. Stankevich, Qureshi e Querioz, (2005) relatam que o Ministério dos Transportes da British Columbia deslocou de 7 para 10 a duração dos contratos de manutenção. Segundo os autores, as principais razões para contratos de mais longo prazo são permitir aos “contratados planejarem a

longo prazo e financiarem os custos de equipamentos e instalações pesadas” tanto quanto “amortizar equipamentos e fortalecer os pequenos empreiteiros”.

A Manutenção Proativa entendeu que esse seria um item que poderia ser melhorados nos contratos C.RE.MA, oferecendo períodos de contratação mais longos aos contratados, assegurando-lhes um período de tempo maior para financiar e amortizar investimentos, fixando-os na região, comprometendo-os com a qualidade e com a durabilidade dos serviços, entre outras vantagens.

Para estender o período de contratação foi necessário assegurar tratar-se de contratos tipicamente por escopo. A solução de contorno foi subdividir a malha em subtrechos homogêneos menores do que 1km cada, preparar planos de intervenções para 20 a 25 anos, que são recortados para períodos de contratação de 8 a 12 anos (duração ainda a ser mais bem definida). Cada subtrecho homogêneo recebe um tratamento e segue lógica própria determinada pelo planejamento e programação. Por essa lógica, não há como tratar de contratos de prestação de serviços a serem executados de forma contínua, limitados a cinco anos.

### **Pagamentos "regulares", "uniformes" e "contínuos"**

O C.RE.MA nacional, por princípio, buscou remunerar com base em pagamentos regulares e uniformes, a denominada mesada. A “continuidade” é requisito posterior. Todavia, as intervenções mais robustas haviam sido deslocadas para os primeiros anos da contratação (a Manutenção Especial e as Obras Preliminares). Por essa lógica – intervenções robustas nos primeiros anos e pagamentos regulares e uniformes ao longo do contrato –, implicaria em o contratado financiar as intervenções iniciais para recebê-las de forma parcelada.

Todavia, o contratado recebia na ordem de 45~50 % do total do contrato no primeiro ano, 25~30 % no segundo ano, remanescendo pouco mais 20% para ser faturado nos três últimos anos da contratação, e na ordem de 5% no último ano do contrato (~0,4% ao mês). A Equipe de Auditoria do Tribunal de Contas da União, no Acórdão nº 2.730 TCU Plenário, sintetizou da forma que segue: “(...) a execução de todas as obras de recuperação, com o decorrente pagamento da maior parte do valor contratual, até o término do primeiro ano de contrato pode acarretar a falta de interesse da contratada em manter a qualidade do serviço até o término do contrato.”. É fato.

Para assegurar pagamentos regulares, uniformes e contínuos, “mesada”, a Manutenção Proativa propõe algumas soluções de contorno: uma delas partir da disponibilidade orçamentária regular, uniforme e contínua; outra solução de contorno, subdividir a totalidade da rede em subtrecho homogêneo ( $\leq 1$ km) estruturar o Planejamento e a Programação, para cada subtrecho, para cada ano do período de análise, limitado à disponibilidade orçamentária. A pulverização dos subtrechos homogêneos, a distribuição das intervenções ao longo do período de análise, limitadas à disponibilidade orçamentária, minimiza eventuais desequilíbrios do fluxo de pagamentos. E não há razão para temer a Contratada abandonar o contrato nos primeiros anos depois de receber a maior parte da contratação. Adicionalmente, o contratado fica obrigado a se comprometer com a qualidade, visto que permanecerá por 8 a 12 anos recebendo o mesmo montante mensal.

O efeito colateral desse processo é que nem sempre se conseguirá recompor toda uma rodovia no mesmo ano, havendo necessidade de a recomposição ser diferida ao longo do tempo, conforme a disponibilidade orçamentária. Mas, em nenhum momento, qualquer segmento permanecerá sem a devida Conservação.

Para o Banco Mundial, a questão está definida e pode-se seguir em termos de pensar formas de aplicação. Sob os acordos de empréstimo com o Banco Mundial a solução de contorno é manter a modelagem de contrato de rodovias baseado em resultado e desempenho (Output and Performance Based Road Contracts – OPBRC). Porém, a remuneração regular, uniforme e contínua pressupõe uma forma de empreitada por preço global. Todavia, o Tribunal de Contas da União (2011) entende

que “(..) embora o regime de empreitada por preços globais **tenha previsão explícita da Lei de Licitações e**, em razão disso, **não se possa considerá-lo propriamente ilegal**”, obras de restauração e de manutenção rodoviária, “por suas características, e considerando o histórico de desalinhamento dos projetos ao art. 47 da Lei nº 8.666/93, **não são indicadas para esse regime de contratação**” (grifou-se). Sob a legislação brasileira, a solução de contorno encontrada pela Manutenção Proativa, para manter a “mesada” sob um regime de empreitada por preços unitários dos contratos de manutenção, conforme estabelecido pelo Egrégio Tribunal de Contas, é propor encontro de contas semestrais e anuais. Vale destacar a existência de Tribunais de Contas estaduais que aceitam a empreitada por preço global para contratos de manutenção.

### **Desonerar a fiscalização das atividades passíveis de transferência e transferir maiores encargos aos parceiros privados**

A Manutenção Proativa propõe desonerar a fiscalização sem perda das funções do fiscal. O fiscal ficará mais vinculado às questões gerenciais e à liquidação da despesa pública, com base em registros aportados pelos contratados. E, na esteira de estender a duração dos contratos, de remunerar de forma regular, uniforme e contínua, e de fixar o contratado na região, incentivá-lo à assumir investimentos em tecnologia e qualidade, entre outros, entendeu-se necessário transferir maiores encargos ao setor privado.

Estão nesta lista, a transferência da obrigação de: promover um levantamento preliminar (Cadastral, LVC e IRI) antes de iniciar as intervenções;

- i. preparar e apresentar à fiscalização os “projetos para execução” ou “projetos executivos” antes do início das intervenções – “(..) *constituindo prática ilegal a revisão de projeto básico ou a elaboração de projeto executivo que transfigurem o objeto originalmente contratado em outro de natureza e propósito diversos*”, nos termos da Súmula TCU nº 261;
- ii. assumir o controle técnico e tecnológico das obras e serviços executados sob o contrato, responsabilizando-se integralmente pelo controle e garantia da qualidade;
- iii. emitir um certificado de controle e garantia pelos insumos, materiais, obras e serviços realizados, devidamente assinado pelo responsável técnico pelo contrato e pelo responsável técnico pela empresa contratada;
- iv. preparar e apresentar à fiscalização o Relatório “As Built”, composto do quadro resumo das quantidades das obras e serviços efetivamente executados, o resumo dos controles técnicos e tecnológicos das obras e serviços, o certificado de controle e garantia da qualidade, o registro fotográfico antes, durante e depois da execução;
- v. a minuta de medição de serviços, tomando por referência o relatório “as built” acima, consistindo esse documento a vinculação do contratado aos alegados serviços realizados e referência para a fiscalização para fins de liquidação da despesa.

Alguém pode achar esdrúxulo o contratado apresentar a minuta de medição dos serviços, sem perceber que isso já acontece em diversas áreas das aquisições públicas. O contratado apresenta os registros do atendimento ao disposto no contrato e o fiscal liquida a despesa. É a síntese do art. 63 da Lei nº 4.320. Ou seja, a liquidação da despesa (...) § 1º ... tem por fim apurar ... II - a importância exata a pagar ... e § 2º... terá por base ... III - os comprovantes da entrega de material ou da prestação efetiva do serviço.

Por esse caminho, o contratado entregará os comprovantes da entrega ou da prestação efetiva do serviço (o relatório “as built”, os registros dos controles técnicos e tecnológicos, os certificados de controle e garantia da qualidade, os registros fotográficos) e passará a fazer parte de forma legítima e transparente do processo. E responderá pela fraude, adulteração de documentos, supressão de informações ou prestação de informações inverídicas.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## **Celebrar contratos baseados em desempenho ou por níveis de serviço**

Na mesma linha do C.RE.MA, a Manutenção Proativa avança mais um pouco na linha da contratação por resultado, por desempenho ou nível de serviço. São conceitos diferentes, porém interrelacionados (WORLD BANK, 2017). A Manutenção Proativa pretende oferecer uma alternativa à contratação por desempenho, começando por uma contratação por resultado, baseada em pagamentos regulares, uniformes e contínuos, e transferindo maiores encargos aos contratados. Importante, neste caso, é o contratado entender seu papel, começar a assumir mais encargos, se comprometer mais com a qualidade, com a durabilidade e com o desempenho das intervenções. São mantidas, herança do C.RE.MA, as Notificações por Não Conformidade – Retenções – Período de Correção, na qual o contratado é notificado sempre que não atender a algum requisito ou nível de serviço da contratação. Uma vez que a fiscalização, ou uma denúncia, identifique uma irregularidade, a fiscalização emitirá uma Notificação de Não Conformidade. O contratado dispõe de um Período de Correção após receber a Notificação, prazo esse que é variável conforme a gravidade e o risco associado à não conformidade. A cada Notificação, estão associadas uma Retenção financeira que, por definição, equivale a duas vezes o valor necessário para promover a correção. No caso de o contratado providenciar o saneamento da não conformidade dentro do Período de Correção, o valor da Retenção retorna na próxima medição de serviço. Caso contrário, ou caso o contratado promova o saneamento de forma irregular, a Retenção torna-se não reembolsável e faculta-se à fiscalização, conforme o caso, aplicação de nova Notificação.

## **Incorporar atividades da "operação" viária gradativamente**

Na mesma esteira de Transferir Maiores Responsabilidades ao Contratado e na lógica dos Pagamentos Regulares Uniformes e Contínuos, a Manutenção Proativa propõe transferir ao contratado, e de forma gradativa, a operação rodoviária. Ou seja, num primeiro momento, autorizar os contratados mais bem avaliados instalarem uma central de assistência aos usuários, seja para receber reclamações ou pedir ajuda, solicitar orientação sobre rotas, entre outros serviços. Num segundo momento, autorizar o contratado a oferecer serviços de socorro mecânico, os quais poderão ser solicitados diretamente a central de atendimento aos usuários. Finalmente, autorizar o contratado a oferecer serviços de socorro médico. A cada novo serviço prestado, o contratado acrescentará um valor adicional à mesada, por preço previamente definido pela administração para esse serviço, os quais será aplicado o desconto oferecido na proposta. Pretende-se, dessa forma, resgatar uma meta do C.RE.MA que era converter-se em uma Concessão Sem Pedágio. Tem-se em mente também, a Operação Rodoviária é quase inexistente nas rodovias ordinárias, serviço esse, algumas vezes prestado pelas Polícias Rodoviárias Estadual ou Federal, mas, completamente fora da competência desses profissionais.

## **Transferir gradualmente o gerenciamento de manutenção ao setor privado**

E pelo mesmo caminho da operação rodoviária, pretende-se compartilhar com o contratado o gerenciamento da manutenção. Na linha de melhor qualificar o contratado e compromê-lo com a qualidade, durabilidade e prestação de serviço, vislumbrou-se facultar ao contratado instalar e operar o sistema de gerenciamento de pavimentos ou sistema de gerenciamento da manutenção para a sua própria rede.

Pretende-se que, somente depois do quarto ano da contratação, quando os processos de transferência de encargo ao setor privado estejam consolidados, o contratado comece a assumir lentamente, se houver interesse, esse encargo. A começar pelos levantamentos da rede,



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



levantamento de defeitos, irregularidade, trilha de roda, desnível pista acostamento, entre outros. Na sequência, a instalação e operação isolada do sistema de gerenciamento dos pavimentos ou da manutenção. E a compatibilização de seus próprios planos, com os planos preparados pela administração rodoviária.

Finalmente, pelo oitavo ano, pretende-se que o contratado já possa oferecer alternativas baseadas em seus próprios modelos e discutir intervenções, com a prevalência dos planos da administração rodoviária. E, finalmente, pelo décimo ano, espera-se que o contratado esteja totalmente apto a assumir o gerenciamento da rede rodoviária sob sua responsabilidade, próximo a nova licitação, para nova contratação.

### **Melhorar a resiliência climática das rodovias graças a uma melhor manutenção**

Tornar a rede mais resiliente não é o menos importante das características. Ao contrário, é das características que mais se tem cuidado. Os recentes eventos climáticos adversos, seja na Europa, seja nos Estados Unidos, seja na Austrália, seja no estado da Bahia, Rio de Janeiro, São Paulo, entre outros, vem demonstrando o potencial destrutivo das chuvas sazonais e a potencia carregada por elas. Por lamentável, a rede rodoviária não está preparada para esses eventos. Seja porque os dimensionamentos sempre foram direcionados ao necessário e suficiente para as chuvas de projeto, seja porque os níveis pluviométricos, em intensidade e duração, sofreram elevação muito superior às medias.

Tais eventos, evidenciaram a urgência de se prestar atenção aos dispositivos de drenagem e a necessidade de tornar as redes mais resilientes. Esse foi um desafio proposto pelo Banco Mundial e assumido pela Manutenção Proativa. No campo de transferir maiores encargos aos contratados, previu-se a possibilidade de o contratado identificar pontos de fragilidade ambiental, propor soluções de intervenções que serão avaliadas pelo contratante para inclusão, por meio de aditivo, aos contratos. As intervenções, conforme o caso, poderão vir na forma de investimento do contratado – para serem reembolsadas na forma de prestação junto à mesada – ou por aportes adicionais do contratante.

Mas, também há intervenções simples no campo das intervenções de Conservação, como o maior cuidado à limpeza das valas de drenagem, a desobstrução de bueiros, limpeza das valetas de pé de corte, entre outras. A simples remoção de troncos carregados pelas águas e depositados entre pilares de pontes é outra intervenção da Conservação imprescindível a melhorar a resiliência climática. Mas não apenas essas, o aprofundamento de canais, a preparação de bacias de acumulação, o melhoramento dos caminhos de escoamento de água, entre tantas providências.

E pode-se pensar também na revisão das estruturas de contenção de encostas, dos muros de arrimo. O cuidado com a limpeza dos dispositivos de drenagem das estruturas de contenção tem enorme efeito na estabilidade dessas estruturas, muitas vezes abandonadas pela Conservação.

### **CONCLUSÃO**

Apresentou-se, em breve síntese a metodologia denominada Manutenção Proativa. A intenção do documento, tal qual ocorreu com o C.RE.MA, em 2001, foi apresentar, em breves pinceladas, uma metodologia que vem sendo gestada há 20 anos. Espera-se para esta metodologia o mesmo sucesso e longevidade que o C.RE.MA alcançou.

### **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

AASHTO. **Guide for Design of Pavement Structures**. Washington, D.C: AASHTO, 1993.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



- ASIAN DEVELOPMENT BANK. CENTRAL ASIA REGIONAL ECONOMIC COOPERATION. **Guide to Performance-Based Road Maintenance Contracts**. Manila, Ph: Asian Development Bank, 2018. Disponível em: <https://www.carecprogram.org/uploads/Guide-Performance-Based-Road-Maintenance-Contracts.pdf>. Acesso em: 01/06/2021
- BATES, Edward G., BLAIR, Carol W., DICKSON, Mark, ROBERTS, James W., SHEPARD, Ethel. **Pavement Management Forecasting Model: A Micro Computer Program For Lotus 1-2-3**. Metropolitan Area Planning Council. Boston, MA: MAPC, 1987. Disponível em: <https://archives.lib.state.ma.us/bitstream/handle/2452/836284/ocm19037367.pdf>. Acesso em: 28/01/2018.
- BRASIL. TRIBUNAL DE CONTAS DA UNIÃO. **Acórdão nº 2.730/2009**. Plenário. Relator: Walton Alencar Rodrigues. Sessão de 18/11/2009. Disponível em: <https://pesquisa.apps.tcu.gov.br/#/redireciona/acordao-completo/Acordao-Completo-1132215>. Acesso em: 01/06/2021
- \_. **Acórdão nº 1.536/2010**. Plenário. Relator: José Mucio Monteiro. Sessão de 30/06/2010. Disponível em: <https://pesquisa.apps.tcu.gov.br/#/redireciona/acordao-completo/Acordao-Completo-1152719>. Acesso em: 01/06/2021
- \_. **Acórdão nº 3.260/2011**. Plenário. Relator: José Mucio Monteiro. Sessão de 07/12/2011. Disponível em: <https://pesquisa.apps.tcu.gov.br/#/redireciona/acordao-completo/Acordao-Completo-1218424>. Acesso em: 01/06/2021
- \_. **Acórdão nº 83/2020**. Plenário. Relator: Ministro Bruno Dantas. Sessão de 22/1/2020. Disponível em <https://pesquisa.apps.tcu.gov.br/#/redireciona/acordao-completo/acordao-completo-2350678>. Acesso em: 29/05/2020.
- CABANA, Guillermo; LIAUTAUD, Gerard; FAIZ, Asif. **Areawide performance-based rehabilitation and maintenance contracts for low-volume roads**. Transportation Research Record, v. 1652, n. 1, p. 128-137, New Delhi: Central Road Research Institute, 1999. Disponível em: [https://ppiaf.org/sites/ppiaf.org/files/documents/toolkits/highwaystoolkit/6/bibliography/pdf/areawide\\_performance-based\\_rehabilitation\\_and\\_maintenance\\_contracts.pdf](https://ppiaf.org/sites/ppiaf.org/files/documents/toolkits/highwaystoolkit/6/bibliography/pdf/areawide_performance-based_rehabilitation_and_maintenance_contracts.pdf). Acesso em: 07/03/2017.
- CRUZAN, Ryan. **Manager's Guide to Preventive Building Maintenance**. Lilburn, GA: The Fairmont Press, 2009. 308p.
- DHILLON, Balbir S. **Engineering maintenance: a modern approach**. Boca Raton, FL: CRC Press, 2002. 223p.
- USA Congress. **NATIONAL HIGHWAY SYSTEM DESIGNATION ACT OF 1995**. 104th Congress. Public Law 104-59. Disponível em: <https://www.congress.gov/104/plaws/publ59/PLAW-104publ59.pdf>. Acesso em: 01/06/2021.
- WEINGROFF, Richard F.. **Origins of The Interstate Maintenance Program**. FHWA Updated: 07/08/2020.. Disponível em: <https://www.fhwa.dot.gov/infrastructure/intmaint.cfm>. Acesso em: 01/06/2021
- HALL, Kathleen T., CORREA, Carlos E., CARPENTER, Samuel H., ELLIOTT, Robert P. **Guidelines for Life-Cycle Cost Analysis of Pavement Rehabilitation Strategies**. Annual Meeting CD-ROM. Washington, DC: TRB 2003.
- HE, Zhaoxiang. QIN, Xiao. WANG, Hao. COMES, Chad. Implementing Practical Pavement Management Systems for Small Communities: A South Dakota Case Study. Public Works Management & Policy. Volume: 22 issue: 4, page(s): 378-391. 2017. Disponível em: doi:10.1177/1087724x17721714. Acesso em: 01/06/2021
- LANCELOT, Eric. **Performance Based Contracts in the Road Sector: Towards Improved Efficiency in the Management of Maintenance and Rehabilitation - Brazil's Experience**. World Bank Transport Papers TP-31. Washington, DC: World Bank, 2010. Disponível em: <https://openknowledge.worldbank.org/handle/10986/17452>. Acesso em: 15/04/2019.
- MAPC. **Metropolitan Area Planning Council. Pavement Management A Manual for Communities**. Metropolitan Area Planning Council. Boston, MA: MAPC, 1986. Disponível em: [https://ia800300.us.archive.org/31/items/pavementmanageme00mass\\_0/pavementmanageme00mass\\_0.pdf](https://ia800300.us.archive.org/31/items/pavementmanageme00mass_0/pavementmanageme00mass_0.pdf). Acesso em: 14/06/2021.
- PAKKALA, Pekka. **Innovative project delivery methods for infrastructure**. Helsinki, FI: Finnish Road Enterprise, 2002. Disponível em: <https://pesquisa.apps.tcu.gov.br/#/redireciona/acordao-completo/Acordao-Completo-1132215>. Acesso em: 01/06/2021
- PESHKIN, David. G., SMITH, Kurt D., ZIMMERMAN, Kathryn A. GEOFFROY, Donald N. **Pavement Preservation: The Preventive Maintenance Concept**. FHWA HI-00-004. Washington, DC: FHWA, 1999. Disponível em: <https://rosap.nhl.bts.gov/view/dot/56002>. Acesso em: 14/06/2021.
- STANKEVICH, Natalya, QURESHI, Navaid, QUERIOZ, Cesar. **Resource Guide, Performance-Based Contracting for Preservation and Improvement of Road Assets**. Transport Note No. TN-27. Washington, D.C.: World Bank Group, 2006. Disponível em: <https://documents1.worldbank.org/curated/en/539351468156262796/pdf/339470ENGLISH01041B0trn12701PUBLIC1.pdf>. Acesso em: 01/06/2021
- VITILLO, Nicholas. BOXER, Michael. RASCOE, Carl. **"Best-first" or "worst-first": Which is the best policy?**. Transportation Research Board 91st Annual Meeting, Washington, DC: TRB, 2012. DVD.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



WORLD BANK GROUP. **Procurement of Works and Services under Output- and Performance-based Road Contracts and Sample Specifications.** Washington, DC: World Bank Group, 2017. Disponível em: <https://pubdocs.worldbank.org/en/109931487955153912/SBDOutputandPerformanceBasedContractsJanuary2017.docx>. Acesso em: 01/06/2021

ZIMMERMAN, Kathryn A. PESHKIN, David G. **Pavement Management Perspective on Integrating Preventive Maintenance into a Pavement Management System.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1827, 3–9. Washington, DC: TRB, 2003. Disponível em doi:10.3141/1827-01. Acesso em: 04/07/2021

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV)

### PAVIMENTO RECICLADO COM ADIÇÃO DE CIMENTO: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE TRÊS SEGMENTOS MONITORADOS DA RODOVIA SC-355

*GISLAINE LUVIZÃO<sup>1</sup>; CHEILA SIRLENE BEUTLER<sup>2</sup> & GLICÉRIO TRICHÊS<sup>3</sup>*

#### RESUMO

A reciclagem de pavimentos com adição de cimento tem-se mostrado uma alternativa técnica, economicamente e ambientalmente viável na restauração de pavimentos deteriorados. Este artigo apresenta avaliação do desempenho de três segmentos monitorados da rodovia SC-355, localizada no meio oeste do estado de Santa Catarina, cujo pavimento foi reciclado, a partir da trituração do revestimento e parte da camada de base, com adição de cimento, dando origem a uma nova camada de base de comportamento semirrígido. A abertura ao tráfego ocorreu em 2014 e o tráfego previsto para o período de projeto ( $N_{8,2tf}$ ) é de  $1,0 \times 10^7$  (USACE). A reciclagem constou das seguintes etapas: a) adição de 15% de agregado virgem para ajuste da granulometria da mistura triturada; b) adição de 3% de cimento Portland; c) trituração do revestimento existente 9,0cm de espessura juntamente com cerca de 9,0cm da camada de base; d) execução de uma camada de tratamento superficial simples e atuação do tráfego por cerca de 15 a 30 dias; e) camada antirreflexão de trinca em asfalto-borracha perfazendo uma espessura final média (tratamento superficial mais massa fina) de 3,0cm; f) camada de revestimento asfáltico de 5,0cm, em asfalto-borracha. A partir dos levantamentos funcionais e estruturais realizados sistematicamente ao longo do tempo, verifica-se que, após 8 anos da rodovia aberta ao tráfego, o trecho reciclado apresenta uma ótima condição superficial e estrutural. De maneira geral, após estar atingindo 80% da sua vida de projeto, a área trincada é inferior a 0,5%, indicando que a estrutura do pavimento apresenta uma excelente condição estrutural. Com o monitoramento dos segmentos, pretende-se obter dados de desempenho que possam colaborar com o desenvolvimento de uma metodologia de dimensionamento deste tipo de intervenção para a restauração de rodovias e de pavimentos semirrígidos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Reciclagem profunda, camada cimentada, segmentos monitorados, pavimento semirrígido.

#### ABSTRACT

The recycling of pavements with the addition of cement has been shown to be a technically, economically and environmentally viable alternative in the restoration of deteriorated pavements. In this study, the evaluation of the cracking of three monitored segments of the SC-355 highway, located in the Midwest of the state of Santa Catarina, was carried out, whose pavement was recycled, from the grinding of the coating and part of the base layer, with the addition of cement, giving rise to a new base layer of semi-rigid behavior. The traffic forecast for the project period ( $N_{8,2tf}$ ) is  $1.0 \times 10^7$  (USACE). Recycling consisted of the following steps: a) addition of 15% of virgin aggregate to adjust the granulometry of the mixture; b) addition of 3% Portland cement; c) grinding the existing 9.0cm thick coating together with about 9.0cm of the base layer; d) execution of a simple surface treatment layer and traffic operation for about 15 to 30 days; e) anti-reflection layer of cracks in asphalt-rubber, with an average final thickness (surface treatment plus thin mass) of 3.0 cm; f) 5.0cm asphalt coating layer, in rubber-asphalt. From the functional and structural surveys carried out systematically over time, it appears that, after 8 years of the road being open to traffic, the recycled section has an excellent surface and structural condition. In general, after reaching 80% of its design life, the cracked area is less than 0.5%, indicating that the pavement structure has an excellent structural condition. With the monitoring of the segments, it is intended to obtain performance data that can collaborate with the development of a methodology for dimensioning this type of intervention for the restoration of roads and semi-rigid pavements.

**KEY WORDS:** Deep recycling, cemented layer, monitored segments, semi-rigid pavement.

<sup>1</sup> Universidade do Oeste de Santa Catarina, Joaçaba, Brasil, gislaine.luvizao@unoesc.edu.br

<sup>2</sup> Bureau Veritas, Cascavel, Paraná, cheila.beutler@posgrad.ufsc.br

<sup>3</sup> Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, Brasil, glicerio.triches@unesec.net



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, devido às vantagens da reabilitação dos pavimentos existentes, grande atenção tem sido dada à técnica de reciclagem (GAO *et al.*, 2014; WANG *et al.*, 2018). De um modo geral, a reciclagem tem o benefício de consumir menos matéria-prima e combustíveis fósseis, reduzir as emissões de poluentes e melhorar a condição estrutural dos pavimentos danificados. Do ponto de vista histórico, as técnicas de reciclagem se desenvolveram rapidamente em alguns países, incluindo Estados Unidos, Canadá, França, Alemanha, Espanha e Austrália. Além disso, tem sido empregada também devido ao seu potencial de prolongar o ciclo de vida do pavimento e reduzir custos de construção (THENOUX; GONZÁLEZ; DOWLING, 2007; MODARRES; RAHIMZADEH; ZARRABI, 2014).

Pavimentos devem ser dimensionados, executados e restaurados para atender a durabilidade requerida. Tem-se observado que nos países com avançada tecnologia em pavimentação é comum à inclusão de camadas cimentadas nos pavimentos, com os pavimentos flexíveis dando lugar a pavimentos semirrígidos ou invertidos (BEHAK, 2013).

No Brasil, a reciclagem de pavimentos com cimento vem sendo aplicada há algumas décadas. Porém, a documentação técnica para orientar a realização deste tipo de serviço é escassa. Foley (2001) destaca que os engenheiros que buscam utilizar técnicas alternativas na restauração de pavimentos estão demasiadamente limitados pela falta de dados de desempenho de materiais cimentados. Poucas pesquisas têm sido conduzidas para avaliar o desempenho em campo de materiais reciclados com adição de cimento.

Nesse contexto, o objetivo deste artigo é avaliar o desempenho quanto à área trincada de três segmentos monitorados da rodovia SC-355, que foi restaurada por meio da técnica de reciclagem profunda com adição de cimento para reconstrução da base e com a execução de uma nova camada de revestimento asfáltico.

## CARACTERIZAÇÃO DOS SEGMENTOS MONITORADOS

### Localização

Os segmentos monitorados em estudo estão inseridos na rodovia SC-355, entre os municípios de Jaborá e Concórdia, no Meio Oeste Catarinense. O trecho restaurado possui 22,8 km de extensão e a abertura ao tráfego se deu em dezembro de 2013. O tráfego de projeto previsto para o período de 10 anos era de  $N_{8,2tf} = 1,0 \times 10^7$  USACE). Os três segmentos foram denominados como Segmento Monitorado 1 (SM-1), Segmento Monitorado 2 (SM-2) e Segmento Monitorado 3 (SM-3), localizados nas estacas 2+500m a 3+000m, 4+700m a 5+200m e 8+300m a 8+800m, respectivamente.

### Dosagem da mistura e processo de reciclagem

Em projeto, a umidade ótima de compactação obtida para o material reciclado foi de 8,8% para uma massa específica aparente seca máxima de  $2,188 \text{ g/cm}^3$  (energia do Proctor modificado).

Uma vez que cada segmento apresentou materiais diferentes, com granulometrias dispersas, efetuou-se uma curva de compactação para cada segmento monitorado, com a adição de 15% de pó de pedra e 3% de cimento Portland (CP II F 32). A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de compactação.

Tabela 1. Umidade ótima e massa específica aparente seca máxima dos segmentos (Adaptado de LUVIZÃO, 2014 e BEUTLER, 2020).

Segmento	SM-1	SM-2	SM-3
h ótima (%)	7,4	6,5	6,5
MEASmáx (g/cm <sup>3</sup> )	2,244	2,318	2,264

A relação final entre agregado (parcela da camada de base + 15% de pó de pedra adicionado) e revestimento ficou em cerca de 35% de revestimento e 65% de material granular.

Para a determinação do teor de cimento de projeto, realizou-se um estudo de dosagem em laboratório, seguido pela execução de pistas experimentais. O segmento 3 foi o primeiro a ser executado e, ao longo deste foi, verificado que a mistura apresentava valores de resistência à compressão simples acima do especificado em projeto. A partir dessa verificação, tomou-se a decisão de reduzir 0,3% o teor de cimento para o restante do trecho. Desta forma, os segmentos 1 e 2 foram executados com teor de 2,7% (LUVIZÃO, 2014).

A partir do projeto de restauração da SC-355, o processo de reciclagem contemplou: a) adição de 15% de agregado virgem (pó de pedra), em massa, para que a granulometria se encaixasse na faixa III do DEINFRA/SC; b) adição de 3% de cimento, em massa; c) trituração do revestimento (8,5 cm) juntamente com parte da camada de base (9,5 cm), sendo a espessura total de corte (base + revestimento) igual a 18,0 cm; d) aplicação do tratamento superficial (com espessura de 1,5 cm) da camada para liberação do tráfego no mesmo dia ou em até 3 dias após a reciclagem (atuação do tráfego por cerca de 30 dias); e) execução de uma camada de massa fina com espessura média de 3,0 cm; f) revestimento de asfalto-borracha com no mínimo 5,0 cm de espessura (LUVIZÃO, 2014).

### Estrutura do pavimento restaurado

Os segmentos selecionados incluíam diferentes condições estruturais representativas do pavimento existente quanto às espessuras das camadas, tipo de material do subleito e condição estrutural e funcional. O subleito é composto de rocha alterada no segmento 1 e solo argiloso nos segmentos 2 e 3; a sub-base é em macadame seco nos 3 segmentos; a camada de base remanescente é formada de brita graduada, com espessura variável de 4 a 8 cm. A nova camada de base é composta de reciclagem de brita graduada, revestimento antigo, agregado virgem e cimento com espessura média final de 17,5cm. O revestimento ficou constituído por uma uma camada de tratamento superficial simples - TSS (emulsão polimerizada e pedrisco) e camada de mistura asfáltica, composta de massa fina (faixa C da especificação do DEINFRA-SC-ES-P-05B/05) para “funcionar” como camada antirreflexão de trincas, e uma camada de concreto asfáltico usinado a quente - CAUQ modificado com borracha (faixa D especificação do DEINFRA-SC-ES-P-05B/05). A Tabela 2 apresenta as espessuras médias das camadas do pavimento após a reciclagem.

Tabela 2. Espessura final média das camadas após a reciclagem (Adaptado de LUVIZÃO, 2014 e BEUTLER, 2020).

Camada	Espessuras (cm)		
	SM-1	SM-2	SM-3
Revestimento	9,0	9,5	8,5
Base reciclada	17,8	17,4	17,5
Base remanescente	5,0	4,4	6,4
Sub-base	21,4	19,4	16,4
Subleito	-	-	-

## MÉTODO DO TRABALHO

A avaliação da área trincada foi realizada por meio de levantamento visual da superfície, detalhado segundo a norma DNIT-PRO 006/2003 (BRASIL, 2003a), a fim de identificar e classificar as trincas aparentes. O primeiro levantamento foi realizado em outubro de 2016, o segundo em dezembro de 2017, o terceiro em dezembro de 2018 e o quarto em abril de 2021. Cada segmento possui 500 metros de comprimento e a extensão monitorada representa cerca de 6,5% do trecho total reciclado da rodovia SC-355.

As trincas foram demarcadas com tinta de tal forma que toda a área afetada pelo defeito ficasse inscrita em um retângulo. Posteriormente era feita a medida das duas dimensões e anotadas em uma planilha de acordo com a classificação da norma DNIT-TER 005/2003 (BRASIL, 2003b). A porcentagem de área trincada foi calculada em relação à área total da superfície da trilha de rodagem (4 faixas de 1,2 metros cada uma).

Especificamente para as trincas isoladas tipo FC-1, o cálculo da área trincada foi realizado pelo produto entre a extensão das trincas medidas em campo e largura de 0,20 metros. Ressalta-se que praticamente a totalidade das trincas tipo FC-1 observadas até então são devido à retração hidráulica da camada cimentada ou decorrentes do processo construtivo.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

### Estimativa da vida útil

Com os valores dos módulos obtidos nos ensaios de laboratório e na retroanálise, efetuou-se uma análise mecanicista da estrutura do pavimento após a reciclagem, com o objetivo de estimar sua vida útil em termos de número de solicitações do eixo padrão de 8,2 toneladas, considerando-se fator laboratório/campo igual a 1.

Nesta análise, tomou-se como principal parâmetro avaliado a tensão de tração na face inferior da camada reciclada, pelo fato do revestimento apresentar níveis de deformação à tração muito baixos. As simulações foram conduzidas empregando-se o *software Elsym5*, com carregamento do eixo padrão de 82 kN e pressão de contato dos pneus igual a 0,56 MPa.

Para a estimativa da vida útil utilizou-se o modelo de fadiga (Equação 1) para a mistura reciclada obtida por Luvizão (2014):

$$N = 21,961(SR)^{-18,887} \quad (1)$$

em que:

- N: número de ciclos de aplicação de carga para a ruptura (equivalente ao eixo de 8,2 toneladas considerando-se fator campo-laboratório igual a 1);
- SR: tensão de tração na face inferior da camada reciclada/resistência à tração na flexão da camada reciclada.

A Tabela 3 apresenta os valores do coeficiente de *Poisson*, dos módulos resilientes obtidos na retroanálise das bacias de deflexão e nos ensaios de laboratório utilizados para a estimativa da vida útil do pavimento reciclado.

Tabela 3. Características da estrutura final com módulos retroanalizados e ensaiados (Adaptado de LUVIZÃO, 2014 e BEUTLER, 2020).

Segmento		1		2		3	
Camada	Coef. Poisson	Mód. retroanálise (MPa)	Mód. ensaio (MPa)	Mód. retroanálise (MPa)	Mód. ensaio (MPa)	Mód. retroanálise (MPa)	Mód. ensaio (MPa)
Revestimento	0,27	3096	4104	2760	4459	2896	3297
Base reciclada	0,20	871	801	1462	1385	866	1144
Base remanescente	0,35	140	-	156	-	120	-
Sub-base	0,45	148	-	130	-	100	-
Subleito	0,45	142	-	132	-	120	-

A Tabela 4 apresenta os resultados da análise mecanicista e a estimativa da vida útil da estrutura reciclada.

Tabela 4. Estimativa da vida útil (Adaptado de CRUZ, 2016).

Módulos	Retroanalizado			Ensaiado		
	1	2	3	1	2	3
Tensão de tração (MPa)	0,17	0,24	0,20	0,15	0,22	0,23
Def. calculada ( $10^{-2}$ mm)	28,30	27,10	33,40	27,80	25,50	31,00
Deflexão campo ( $10^{-2}$ mm)	30,80	33,50	37,00	30,80	33,50	37,00
Resultados obtidos em Laboratório						
RTCD (MPa)	0,48	0,57	0,57	0,48	0,57	0,57
SR	0,34	0,42	0,35	0,31	0,38	0,41
N	1,30E+10	2,70E+08	9,40E+09	9,00E+10	2,00E+09	5,00E+08
Resultados obtidos em Campo						
RTCD (MPa)	0,38	0,43	0,45	0,38	0,43	0,45
SR	0,43	0,56	0,44	0,39	0,50	0,51
N	1,80E+08	1,40E+06	1,20E+08	1,00E+09	9,00E+06	6,00E+06

Considerando-se os valores de resistência à tração por compressão diametral (RTCD) obtidos em laboratório (corpos de prova com materiais misturados em laboratório e moldados com os valores de umidade ótima e massa específica aparente de projeto) e os módulos retroanalizados, todos os segmentos atenderiam ao tráfego previsto ( $1,00E+07$  segundo o método USACE) para o período de projeto (10 anos). Porém, se esta avaliação for em relação a valores de RTCD em campo (corpos de prova moldados com material misturado em campo, coletado logo após a passagem da recicladora. O número de golpes adotado foi definido para se reproduzir a massa específica aparente seca máxima da curva de compactação, o segmento 2 não atenderia ao tráfego projetado.

Para os valores de RTCD obtidos em laboratório e os módulos ensaiados, pode-se estimar que todos os segmentos atenderiam ao tráfego de projeto. Apenas a simulação adotando RTCD de campo, resultou em valor abaixo do previsto em projeto para os segmentos 2 e 3. Ressalta-se que na análise conduzida adotou-se para o modelo de fadiga o fator campo-laboratório igual 1. Com o acompanhamento do desempenho que se pretende fazer ao longo do tempo, será possível fazer a calibração do modelo definindo-se com maior acurácia um fator campo-laboratório para esta técnica de reciclagem de pavimentos deteriorados.

### Porcentagem de área trincada

Os dados decorrentes dos levantamentos realizados nos segmentos monitorados são associados ao tempo de operação da rodovia e à atuação do tráfego, com o intuito de avaliar a evolução da

porcentagem de área trincada. Os resultados são referentes aos levantamentos de 34, 48, 60 e 88 meses após a abertura da rodovia ao tráfego.

A Tabela 5 apresenta os valores das porcentagens de área trincada, que foram obtidas com relação a área de trilha de roda (2 x 1,2 m x 500,0 m para cada sentido) por segmento e lado (sentido do tráfego), sendo o sentido BR-153 a BR-282, representado pelo lado direito (LD) e o sentido BR-282 a BR-153, representado pelo lado esquerdo (LE).

Tabela 5. Porcentagem de área trincada em cada segmento em relação a área de trilha de roda (elaborado pelos autores, 2022).

Segmento	Área total de trilha de roda (m <sup>2</sup> )	Área trincada em relação a trilha de roda (%)							
		2016		2017		2018*		2021**	
		LD	LE	LD	LE	LD	LE	LD	LE
SM-1	1.200	0,05	0,00	0,05	0,00	0,16	0,02	0,17	0,17
SM-2	1.200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00
SM-3	1.200	0,01	0,00	0,01	0,00	0,15	0,00	0,29	0,00

Observa-se que, após 88 meses da abertura do tráfego (abr/2021), ainda é pequena a porcentagem de área trincada, quando relacionada a área que compreende as trilhas de roda, uma vez que, os aumentos mais significativos foram no lado esquerdo (LE) da pista (0,17%) do segmento 1 (SM-1) e no lado direito (LD) da pista (0,29%) do segmento 3 (SM-3). Nos anos anteriores ao de 2021, não haviam sido constatadas trincas em nenhum dos lados da pista no segmento 2 (SM-2). Entretanto, em 2021 tornou-se perceptível o aparecimento destas (0,02%) no lado direito (LD).

Na busca de possíveis explicações para o comportamento observado em campo, Beutler (2020) relata que a resistência à compressão simples obtida por Luvizão (2014) para o segmento 1, foi inferior as obtidas nos segmentos 2 e 3, sendo que aos 7 dias de cura, cerca de 80% das amostras ensaiadas naquele segmento apresentaram valores de resistência abaixo da especificada em projeto (2,1 MPa). Outra possibilidade levantada para o aumento da área trincada no segmento 1 e 3, pode estar relacionada com os módulos resilientes médios obtidos em laboratório aos 28 dias de cura, dado que, o segmento 1 apresentou o menor valor de módulo (801 MPa), seguido pelo segmento 3 (1144 MPa) e segmento 2 (1385 MPa). Entretanto, ocorre que para os valores de módulos obtidos por retroanálise, há uma inversão quanto ao maior valor entre os segmentos 2 e 3 (vide Tabela 3).

Levando-se em consideração que a proporção de cimento foi variável para cada segmento e que os segmentos 1 e 2 tiveram adição de cimento (2,7%) inferiores ao segmento 3 (3%), a rigidez pode ter ocasionado maior influência na área trincada de cada segmento. Apesar da diferença na porcentagem ser de apenas 0,3%, o cimento proporciona melhor trabalhabilidade, podendo aumentar a massa específica aparente seca em campo, aumentando assim a resistência da mistura. Valores inferiores de resistência no segmento 1, podem ser decorrentes do processo executivo, visto que a produção diária e a velocidade de deslocamento da recicladora aumentaram. A velocidade de reciclagem interfere na granulometria da mistura devido ao impacto e número de vezes que o tambor gira misturando a amostra. Além disso, segundo Luvizão (2014), a granulometria do material reciclado no segmento 1 apresentou maior quantidade de material grosseiro, indicando uma maior velocidade no deslocamento da recicladora.

A espessura da camada reciclada também influencia no desempenho, tendo em conta a necessidade de se conseguir uma homogeneidade da massa específica ao longo da espessura. No segmento 1, ela foi maior que nos outros segmentos (vide Tabela 2), resultando em porcentagem de cimento e de pó de pedra inferior ao calculado.

A partir do levantamento realizado no oitavo ano (88 meses) de abertura ao tráfego, observou-se a ocorrência de trincas transversais e longitudinais, curtas e longas. Dentre as trincas analisadas, observou-se a ocorrência de trincas isoladas do tipo FC-1 (trincas com abertura inferior a 1,0 mm),

FC-2 (trincas com abertura superior a 1,0 mm, sem erosão nas bordas) e FC-3 (trincas com abertura superior a 1,0 mm, com erosão nas bordas). Além disso, em relação as trincas isoladas, foram identificadas apenas trincas transversais curtas e longas (TTC e TTL, respectivamente) e somente trincas longitudinais longas (TLL). Somente no segmento 2 (lado direito) foi identificada a presença de trincas interligadas do tipo couro de jacaré (J).

Dentre as trincas levantadas, a Figura 1(a) mostra o percentual de trincas conforme sua classificação (FC-1, FC-2 e FC-3). Este percentual é em relação a quantidade total de trincas levantadas nos três segmentos. Das trincas encontradas para os três segmentos 57,9% são classificadas como FC-2. Além disso, 80% são do tipo transversal curta (TTC), sendo que a quantidade de trincas transversais curtas encontrada para o lado esquerdo (LE) do segmento 1, representa 50% do total de trincas cadastradas (Figura 1(b)).

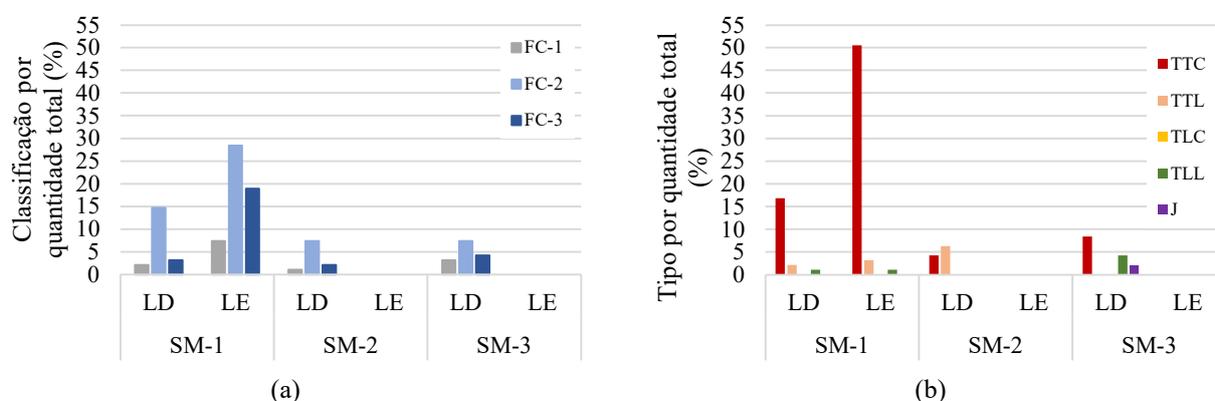


Figura 1. Percentual das trincas identificadas nos segmentos monitorados conforme classificação (a) e tipo (b) (elaborado pelos autores, 2022).

A Figura 2 mostra um comparativo realizado com a quantidade de trincas levantadas, em ambos os sentidos da pista, podendo elas estarem localizadas no acostamento (AC), na pista (Pista), no acostamento com propagação para a pista (AC+Pista) ou ainda, no eixo da pista (Eixo).

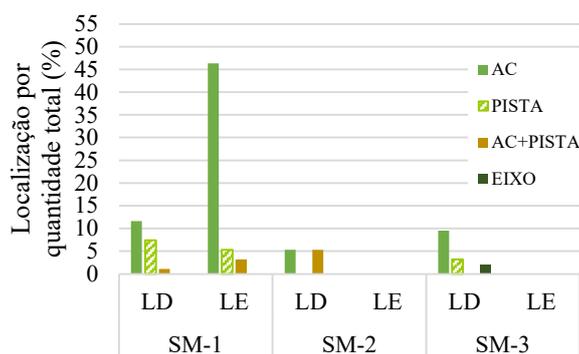


Figura 2. Localização e quantidade das trincas levantadas no oitavo ano após abertura ao tráfego (elaborado pelos autores, 2022).

Como mostrado na Figura 1, uma parte significativa das trincas são classificadas como trincas isoladas transversais (TTC e TTL) e estão localizadas no acostamento (Figura 2). Esse perfil de trincamento transversal é típico do efeito de retração da camada cimentada (LEWIS *et al.*, 2006) e a tendência é de que essas trincas transversais presentes no acostamento se propaguem para a pista de rolamento ao longo da vida de serviço, como já se tem verificado ao longo do monitoramento. No

levantamento realizado aos 60 meses após a abertura ao tráfego (dez/2018), no SM-2, lado direito (LD), foram identificadas dez trincas somente no acostamento. Nos dados levantados aos 88 meses (abr/2021) verificou-se que cinco delas evoluíram alcançando a pista de rolamento. Relaciona-se o aparecimento das trincas transversais identificadas no acostamento como oriundo do processo construtivo e da retração da base perante o maior ressecamento do bordo do acostamento. A tendência desta trinca é se propagar para o interior da faixa de rolamento e com a incidência de tráfego, ela se reflete para as camadas superiores do pavimento. Segundo Luvizão (2014), as altas temperaturas ambiente verificadas nos dias de execução do SM-1, aliada a alta produtividade diária da recicladora (maior velocidade), fez com que a água evaporasse rapidamente, sendo necessária a irrigação, ao mesmo tempo em que se observou um aumento do tempo entre a reciclagem e a compactação da camada. A combinação destes dois fatores pode ter contribuído também para a redução da resistência. De acordo com Luvizão (2014), todos os segmentos apresentaram valores de grau de compactação satisfatórios quanto à especificação construtiva. No segmento 2, obteve-se melhor homogeneidades nos resultados de densidade em campo, enquanto o segmento 1, apresentou maior dispersão nos valores de grau de compactação. Provavelmente, estar dispersão está relacionada, com o tamanho dos grãos gerados na trituração das camadas e com a produtividade diária, uma vez que neste segmento a velocidade de deslocamento da recicladora era maior. Para o segmento 1, o grau de compactação médio ficou em 99% com desvio padrão de 2,53%; para o segmento 2, o grau de compactação apresentou-se em média com 99,7% com desvio padrão de 0,51%; o segmento 3 apresentou o maior grau de compactação, com média de 101% e desvio de 1,83%. Durante o processo executivo, os segmentos 2 e 3 foram compactados com três rolos pé de carneiro, um pneumático e um liso. Já o segmento 1, a compactação foi realizada com dois rolos pé de carneiro.

A Figura 3 apresenta o percentual de área trincada considerando o tráfego acumulado ( $N_{8,2tf}$ , USACE). Nela pode ser observada a evolução das trincas para as duas faixas de rolamento, em função do tráfego acumulado. Ressalta-se que os valores do tráfego foram atualizados a partir da contagem realizada no ano de 2021 (abril). Em abril de 2021, aos 88 meses após a abertura ao tráfego, o N acumulado foi de  $N_{USACE} = 9,96 \times 10^6$ , sendo que este valor representa 99,6% do tráfego de projeto ( $N_{USACE (projeto)} = 1,0 \times 10^7$ ), isto é, em 8 anos, se atingiu o tráfego previsto em projeto, mesmo em plena pandemia.

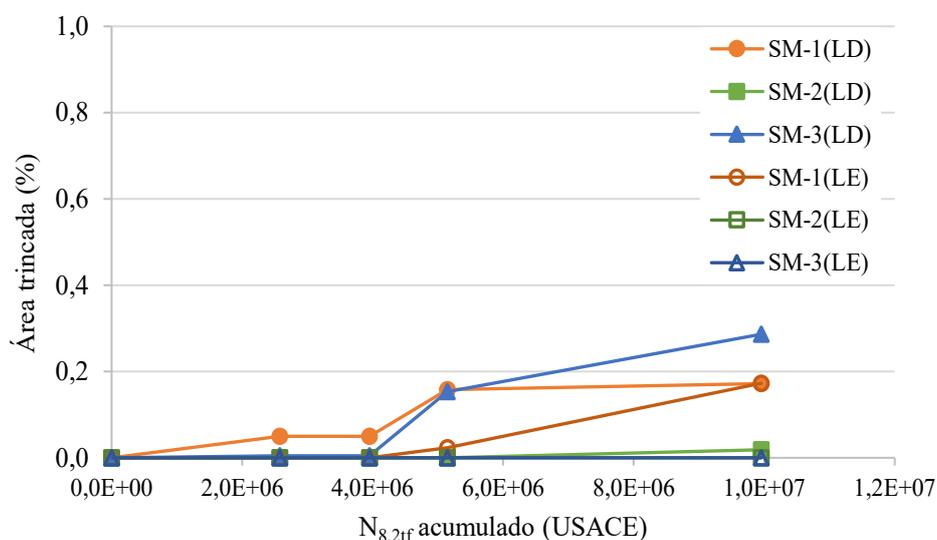


Figura 3. Evolução da porcentagem de área trincada em função tráfego acumulado (elaborado pelos autores, 2022).

Na figura, observa-se que mesmo tendo praticamente atingido o tráfego de projeto, os resultados obtidos, até o momento, mostram que houve uma evolução muito insignificante na porcentagem de área trincada, com valores inferiores a 0,5% em relação a área correspondente a trilha de rodagem (2 por 1,2 m por 500 m), evidenciando que, neste caso, a capacidade estrutural do pavimento reciclado é muito boa.

De acordo com o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (BRASIL, 2006), seriam indicativos de comprometimento estrutural do pavimento flexível valores de trincamento por fadiga maior que 20% na área de trilha de roda. O mesmo manual admite como faixas de aceitação de área trincada valores de 15 a 40% também para pavimentos flexíveis. No entanto, possivelmente estes limites de área trincada seriam menores para um pavimento semirrígido e, até o momento, não é de conhecimento dos autores a existência de uma normativa que recomende valores aceitáveis de área trincada para este tipo de pavimento.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho abrange o monitoramento da área trincada de três segmentos da rodovia SC-355 restaurada com reciclagem envolvendo a trituração do revestimento e parte da camada de base com a adição de cerca de 3% de cimento.

O trincamento no trecho tem sido monitorado ao longo de 88 meses (8 anos) após a abertura ao tráfego, a porcentagem de área trincada correspondeu a menos de 0,3%, o que equivale a 31,5 m<sup>2</sup> dos 10.500 m<sup>2</sup> de área total avaliada. Tal resultado mostra que a rodovia se apresenta numa condição muito boa e encontra-se abaixo dos limites aceitáveis para pavimentos asfálticos flexíveis. No entanto, possivelmente estes valores não se aplicam para pavimentos semirrígidos, devendo ser objeto de pesquisa para rodovias brasileiras com este tipo de estrutura, a modelação do desempenho deste tipo de estrutura, tendo em conta a crescente aplicação desta técnica no Brasil para a restauração de pavimentos deteriorados que necessitam de agregar capacidade estrutural.

Acredita-se que o desempenho observado esteja relacionado com um possível superdimensionamento da restauração. Entretanto, ressalta-se que em termos de teor de cimento, não tem muito sentido a sua redução, pois baixos valores tendem a conduzir a uma heterogeneidade da mistura devido a uma maior dificuldade no controle da quantidade de cimento a ser espalhada. Também, adotar espessuras recicladas menores, corre-se maiores riscos do desenvolvimento de trincas de retração. Poderia ser reduzida a espessura do revestimento chegando-se a um valor ao redor de 7,0cm. Todas estas considerações, poderão ser levadas em conta em novos projetos com esta técnica de restauração.

Tentou-se fazer uma estimativa da vida útil empregando-se o software MeDiNa. Todavia, no momento, o software não consegue simular a influência no retardamento das reflexões de trincas pela presença da camada antirreflexão de trinca além de não estar calibrado para estrutura com camadas cimentadas

De maneira geral, pode-se afirmar que o pavimento dos segmentos monitorados tem se mostrado adequado para o tráfego atuante, com uma porcentagem de muito em termos de trincamento. Esses resultados são coerentes com o modelo de fadiga para a mistura reciclada com a adição de cimento aplicada na restauração desta rodovia desenvolvido por Luvizão (2014). Entretanto, devido a baixa porcentagem de área trincada nos segmentos, não é possível se estabelecer um fator laboratório/campo para previsão do desempenho da camada reciclada em campo a partir da caracterização realizada em laboratório como realizada neste trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrade, L. R. Comparação do comportamento de pavimentos asfálticos com camadas de base granular, tratada com

- cimento e com estabilizantes asfálticos para tráfego muito pesado. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes. São Paulo, 2017.
- Behak, L. Análise estrutural de pavimentos de baixo volume de tráfego revestidos com solo modificado com cal considerando ensaios laboratoriais e monitoramento de trechos experimentais. Tese de doutorado. Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, 2013.
- Beutler, C. S. Avaliação do desempenho da reciclagem de pavimento com adição de cimento: estudo de caso da Rodovia SC-355. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 312 p., Florianópolis, SC, 2020.
- Bernucci, L. B.; Motta, L. M. G.; Ceratti, J. A. P.; Soares, J. B. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. 3 ed. Rio de Janeiro: Petrobrás, ADEBA, 2006.
- Brasil. DNIT-PRO 006/2003: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos - procedimento. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, Brasil, 2003a.
- Brasil. DNIT-TER 005/2003: Defeitos nos pavimentos flexíveis e semirrígidos – terminologia. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, Brasil, 2003b.
- Brasil. DNIT IPR-720: Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos. Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- Cruz, J. G. F. Avaliação do desempenho a longo prazo da reciclagem com adição de cimento da rodovia SC-355. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis, SC, 2016.
- Foley, G. Mechanistic Design Issues for Stabilised Pavement Materials. Austroads. APRG 02/02 (CM), 2001.
- Gao, L.; Ni, F.; Charmot, S. e Luo, H. Influence on compaction of Cold Recycled Mixes with Emulsions Using the Superpave Gyrotory Compaction. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 26, n. 11, p. 1-8, 2014.
- Lewis, D. E.; Jared, D. M.; Torres, H.; Mathews, M. Georgia's Use of Cement-Stabilized Reclaimed Base in Full-Depth Reclamation. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n. 1952, pp. 125-133, 2006.
- Luvizão, G. Avaliação do desempenho da reciclagem na Rodovia SC-355: Caracterização da mistura reciclada e avaliação estrutural de segmentos monitorados executados. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, SC, 2014.
- Modarres, A.; Rahimzadeh, M. e Zarrabi, M. Field investigation of pavement rehabilitation utilizing cold in-place recycling. Resources, Conservation and Recycling, v. 83, p. 112-120, 2014.
- Oliveira, E. F. e Luvizão, G. Avaliação de desempenho da SC-355 restaurada em reciclagem profunda com adição de cimento. Estágio Supervisionado II Graduação. Universidade do Oeste de Santa Catarina, Joaçaba, SC, 2021.
- RTA. Rede de Tecnologia em Asfalto. Manual de execução de trechos monitorados. Petrobrás, 2010.
- Thenoux, G.; González, A. e Dowling, R. Energy consumption comparison for diferente asphalt pavements rehabilitation techniques used in Chile. Resources, Conservation and Recycling, v. 49, p. 325-339, 2007.
- Wang, J.; Yuan, J.; Xiao, F.; Li, Z.; Wang, J. e Xu, Z. Performance investigation and sustainability evaluation of multiple-polymer asphalt mixtures in airfield pavement. Journal of Cleaner Production, v. 189, p. 67-77, 2018.

\* Beutler (2020); \*\* Oliveira e Luvizão (2021)

**AGRADECIMENTOS:** Os autores agradecem à Rede Temática de Tecnologia do Asfalto pelo financiamento da infraestrutura do Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina. Agradecem também ao DEINFRA/SC e a empresa SOTEPA Ltda pela colaboração na realização dos ensaios e levantamento de campo durante o processo executivo. O primeiro autor agradece à UNOESC por possibilitar a realização do mestrado. O segundo autor agradece ao CNPq pela bolsa de pesquisa DS e o terceiro autor, pela bolsa de pesquisa PQ1D.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### USO DA TECNOLOGIA MOBILE LASER SCANNER PARA A ANÁLISE DA CONDIÇÃO FUNCIONAL DE PAVIMENTOS

*Ivana Gomes Maia<sup>1</sup>; Betania Queiroz da Silva<sup>2</sup>; Donovan William Veiga Prenholato<sup>3</sup>; Maria Beatriz Cavalcanti de Melo Collier<sup>4</sup>*

#### RESUMO

O avanço da tecnologia trouxe metodologias que estão sendo implementadas atualmente no Brasil para projetos de pavimentos novos, como também, projetos de restauração. Exemplo disto é o software MeDiNa. Neste modelo são considerados os seguintes critérios de ruptura: trincamento e ATR. Consequentemente, percebe-se que é necessário evoluir a forma da obtenção de dados referentes à avaliação da superfície de pavimentos. O estudo em questão mostra o detalhamento de áreas deterioradas em pavimentos flexíveis, compilado a partir de varredura contínua com a utilização do equipamento Mobile Map-Leica Pegasus, aliado à análise de ortofotos no software Civil3D e compatibilizadas com o Excel. Processos semelhantes estão sendo aplicados nacionalmente, devido ao elevado nível de confiabilidade das informações e ao aumento da produtividade, quando comparados com os métodos vigentes no Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Para a demonstração do levantamento funcional utilizando a nuvem de pontos gerada pelo Pegasus foi definido um segmento de análise. As patologias foram identificadas e quantificadas, conforme procedimentos 006/2003 e 007/2003 do DNIT. Dessa forma, foi possível gerar um banco de dados consolidado com ortofotos. Os defeitos encontrados, registrados e quantificados, viabilizaram um histórico da condição de superfície da rodovia, profícuo para subsidiar estudos, projetos e gestão de pavimentos.

**PALAVRAS-CHAVE:** avaliação funcional; pavimentos; interpretação de ortofotos; Pegasus.

#### ABSTRACT

The technological progress has led to the development of new measurement methodologies currently applied to new asphalt pavements and restoration projects in Brazil. The MeDina model, being one of them, comprises, regarding sizing, two failure criteria: cracks and ATR. Consequently, the surveying process of the surface condition of the pavements also had to evolve in order to provide greater quality and agility information. Therefore, the present study aims to demonstrate the deteriorated areas in flexible pavement, compiled from a continuous scan using the Mobile Map-Leica Pegasus equipment and combined with the analysis of orthophotos in civil3D software and compatible with Excel. Due to the high level of reliability of the data and the increased productivity compared to the technical procedures put in place by the National Department of Transport Infrastructure -DNIT, it is noteworthy that similar processes are being applied nationally. In order to demonstrate the functional survey using the orthophotos and point cloud generated by Pegasus, an analysis segment was outlined. Then, as required by DNIT (PRO-006/ PRO-007), the incidence of pathologies in the pavement was identified and quantified, therefore allowing to generate a consolidated database with orthophotos and defects found on-site, and enabling a record keeping of the road surface condition for studies, projects and pavement management.

**KEY WORDS:** functional assessment; pavement; interpretation of orthophotos; Pegasus.

<sup>1</sup> Doutoranda no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPE, Projetista de infraestrutura de transportes, com ênfase em pavimentação na Future Motion, Estrada das Ubaías, 540, 9º andar, Casa Forte, Recife/PE. ivanamaia@ufpe.br

<sup>2</sup> Doutoranda no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPE, Coordenadora de Geotecnia e Geotecnologias na UN-GEOLAB-Future Motion, Estrada das Ubaías, 540, 9º andar, Casa Forte, Recife/PE. betania.silva@future-motion.eu

<sup>3</sup> Engenheiro Civil na Future Motion, Alameda Santos, 745, Conj. 111/112, Cerqueira César, São Paulo/SP. donovan.prenholato@future-motion.eu

<sup>4</sup> Engenheira Civil na Future Motion, Estrada das Ubaías, 540, 9º andar, Casa Forte, Recife/PE. beatriz.collier@future-motion.eu

## INTRODUÇÃO

O levantamento funcional de pavimentos tem como objetivo definir o nível de degradação das vias, por meio da quantificação e identificação dos problemas superficiais que comprometem a segurança e o conforto dos usuários. Sendo assim, usualmente realiza-se a inspeção do estado de superfície de pavimentos, por meio da análise de seus defeitos e, então, são atribuídos indicadores que classificam seu estado geral, conforme requerido pelas Normas técnicas vigentes. A determinação da condição de superfície de pavimentos flexíveis ou semirrígidos no Brasil é realizada através de levantamento visual, seguindo as premissas determinadas nas Normas 006/2003 - PRO, 007/2003 - PRO, 008/2003 - PRO e 009/2003 - PRO do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Para os pavimentos rígidos é estabelecida seguindo o preconizado pelas Normas DNIT 062/2004 - PRO e 063/2004 - PRO.

Para a inspeção das patologias nos pavimentos é necessário o conhecimento das Normas DNIT 005/2003 - TER e DNIT 061/2004 - TER que definem a codificação e classificação dos defeitos encontrados nos pavimentos flexíveis, semirrígidos ou rígidos. Avaliadores capacitados tecnicamente são deslocados até o trecho com o intuito de documentar cada patologia respeitando as especificidades encontradas em cada Norma.

Cabe destacar que quando consideramos as Normas DNIT 006/2003 - PRO e a 008/2003 - PRO, por exemplo, temos apenas a comprovação de que há um defeito alocado no trecho, mas não sabemos a dimensão da área deteriorada, pois o levantamento limita o avaliador a somente informar se há um determinado defeito ou não, sendo assim, ocorre a ausência no registro da patologia referente à sua extensão, quantidade e área.

Devido à evolução científica e à implementação no Brasil de novas metodologias de dimensionamento, como o software MeDiNa, se faz necessário o aprimoramento de novas estratégias para o levantamento visual contínuo buscando aumentar a precisão de detalhamento em cada defeito encontrado no pavimento. A informatização do levantamento se torna viável, pois fornece um inventário minucioso de cada patologia.

O Mobile Mapping - Leica Pegasus é um sistema móvel de captura de realidade que possui a capacidade de produzir uma nuvem de pontos com detalhes, tendo em sua estrutura um sistema de câmeras que permitem um mapeamento completo da rodovia, possibilitando correlacionar os dados obtidos em campo, proporcionando uma análise informatizada do processo.

Considerando a Norma DNIT 007/2003 - PRO que fixa as condições exigíveis no “Levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrechos homogêneos, dentro de um trecho considerado homogêneo, de rodovias de pavimentos flexíveis e semirrígidos para utilização na gerência de pavimentos e nos estudos e projetos”, com vistas à determinação do grau de degradação dos pavimentos foi realizado o levantamento do trecho entre os km308,8 e km406,6 localizado na rodovia BR-020/CE utilizando o software retromencionado.

O objetivo do presente estudo é demonstrar que a metodologia para identificação de defeitos nos pavimentos, por meio do levantamento visual contínuo informatizado, é profícua quando comparada aos métodos vigentes do DNIT, no qual o avaliador precisaria se deslocar ao campo e tráfegar pela rodovia. A informatização se torna exequível com o uso de equipamentos do tipo laser scanner.

Um histórico da tecnologia à laser para prospecção de patologias em pavimentos é apresentada por Scabello (2018). No primeiro sistema, Pasco Roadsrecon (HAAS; HUDSON; ZANIEWSKI,

1994), a tecnologia com fotografias obtidas de um veículo era utilizada para análise manual dos pavimentos. Em 1998, os mesmos autores apresentaram o sistema laser Road Test em que a tecnologia laser é utilizada para medir a profundidade das trincas, magnitude de deformação dos pavimentos e trilha de rodas.

De acordo com Scabello (2018), a aplicação do equipamento Pavement Scanner na avaliação funcional de pavimentos em rodovias é retratada na busca do melhoramento da obtenção dos dados, aumento na qualidade do produto e diminuição de risco dos profissionais e interferências do tráfego com levantamentos das rodovias.

## METODOLOGIA

Para este estudo foram obtidas fotografias do pavimento e uma nuvem de pontos georreferenciadas com a tecnologia Mobile Mapping - Leica Pegasus, que é um sistema móvel de captura de realidade, constituído por unidade LIDAR com capacidade de coleta de até 1 milhão de pontos por segundo fornecendo uma nuvem de pontos com mínimos detalhes (Figuras 01 e 02). O Pegasus possui um sistema de câmeras, sendo composto por uma câmera 360°, quatro câmeras laterais e com opção de equipar com duas câmeras traseiras para análise de pavimento. O equipamento também conta com uma unidade de posicionamento global GNSS capaz de rastrear todos os satélites de posicionamento em órbita e um sistema inercial IMU para correção dos movimentos. O Pegasus registra 7 fotografias simultâneas com perspectivas e ângulos diversos que permitem um mapeamento completo da rodovia, as câmeras 5 e 6 são utilizadas para mapear o pavimento, e a 6 utilizada para gerar as ortofotos (Figura 03).

- As câmeras laterais oferecem 8,0 FPS a 12 MP, cada câmera lateral fornece 61° x 47° FOV;
- O tamanho máximo de pixels em 10m é de 3mm;
- A câmera de pavimento ajustável com lentes de 1 mm, permite captura de imagem direcionada ao longo de uma estrada ou em um túnel.



Figura 1. Escaneamento a Laser (Leica Geosystems, 2022).



Figura 2. Imagem da nuvem de pontos obtida com o PEGASUS (Silva, 2021).

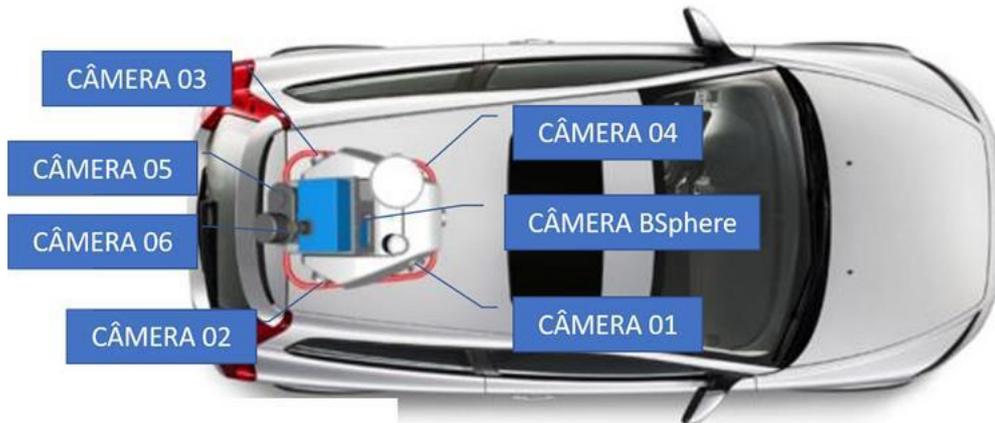


Figura 3. Disposição das câmeras do levantamento Pegasus (Autores, 2022).

A partir das ortofotos foi elaborado um ortomosaico e aplicada a técnica de interpretação visual de imagens, que é bastante disseminada em outras disciplinas, tais como: agricultura, geologia e geografia. Neste artigo, adaptou-se a metodologia de Novo (1995) e Forezano (2002), para análise de patologias em pavimentos que devem ser avaliados por meio de elementos de interpretação visual de imagens como: forma, tonalidade, geometria, padrão e estrutura, mostrados na Tabela 01.

A metodologia com a tecnologia laser escâner mobile foi adaptada para os dados obtidos com o Sistema Pegasus Two Ultimate para rodovias com as seguintes características:

- Rodovias com pavimentos flexíveis;
- Rodovias com pavimentos semirrígidos;
- Rodovias com pavimentos rígidos;
- Rodovias que seja possível o recobrimento com ortofotomosaico em escala de 1:250 ou maior;
- Rodovias que seja possível escaneamento a laser com nuvens de pontos de 1 a 50cm de espaçamento.

Tabela 1. Elementos de interpretação de imagens (Autores, 2022).

IDENTIFICAÇÃO	TONALIDADE	PADRÃO	FORMA	*TEXTURA	TAMANHO	SIGLA
Fissura	Escura	Irregular	Linear	Lisa	Não de aplica	FI (1)
Trinca Transversal Curta	Escura	Irregular	Linear	Lisa	TTC<100cm	TTC(1)
Trinca Transversal Longa	Escura	Irregular	Linear	Lisa	TTL≥100cm	TTL (1)
Trinca Longitudinal Curta	Escura	Irregular	Linear	Lisa	TLC<100cm	TLC (1)
Trinca Longitudinal Longa	Escura	Irregular	Linear	Lisa	TLL≥100cm	TLL (1)
Trinca de Retração	Escura	Irregular	Linear	Lisa	Variável	TRR (1)
Jacaré	Escura	Irregular	Variável	Rugoso	Variável	J (2)
Trinca em Bloco	Escura	Irregular	Variável	Lisa	Variável	TB (2)
Jacaré com Erosão	Escura(Variável)	Irregular	Variável	Rugoso	Variável	JE (3)
Trinca em Bloco com Erosão	Escura(Variável)	Irregular	Variável	Lisa	Variável	TBE (3)
Afundamento Localizado Plástico	Escura	Irregular	Variável	Lisa	Variável	ALP (4)
Afundamento da Trilha Plástico	Escura	Irregular	Retangular	Lisa	Variável	ATP (4)
Afundamento Localizado de Consolidação	Escura	Irregular	Variável	Lisa	Variável	ALC (4)
Afundamento da Trilha de Consolidação	Escura	Irregular	Retangular	Lisa	Variável	ATC (4)
Ondulação/Corrugação	Escura(Variável)	Irregular	Variável	Ondulada	Variável	O (5)
Panela	Escura(Variável)	Regular	Circular	Lisa	Variável	P (5)
Escorregamento	Escura	Irregular	Variável	Ondulada	Variável	E (5)
Exsudação	Escura	Irregular	Variável	Lisa	Variável	Ex (6)
Desgaste	Escura(Variável)	Irregular	Variável	Lisa	Variável	D (7)
Remendo	Escura	Regular	Retangular	Lisa	Variável	R (8)
Observação: *As texturas lisa, rugosa e homogênea, foram obtidas por análise das ortofotos e não é um ensaio que é feito de macro e micro no pavimento onde se faz pêndulo e mancha ** Todas as definições adotadas são baseadas nas ortofotos obtidas com o PEGASUS e não retiradas de ensaios no pavimento.						

Os parâmetros de observações criados para interpretação de imagens evitam a classificação errônea da patologia. Destaca-se que o cadastro das patologias apresentadas na Tabela 1 foram feitos seguido o Anexo C – Norma DNIT 007/2003 - PRO.

Após o processamento da nuvem de pontos e ortofotos fornecidas pelo Pegasus, originou-se um ortomosaico. O avaliador, utilizando o software da Autodesk - Civil 3D, realizou a sobreposição do estaqueamento digital georreferenciado da rodovia para adquirir maior precisão da área deteriorada, com um aumento de produtividade, mitigando, inclusive, os riscos a ele.

Para subsidiar a análise e cadastramento das patologias foi realizada a divisão dos segmentos homogêneos aplicando o Método de Diferenças Acumuladas/AASHTO (1993), utilizando os dados deflectométricos obtidos com o equipamento de FWD.

## ESTUDO DE CASO

Adiante consta o mapa de localização da BR-020/CE, trecho compreendido entre os km308,8 e km 406,6, referente ao objeto do presente estudo.

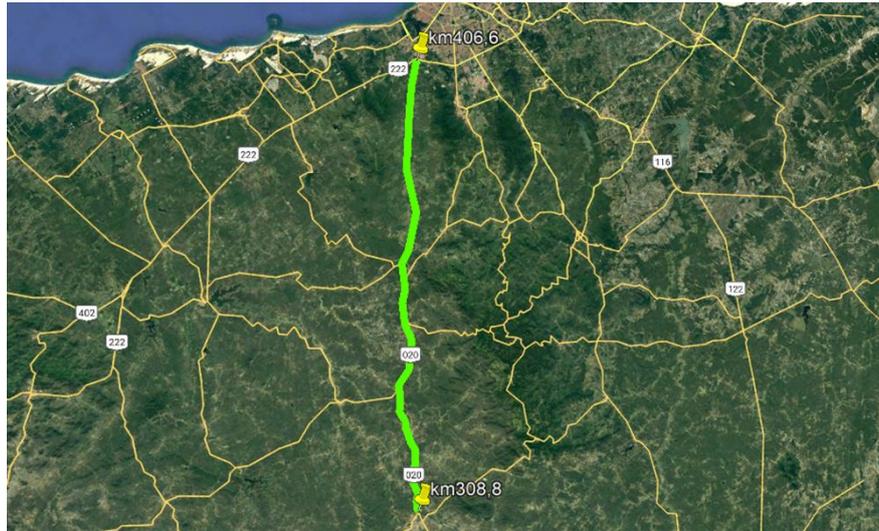


Figura 4. Mapa de localização da rodovia BR-020/CE (km km308,8 e o km406,6) (Autores, 2022).

Após o levantamento da condição de superfície de pavimentos realizado com o auxílio das informações adquiridas a partir da nuvem de pontos obtida com laser escaner móvel terrestre e análise das ortofotos, foram elaboradas as fichas de ocorrências de campo para estudos e projetos da rodovia BR-020/CE.

Cabe mencionar que para a análise referente ao pavimento da rodovia BR-20/CE foram necessárias 516 superfícies de avaliação (2 pistas x 43 segmentos homogêneos x 6 superfícies). As Figuras 05, 06, 07 e 08 mostram exemplos de ortofotos utilizadas para identificar os defeitos utilizando o software “CIVIL 3D as AutoCAD”.

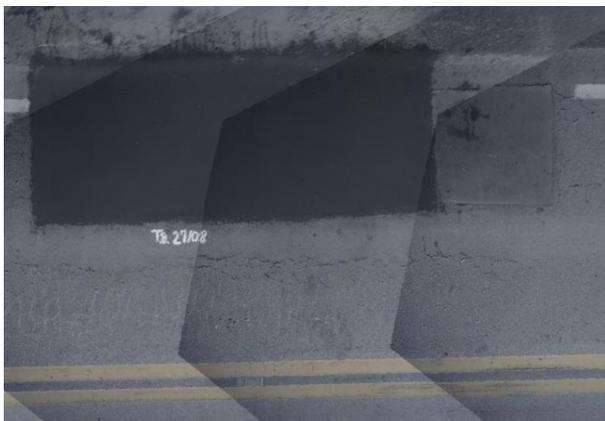


Figura 5. Identificação das patologias no pavimento da rodovia BR-020/CE (Autores, 2022).

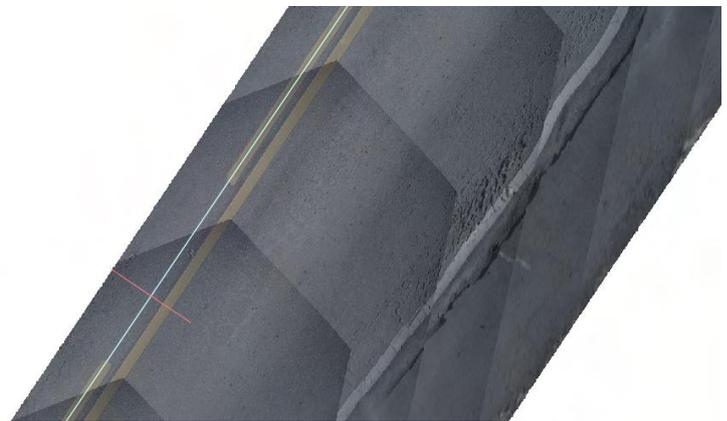


Figura 6. Identificação das patologias no pavimento da rodovia BR -020/CE (Autores, 2022).

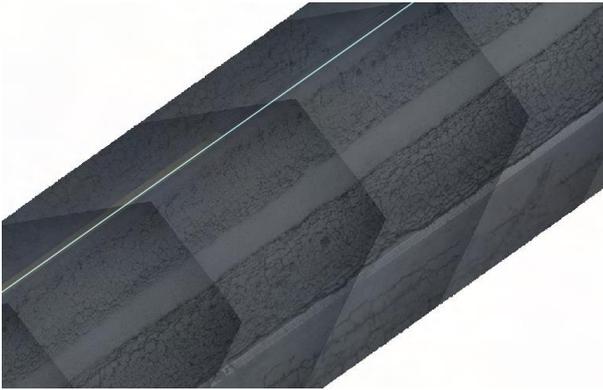


Figura 7. Identificação das patologias no pavimento, BR -020/CE (Autores, 2022).

Figura 8. Identificação das patologias no pavimento, BR -020/CE (Autores, 2022).

Na Figura 09 consta um croqui desenhado em escala para determinação da dimensão de área deteriorada.

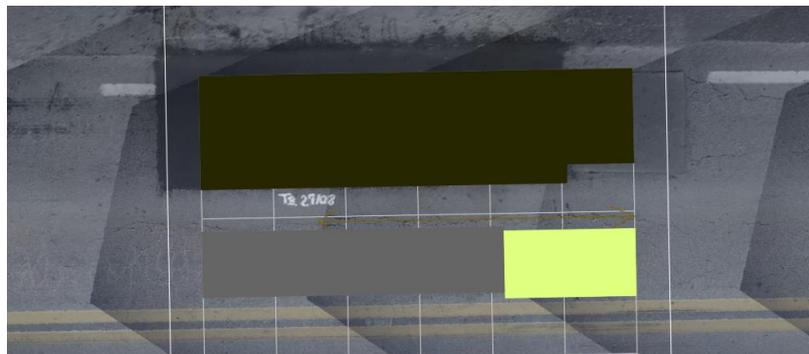
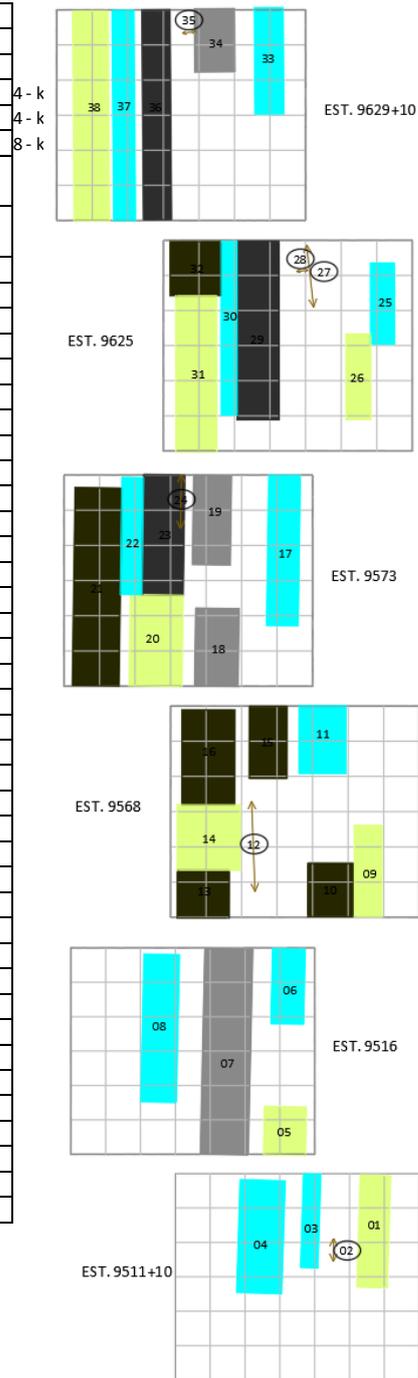


Figura 9. Croqui mostrando a dimensão da área deteriorada em patologias detectadas na rodovia BR-020/CE.

## RESULTADOS

Os defeitos classificados foram convenientemente inventariados e transcritos para as fichas de levantamento de campo (Anexo C – Norma DNIT 007/2003 - PRO). Os registros numéricos correspondentes às áreas levantadas foram inseridos dentro de cada superfície de avaliação, por segmento homogêneo, conforme exemplo da Figura 10.

LEVANTAMENTO CONDIÇÃO DE SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO - PRO007					
CÓDIGO(PNV):					
SH 37		km 393,4		a km 395,78	
SUBTRECHOS HOMOGÊNEOS		1	km 393,4	km 393,5	
		2	km 394,54	km 394,64	
		3	km 395,68	km 395,78	
TEMPO:		HORA:			
DATA:		23/02/2022		TÉCNICO:	
		BEATRIZ COLLIER			
ÁREA Nº	TIPO DE DEFEITO	CLASSE DA TRINCA	DIMENSÕES (m x m)		(m <sup>2</sup> )
1	EX	-	0,86	3,25	2,795
2	TLC	FC-1	0,67	0,15	0,1005
3	D	-	0,49	2,72	1,3328
4	D	-	1,29	3,28	4,2312
5	EX	-	1,2	1,4	1,68
6	D	-	0,93	2,18	2,0274
7	J	FC-2	1,37	6	8,22
8	D	-	1,01	4,29	4,3329
9	EX	-	0,77	2,59	1,9943
10	R	-	1,28	1,52	1,9456
11	D	-	1,31	1,92	2,5152
12	TLC	FC-1	2,55	0,15	0,3825
13	R	-	1,46	1,33	1,9418
14	EX	-	1,77	1,86	3,2922
15	R	-	1,05	2,05	2,1525
16	R	-	1,49	2,69	4,0081
17	D	-	0,88	4,26	3,7488
18	J	FC-2	1,22	2,211	2,69742
19	J	FC-2	1,06	2,54	2,6924
20	EX	-	1,48	2,59	3,8332
21	R	-	1,31	5,62	7,3622
22	D	-	0,61	3,32	2,0252
23	JE	FC-3	1,16	3,41	3,9556
24	TLC	FC-1	1,53	0,15	0,2295
25	D	-	0,67	2,3	1,541
26	EX	-	0,69	2,43	1,6767
27	TLC	FC-1	1,77	0,15	0,2655
28	TTC	FC-1	0,3	0,15	0,045
29	JE	FC-3	1,17	5,1	5,967
30	D	-	0,45	4,95	2,2275
31	EX	-	1,14	4,45	5,073
32	R	-	1,43	1,57	2,2451
33	D	-	0,8	3,02	2,416
34	J	FC-2	1,12	1,79	2,0048
35	TTC	FC-1	0,36	0,15	0,054
36	JE	FC-3	0,78	6	4,68
37	D	-	0,6	6	3,6
38	EX	-	0,99	6	5,94



Posição	FLECHAS NAS TRILHAS (mm)			
	FAIXA AF		FAIXA FA	
	TRI	TRE	TRI	TRE
A (3m)	5,0	2,5	0,0	3,5
B (97m)	0,0	0,0	0,0	5,0
C (3m)	6,0	0,0	0,0	2,0
D (97m)	2,5	0,0	0,0	0,0
E (3m)	2,5	0,0	6,5	5,5
F (97m)	0,0	0,0	7,5	2,5

Largura da pista: 7 m  
 Tipo de revestimento: CONCRETO ASFÁLTICO  
 Largura do acostamento: 1,5 m  
 Tipo de Material do acostamento: CBUQ

Figura 10. Anexo C – PRO 007, 2003 (DNIT) (Autores, 2022).

A partir dos dados levantados também foi possível projetar o cenário de incidência de trincamentos, desgastes e trilhas de roda (TRI e TRE) para cada um dos segmentos homogêneos definidos referentes à rodovia BR-020, conforme ilustrado nas figuras adiante.

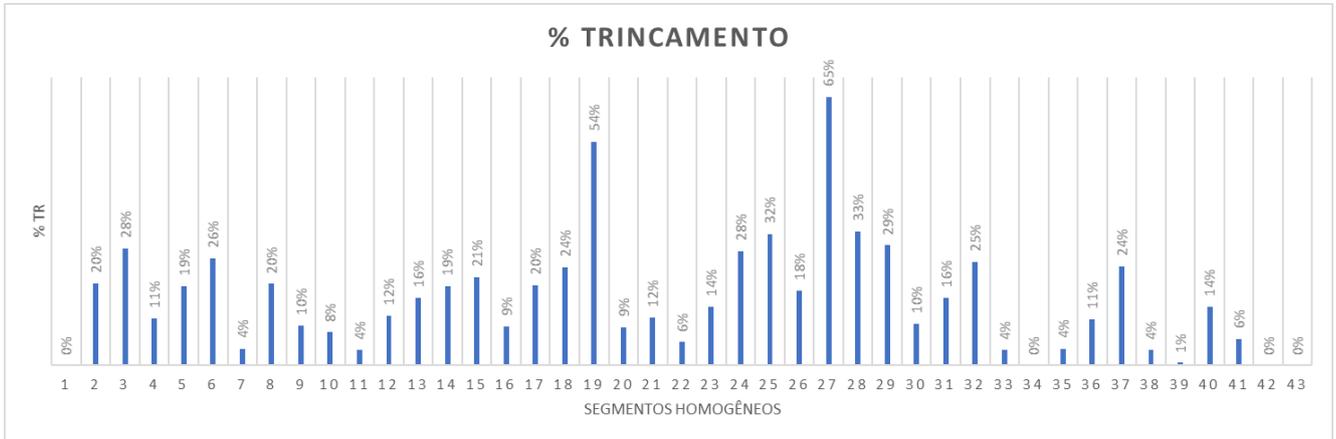


Figura 11. % das trincas do tipo FC2 e FC3 que incidem em cada segmento homogêneo adotado.

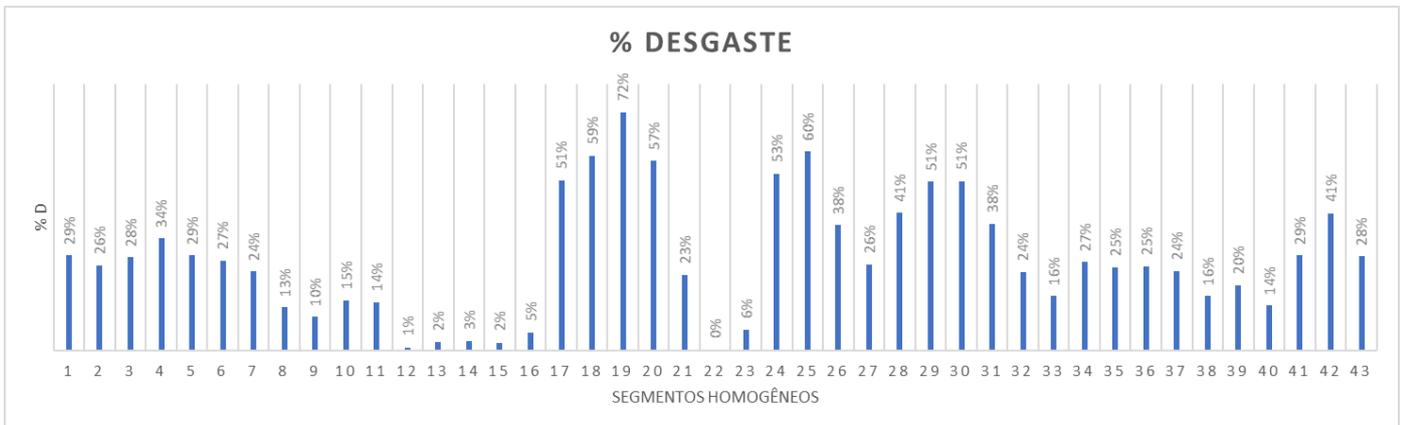


Figura 12. % de ocorrência de desgaste em cada segmento homogêneo analisado. (Autores, 2022).

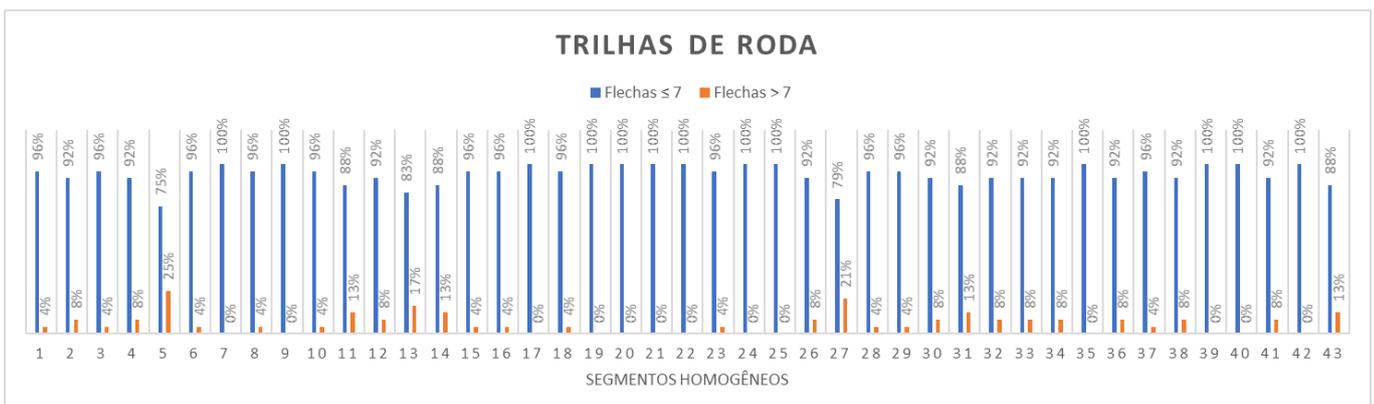


Figura 13. % de flechas maiores do que 7mm para cada segmento homogêneo analisado. (Autores, 2022).

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Observando o cenário atual em que a evolução tecnológica nos proporciona estratégias profícuas para realizar um determinado serviço com ganhos de produtividade, aumentando a confiabilidade dos resultados e melhorando o armazenamento das informações, visamos destacar a importância da normatização das técnicas informatizadas para obtenção do inventário funcional de pavimentos.

Os dados do pavimento nos 97,8km da rodovia BR-020/CE foram adquiridos em 120 (cento e vinte) horas de levantamento de campo com o laser scanner mobile. Essas informações foram processadas por três profissionais especialistas em cartografia, geotecnia e pavimento.

Para concluir todas as etapas do processamento e análise de dados foram necessárias 152 (cento e cinquenta e duas) horas em escritório. Nesse contexto, observa-se que há eficiência em relação ao tempo de obtenção da análise da rodovia em campo. A elaboração do relatório do PRO 007/2003 - DNIT, aplicando esta metodologia para 97,8km, foi realizada em 35 (trinta e cinco) dias. Cabe mencionar ainda a questão da segurança, pois não há exposição da equipe técnica em campo, porque a análise passa a ser digital.

Destaca-se que ter uma equipe treinada e com expertise em técnicas de interpretação de imagem de pavimentos, além da equipe de campo com especialistas na aquisição de dados cartográficos precisos, é imprescindível para que a análise seja fidedigna à realidade da rodovia por estaqueamento.

Diante do exposto, percebe-se que é fundamental que as Normas técnicas nacionais vigentes, no que diz respeito ao levantamento funcional de rodovias, sejam modernizadas, de forma a conferir maior qualidade e segurança durante a coleta dos dados que subsidiam projetos de pavimentos, assim como, sistemas de gerência de pavimentos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bernucci, L. L. B., *et al.* (2010). Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros. 1<sup>º</sup>ed. Programa Asfalto nas Universidades, Petrobras Distribuidora S.A.

DNIT – TER 005/2003 – Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia.

DNIT – PRO 006/2003 – Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento.

DNIT – PRO 007/2003 – Levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrecho homogêneo de rodovias de pavimentos flexíveis e semi-rígidos para gerência de pavimentos e estudos e projetos - Procedimento.

DNIT – PRO 008/2003 – Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento.

DNIT – TER 061/2004 – Pavimentos rígidos – Defeitos - Terminologia.

DNIT – PRO 062/2004 – Pavimento rígido - Avaliação objetiva - Procedimento.

DNIT – PRO 063/2004 – Pavimento rígido – Avaliação subjetiva - Procedimento.

Florenzano, T. G. Imagens de satélite para estudos ambientais. São Paulo: Oficina de textos, 2002.

Haas, R.; Hudson, W. R.; Zaniewski, J. P. Modern Pavement management, Universidade Cornell, Krieger Pub. Co., 583p, 1994

Novo, Evelyn M.L. de M. Sensoriamento remoto princípios e aplicações. 2<sup>º</sup> ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1995.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



Scabello, D. T. Estudo sobre a Aplicabilidade de Inventário Funcional de Pavimentos Rígidos com o Emprego do Equipamento Pavement Scanner e Validação de Resultados. Escola Politécnica da USP: Departamento de Engenharia de Transportes (Dissertação de Mestrado). São Paulo, 2018.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO POR MEIO DO LEVANTAMENTO VISUAL CONTÍNUO (LVC), VALOR DE SERVENTIA ATUAL (VSA) E DO ÍNDICE DE IRREGULARIDADE LONGITUDINAL (IRI): ESTUDO DE CASO EM UMA VIA DA CIDADE DE MACEIÓ/AL

*Rayssa Passos Damasceno Fontes<sup>1</sup>; Mateus Felipe Marques de Oliveira<sup>2</sup> & Aline Calheiros  
Espíndola<sup>3</sup>*

#### RESUMO

Atualmente, o Brasil possui uma dependência elevada do modal rodoviário, sendo este responsável por, aproximadamente, 61,4% de toda a carga transportada no país. No entanto, apesar da superioridade deste modal em detrimento de outros, pesquisas apontam que cerca de 74,9% da malha viária possui algum tipo de problema ou comprometimento. Nesse sentido, avaliar as condições de superfície de pavimentos flexíveis é imprescindível para elaboração de projetos que visem a correta restauração das vias. O presente estudo avalia, por meio de avaliações subjetivas e objetivas, as condições de superfície de um pavimento flexível em uma importante via localizada na cidade de Maceió/AL. Para tanto, fez-se uso de três métodos distintos, a saber: Valor de Serventia Atual (VSA), Índice de Irregularidade Longitudinal (IRI) e Levantamento Visual Contínuo (LVC). Os resultados apontaram que, tendo como base o LVC, o conceito do pavimento varia entre ótimo e bom. Já de acordo com o VSA, o pavimento varia entre regular e bom, sendo classificado como de boa qualidade de acordo com o IRI. As análises realizadas permitiram inferir que, o *Internacional Roughness Index* obtido a partir da utilização do aplicativo para *smartphone* SmartIRI constitui-se como o método mais prático e com maior facilidade associada para o levantamento da qualidade do pavimento no trecho analisado, fornecendo as informações necessárias para a determinação dos locais onde há necessidade de manutenção.

**PALAVRAS-CHAVE:** Defeitos nos pavimentos; Levantamento Visual Contínuo; Valor de Serventia Atual; Índice de Irregularidade Longitudinal.

#### ABSTRACT

Currently, Brazil has a high dependence on road transport, which is responsible for approximately 61.4% of all cargo transported in the country. However, despite the superiority of this modal over others, research shows that about 74.9% of the road network has some kind of problem or impairment. In this sense, evaluating the surface conditions of flexible sidewalks is essential for the development of projects that aim at the correct restoration of the roads. The present study evaluates, through subjective and objective evaluations, the surface conditions of a flexible sidewalk on an important road located in the city of Maceió/AL. For this purpose, three different methods were used, namely: Current Service Value (VSA), International Roughness Index (IRI) and Continuous Visual Survey (LVC). The results indicated that, based on the LVC, the sidewalk concept varies between excellent and good. According to the VSA, the sidewalk varies between regular and good, and is classified as good quality according to the IRI. The analyses made allowed us to infer that the International Roughness Index obtained from the SmartIRI smartphone application is the most practical and easiest method to survey the sidewalk quality on the analyzed stretch, providing the necessary information to determine where maintenance is needed.

<sup>1</sup> Discente do Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas - UFAL. E-mail: rayssa.fontes@ctec.ufal.br

<sup>2</sup> Discente do Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas - UFAL. E-mail: mateus.oliveira@ctec.ufal.br

<sup>3</sup> Docente do Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas - UFAL. E-mail: aline.espindola@ctec.ufal.br



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



**KEY WORDS:** Defects in the sidewalk; Continuous Visual Survey; Current Service Value; International Roughness Index.

## 1. INTRODUÇÃO

No Brasil, atualmente, destacam-se cinco modais de transporte, a saber: rodoviário, ferroviário, aquaviário, dutoviário e aéreo. No entanto, em se tratando da matriz de transporte, há uma visível predominância do modal rodoviário, sendo este responsável por mais de 60% do volume de cargas transportadas, segundo dados da CNT (2013).

Apesar da dominação deste modal sobre os demais, percebe-se que a qualidade das rodovias brasileiras tem sofrido decréscimos nos últimos anos. De acordo com uma pesquisa realizada pela Confederação Nacional do Transporte (CNT) em 2021, que levou em conta a extensão total das rodovias brasileiras, em se tratando do estado geral destas, 23,2% foram avaliadas como não satisfatórias. Mais especificamente, no que diz respeito às condições do pavimento, 21,6% foram avaliados como não satisfatórios.

Em consequência da má qualidade dos pavimentos e, conseqüentemente, das vias, há um acréscimo nos gastos associados a despesas de manutenção dos veículos e um maior consumo de combustível por quilômetro rodado, o que, por sua vez, leva a um acréscimo do custo operacional na ordem de 30,9%, segundo dados da CNT (2021). Além disso, os defeitos existentes nos pavimentos levam a um maior desperdício de tempo na realização de viagens, bem como ao incremento da emissão de material particulado e de gases de efeito estufa. Outrossim, estes provocam desgaste e avarias nos veículos, elevam o número de acidentes nas rodovias e acabam por provocar perda de competitividade para o país.

Segundo a CNT (2021) os investimentos para manutenção das rodovias brasileiras, realizados pelo governo federal e concessionárias tiveram redução desde 2016. Observa-se uma tendência na diminuição tanto nos valores totais quanto no valor investido por quilômetro. Em relação ao investimento médio, no período de 2016 a 2020 o valor por extensão da malha pavimentada gerida pela iniciativa privada foi em média de R\$ 381,04 mil, contra cerca de R\$ 162,92 mil por parte do poder público federal. Nesse sentido, percebe-se a importância do Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP), que possui especificações dispostas no Manual de Gerência de Pavimentos desenvolvido pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes DNIT (2011), que engloba a realização das atividades de planejamento e concepção, projeto, construção, manutenção e reabilitação de vias pavimentadas ou não, visto que este busca, por meio de metodologias eficientes, auxiliar na tomada de decisões a respeito de melhorias estratégicas para intervenções a serem realizadas no pavimento, conferindo segurança e conforto ao usuário, otimizando a qualidade da malha rodoviária e avaliando o pavimento de forma periódica, a fim de manter o padrão de qualidade.

Nesse contexto, o presente trabalho objetiva indicar um método de avaliação que possua maior praticidade e facilidade atrelada ao levantamento da qualidade do pavimento para o trecho investigado, fornecendo as informações necessárias para determinar os locais que precisam de manutenção.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

Muitos são os fatores que contribuem para o aparecimento de patologias associadas ao pavimento, indo desde a execução inadequada até a falta de manutenção deste. As normas 005/2003 - TER e 008/2003 - PRO, ambas advindas do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, apontam as patologias que podem ocorrer no pavimento, são elas: panela ou buraco, trinca isolada, trinca couro de jacaré, trinca em bloco, remendo, afundamento, ondulações, desgaste do pavimento, exsudação e escorregamento do revestimento betuminoso.

Em se tratando da avaliação funcional, Mattos (2014) argumenta que seu principal objetivo é classificar o trecho analisado de acordo com sua qualidade ao rolamento. Diante disso, de acordo com DNIT (2006), existem dois procedimentos que visam à análise das condições superficiais de um pavimento, a saber: avaliação subjetiva, Valor de Serventia Atual e *Internacional Roughness Index*, e avaliação objetiva, Levantamento Visual Contínuo, Índice de Gravidade Global.

### Valor de Serventia Atual

No tocante à avaliação subjetiva, esta consiste na atribuição de notas por parte de pessoas ao longo da via, avaliando-a quanto à suavidade e ao conforto. Para a realização desta avaliação, destaca-se o procedimento denominado Valor de Serventia Atual (VSA), que consiste em uma atribuição numérica compreendida em uma escala de 0 a 5, sendo 0 o valor mínimo e 5 o valor máximo, obtida através de uma média de notas de avaliadores para o conforto ao rolamento de um veículo trafegando em um trecho determinado na velocidade local, onde a nota final de cada trecho é obtida através de uma média aritmética da pontuação atribuída por cada avaliador e o conceito final é apresentado com base na classificação do DNIT (2003d).

### Índice de Irregularidade Longitudinal

O *Internacional Roughness Index* (IRI) é determinado a partir da irregularidade longitudinal, que segundo Bernucci *et al* (2006) é o somatório dos desvios da superfície de um pavimento em relação a um plano de referência ideal de projeto geométrico. É medida ao longo de uma linha imaginária, paralela ao eixo da estrada, em alguns casos pode ser necessário levantar diversas linhas imaginárias ao longo da faixa de rolamento, Castro *et al* (2019). A irregularidade pode ser obtida por meio de levantamentos topográficos ou perfilômetro.

Outrossim, como uma alternativa de baixo custo, tem-se o *SmartIRI*, aplicativo para *smartphones* desenvolvido por Almeida (2018), que fornece os valores de IRI, velocidade e coordenadas do levantamento, utilizando os sensores do próprio aparelho, a exemplo do acelerômetro e do sensor de GPS. De acordo com Magalhães (2019), o funcionamento do aplicativo baseia-se no processamento de dados a partir de valores estatísticos de Raiz da Média Quadrática da Aceleração Vertical (RMSVA) e coordenadas advindas do GPS do *smartphone* a cada 100 metros percorridos. Os dados coletados são implementados em um modelo que tem por finalidade determinar o valor de IRI, bem como sua respectiva localização no trecho estudado. Segundo Almeida (2018), as condições de trafegabilidade para o aplicativo são conforme disposto na Tabela 1.

Tabela 1. Condições de trafegabilidade (Adaptado de ALMEIDA, 2018)

Condições de trafegabilidade	SmartIRI (m/km)
Excelente	$IRI < 2$
Bom	$2 \leq IRI < 4$
Regular	$4 \leq IRI < 6$
Ruim	$6 \leq IRI$
Péssimo	-

### Levantamento Visual Contínuo

No que diz respeito à avaliação objetiva, esta consiste em analisar a via, a fim de obter uma constatação dos defeitos que possam existir no pavimento. Diversos são os métodos padronizados que podem ser utilizados para este fim. Dentre estes, pode-se citar o Levantamento Visual Contínuo (LVC), que consiste em um levantamento visual dos defeitos já mencionados. Após o quantitativo desses dados, é realizada a classificação quanto ao grau de severidade, levando em consideração a frequência com que o defeito aparece nos trechos analisados, podendo inferir as condições da superfície do pavimento, e assim chegar a uma conclusão quanto a condição funcional que este apresenta, por meio da determinação do Índice de Condição dos Pavimentos Flexíveis (ICPF), do Índice de Gravidade Global Expedito (IGGE) e do Índice do Estado de Superfície do Pavimento (IES) DNIT (2003c).

### 3. MÉTODO E ÁREA DE ESTUDO

#### Área de Estudo

A pesquisa ocorreu no município de Maceió-AL, em um trecho da Avenida Paulo Holanda, no bairro da Cidade Universitária, Figura 1. Via que concede acesso ao Hospital Universitário, à Universidade Federal de Alagoas e a comunidades circunvizinhas. O trecho corresponde a 1,1 km de extensão, sendo realizado nos dois sentidos da via, escolhido devido sua localização.

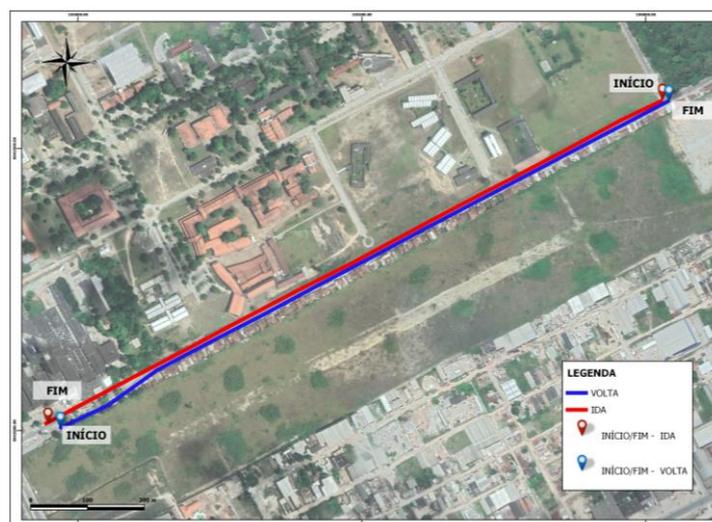


Figura 1. Trecho em estudo (AUTORES, 2022)

O estudo engloba os dois sentidos da Avenida, partindo do acesso secundário da Universidade Federal de Alagoas e fazendo um retorno próximo ao Hospital Universitário com destino ao ponto de partida, onde 0,24 km do trecho em análise possui pista dupla e 1,96 km com pista simples de mão dupla. Seguindo a orientação presente na norma DNIT (2003d) que rege a segmentação dos trechos em subdivisões de 100 em 100 m, resultando em 12 subtrechos em cada sentido. Desse modo, permite-se a comparação entre as classificações obtidas pelos diferentes métodos, LVC, VSA e IRI, para os mesmos trechos.

### Classificação por meio do VSA

A coleta de dados utilizando o método do Valor de Serventia Atual, seguiu-se as recomendações preconizadas norma DNIT (2003d), sendo realizada por 4 avaliadores em um veículo, de forma individual. Ressalta-se que, com relação à quantidade de avaliadores, a falta de um membro para compor a equipe avaliadora deu-se devido à ausência de pessoal capacitado, o que, por sua vez, pode ter interferido diretamente nos resultados obtidos. Para tanto, utilizou-se um veículo de passeio do tipo médio-padrão, bem como uma ficha de avaliação contendo os 12 trechos a serem classificados, para os dois sentidos da via.

A nota final de cada trecho foi obtida através de uma média aritmética da pontuação atribuída por cada avaliador, o conceito final baseou-se na classificação do DNIT (2003d), além disso, a velocidade de projeto seguiu as recomendações do DNIT (2003d) de realizar os levantamentos com a velocidade próxima ao permitido na via, que é de aproximadamente 40 km/h.

### Classificação por meio do SmartIRI

O levantamento dos dados referente ao Índice de Irregularidade Longitudinal (IRI) foi obtido através do aplicativo SmartIRI, que fornece dados de irregularidades sobre segmentos de aproximadamente 100 metros. A medição aferida ocorreu no mesmo cenário dos demais métodos em estudo, realizada a uma velocidade média de 38,7 km/h e com o *smartphone* acoplado em um suporte, com ventosa, no para-brisa do veículo.

Após a coleta, o IRI é exibido em um mapa de cores que representa a escala levantada. Além disso, é possível fazer o download dos dados em formato PDF, planilha do Excel e o KML do trecho percorrido. Por fim, fez-se uma análise comparativa entre os valores obtidos pelo método VSA e pelo aplicativo SmartIRI. A Figura 2 apresenta a interface gráfica do site inerente ao aplicativo SmartIRI.

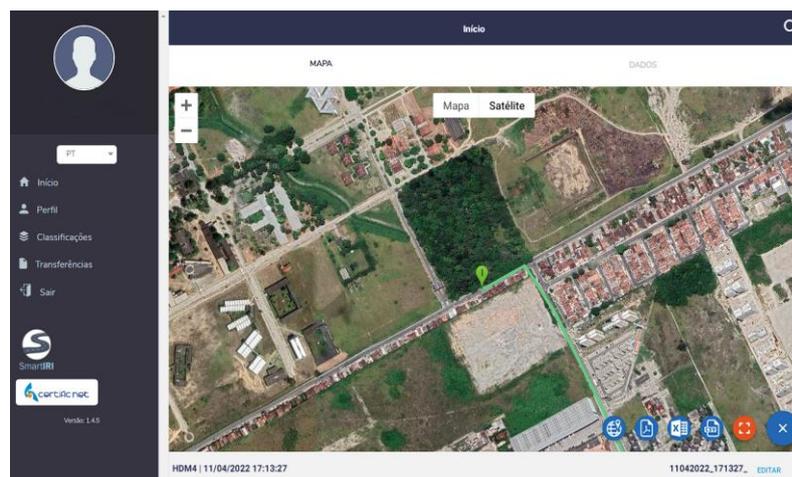


Figura 2. Interface do site do SmartIRI (AUTORES, 2022)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## Classificação por meio do LVC

A metodologia empregada para o LVC consistiu na coleta de imagens com uma câmera GoPro Hero 7 Black, com qualidade de imagem de 12 Megapixels de definição que permitem posterior análise do pavimento com nitidez satisfatória. O levantamento ocorreu em um dia ensolarado a uma velocidade média de 40km/h. A câmera foi acoplada a um veículo de passeio, com auxílio de um suporte, fixado a uma distância de aproximadamente 1m da superfície do pavimento. Utilizou a configuração de captura de imagens em *time lapse*, facilitando a posterior avaliação do pavimento. Cada foto foi registrada com suas respectivas coordenadas geográficas, possibilitando o georreferenciamento dos defeitos encontrados.

O georreferenciamento de um dado com endereço consiste na associação dessa informação a um mapa ou base cartográfica. Neste entendimento, o método de georreferenciamento de uma imagem corresponde a relacionar as coordenadas da mesma com as coordenadas reais do local onde foram registradas. O processo foi realizado com auxílio da ferramenta de Sistema de Informação Geográfica, QGIS.

Enfatiza-se que o uso do Processamento Digital de Imagens (PDI), que no presente trabalho, tornou-se relevante devido às imagens dos segmentos da via serem em alta resolução e de fácil acesso, permitindo maior flexibilidade na classificação da qualidade do revestimento, similar ao trabalho de Rocha (2019).

## 4. RESULTADOS

De posse dos dados levantados em campo, os cálculos foram realizados para a determinação do estado de superfície do pavimento para as três metodologias aplicadas.

### Pelo método LVC

No presente trabalho fez-se o uso do QGIS, na sua versão 3.22.7 'Białowieża', onde os pontos foram lançados no software, facilitando o descarte daqueles que não faziam parte da análise, restando os pontos de interesse. A partir do tratamento inicial realizado no QGIS, gerou-se uma planilha contendo os pontos e suas respectivas coordenadas geográficas, a qual foi utilizada para classificação, junto às imagens, dos defeitos encontrados.

Ao todo foram analisadas 448 fotos que contemplavam os mesmos subtrechos definidos anteriormente. Destas, 154 representaram pontos com patologias no asfalto. O QGIS também foi utilizado para gerar os mapas que ilustram os resultados encontrados em todos os métodos empregados neste trabalho, para tanto fez o uso da imagem de satélite do GOOGLE, que possibilitam melhor visualização do cenário estudado. A Figura 3 traz a distribuição destes ao longo do trecho percorrido.



Figura 3. Pontos com defeitos (AUTORES, 2022)

Foram encontrados os seguintes defeitos: panelas, remendos, desgastes e trincas (couro de jacaré, em blocos, longitudinais e transversais). A Figura 4 esboça a ocorrência de cada um dos defeitos identificados a partir da análise das imagens. Destacando-se a predominância das trincas dentro os defeitos encontrados nos subtrechos. As Figuras 5a, 5b, 5c e 5d ilustram exemplos dos defeitos encontrados. A Figura 6 ilustra os resultados obtidos a partir dos valores encontrados com ICPF, IGGE e IES para o trecho estudado, que serviram de base para a determinação dos conceitos obtidos por meio do LVC.

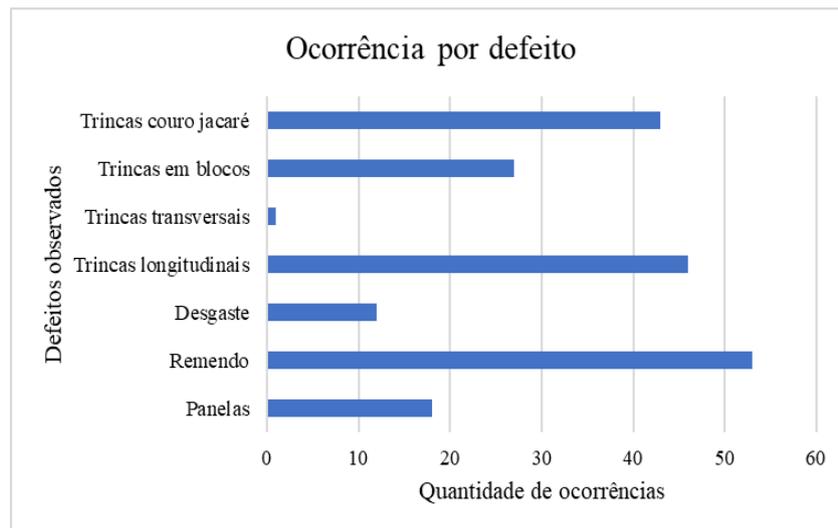


Figura 4. Ocorrência por defeito (AUTORES, 2022)



5a. Desgaste

5b. Panela

5c. Trincas

5d. Remendo

(AUTORES, 2022)

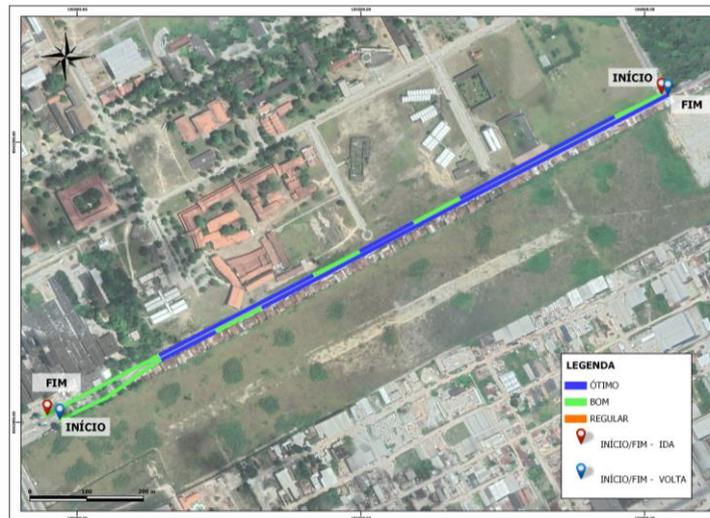


Figura 6. Resultados do LVC obtidos para os subtrechos analisados (AUTORES, 2022)

### Pelos métodos VSA e IRI

No que diz respeito aos resultados obtidos por meio dos métodos especificados anteriormente, as Figuras 7 e 8 apresentam os conceitos obtidos através da utilização do SmartIRI e do Valor de Serventia Atual para todos os subtrechos analisados.

Através da análise dos resultados explicitados é possível constatar que para a maioria dos trechos, a classificação do aplicativo assemelhou-se à classificação obtida por meio das notas atribuídas pelos avaliadores, visto que as divergências observadas se devem às diferenças nos critérios de trafegabilidade utilizados pelos métodos.

Sendo assim, pode-se dizer que as informações obtidas por meio do aplicativo para smartphone SmartIRI são representativas da realidade, dado o grau de proximidade entre os resultados observados, e poderiam substituir a necessidade de avaliadores, representando ganho significativo associado à problemática inerente à falta de pessoal capacitado para a realização da avaliação pelo Valor de Serventia Atual, corroborando para a redução da complexidade do processo, constituindo-se, portanto, como uma alternativa viável para a avaliação da qualidade do pavimento em vias urbanas.



Figura 7. Resultados do SmartIRI obtidos para os subtrechos analisados (AUTORES, 2022)

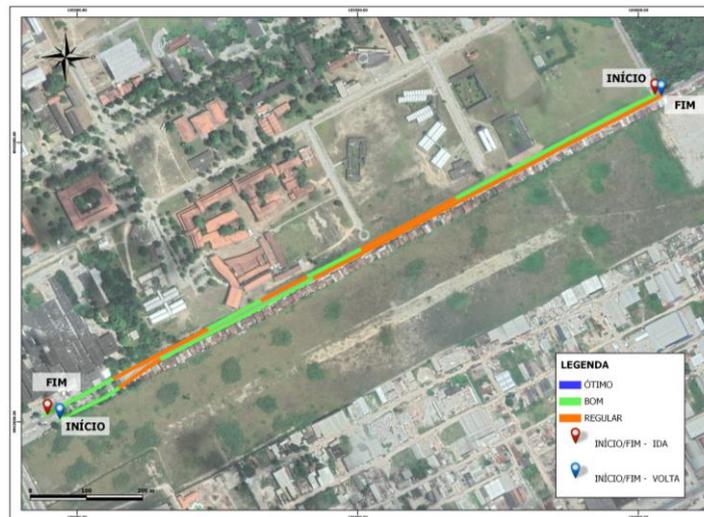


Figura 8. Resultados do VSA obtidos para os subtrechos analisados (AUTORES, 2022)

Segundo o Valor de Serventia Atual a qualidade do trecho está dividida entre boa e regular. Para o Índice de Irregularidade Longitudinal todo o percurso apresenta boa qualidade do revestimento. E o Levantamento Visual Contínuo varia entre ótimo e bom. O Figura 9 traz a comparação entre os conceitos encontrados pelo VSA, IRI e LVC.

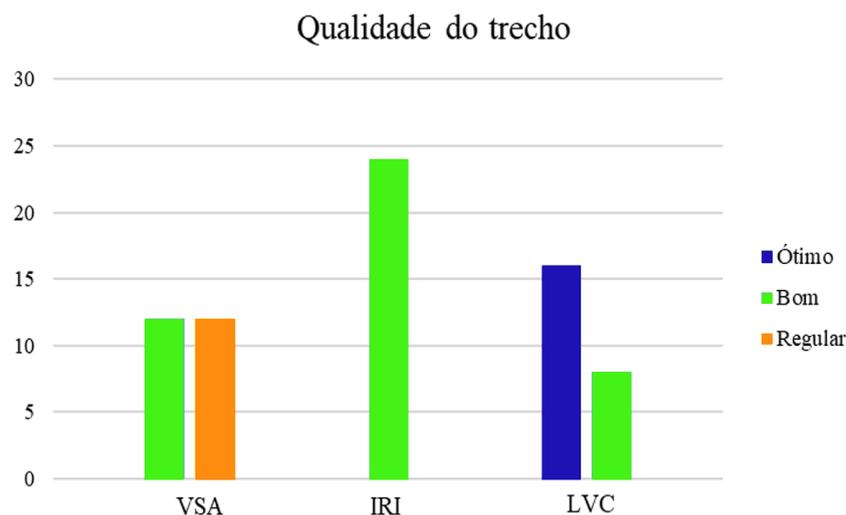


Figura 9. Comparação entre os conceitos (AUTORES, 2022)

Visto que os conceitos de qualidade obtidos com base nos parâmetros supracitados para o LVC foram condizentes com os obtidos por meio das avaliações subjetivas realizadas, pode-se afirmar que estas foram, de fato, representativas, visto que, apesar da subjetividade envolvida, não apresentaram variações significativas no que tange a classificação do pavimento estudado.

## 5. CONCLUSÕES

O desenvolvimento do presente trabalho possibilitou a utilização de metodologias diferentes para a avaliação funcional da condição da superfície do pavimento flexível. Permitindo a identificação dos defeitos presentes no mesmo, a ocorrência e comparação entre as classificações conferidas por cada método. Apesar das análises terem ocorrido nos mesmos subtrechos, observa-se divergências

entre os conceitos dos métodos, isto pode estar na forma de avaliação de cada um. Enquanto o VSA se deu a partir de notas atribuídas por de 4 avaliadores em um mesmo momento, o IRI foi determinado pelo SmartIRI, aplicativo para *smartphone*, e o LVC foi realizada de maneira contínua ao longo de todo pavimento. Nesse sentido, as divergências observadas nos conceitos obtidos por cada método podem ser justificadas pelo fato de que foram realizadas tanto avaliações objetivas quanto subjetivas. Em se tratando do VSA, obtido por meio de uma avaliação subjetiva, este pode ter tido seus conceitos influenciados por fatores associados à falta de treinamento antes do levantamento por parte dos avaliadores. Já com relação ao IRI, por mais que este método simule a sensação de conforto do usuário, o mesmo possui uma métrica mais bem definida, possibilitando análises mais precisas. Por fim, no que diz respeito ao LVC, visto ser obtido por meio de uma avaliação objetiva, este possui maior precisão e acurácia no que tange aos resultados obtidos quanto à classificação do pavimento.

Nesse sentido, de acordo com os conceitos obtidos com a utilização dos três métodos, pode-se afirmar que o *Internacional Roughness Index* obtido a partir da utilização do aplicativo para *smartphone* SmartIRI constitui-se como o método mais prático e com maior facilidade associada para o levantamento da qualidade do pavimento no trecho analisado. Além disso, este fornece as informações necessárias para a determinação dos locais que precisam de manutenção.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos à empresa *certific.net*, por disponibilizar o acesso e uso do aplicativo SmartIRI, e ao Programa de Educação Tutorial por todo apoio e incentivo.

## REFERÊNCIAS

ALMEIDA, L. C. **Aplicativo para smartphone destinado à medição da irregularidade longitudinal em rodovias**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2018.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. 3ª reimpressão. Editora ABEDA. Rio de Janeiro, 2010.

CASTRO, C. C. O.; SOUSA, E. S.; OLIVEIRA, V. C.; ALMEIDA, L. C.; OLIVEIRA, F. H. L. **Análise das condições de superfície do pavimento por meio do VSA e do IRI obtido com o aplicativo SmartIRI: estudo de caso aplicado à rodovia CE - 401**. 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, 2019.

CNT. Confederação Nacional dos Transportes, Centro de Estudos em Logística. Pesquisa CNT de Rodovias 2021 - Principais Dados, 2021. Disponível em: <[https://pesquisarodovias.cnt.org.br/downloads/ultimaversao/Principais\\_dados\\_2021.pdf](https://pesquisarodovias.cnt.org.br/downloads/ultimaversao/Principais_dados_2021.pdf)>. Acesso em: 04 abril 2022.

CNT. Confederação Nacional dos Transportes, Centro de Estudos em Logística. Pesquisa CNT de Rodovias 2021 – Relatório Gerencial, 2021. Disponível em: <[https://pesquisarodovias.cnt.org.br/downloads/ultimaversao/Sintese\\_dos\\_dados\\_Brasil\\_Regi%C3%B5es\\_e\\_UFs.pdf](https://pesquisarodovias.cnt.org.br/downloads/ultimaversao/Sintese_dos_dados_Brasil_Regi%C3%B5es_e_UFs.pdf)>. Acesso em: 27 abril 2022.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 005/2003a - TER: Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Terminologia. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. DNIT 007/2003b - PRO: Levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrecho homogêneo de rodovias de pavimentos flexíveis e semi-rígidos para gerência de pavimentos e estudos e projetos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. DNIT 008/2003c - PRO: Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



\_\_\_\_\_ DNIT 009/2003d - PRO: Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_ DNIT. Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos. Publicação IPR-720. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_ DNIT. Manual de Gerência de Pavimentos. Publicação IPR-745, Rio de Janeiro, 2011.

MAGALHÃES, F. H. M. **Procedimentos para estimar a irregularidade longitudinal do pavimento por meio de veículos calibrados, utilizando-se dados de aceleração vertical obtidos de smartphones.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2019.

MATTOS, João Rodrigo Guerreiro. **Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS: a implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul.** Rio Grande do Sul, 2014.

ROCHA, V. M. G. **Influência da qualidade do revestimento asfáltico na emissão de poluentes de um veículo leve em Fortaleza.** Monografia. (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Fortaleza, 2019.

VIEIRA, S. A.; PINHO, Jr. A. A. E.; OLIVEIRA, F.H.L.; AGUIAR, M.F.P. **Análise comparativa de metodologias de avaliação de pavimentos através do IGG e PCI.** Revista Conexões, Ciência e Tecnologia. 10, n. 3, 20-30p, 2016.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

# GANHO DE PRODUTIVIDADE EM OBRAS RODOVIÁRIAS COM A APLICAÇÃO DOS CONCEITOS LEAN

**ALBERTO WAGNER<sup>1</sup>**

### RESUMO

A indústria da construção é o maior ecossistema produtivo do planeta, representando 13% do PIB mundial. Porém, os índices de produtividade na indústria da construção são muito baixos, e não têm apresentado melhora nos últimos anos. Na busca por melhor produtividade o setor da construção civil tem investido na aplicação da filosofia *Lean Construction* em seus canteiros de obras, mas pouco se fala na aplicação destes conceitos em obras rodoviárias. Este trabalho visita alguns conceitos dos sistemas de produção industrial e faz um paralelo para as obras rodoviárias, procurando entender como os conceitos de produção em massa geram desperdícios e aumentam o prazo de entrega destas obras. Na sequência, utilizando os conceitos da filosofia *lean*, revela alguns pontos de melhoria, que podem alavancar a produtividade e a redução dos prazos nas obras rodoviárias. Por fim, dois exemplos reais são descritos, mostrando como estas melhorias podem ocorrer na prática.

**PALAVRA CHAVE:** *Lean Construction*, Obras Rodoviárias, Sistema Toyota de Produção

### ABSTRACT

The construction industry is the largest productive ecosystem on the planet, representing 13% of the world's GDP. However, productivity rates in the construction industry are very low, and have not improved in recent years. In the search for better productivity, the real state industry has invested in the application of the *Lean Construction* philosophy in its construction sites, but little is said about the application of these concepts in road works. This work visits some concepts of industrial production systems and makes a parallel to road works, trying to understand how the concepts of mass production generate waste and increase the delivery time of these works. Subsequently, using the concepts of *lean* philosophy, it reveals some points for improvement, which can increase productivity and reduce deadlines in road works. Finally, two real examples are described, showing how these improvements can occur in practice.

**KEYWORDS:** *Lean Construction*, Road Construction, Toyota Production System

<sup>1</sup> M.Sc. Eng. Produção, ICCILA, ReLean, Estrela, [alberto@iccila.com.br](mailto:alberto@iccila.com.br).

## INTRODUÇÃO

A indústria da construção é o maior ecossistema produtivo, concentrando 13% do PIB mundial. Apesar disso, a produtividade na construção cresceu apenas 1% nas últimas duas décadas, muito abaixo do índice de outros setores relevantes (RIBEIRINHO et al, 2020).

Segundo Teixeira (2021), um estudo realizado pelo Center for Integrated Facility Engineering (CIFE) na Universidade de Stanford mostrou que a produtividade da mão de obra hoje é 10% menor do que a produtividade em 1964. Neste período, outros setores não agrícolas mais que dobraram suas produtividades.

ETGES (2018) desenvolveu um estudo envolvendo oito projetos brasileiros de diversos tipos de obras, onde foi constatado que de 40% a 69% das atividades realizadas nestes projetos não agregavam valor, nem eram necessárias para a realização do objeto. Ao estratificar por tipo de serviço, os serviços de pavimentação foram os campeões de improdutividade, com 67% das atividades realizadas desnecessárias (Figura 1).

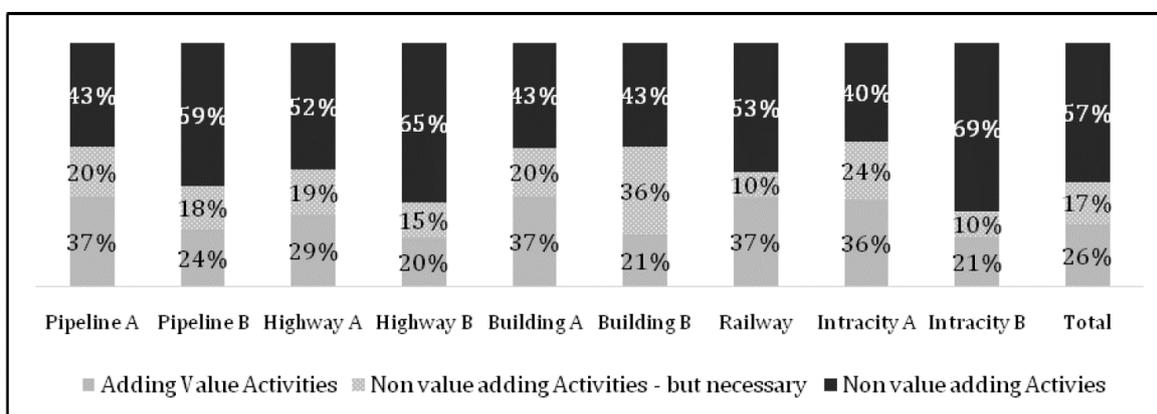


Figura 1 – Nível de Adição de Valor em Projetos no Brasil (ETGES, 2018)

As obras rodoviárias são tratadas como “projetos”, uma vez que o seu produto possui características únicas. Com isto, o gerenciamento destas obras, envolvendo seu planejamento e execução foi sendo realizado com técnicas de projeto, como as redes GANTT e PERT/CPM. Estas metodologias são indicadas para projetos com muitas atividades diferentes e singulares, cuja execução de cada uma leva um longo tempo, com um baixo grau de repetitividade. Já as obras rodoviárias, possuem características diferentes, principalmente pelo grau de repetitividade. Normalmente, são compostas por poucas atividades que se repetem muitas e muitas vezes de forma idêntica em diferentes locais, o que as aproxima dos sistemas industriais repetitivos, com algumas adaptações. Dentro destes sistemas, a metodologia *lean* de produção, conhecida como produção enxuta, gerou grandes ganhos de produtividade na indústria. O objetivo deste trabalho é explorar algumas possibilidades de aplicação dos conceitos *lean* em obras rodoviárias e os potenciais ganhos de produtividade que podem ser gerados.

## HISTÓRICO DA METODOLOGIA LEAN

Neste capítulo será relatado o surgimento do sistema de produção *lean* dentro dos ambientes industriais e o início da sua utilização na construção civil.

### Os Sistemas de Produção Industriais

Atualmente, algumas indústrias atingem altos níveis de produtividade, aplicando diversas técnicas que foram sendo aperfeiçoadas com o passar do tempo. O palco para esta evolução foi a indústria automobilística, lugar onde nasceram os principais modelos de produção industrial.

No final do século XIX, a produção de automóveis era realizada de forma artesanal, com o mesmo trabalhador montando o equipamento do início ao fim, fazendo os ajustes necessários para o bom funcionamento dos veículos. Este modelo primitivo era obviamente muito improdutivo, tornando os automóveis produtos caros e demorados para serem terminados.

No início do século XX, Henry Ford aliou o conceito da intercambialidade de peças com o a linha de produção da indústria frigorífica para desenvolver a primeira linha de montagem de automóveis. Iniciava ali o sistema de produção em massa. Neste conceito, cada operação deveria produzir o máximo possível, visando a redução do custo de cada processo local. O principal indicador era o número de peças produzidas por minuto, em cada estação de trabalho. Não à toa, este modelo reduziu o custo do automóvel em 10 vezes, permitindo que se popularizasse alcançando enormes volumes de vendas. Os pontos negativos do sistema de produção em massa incluem a utilização de elevados níveis de estoque em processo para garantir a redução dos custos unitários e a manutenção do ritmo de produção frente a quebras e ineficiências, e a baixa flexibilidade da produção, limitando a gama de produtos oferecidos (ANTUNES, 2008). O Ford T, produzido por 19 anos (1908 a 1927), era oferecido somente em um modelo, na cor preta.

Foi dentro da fábrica de automóveis japonesa Toyota que surgiram os primeiros conceitos dos sistemas de produção enxutos, na segunda metade do século XX. O ambiente era extremamente hostil, com limitações severas de demanda, espaço e caixa, e a Toyota não podia se dar ao luxo de produzir peças que não seriam imediatamente montadas e vendidas. Esta necessidade criou uma nova métrica para medir a produtividade: o tempo de atravessamento, ou lead-time. Neste conceito, a produtividade é medida pelo tempo para que o produto seja produzido e entregue, desde o pedido do cliente, não mais pela taxa de produção de cada estação de trabalho (OHNO, 1997; OHNO, 2015).

Com isto ficou claro que a maior parte do tempo de atravessamento de um produto era gasto nos estoques intermediários ou em atividades que não agregavam valor algum para o cliente. Neste sentido, o Sistema Toyota de Produção (STP) buscou reduzir o tempo de atravessamento do produto e eliminar os desperdícios e perdas que eram verificadas no caminho. Ao reduzir os estoques intermediários, que protegiam o sistema das variabilidades e ineficiências, o corpo técnico da Toyota foi obrigado a resolver as interferências de forma definitiva. Seu foco era garantir a continuidade do fluxo dos produtos na linha em direção à saída, não mais a produtividade individual de cada operação. A necessária redução dos lotes de produção para evitar a geração de estoques demandou estudos para encolher os tempos de set-ups de máquinas, o que culminou na criação Sistema de Troca Rápida de Ferramentas (SMED). Muitos outros conceitos e técnicas também foram desenvolvidos para que o sistema não tivesse paradas e desvios (SHINGO, 1996).

Mas foi a partir da década de 70, quando a redução da demanda mundial por produtos provocou a explosão de ofertas e proliferou a criação de modelos de automóveis, com forte redução no ciclo de vida destes produtos, que a Toyota ganhou a guerra no setor, transformando-se na maior montadora de automóveis do mundo. Com isto, o Sistema Toyota de Produção foi estudado e, dentro da literatura americana, foi traduzido como um sistema *lean*, que significa “enxuto”, e foi copiado por praticamente todas as grandes indústrias mundiais, gerando ganhos significativos de qualidade e produtividade (WOMACK, 2004, LIKER, 2005).

## O Lean e a Construção

O termo Lean Construction surgiu em 1992 a partir do artigo de Lauri Koskela “Application of the New Production Philosophy to Construction”, e em 1994 foi formado o IGLC – Internacional Group for Lean Construction, que tem como objetivo de divulgar o Lean Construction pelo mundo. Desde lá o tema tem evoluído muito nas construtoras de obras civis, porém pouco se viu até hoje em obras rodoviárias, e menos ainda em obras de manutenção e restauração rodoviária.

## A METODOLOGIA LEAN E AS OBRAS RODOVIÁRIAS

Neste capítulo é discutida a adaptação dos conceitos da produção enxuta em obras rodoviárias.

### Os Estoques Na Construção

O conceito de estoques intermediários, não é usual em obras. Os trabalhadores da construção costumam considerar como “estoques” somente o estoque de matérias primas, sem reparar que cada elemento da obra que já foi iniciado e ainda não foi finalizado também é estoque, o chamado estoque intermediário ou estoque em processo (Figura 2).



Figura 2 – Exemplos de Estoque Intermediários em Obras

De forma geral, as obras possuem altas taxas de estoque intermediário, como pode ser verificado nas imagens da Figura 2. Igualmente ao visto na indústria, acelerar a execução de uma operação em relação às outras cria estoques e não ajuda a reduzir o tempo de entrega final, pelo contrário. Fazer somente a estrutura do edifício é como produzir somente os chassis do veículo. Espalhar quilômetros de materiais sem a devida compactação é como produzir somente as portas dos veículos. Ainda que possua milhares destes itens, não terei um só veículo inteiro para venda.

### A Mudança de Paradigma na Execução de Obras Rodoviárias

Sob o ponto de vista do STP, o fluxo de produção das obras rodoviárias é vertical, da camada mais baixa até a camada final, e não na horizontal (Figura 3).

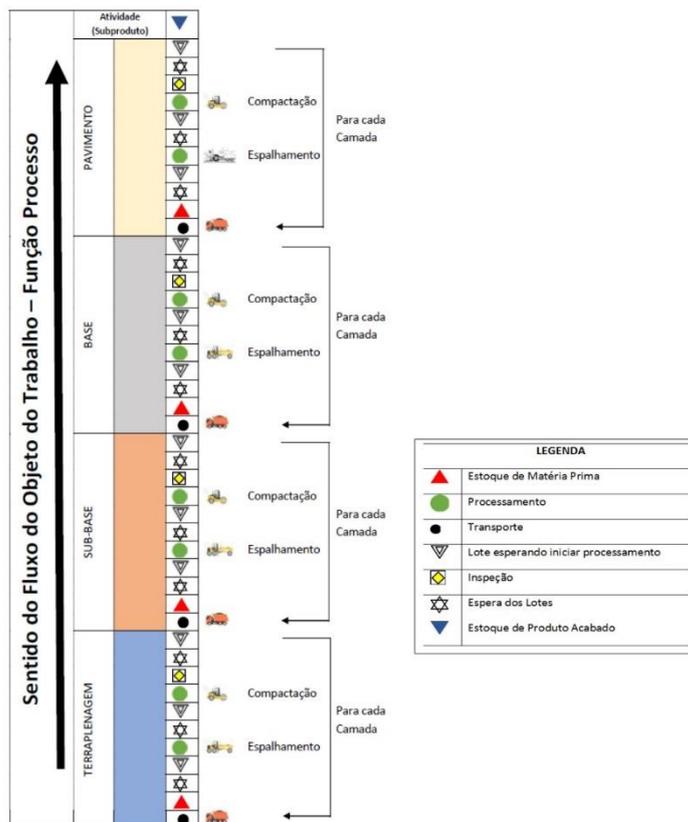


Figura 3 – Fluxo de Obra Rodoviária (WAGNER, A., 2019)

Neste sentido devemos reduzir o tempo para colocar uma camada sobre a outra até entregar a primeira área finalizada, por menor que ela seja, ao invés de avançar quilômetros em cada camada. Este conceito é ainda mais eficiente em obras rodoviárias, onde posso entregar objeto por segmentos, diferentemente da maioria das grandes obras de construção civil.

Porém, estudo realizado nas obras de duplicação de 210 quilômetros da BR-116, no Rio Grande do Sul, revelou que após de 50% dos serviços estarem pagos, não havia nenhum metro de rodovia finalizada (WAGNER, 2019). A programação da produção nestas obras era feita de forma isolada para cada equipe/serviço, e seus indicadores e metas de produção, assim como as unidades de pagamento do contrato, eram em volume ou peso, independente da entrega de trechos finalizados de rodovia. Isto acabava gerando uma grande quantidade de estoque de em processo. Como exemplo, na maioria dos lotes, o início dos serviços de sub-base deram-se somente após a finalização de mais de 80% dos volumes de terraplenagem (Figura 4).

Tabela 10 – Relação da conclusão da terraplenagem com o início da sub-base

Lote de Obra	1	2	3	4	5	8	9
% Terraplenagem concluída no início da sub-base	45,2%	87,3%	90,8%	76,2%	84,9%	82,0%	85,0%

Figura 4 – Reprodução de tabela (WAGNER, A., 2019)

Os dados sugerem que o desenvolvimento dos trabalhos se deu em camadas horizontais muito longas, ou seja, grandes lotes de transferência. Este comportamento está de acordo com os manuais de terraplenagem, que instruem a “iniciar o aterro no ponto mais baixo, em camadas horizontais” (Figura 5), mas diferente do fluxo vertical sugerido na ótica do STP.



Figura 5 – Obra rodoviária executada por camadas (WAGNER, A., 2019)

E esta busca pela máxima eficiência de cada atividade acaba aumentando o tempo de atravessamento, da mesma forma como na indústria. Para exemplificar, vamos utilizar o exemplo ilustrado no gráfico de planejamento/execução da Figura 6.

Para evitar a ociosidade da equipe de sub-base, que é mais rápida do que a equipe de terraplenagem, a sua mobilização foi adiada. Isto criou um estoque de terraplenagem. O início da sub-base ocorreu com praticamente 75% da extensão de terraplenagem já, gerando as esperas apontadas no gráfico. Da mesma forma, “empurrou” o início da base, atrasando o final do projeto. No exemplo, o projeto levou quase 7 meses para terminar completamente. O mesmo comportamento de melhorar a produtividade da atividade Pavimento, também retardou o início das entregas. Os primeiros metros começaram a ser finalizados após quase 5 meses de obras.

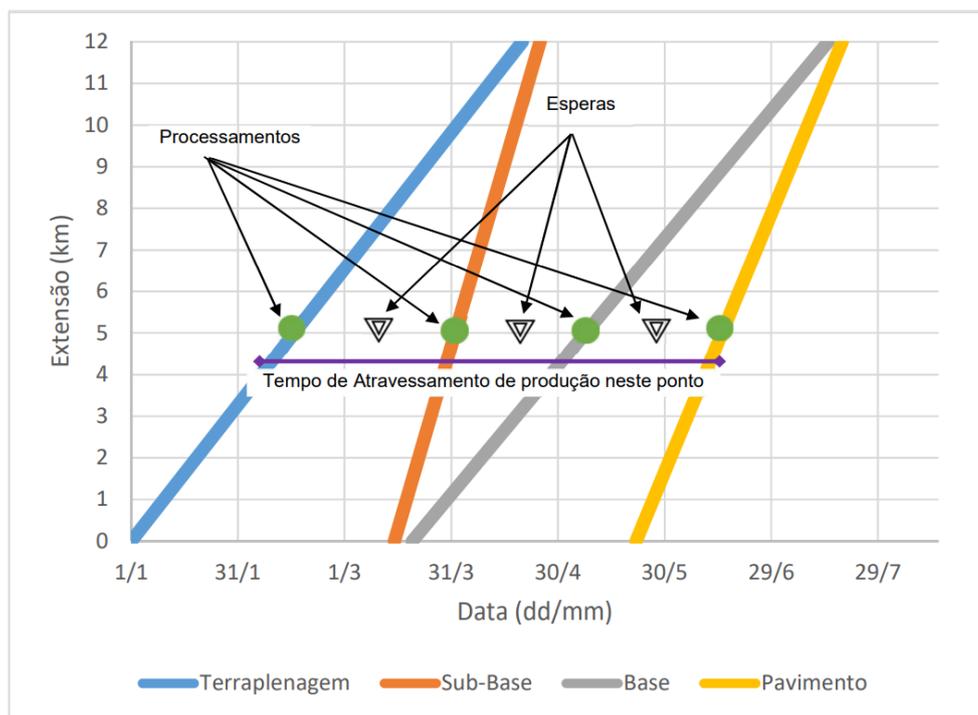


Figura 6 – Representações da programação visando melhor aproveitamento dos recursos (Elaborado pelo Autor)

Para reduzir o *lead time*, ou tempo de atravessamento, e melhorar a produtividade do ponto de vista do STP, devemos produzir e transferir pequenos lotes para a próxima camada ou atividade. Para isto, a equipe da atividade Sub-base deve estar mobilizada imediatamente após o início da Terraplenagem. Da mesma forma as equipes e atividades seguintes. No nosso exemplo, podemos observar que as equipes de Sub-Base e Pavimento deverão reduzir suas velocidades, evidenciando alguma ociosidade nestes recursos. Apesar disto, o tempo total para a realização da obra caiu para 5 meses, e as primeiras entregas iniciam no final do primeiro mês dos serviços (Figura 7).

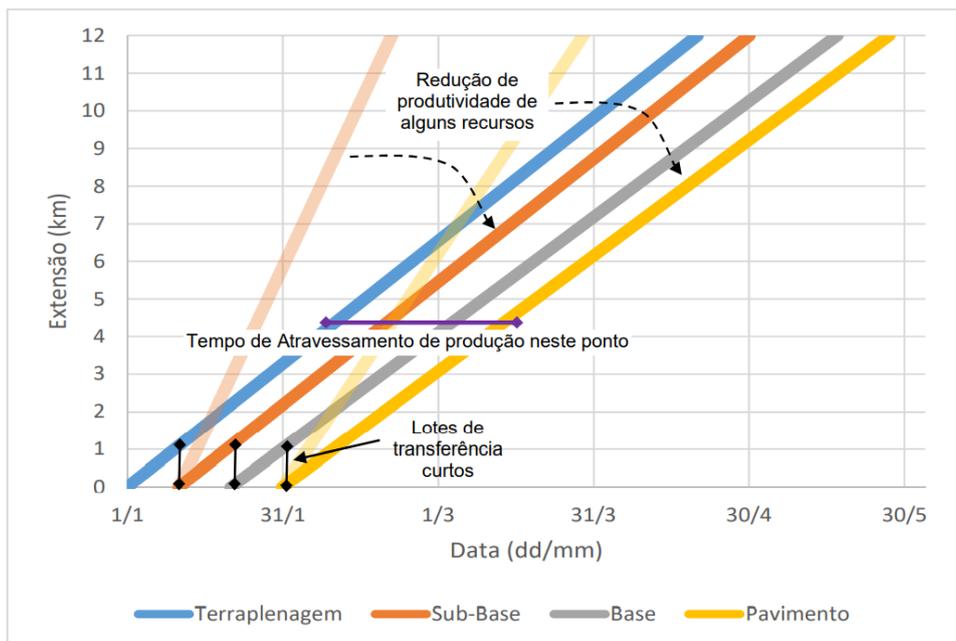


Figura 7 – Adequação da produtividade dos recursos com folga de capacidade (Elaborado pelo Autor)

A Figura 8 ilustra a modificação na metodologia executiva proposta pelas metodologias *lean*.

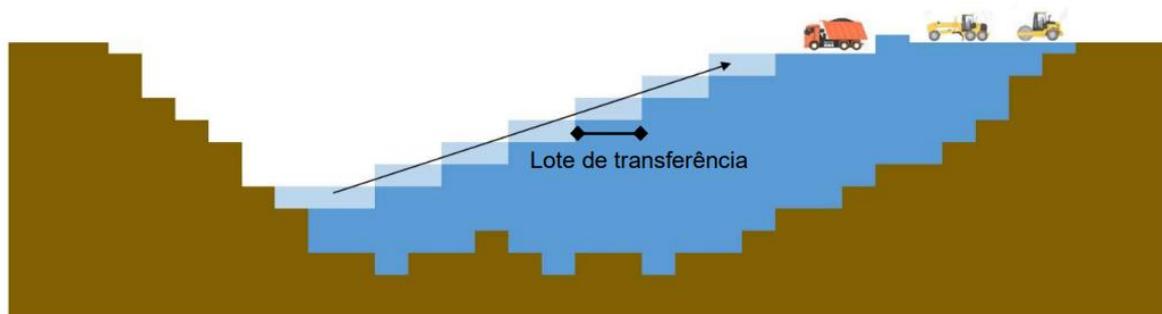


Figura 8 – Lote e sequência visando a rapidez na entrega (WAGNER, A., 2019)

Agora pode-se entender que a busca por melhores produtividades nas operações geram os longos tempos para a entrega de obras, como edifícios, estradas ou obras de arte especiais. Porém, ao mesmo tempo, os estudos mostram que os níveis de agregação de valor das operações em obras de pavimentação são péssimos (ETGES, 2018). Como isto pode ser explicado?

Para responder a esta questão, precisamos aprofundar a aplicação do paradigma do STP. Até agora foi observado e simulado como a relação entre cada atividade (Terraplenagem, Sub-Base, Base e Pavimento) impacta nos estoques e no tempo de entrega das obras rodoviárias. Agora será necessário entender como o tamanho dos lotes de transferência entre as operações dentro de cada uma destas atividades impacta a produtividade de cada equipe. Como o tamanho dos lotes de descarga, espalhamento e compactação impactam na produtividade da equipe de sub-base, por exemplo.

As obras rodoviárias, e sobremaneira as obras de manutenção rodoviária, possuem uma característica diferente da indústria: é necessário encher a linha de produção todos os dias. Nas linhas de montagem fabris, ao finalizar o turno, o trabalho iniciado e não finalizado pode ficar para o próximo dia e não será perdido. No próximo turno, o trabalhador continua exatamente de onde parou. A linha já está cheia e ninguém fica ocioso. Nas linhas de produção das obras rodoviárias, o reparo superficial não pode ficar aberto para ser fechado no outro dia, ou o concreto betuminoso não pode ser espalhado em um dia e compactado no outro. No início de cada dia, quem espalha precisa esperar o reparo ser aberto e quem compacta precisa esperar o concreto betuminoso ser espalhado. Nesta condição, o tamanho

do lote de transferência entre cada operação impacta diretamente sobre a produtividade diária da equipe, pois ele determinará quanto tempo cada operação poderá trabalhar cada dia. Geralmente o tamanho do lote de produção é uma decisão do encarregado de obras ou dos operadores dos equipamentos, e costuma ser do tamanho que permite finalizar todas operações até o final do dia (WAGNER, 2019). Ou seja, a produção diária é executada em um único lote de trabalho ou transferência. Para ilustrar como este conceito limita a produtividade, vamos fazer um exemplo de um serviço sendo executado com dois tamanhos diferentes de lotes de transferência (Figuras 9 e 10).

**Opção 1:**

Tempos de ciclo para lote de trabalho único diário com 400 metros:

- 1) Descarga de material – 1,6 hora
- 2) Espalhamento – 2,4 horas
- 3) Compactação – 4 horas

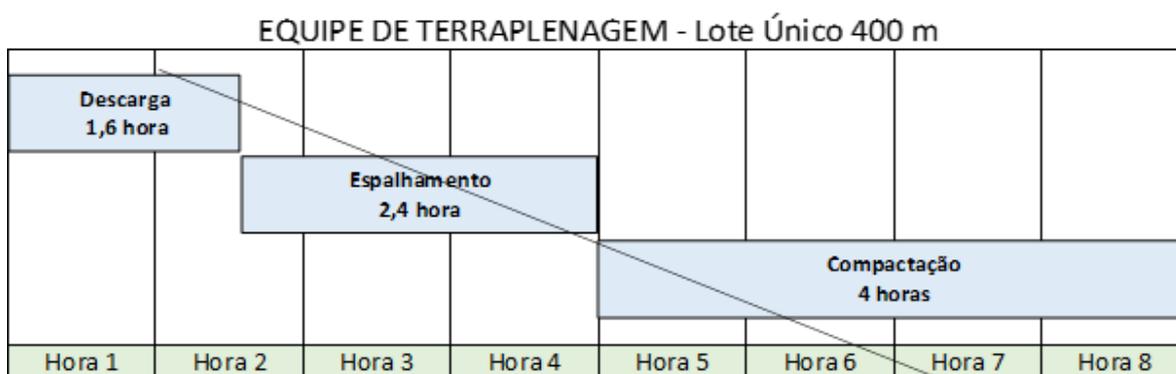


Figura 9 – Fluxo dos processamentos para lote único de 400 metros (Elaborado pelo Autor)

Como a linha inicia vazia, o processamento do recurso restritivo da equipe inicia somente depois de 4 horas, restando somente outras 4 horas do dia para sua utilização (Figura 9).

**Opção 2:**

Tempos de ciclo para lotes de trabalho com 100 metros:

- 1) Descarga de material – 0,4 hora
- 2) Espalhamento – 0,6 hora
- 3) Compactação – 1 hora

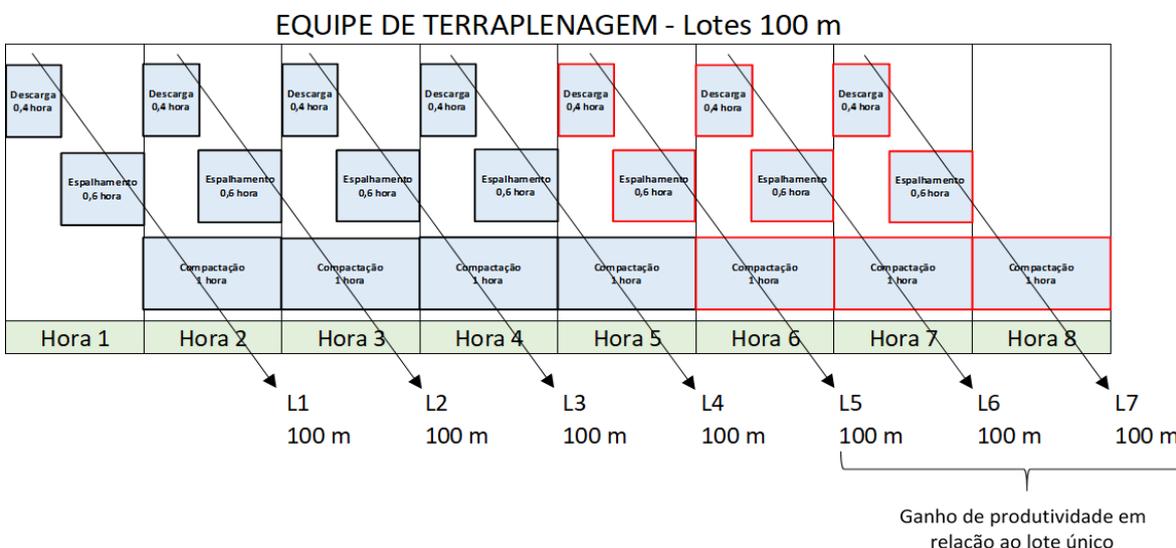


Figura 10 – Fluxo dos processamentos para lotes de 100 metros (Elaborado pelo Autor)

Com os lotes reduzidos a 100 metros, o recurso restritivo conseguiu trabalhar 7 horas, elevando a produtividade da equipe em 75%, sem adicionar nenhum novo recurso (Figura 10).

## EXEMPLO DE CASOS

Nesta seção serão demonstrado dois casos práticos de aplicação dos conceitos *lean* discutidos anteriormente. O primeiro irá mostrar a aplicação no planejamento e execução de uma obra de construção rodoviária, e o outro irá detalhar os resultados obtidos na aplicação em uma equipe de manutenção rodoviária.

### Caso 1 – Construção da BR-487/PR

O primeiro caso irá comparar a execução de duas obras de implantação da rodovia BR-487, entre as cidades de Campo Mourão e Cruzeiro do Oeste, no Paraná. Os dois lotes, com extensão equivalente, foram executados em sequência. O Lote 1, iniciou em 2012, e não foram utilizados os conceitos *lean* na sua execução. O Lote 2 iniciou em 2014, e foi planejado e executado segundo os conceitos do Sistema Toyota de Produção.

Ao observarmos o gráfico de evolução dos trabalhos do Lote 1 (Figura 11), podemos observar que ele também atrasou o início dos serviços posteriores à terraplenagem. A sub-base iniciou somente quando os serviços de terraplenagem já atingiam 80% de conclusão, comportamento similar ao encontrado nas obras de duplicação da BR-116/RS (WAGNER, 2019). Os primeiros trechos finalizados foram entregues somente no oitavo mês de obras, e o prazo total atingiu 19 meses.

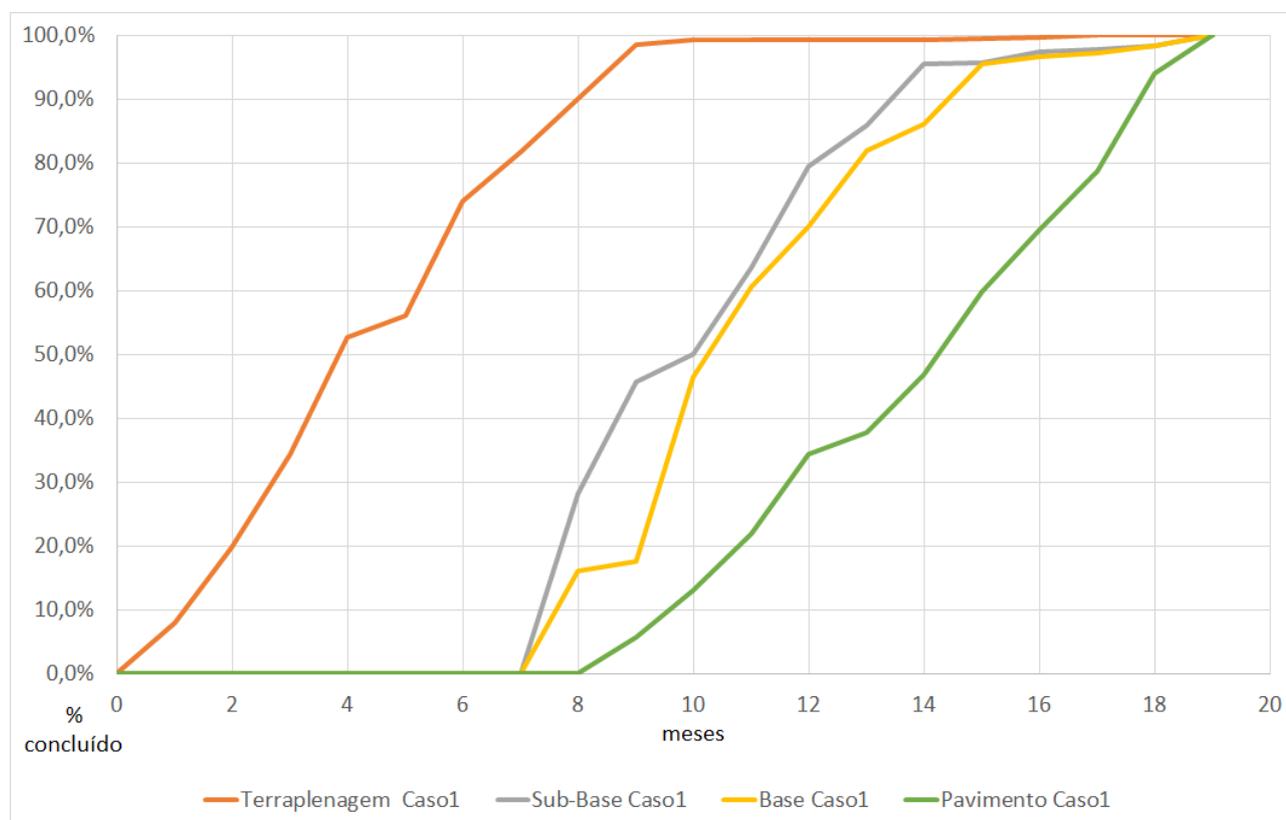


Figura 11 – Evolução dos trabalhos no Lote 1 da BR-487 (Elaborado pelo Autor)

Já as obras do Caso 2 (Figura 12) demandaram apenas 4 meses para começar a entregar trechos finalizados, e a conclusão total ocorreu com 15 meses de obras, uma redução de mais de 20 % no

prazo total. É importante observar que a velocidade de cada equipe não variou entre cada lote. A diferença foi a eliminação das esperas entre as equipes, com a redução dos lotes de transferência entre os serviços.

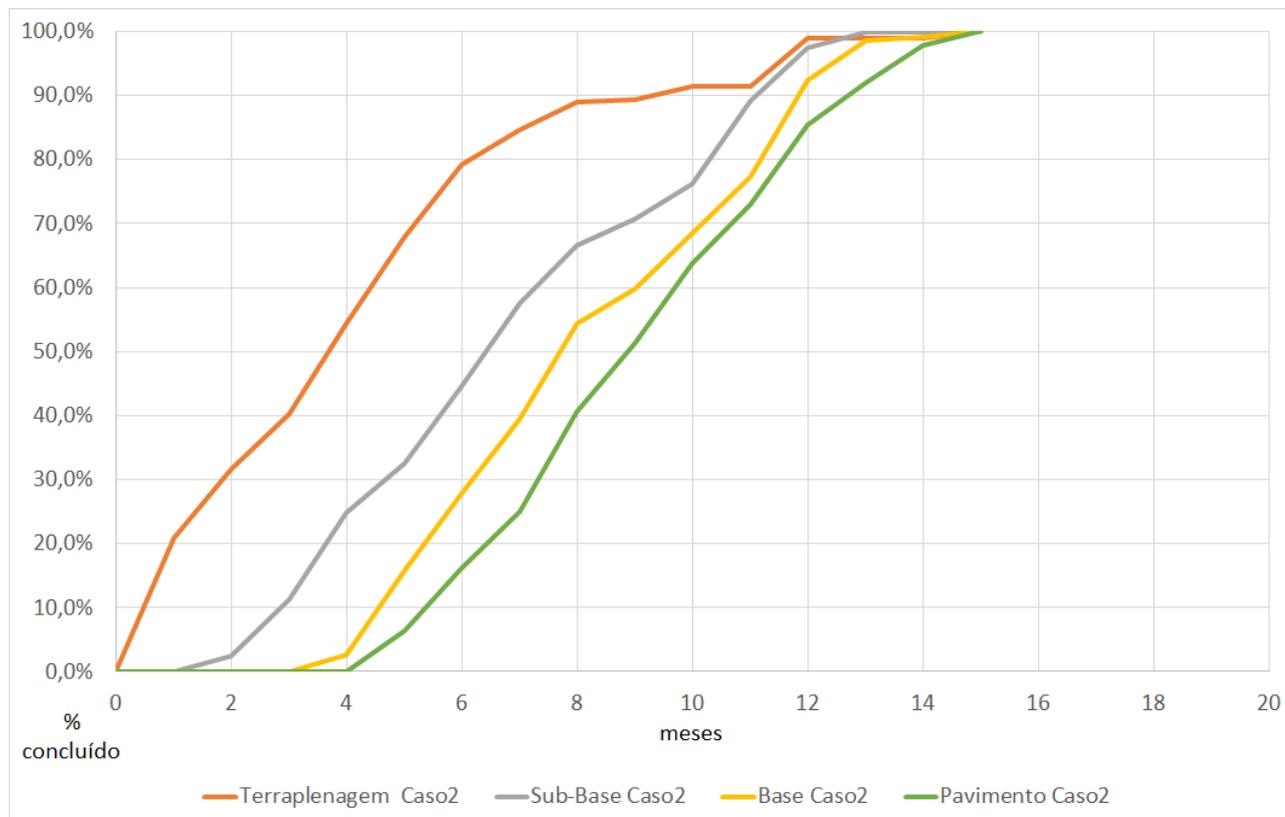


Figura 12 – Evolução dos trabalhos no Lote 2 da BR-487 (Elaborado pelo Autor)

## Caso 2 – Obras de Fresagem Descontínua

O segundo exemplo irá explorar os resultados obtidos com aplicação dos conceitos *lean* em uma equipe de fresagem descontínua na BR-158, no Rio Grande do Sul. Este serviço engloba as operações de fresagem dos trilhos de roda com fresadora a frio, descarga e espalhamento do concreto betuminoso para posterior compactação. Foram evidenciadas produtividades muito baixas na equipe, e ao mesmo tempo um reduzido aproveitamento dos recursos. Ao analisar a rotina da equipe, verificou-se que o tamanho dos lotes de transferência da operação de fresagem para a operação de espalhamento eram muito grandes (Figura 13), e a atividade mais demorada era o espalhamento, que era executado de forma manual. Usualmente, a fresagem tomava toda a manhã, e o espalhamento e a compactação iniciavam no começo da tarde e levavam toda a tarde para fechar o lote fresado pela manhã. Decidiu-se dobrar as equipes de espalhamento (Figura 14) e reduzir o lote de transferência da fresagem para 20 metros, para que o espalhamento pudesse iniciar brevemente.



Figura 13 – Lote de fresagem muito extenso



Figura 14 – Duas turmas de espalhamento

Após estas mudanças, as duas turmas de espalhamento iniciavam rapidamente e não paravam mais até o final do dia. A produção diária da equipe saltou de uma média de 40 toneladas para uma média superior a 100 toneladas por dia, com a inclusão de poucos recursos (Figura 15).

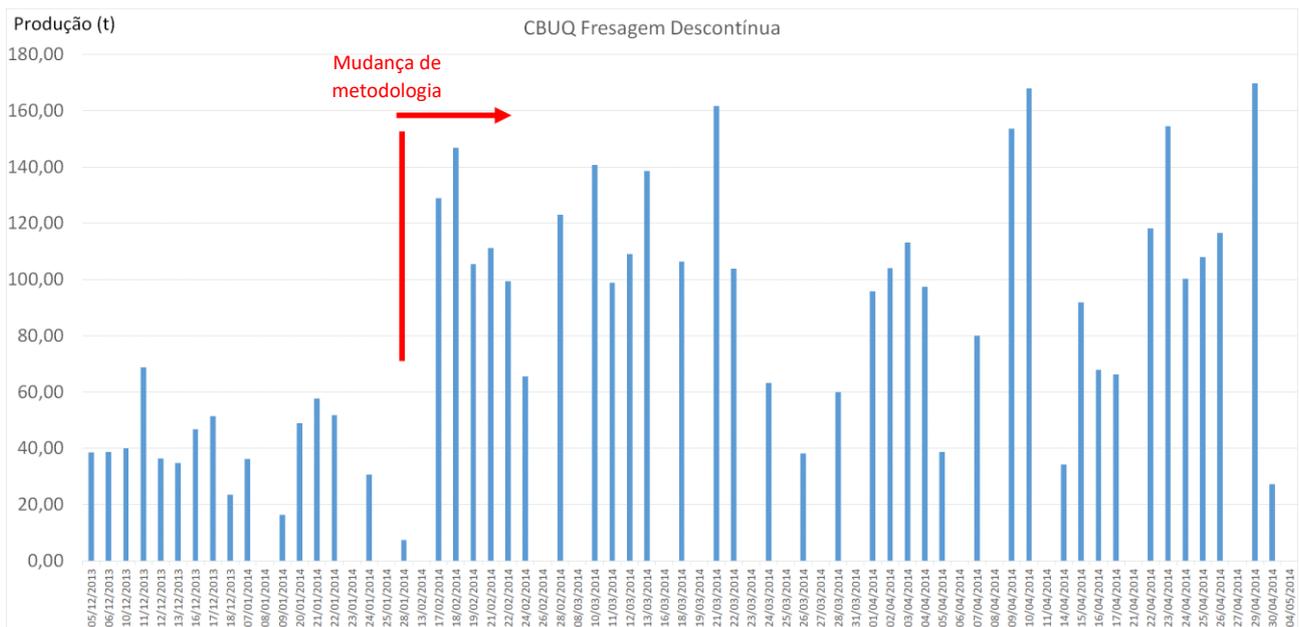


Figura 15 – Evolução das produções diárias antes e após aplicação dos conceitos lean

## CONCLUSÃO

Este trabalho pretende mostrar as oportunidades existentes para incrementar a produtividade da indústria de obras rodoviárias utilizando alguns conceitos do Sistema Toyota de Produção. É preciso registrar que a filosofia *lean* compreende uma infinidade de técnicas e ferramentas que sustentam este sistema de produção otimizado, e que não foram detalhados neste trabalho, mas são de igual forma importantes para a implantação e sustentação do sistema. Apesar disso, os conceitos apresentados já podem impulsionar o setor na busca de novos paradigmas para melhorar a performance.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANTUNES, J. A.V. et al. **Sistemas de Produção – Conceitos e Práticas para Projeto e Gestão da Produção Enxuta**. Editora Bookman ISBN 85-778-0116-0, Porto Alegre, 2008.
- ETGES, B.M.B.S. **Value-Adding Activities Level in Brazilzn Infrastructure Construction Companies - 9 Cases**, In: Proc. 26th Annual Conference of the International. Group for Lean Construction (IGLC), 2018.
- KOSKELA, L. **Application of the new production philosophy to construction**. CIFE Technical Report #72, Stanford University, Palo Alto, California, 1992.
- LIKER, J. K. **O Modelo Toyota**. Editora Bookman ISBN 85-363-0495-2, Porto Alegre, 2005.
- OHNO, T. **Gestão dos Postos de Trabalho**. Editora Bookman ISBN 978-85-8260-292-8, Porto Alegre, 2015.
- OHNO, T. **Sistema Toyota de Produção – Além da Produção em larga Escala**. Editora Bookman ISBN 85-7307-170-2, Porto Alegre, 1997.
- RIBEIRINHO, M. J. et al. **The next normal in construction: How disruption is reshaping the world's largest ecosystem**. McKinsey & Company, Junho/2020.
- SHINGO, S. **O Sistema Toyota de Produção: Do ponto de vista da engenharia de produção**. Editora Bookman ISBN 978-85-7307-169-6, Porto Alegre, 1996.
- TEIXEIRA, F. C. **O Novo Normal na Construção Civil**. <https://www.ubeton.com.br/post/o-novo-normal-na-constru%C3%A7%C3%A3o-civil> Ubeton, 25/01/2021.
- WAGNER, A. **Diretrizes para a Redução do Tempo de Atravessamento em Obras Rodoviárias: Estudo de Caso na Duplicação da BR-116**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Produção e Sistemas. Unisinos, São Leopoldo.
- WOMACK, J. P.; JONES, D. T.; ROOS, D. **A Máquina que Mudou o Mundo**. Editora Elsevier ISBN 85-352-1269-8, Rio de Janeiro, 2004)



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS  
www.rapvenacor.com.br



## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO EM UM SUBTRECHO DA BR-153 EM CACHOEIRA DO SUL/RS

*FELIPE HETTWER ROSSATO<sup>1</sup>; THAÍS AQUINO DOS SANTOS<sup>2</sup>; LUCAS DOTTO BUENO<sup>3</sup>  
& JOÃO RODRIGO GUERREIRO MATTOS<sup>4</sup>*

#### RESUMO

Este artigo tem por objetivo avaliar as condições de superfície de um subtrecho rodoviário localizado na BR-153, em Cachoeira do Sul/RS, mediante realização de avaliações subjetivas para determinar o seu Valor de Serventia Atual (VSA) e avaliações objetivas para determinar o seu Índice de Gravidade Global (IGG). Este subtrecho de 8,7 km de extensão, que possui revestimento em concreto asfáltico, consiste em uma importante rota para desviar o fluxo de veículos pesados do centro da cidade e, portanto, mantê-lo em boas condições de trafegabilidade é essencial para garantir conforto, segurança e economicidade aos usuários. As avaliações foram realizadas em quatro segmentos, seguindo as diretrizes das normas DNIT PRO 006/2003 e DNIT PRO 009/2003. Após o processamento dos dados coletados, obteve-se um VSA global de 3,53, indicando que a superfície se encontra em boas condições de conforto ao rolamento e um IGG médio de 38,40, conceituando o pavimento em bom estado de conservação. Devido às condições favoráveis da superfície asfáltica, foram propostas ações de manutenção com o intuito de prevenir que os defeitos superficiais evoluam. Dentre as patologias inventariadas, as principais ocorrências foram as trincas interligadas (em bloco e couro de jacaré), os remendos e as fissuras.

**PALAVRAS-CHAVE:** Valor de Serventia Atual. Índice de Gravidade Global. Manutenção e Restauração.

#### ABSTRACT

This article aims to evaluate the surface conditions of a road subsection located on the BR-153, in Cachoeira do Sul/RS, through subjective evaluations to determine its Current Value of Service (VSA) and objective evaluations to determine its Overall Severity Index (IGG). This 8.7 km long subsection, which has asphalt concrete coating, is an important route to divert the flow of heavy vehicles from the city center and, therefore, keeping it in good traffic conditions is essential to ensure comfort, safety and economy to users. The evaluations were carried out in four segments, following the guidelines of the DNIT PRO 006/2003 and DNIT PRO 009/2003 standards. After processing the collected data, an overall VSA of 3.53 was obtained, indicating that the surface is in good conditions of rolling comfort and an average IGG of 38.40, conceptualizing the pavement in good condition. Due to the favorable conditions of the asphalt surface, maintenance actions were proposed in order to prevent surface defects from evolving. Among the inventoried pathologies, the main occurrences were interconnected cracks (block and alligator skin), patches and fissures.

**KEY WORDS:** Current Value of Service. Overall Severity Index. Maintenance and Rehabilitation.

<sup>1</sup> Universidade Federal de Santa Maria – Campus Cachoeira do Sul, Rodovia Taukif Germano nº 3013, CEP 96503-205, Cachoeira do Sul/RS, [feliperossato@gmail.com](mailto:feliperossato@gmail.com)

<sup>2</sup> Universidade Federal de Santa Maria – Campus Cachoeira do Sul, Rodovia Taukif Germano nº 3013, CEP 96503-205, Cachoeira do Sul/RS, [thais.aquino@ufsm.br](mailto:thais.aquino@ufsm.br)

<sup>3</sup> Universidade Federal de Santa Maria – Campus Cachoeira do Sul, Rodovia Taukif Germano nº 3013, CEP 96503-205, Cachoeira do Sul/RS, [lucas.bueno@ufsm.br](mailto:lucas.bueno@ufsm.br)

<sup>4</sup> Universidade Federal de Santa Maria – Campus Cachoeira do Sul, Rodovia Taukif Germano nº 3013, CEP 96503-205, Cachoeira do Sul/RS, [joao.mattos@ufsm.br](mailto:joao.mattos@ufsm.br)

## INTRODUÇÃO

Construir vias de transportes é uma preocupação histórica e uma atividade desde remotas civilizações, motivadas por razões de ordem econômica, de integração regional e de cunho militar. Pavimentar as vias, ainda na antiguidade, tornou-se atividade essencial para a adequação e preservação dos caminhos mais estratégicos (BALBO, 2007).

Segundo Bernucci *et al.* (2010), a construção de uma estrutura denominada pavimento se faz necessária para distribuir as cargas e resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos, pois o solo natural não é resistente o suficiente para suportar essa ação sem sofrer deformações. Assim, a pavimentação tem por objetivo garantir o tráfego sob quaisquer adversidades ou intempéries, proporcionando melhores condições para a livre circulação de veículos, fomentando o desenvolvimento de um país. Uma rede de transportes eficiente garante qualidade de vida à população, gerando deslocamentos ao menor custo possível, seja econômico, social ou ambiental. Logo, para que o transporte seja realizado de forma eficaz, faz-se necessário que o pavimento esteja em boas condições, oferecendo economia, segurança e conforto aos usuários (BALBO, 2007).

De acordo com dados da pesquisa CNT (CNT, 2021, p. 91), que avalia as condições da superfície da totalidade da malha rodoviária federal pavimentada e das principais rodovias estaduais do país, em 46,9% da extensão avaliada há sinais de desgaste, presença de trincas isoladas ou interligadas, corrugação, exsudação, remendos e desagregação, entre outros. Trincas interligadas e/ou remendos foram identificadas em 34.835 km (31,9%) de um total de 109.096 km avaliados. Apenas em 15% (16.385 km), a superfície encontra-se em perfeito estado de conservação. Destaca-se, ainda, uma extensão de 554 km (0,5%) em que o pavimento foi avaliado como totalmente destruído.

Agravando este cenário, os impactantes gastos com a manutenção e reconstrução precoce dos pavimentos são inconcebíveis e demanda que sejam ampliadas as discussões acerca do estado das vias do país. Essa é uma questão que precisa ter o envolvimento de toda a cadeia produtiva e setores da sociedade, pois só assim será possível encontrar soluções a médio e longo prazo.

O estado da superfície do pavimento é um dos fatores mais importantes a serem observados para garantir a satisfação e segurança do usuário, uma vez que defeitos e irregularidades são facilmente percebidos, afetando diretamente o conforto e aumentando o risco de acidentes, implicando ainda nos custos operacionais de transporte e manutenção dos veículos, que sofrem diretamente com as consequências causadas por tais defeitos. À vista disso, é imprescindível que os países façam uma boa gestão do uso das suas rodovias, através de avaliações das condições dos pavimentos e ações de manutenção e reabilitação. O pavimento, por ser uma estrutura não perene, necessita de um acompanhamento periódico, com métodos capazes de avaliar as suas condições, que podem ser de cunho funcional ou estrutural. A avaliação funcional aborda o conforto ao rolamento (avaliação subjetiva), a condição da superfície (avaliação objetiva), a interação pneu-pavimento e as irregularidades. A avaliação estrutural, por sua vez, está relacionada a capacidade de carga e pode estar vinculada ao projeto e dimensionamento do pavimento (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Nesse contexto, Cachoeira do Sul é um município localizado no centro do estado do Rio Grande do Sul, distante 200 km da capital Porto Alegre, cuja principal rodovia de acesso é a BR-153. Essa rodovia possui uma extensão urbana de aproximadamente 8,7 km, que funciona como um anel viário, desviando o fluxo de veículos comerciais do centro da cidade. Esse fluxo de veículos comerciais é um fator importante, que contribui para a degradação do pavimento asfáltico, sendo necessário um acompanhamento da sua vida útil para que possa ser mantido em boas condições de trafegabilidade e segurança. Portanto, o presente trabalho tem por objetivo avaliar as condições superficiais do pavimento asfáltico de um subtrecho da BR-153, presente na cidade de Cachoeira do Sul/RS, através de avaliações subjetivas e objetivas, a fim de determinar o seu Valor de Serventia Atual (VSA) e o seu Índice de Gravidade Global (IGG). Deste modo, é possível subsidiar uma proposta, se for o caso, de ações a serem realizadas para manutenção e reabilitação do pavimento.

## METODOLOGIA

Para atender ao objetivo deste estudo, foram realizadas as seguintes atividades: definição dos segmentos avaliados, avaliações subjetivas, avaliações objetivas e proposta de ações preventivas e/ou corretivas recomendadas a partir dos resultados obtidos.

### Características do local de estudo

De acordo com dados do IBGE (2021), o município de Cachoeira do Sul, localizado na região central do estado do Rio Grande do Sul, possui uma população de aproximadamente 80.000 habitantes, e devido a sua vasta extensão territorial (3.736,158 km<sup>2</sup>), configura como o nono maior município do Estado. Banhada pelas águas do Rio Jacuí, sua principal atividade econômica é a agricultura e a pecuária. Além da importante atividade agropecuária, a cidade conta com universidades, atividades religiosas, culturais, sociais, empresas e indústrias dos mais diversos ramos.

A principal rodovia de ligação ao município é a BR-153. Essa rodovia possui um subtrecho urbano de 8,7 km, até o Porto de Cachoeira do Sul, que possui características de anel viário, pois atualmente o fluxo de veículos pesados é direcionado para ele. Esse subtrecho está catalogado no Plano Nacional de Viação como 153BRS9000. Do seu início, no local denominado popularmente “Trevo do Horbach”, até o entroncamento com a ERS-403, municipalmente é a Avenida dos Imigrantes; da ERS-403 até o acesso ao Porto, é a Volta da Charqueada. Na Figura 1a é possível observar um panorama do município de Cachoeira do Sul com suas rodovias de ligação, sendo o subtrecho da BR-153/RS, objeto de estudo deste artigo, destacado na cor azul.

Neste local de estudo, foram desenvolvidas as avaliações da superfície asfáltica do pavimento. Para a realização das avaliações, o subtrecho foi dividido em quatro segmentos: dois segmentos estão situados na “Av. dos Imigrantes” e os outros dois na “Volta da Charqueada”. Os segmentos foram escolhidos com algumas ponderações: a) os dois primeiros estão localizados na zona de maior urbanização do trecho, enquanto que os dois últimos em uma zona de características rurais; b) também foram evitados trechos com aclives, declives, pontes e curvas acentuadas.

As avaliações subjetivas foram realizadas em quatro segmentos com 600 metros de extensão, sendo considerada tanto a ida quanto a volta, o que totaliza 4.800 metros de percurso. Nas avaliações objetivas, os segmentos foram concomitantes, porém considerando trechos de 320 metros de cada segmento, totalizando 1280 metros. A Figura 1b exemplifica os quatro segmentos considerados para a realização das avaliações. A Tabela 1 demonstra para cada segmento estudado, o início e término de cada avaliação, conforme o estaqueamento do subtrecho.

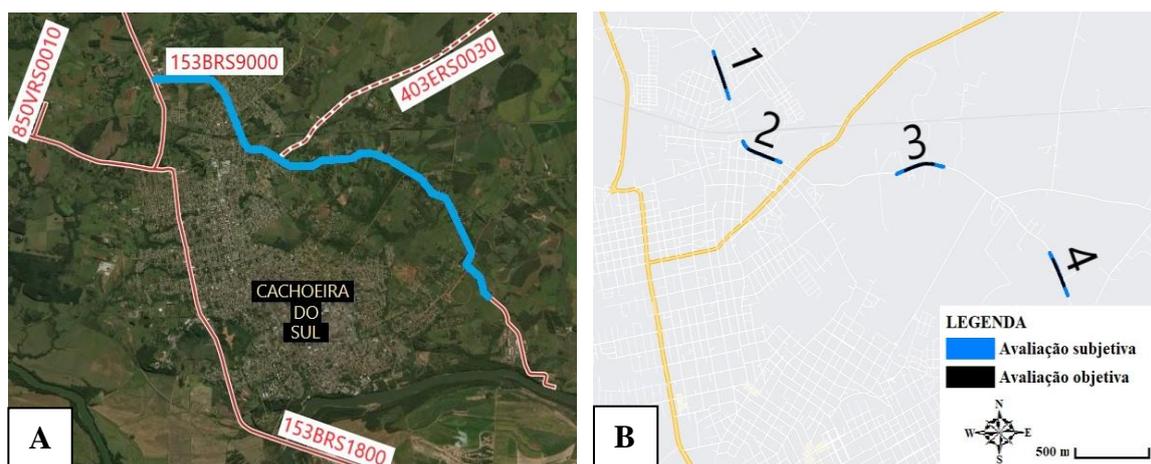


Figura 1. Local de estudo (Adaptado mapa.daer.rs.gov.br e Google Maps, 2021)

Tabela 1. Segmentos de estudo

Segmentos	Avaliação Subjetiva	Avaliação Objetiva
Segmento 1	1+400 → 2+000 2+000 → 1+400	1+500 → 1+800
Segmento 2	2+400 → 3+000 3+000 → 2+400	2+500 → 2+800
Segmento 3	4+500 → 5+100 5+100 → 4+500	4+600 → 4+900
Segmento 4	6+700 → 7+300 7+300 → 6+700	6+800 → 7+100

### Avaliação subjetiva

As avaliações subjetivas foram realizadas com base no que prescreve a norma DNIT PRO 009/2003. Inicialmente, foram impressas as fichas de avaliação constantes no anexo A da norma, e de posse delas, com auxílio de uma prancheta e caneta, os segmentos foram percorridos sob condições climáticas favoráveis.

Os avaliadores foram convidados aleatoriamente, sendo um total de cinco pessoas. A avaliação do Valor de Serventia Atual (VSA) do pavimento iniciava após a explicação do propósito da avaliação e da norma. Foram percorridos com cada pessoa um total de 4 segmentos (Tabela 1), cada um com 600 metros, sendo considerado tanto a ida quanto a volta, totalizando 4.800 metros.

Os segmentos foram percorridos individualmente com cada avaliador, para evitar qualquer tipo de interferência nas avaliações. Para tal, foi utilizado um automóvel considerado popular, da marca Renault, do modelo Sandero, para que o conforto do automóvel não interferisse na percepção do pavimento por parte dos avaliadores. Outro aspecto importante foi o respeito às leis de trânsito, para manter a integridade e a segurança durante a coleta de dados desta pesquisa, e à velocidade de projeto da rodovia (60 km/h), sendo alguns trechos percorridos a 40 km/h devido à presença de controladores eletrônicos de velocidade.

Para determinar o Valor de Serventia Atual (VSA), primeiramente foram analisados os segmentos de forma individual. Para tanto, todas as notas de cada segmento foram contabilizadas, calcularam-se as médias, desvio-padrão e variância no *Excel* e, por fim, foi possível conceituá-los conforme cada faixa de notas da norma, representada na Tabela 2. Posteriormente, o mesmo procedimento foi realizado considerando todos os segmentos para determinar o VSA global.

Tabela 2. Valor de Serventia Atual – VSA (Adaptado de DNIT, 2003)

Padrão de conforto ao rolamento	Avaliação (faixa de notas)
Ótimo	4 a 5
Bom	3 a 4
Regular	2 a 3
Ruim	1 a 2
Péssimo	0 a 1

### Avaliação objetiva

As avaliações objetivas ocorreram com base na norma DNIT PRO 006/2003. Para tanto, foram inventariados os defeitos da superfície do pavimento e realizada a medição nas trilhas de roda, utilizando uma treliça de alumínio conforme o Anexo A da norma, de modo a determinar o Índice de Gravidade Global do pavimento e posteriormente conceituá-lo segundo seu grau de degradação.

A coleta de dados foi realizada em segmentos coincidentes com os da avaliação subjetiva. Em cada um dos quatro segmentos considerados, a avaliação foi desenvolvida em uma extensão de 320 metros, sendo inventariadas 64 estações no total, que a cada 20 metros de deslocamento era alternada em relação ao eixo de rolamento da pista, sendo percorrido um total de 1.280 metros. Para realizar a coleta de dados foram consideradas as demarcações já existentes no bordo da pista, com a representação do estaqueamento da pista pintada de 20 metros em 20 metros. Assim, em cada segmento foram inventariadas 16 estações, cada uma com 6 metros de comprimento, sendo catalogadas todas as patologias encontradas no pavimento e realizada medição nas trilhas de roda. A Figura 2 representa um dia de coleta de dados, na região da estaca 7+000, e a medição de uma trinca para determinar se é do tipo curta ou longa.



Figura 2. Coleta de dados para o inventário de defeitos

De posse dos dados coletados, iniciou-se o processamento das informações. Com base nos anexos B e C da norma, foram elaboradas planilhas no *Excel* para obtenção dos resultados. A primeira planilha estruturada foi a do inventário dos defeitos e do afundamento das trilhas de roda. Nesta planilha, com base na estação inventariada, cada patologia encontrada no pavimento foi classificada conforme a terminologia, e os afundamentos das trilhas de roda internas e externas anotados.

A segunda planilha foi criada para obter o resultado do IGG. Este índice é o resultado do somatório de todos os valores dos Índices de Gravidade Individual (IGI). Para obter esses valores realizaram-se as seguintes etapas: a) cálculo das frequências absolutas, que é o somatório da quantidade de estações que apresentam determinado defeito; b) cálculo das frequências relativas, que é a frequência absoluta dividida pela quantidade de estações inventariadas, expressa em porcentagem; c) cálculo do IGI para cada natureza de defeito, obtido pela frequência relativa multiplicada pelo fator de ponderação (peso a ser considerado conforme a natureza dos defeitos, prefixado pela norma); d) cálculo dos IGI referentes aos afundamentos em trilha de roda, obtido a partir da média dos afundamentos e da média das variâncias dos afundamentos.

Deste modo com o somatório do IGI de cada patologia, o IGI da média dos afundamentos e o IGI da variância dos afundamentos, obtêm-se o IGG do trecho estudado. Este resultado é expresso numericamente e classificado em conceitos conforme a Tabela 3. Tendo em vista uma melhor análise dos resultados, inicialmente foram calculados os valores de IGG individuais, para cada um dos segmentos avaliados, e posteriormente, o IGG “médio” considerando os dados de todos eles.

Tabela 3. Nível de degradação do pavimento de acordo com o IGG (DNIT, 2003)

Conceitos	Limites
Ótimo	$0 < IGG \leq 20$
Bom	$20 < IGG \leq 40$
Regular	$40 < IGG \leq 80$
Ruim	$80 < IGG \leq 160$
Péssimo	$IGG > 160$

## Propostas de ações de manutenção e restauração

As ações de manutenção e restauração (M&R) foram propostas com base nas diversas “árvores de decisão” de Pantigoso (1998), em função do tipo de defeito superficial, e nas ponderações realizadas nas boas práticas de manutenção e restauração rodoviárias da atualidade.

Para cada tipo de patologia, as “árvores de decisão” recomendam uma ação a ser tomada e podem variar em função da severidade do defeito, da extensão e do tráfego. A severidade de cada patologia foi classificada em baixa, média ou alta, sendo que todos os tipos de defeito requerem esta decisão, tomada de acordo com o grau de deterioração que cada patologia catalogada causa à superfície asfáltica. A extensão pode ser do tipo pequena ou grande, sendo requeridas para as tomadas de decisão nas trincas interligadas. O tráfego é parte da decisão nos defeitos de afundamento e desgaste, sendo classificado em baixo, médio ou alto. Por não se ter dados do Volume Médio Diário (VMD), neste caso, o tráfego foi estimado em médio.

Desta forma, cada defeito inventariado durante a aplicação do método do IGG foi catalogado, sendo descrita a decisão tomada e a ação de manutenção e/ou restauração recomendada. Para as fissuras não foram propostas ações de M&R, em virtude de serem incipientes e ainda não causarem problemas funcionais ao revestimento. Além disso, esse tipo de defeito não é abordado pelo método de Pantigoso (1998). Por fim, vale ressaltar que as árvores de decisão propõem ações a serem tomadas individualmente, fato este que, num trecho onde a densidade e a concentração de defeitos sejam muito altas, uma atividade de reabilitação como o recapeamento seria o mais indicado.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Avaliação Subjetiva - VSA

A Tabela 4 apresenta os resultados das avaliações subjetivas para os quatro segmentos avaliados. A partir das notas de cada avaliador, cada segmento teve a média aritmética das notas calculada, determinando seu Valor de Serventia Atual. O VSA global, ou seja, do trecho estudado como um todo, foi obtido a partir da média das notas de todos os segmentos. De posse dos valores de VSA, foi possível conceituar os segmentos e a rodovia de modo geral. Além da média das notas, foram calculados o desvio padrão e a variância, com o intuito de melhor analisar os dados obtidos.

Tabela 4. Resultados das avaliações subjetivas e Conceito de cada segmento

Trecho	Média	Desvio Padrão	Variância	Mínimo	Máximo	Conceito
Segmento 1	3,83	0,269	0,072	3,5	4,2	Bom
Segmento 2	3,37	0,215	0,046	3	3,6	Bom
Segmento 3	2,85	0,233	0,055	2,5	3,2	Regular
Segmento 4	4,06	0,092	0,008	3,9	4,2	Ótimo
<b>VSA global</b>	<b>3,53</b>	<b>0,510</b>	<b>0,260</b>	<b>2,5</b>	<b>4,2</b>	<b>Bom</b>

Com base nos dados estatísticos apresentados, verifica-se que os parâmetros de dispersão calculados, desvio padrão e variância, foram relativamente baixos, indicando que as notas dos avaliadores não se distanciaram da média aritmética calculada para cada segmento. Ademais, as variações entre as notas máxima e mínima foram pequenas ( $< 1,0$ ), confirmando que houve pouca variação das notas atribuídas pelos avaliadores nos 4 segmentos estudados.

Em relação ao padrão de conforto ao rolamento, nota-se que os segmentos obtiveram conceitos diferentes. O terceiro segmento apresentou dispersão em relação às notas dos demais e foi o pior avaliado, sendo classificado como regular (VSA = 2,85), inclusive obtendo a menor nota (2,5) entre os trechos avaliados. As possíveis causas quanto à percepção dos avaliadores à suavidade e ao

conforto ao rolamento podem estar relacionadas às irregularidades causadas pelas patologias mais significativas presentes neste segmento (trincas em bloco e trincas “couro de jacaré”), além das operações de aceleração e frenagem, devido a presença de dispositivos para redução da velocidade na região. Por outro lado, o quarto segmento obteve o melhor resultado, sendo classificado como ótimo (VSA = 4,06), o que pode estar atrelado à reduzida quantidade de defeitos superficiais no pavimento, que resultam em maior conforto ao usuário.

A influência dos defeitos sobre a superfície asfáltica, causando irregularidades e afetando o conforto ao rolamento, também foi constatada por Veras (2017). Em seu estudo acerca das condições da superfície asfáltica de um trecho de 3,8 km da Av. Rio Branco, no município de Mossoró/RN, o autor relaciona que o valor do VSA de 1,5 (conceito ruim) se justifica pelo fato da avenida apresentar defeitos generalizados. O entendimento de que os defeitos superficiais influenciam na avaliação do VSA também foi constatado por Comassetto (2019), em uma avaliação subjetiva realizada na rodovia ERS-348 na cidade de Dona Francisca/RS. A autora descreve que onde o pavimento obteve melhores conceitos, notou-se que havia sido realizado algum tipo de restauração anteriormente, pelo fato de possuir menos incidência de patologias na superfície, acarretando em um VSA maior. Já os segmentos avaliados como ruins, foram aqueles em que a incidência de panelas e trincas foram facilmente notadas por inspeção visual, pela quantidade em que estavam dispostas na via, assim como sua severidade.

Outro aspecto importante a ser analisado é a comparação dos resultados entre a Av. dos Imigrantes e a Volta da Charqueada. Os conceitos dos dois primeiros segmentos, localizados no trecho da Av. dos Imigrantes, foram compatíveis, indicando a homogeneidade das condições da superfície asfáltica nesse trecho, além de adequado conforto ao rolamento (conceito bom). Por sua vez, o terceiro e quarto segmento, localizados na Volta da Charqueada, foram conceituados de maneira distinta, o que pode estar associado às ações do tráfego de veículos no local, pois nas proximidades do terceiro segmento, classificado como regular, há escola, centro mediúnic, minimercado, residências, enquanto o quarto segmento, classificado como ótimo quanto ao conforto ao rolamento, apresenta como único polo gerador de tráfego o parque da romaria.

A interferência da ação do tráfego de veículos sobre o pavimento nos valores do VSA também foi correlacionada por Barros (2018). Em sua análise da rodovia José Roberto Pena, entre os km 9 e 11, em Cristais/MG, a autora conclui que o trecho sofre pela ausência de conservação ao mesmo tempo que pelo crescimento e intensidade de veículos, afetando o nível de serventia atual (VSA), que foi avaliado com nota 1,67, corresponde a um conceito ruim.

De modo geral, os avaliadores classificaram a superfície estudada como estando em um bom padrão quanto à suavidade e o conforto ao rolamento (VSA global = 3,53). Há de se considerar que a cidade de Cachoeira do Sul possui características interioranas. Devido às características urbanas de um município com mais de 200 anos, com ruas por vezes estreitas, com calçamento de paralelepípedo e baixa densidade de ruas com revestimento asfáltico, conclui-se que pela percepção do grupo de avaliadores, um trecho onde os veículos possam transitar com velocidade entre 40 km/h e 60 km/h, e sem a presença de defeitos de grande magnitude, satisfaz seu propósito.

### **Avaliação Objetiva - IGG**

A Figura 3 apresenta os defeitos inventariados com maior frequência ao longo do trajeto analisado: trinca em bloco, trinca couro de jacaré, remendo e fissura. No geral, foram oito tipos de patologias encontradas, sendo que elas se repetiam nas estações. Além dos defeitos já citados, também foram encontrados afundamentos plásticos, exsudação, trincas transversais curtas e desgaste.

Em comparação com os resultados do trabalho realizado por Comassetto (2019), os defeitos superficiais mais comuns foram semelhantes. Em sua investigação e avaliação das manifestações patológicas encontradas em 6 km do pavimento asfáltico da rodovia ERS-348, próximo ao

município de Dona Francisca/RS, o trecho apresentou com maior frequência as trincas do tipo “couro de jacaré” e “em bloco”, seguido pelas trincas isoladas e os remendos.

Como mencionado na metodologia, os defeitos e afundamentos nas trilhas de roda foram inventariados em 4 segmentos. Assim, o Índice de Gravidade Global foi inicialmente calculado separadamente por segmentos, sendo os valores apresentados na Tabela 5, juntamente como os seus respectivos conceitos.



Figura 3. Defeitos encontrados ao longo dos segmentos avaliados

Tabela 5. IGG e Conceito dos segmentos

Trecho	IGG	Conceito
Segmento 1	39,57	Bom
Segmento 2	62,38	Regular
Segmento 3	33,79	Bom
Segmento 4	17,88	Ótimo

Analisando os resultados, o pior segmento avaliado quanto ao IGG foi o segundo, com conceito regular (IGG = 62,38), indicando o seu atual grau de degradação. É possível destacar como principais fatores de influência nesse resultado a presença de grandes remendos da largura da pista de rolamento, o que afetou inclusive nas medições dos afundamentos nas trilhas de roda. Além disso, foram observados defeitos de exsudação e afundamento plástico, fatos não constatados nos demais segmentos, cujo estado de conservação variou de bom a ótimo.

Comparando os segmentos 1 e 2, localizados na Av. dos Imigrantes, com os segmentos 3 e 4 da Volta da Charqueada, verifica-se que, em linhas gerais, a Av. dos Imigrantes encontra-se em pior estado de conservação (maiores valores de IGG, com destaque para o segmento 2). Esse resultado está associado aos afundamentos em trilhas de roda (as médias das variâncias foram as maiores, o que pode estar interligado com o fluxo de veículos maior neste local) e aos defeitos presentes na sua superfície asfáltica, que são de maior severidade (apesar de haver menor presença de trincas do tipo

FC-1, há outras patologias como afundamento plástico, ondulação, exsudação e uma maior quantidade de remendos).

Por fim, a Tabela 6 apresenta o cálculo detalhado do Índice de Gravidade Global considerando os quatro segmentos avaliados. É possível perceber uma expressiva quantidade de defeitos do tipo FC-I (trincas isoladas) e do tipo FC-II (trincas interligadas), se comparado aos demais defeitos. Os remendos também são observados ao longo do trecho, afetando o estado de conservação da rodovia. Todavia, o IGG de 38,40 apontou para um bom estado de conservação da extensão da BR-153 em Cachoeira do Sul/RS, indicando uma perspectiva geral do grau de degradação do seu pavimento.

Tabela 6. Cálculo do IGG considerando todos os segmentos

Tipo	Natureza do Defeito	Frequência absoluta	Frequência relativa	Fator de Ponderação	IGI
1	FC-I	10	15,63%	0,2	3,13
2	FC-II	11	17,19%	0,5	8,59
4	ALP, ATP	1	1,56%	0,9	1,41
5	O, P, E	1	1,56%	1	1,56
6	Ex	1	1,56%	0,5	0,78
7	D	2	3,13%	0,3	0,94
8	R	6	9,38%	0,6	5,63
9	F =	TRI = 2,7	TRE = 4,8	F = 3,76	5,01
10	Fv =	TRIV = 11,81	TREv = 10,91	Fv = 11,36	11,36
Nº de estações inventariadas = 64			Índice de Gravidade Global		38,40
<b>Conceito Global - BOM</b>					

### Análise conjunta das avaliações objetiva e subjetiva

A análise conjunta das avaliações realizadas neste estudo tem por objetivo verificar as semelhanças e diferenças dos resultados. Desse modo, a Figura 4 traz uma análise gráfica comparativa entre as notas obtidas nas avaliações do Índice de Gravidade Global e do Valor de Serventia Atual.

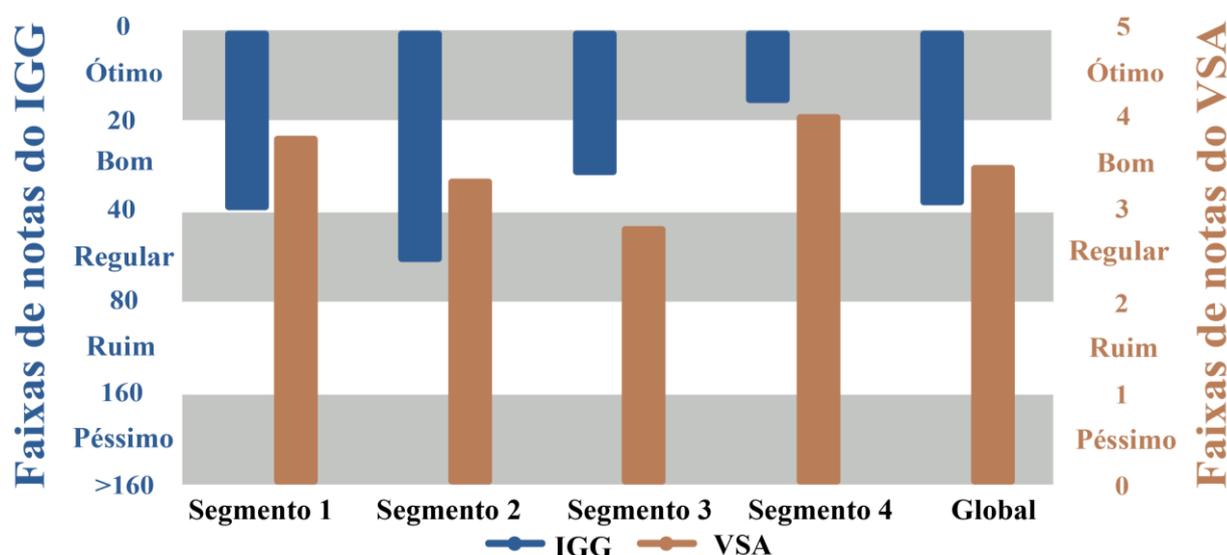


Figura 4. Análise gráfica comparativa do VSA e IGG

Nos segmentos individuais, tanto o primeiro quanto o quarto segmento obtiveram resultados semelhantes para o VSA e IGG, com conceitos respectivamente bom e ótimo, o que pode estar

relacionado às condições da superfície do pavimento, pois para ambos houve relativamente baixa quantidade de defeitos inventariados e afundamentos nas trilhas de roda modestos, o que influencia da mesma maneira a percepção do usuário em relação ao conforto.

Por outro lado, os segmentos 2 e 3 obtiveram resultados distintos. No segundo, os defeitos inventariados de afundamento plástico, remendo e exsudação influenciaram no resultado do estado de conservação da rodovia de maneira negativa (conceito regular), porém não chegaram a influenciar a percepção dos avaliadores quanto à suavidade e conforto ao rolamento (conceito bom). Já para o terceiro segmento, acredita-se que a elevada quantidade de trincas interligadas pode ter sido o fator que influenciou o grupo de avaliadores a ter o classificado como regular ao conforto ao rolamento, mesmo isso não tendo impactado de forma relevante no valor do IGG. Contudo, destaca-se que o VSA desse segmento foi muito próximo do conceito bom (por apenas 1 décimo não se obteve a mesma classificação do IGG). De modo geral, é possível perceber que ambos os segmentos foram os piores avaliados, independentemente do tipo de avaliação.

No que se refere às condições da superfície da rodovia como um todo, constata-se que os resultados globais das avaliações do VSA e IGG, considerando todos os segmentos avaliados, foram compatíveis. Os conceitos evidenciam as boas condições da superfície asfáltica da extensão da BR-153 no perímetro urbano da cidade de Cachoeira do Sul/RS, tanto quanto ao seu estado de conservação como ao conforto ao deslocamento.

Conceitos semelhantes de VSA e IGG também foram obtidos por Netto (2013), que ao investigar alguns pavimentos flexíveis da zona urbana de Alegrete constatou boas condições de conforto ao rolamento (VSA = 3,6) e um bom estado de conservação (IGG = 38,91) para a Rua Barão do Amazonas. Já Gomes e Serafim (2018), ao avaliaram o desempenho funcional do km 4 da MG/329 no município de Caratinga/MG, verificaram que o trecho 5 do estudo apresentou um VSA de 1,5, sendo classificado como ruim, e um IGG de 163,12, característico de superfícies em péssimo estado de conservação. As avaliações demonstraram que apesar dos conceitos não serem compatíveis, indicam um alto grau de degradação da rodovia e baixo conforto ao rolamento

### **Ações de manutenção e restauração**

Utilizando a metodologia da “árvore de decisão”, proposta por Pantigoso (1998), que considera para cada tipo de patologia e suas características uma determinada ação a ser tomada, analisaram-se possíveis ações de manutenção. As ações de restauração não foram propostas por não haver necessidade, tendo em vista as condições favoráveis que a superfície asfáltica se encontra, conforme apresentado anteriormente.

A Tabela 7 resume os defeitos encontrados nas estações inventariadas e as decisões que basearam as propostas de ação de manutenção. A seguir, são apresentadas algumas ponderações referentes aos principais defeitos encontrados, com exceção das fissuras, como mencionado na metodologia.

As trincas interligadas (bloco e couro de jacaré) são defeitos que afetam o pavimento de forma estrutural, pois reduzem a sua integridade, e também de forma funcional, devido às irregularidades que impactam no conforto ao rolamento. Uma das possíveis causas associadas a aparição desses defeitos ao longo dos segmentos é a fadiga do pavimento, que ocorre devido a repetição das cargas proveniente do tráfego de veículos. Além dos efeitos relatados, pode ocorrer a infiltração de água nas cavidades das trincas em blocos, causando a erosão de suas bordas e piorando sensivelmente a qualidade da superfície asfáltica. Para evitar este agravamento a ação recomendada é aplicar uma capa selante nas trincas interligadas que requerem esta ação. Apesar da recomendação proposta por Pantigoso (1998), nos dias atuais a ação comumente utilizada para manutenção nestes tipos de defeitos é o microrrevestimento asfáltico, sendo o mais apropriado a ser realizado neste momento.

Apesar de ser uma atividade de conservação da rodovia, o remendo é considerado um defeito por apresentar uma região de fragilidade em uma ou mais camadas do pavimento. O seu principal

impacto no pavimento está associado ao conforto no rolamento. Logo, para os remendos que encontram-se em estado de severidade média, aconselha-se que seja aplicado um selante acompanhado de tratamento superficial, ao passo que para os remendos com alto nível de degradação o ideal é que sejam refeitos.

Tabela 7. Propostas de Manutenção e Reabilitação (M&R)

Defeito	Decisão	Ação M&R
Trincas Transversais	Severidade Baixa	Dispensa Intervenção*
Trincas Interligadas (Bloco + Jacaré)	Severidade Baixa, Extensão Pequena	
	Severidade Média, Extensão Pequena	Capa selante/ Microrrevestimento Asfáltico
	Severidade Baixa, Extensão Grande	
Ondulação	Severidade Baixa	Dispensa Intervenção*
Exsudação	Severidade Baixa	
Afundamento	Severidade Baixa, Tráfego Médio	
Desgaste	Severidade Baixa, Tráfego Médio	Dispensa Intervenção*
Remendo	Severidade Baixa	
	Severidade Média	
	Severidade Alta	Remendo

Nota: \* Por ora, sendo imprescindível haver um monitoramento contínuo da evolução desses defeitos.

Em relação às trincas transversais curtas, acredita-se que a principal causa associada a ocorrência deste defeito nos segmentos em estudo seja a diminuição das propriedades elásticas do revestimento devido ao fenômeno de fadiga. Devido ao baixo grau de severidade, por ora, recomenda-se não realizar nenhuma ação de manutenção neste defeito.

O mesmo é indicado para outros defeitos como afundamento, ondulação, exsudação e desgaste. A exsudação foi inventariada de maneira singela em uma única estação, não causando efeitos práticos na funcionalidade do pavimento, sendo a sua origem possivelmente associado a excessiva quantidade de ligante durante a fase de construção da rodovia. Já o desgaste aparentemente está na fase inicial de manifestação, devido ao baixo grau de severidade, sendo seu possível surgimento ligado a falhas de adesividade ligante-agregado, e por isto, neste momento, dispensa intervenção.

Ressalta-se que nos casos em que não se recomenda nenhuma ação de manutenção no momento, é imprescindível haver um monitoramento contínuo da evolução da degradação do pavimento. Sempre que necessário, ações preventivas devem ser tomadas para aumentar a vida útil da superfície asfáltica. A recomendação de gerenciar um pavimento a fim de aumentar a sua vida útil, agindo de forma preventiva ou preditiva para garantir seu correto funcionamento, foi abordado por Melo (2018). O autor constatou que identificando as patologias e fazendo o seu devido reparo, pode-se estar evitando a formação de novos defeitos e gastos desnecessários. Ademais, aponta no geral, a falta de drenagem, manutenção, problemas de execução, excesso de carga, excesso de tráfego e uso de materiais de qualidade duvidosa como os principais motivos para a formação das patologias nos pavimentos flexíveis.

Deste modo as ações de manutenção propostas estão baseadas nas “árvores de decisão” e nas ponderações realizadas. Destaca-se que é preciso agir nas patologias encontradas na superfície do pavimento, principalmente nos remendos e nas trincas interligadas, que requerem ações de manutenção como reconstrução e execução de microrrevestimento asfáltico, respectivamente. Também é importante destacar que os defeitos são os sintomas de que há problemas estruturais no pavimento, e não o diagnóstico, sendo importante investigar o motivo pelo qual surgiram. Por fim, ressalta-se que em nenhum momento durante este estudo percebeu-se a presença de panelas ou buracos na rodovia, ou seja, o pavimento não apresenta um dos estados de degradação mais severos.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo avaliou as condições da superfície asfáltica da extensão da BR-153 na cidade de Cachoeira do Sul/RS, por meio de avaliações subjetivas (VSA) e objetivas (IGG) realizadas em quatro segmentos da rodovia. Em ambas avaliações foram obtidos diferentes conceitos para os trechos avaliados. No geral, o VSA dos segmentos variou de bom a ótimo, com exceção do segmento 3, classificado como regular, possivelmente devido a maior presença de defeitos do tipo FC-II e às mudanças de velocidade causadas pelos dispositivos de redução instalados nesse local. O IGG dos segmentos também variou de bom a ótimo, salvo o segmento 2, conceituado como regular, onde diferentes tipos de defeitos foram inventariados afetando de maneira negativa esse índice. Não obstante, o VSA global de 3,53 e o IGG médio de 38,40 indicaram que o pavimento da BR-153 no entorno da cidade de Cachoeira do Sul encontra-se em boas condições quanto à suavidade e conforto ao rolamento e em bom estado de conservação.

Assim, devido às condições favoráveis da superfície asfáltica, as ações de manutenção propostas focaram em dois principais tipos de defeitos: remendos e trincas interligadas. Para o primeiro, recomenda-se a aplicação de um selante + tratamento superficial ou que sejam refeitos, dependendo do grau de degradação. Já nas trincas interligadas propõe-se a execução de um microrrevestimento asfáltico. No geral, as avaliações realizadas, assim como as ações propostas, tem o intuito de inibir a evolução desses defeitos ao longo da vida útil da rodovia, mantendo o pavimento em boas condições de trafegabilidade por mais tempo, garantindo conforto e segurança ao usuário.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração**. Oficina de texto, 2007.
- BARROS, J. N. **Análise de Pavimento Flexível**: Estudo de um trecho crítico na rodovia José Roberto Pena. Artigo (Graduação em Engenharia Civil). Centro Universitário do Sul de Minas Gerais, Varginha, 2018.
- BERNUCCI, L. B. et al. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. 3a Ed. ed. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2010.
- COMASSETTO, E. G. **Manifestações Patológicas em Pavimento Asfáltico – Estudo de Caso: ERS-348**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). UNISC, Santa Cruz do Sul, 2019.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES. **Pesquisa CNT de rodovias 2021**. Brasília: CNT, 2021.
- DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Mapa rodoviário interativo do Rio Grande do Sul**. DAER, 2021. Disponível em: <<https://mapa.daer.rs.gov.br/i3geo/interface/ol.htm>>. Acesso em: 2 out. 2021.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT PRO 009: Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento**. Brasília: DNIT, 2003.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT PRO 006: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento**. Brasília: DNIT, 2003.
- PANTIGOSO, J. F. G. **Uso dos Sistemas de Informações Geográficas para a Integração da Gerência de Pavimentos Urbanos com as Atividades das Concessionárias de Serviços Públicos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 1998.
- GOMES, I. P. SERAFIM, L. A. **Estudo do Desempenho Funcional da Rodovia MG/329 e Propostas de Soluções para as Patologias Identificadas**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Faculdades Doctum de Caratinga, Caratinga, 2018.
- GOOGLE MAPS. **Cachoeira do Sul**. Brasil, RS, 2021. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/@-30.0299519,-52.8954508,13z>>. Acesso em: 2 out. 2021.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Portal cidades@**. IBGE, 2021. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/cachoeira-do-sul/panorama>>. Acesso em: 2 dez. 2021.
- MELO, M. S. DE. **Patologias no Pavimento Flexível**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Paranaense, Toledo, 2018.
- NETTO, M. R. **Estudo de Caso do Pavimento Flexível em Determinados Pontos da Zona Urbana de Alegrete-RS**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2013.
- VERAS, L. S. **Avaliação da Serventia de um Trecho de Pavimento da Cidade de Mossoró/RN Através do Levantamento Visual Contínuo (LVC)**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Mossoró, 2017.

## 24º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) 47ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)

### UTILIZAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM MATERIAL FRESADO E LIGANTE DE ALTA PENETRAÇÃO NA RODOVIA SP-070

**CECÍLIA FORTES MERIGHI<sup>1</sup>; WILLIAM FEDRIGO<sup>1</sup>; BETHANIA MACHADO CORREA<sup>2</sup>; THAÍS RADÜNZ KLEINERT<sup>2</sup>; GRACIELI BORDIN COLPO<sup>2</sup>; FELIPE DO CANTO PIVETTA<sup>2</sup>; LÉLIO ANTÔNIO TEIXEIRA BRITO<sup>2</sup>; LUIS ALBERTO HERRMANN DO NASCIMENTO<sup>3</sup>**

#### RESUMO

O presente trabalho versa sobre um estudo de caso de obra inovador realizado na rodovia SP-070, no qual foi utilizada mistura asfáltica com fresado e cimento asfáltico de petróleo de alta penetração (CAP AP). Este ligante asfáltico, recém desenvolvido, tem como principal característica sua capacidade de rejuvenescer o fresado adicionado em misturas asfálticas. O trabalho é dividido em três etapas, sendo elas: (1) ensaios de laboratório (caracterização dos materiais utilizados, projeto de dosagem e ensaios de desempenho da mistura asfáltica); (2) descrição da aplicação da mistura asfáltica em campo e; (3) previsão do desempenho do pavimento, obtida por meio de análises viscoelásticas realizadas no software *Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses* (LVECD). A mistura asfáltica com fresado e CAP AP demonstrou resultados satisfatórios nas três etapas desenvolvidas e, mesmo que os resultados do estudo sejam válidos para este caso específico, acredita-se que o CAP AP apresente potencial para realizar o que se propõe. De forma a respaldar os resultados obtidos, o estudo será complementado com análises laboratoriais de controle tecnológico e de caracterização avançada da mistura asfáltica. Da mesma forma, serão realizados monitoramentos periódicos do trecho experimental com o intuito de validar as previsões de desempenho do pavimento obtidas usando a metodologia LVECD.

**PALAVRAS-CHAVE:** Reciclagem de pavimentos; cimento asfáltico de petróleo de alta penetração; trecho experimental.

#### ABSTRACT

This work was developed over an innovative case study of the SP-070 road, in which reclaimed asphalt pavement (RAP) and a high penetration binder (CAP AP) were used as constitutive materials for the asphalt mixture there used. This newly developed high penetration binder's main characteristic is its capacity to soften RAP fractions in asphalt mixtures. The study is divided in three stages: (1) lab testing (material characterization, mix design and asphalt mixture performance testing); (2) developed mixture's field placement description; and (3) pavement performance prediction, using viscoelastic analysis (by means of the *Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses* - LVECD – software). The developed mix with RAP and high penetration binder presented satisfactory results in all three stages of the project, leading to an understanding that, regardless of this projects' specific characteristics, the CAP AP is capable of achieving its designed performance. Additionally, this study will be furthered by technological control lab analysis and advanced mixture characterization. Also, periodical field verification will be performed to validate the predicted performance using the LVECD methodology.

**KEYWORDS:** Pavement recycling; high penetration binder; reclaimed asphalt pavement; experimental section.

<sup>1</sup> EcoRodovias, cecilia.merighi@ecorodovias.com.br, william.fedrigo@ecorodovias.com.br

<sup>2</sup> LAPAV/UFRGS, bethania.correa@ufrgs.br, thais.kleinert@ufrgs.br, gracieli.colpo@ufrgs.br, fepivetta@hotmail.com, lelio.brito@ufrgs.br

<sup>3</sup> CENPES/PETROBRAS, luisnascimento@petrobras.com.br



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

[www.rapvenacor.com.br](http://www.rapvenacor.com.br)



## INTRODUÇÃO

A sigla ESG, que, em inglês, significa *Environmental, Social e Governance* (Meio Ambiente, Social e Governança, em português), é uma métrica utilizada para mensurar as práticas de uma empresa ou instituição ligada a esses três pilares. Uma vez como meta, o ESG impulsiona o crescimento sustentável da empresa/instituição ao mesmo tempo que fortalece a sociedade e o meio ambiente. Estima-se que globalmente existam mais de \$23 trilhões de ativos sob gestão do ESG e este número tende a crescer e ter maior significância nos próximos anos (HILL, 2020).

Em 2015, a Organização das Nações Unidas (ONU) adotou metas mundiais para 2030 que foram divididas em 17 grupos. Entre eles, existe o Grupo 9, que versa sobre Indústria, Inovação e Infraestrutura. Com o estabelecimento destas metas, países signatários estão buscando a redução da emissão de gases do efeito estufa (*Greenhouse Gas*, GHG).

Nas últimas décadas, a indústria da pavimentação asfáltica também vem buscando novas alternativas ao consumo de materiais virgens e emissão de gases poluentes. A reciclagem de pavimentos é uma das técnicas que apresenta, não somente vantagens econômicas, mas também sustentáveis (GENESSEAU, 2015; HOY *et al.*, 2017). A inserção de material fresado de revestimentos asfálticos (do inglês, *Reclaimed Asphalt Pavement – RAP*) em novas misturas ganhou destaque nos últimos anos. Estima-se que o uso de fresado no ano de 2017 tenha reduzido a necessidade de 3,8 milhões de toneladas (21,5 milhões de barris) de ligante asfáltico e mais de 72 milhões de toneladas de agregado (WILLIAMS *et al.*, 2018). Além disso, essa técnica colabora para a diminuição da pegada de carbono do processo de usinagem da mistura asfáltica, contribuindo para atingir as metas estabelecidas pela ONU.

O Brasil apresenta grande potencial para a reutilização do fresado em revestimentos asfálticos, porém ainda encontra barreiras como a falta de usinas adaptadas para inserção desse material. Embora, países da Europa e os Estados Unidos busquem maximizar a utilização desse material na mistura, utilizar uma porcentagem reduzida (até 20%) pode simplificar o processo. Pois, neste caso, geralmente não se faz necessário utilizar agentes de reciclagem e corrigir a viscosidade do ligante asfáltico presente no fresado (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, FHWA, 1997).

Demonstrando a importância da reciclagem de pavimentos asfálticos, em 2021, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) publicou a resolução n° 14 (DNIT, 2021) que dispõe que todos os projetos de engenharia de restauração, adequação de capacidade e ampliação de obras viárias desenvolvidos pelo próprio órgão (sendo a Sede ou Superintendências) deverão aplicar como solução e orçamento camadas asfálticas que contenham fresado.

Neste contexto, com o intuito de incentivar o uso de fresado em novos revestimentos asfálticos, o presente trabalho trata sobre um estudo de caso de obra na rodovia SP-070, no qual foi utilizada mistura asfáltica com fresado e cimento asfáltico de petróleo de alta penetração (CAP AP), desenvolvido especificamente para este tipo de serviço. No trabalho, são apresentados os resultados de ensaios de laboratório, a descrição da aplicação do material em campo e a previsão do desempenho do pavimento obtida por meio de análises viscoelásticas.

## MATERIAIS E ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste estudo de caso os materiais utilizados no projeto foram agregados, fresado e CAP AP. Este ligante asfáltico exerce ação rejuvenescedora no fresado e possui como características uma penetração a 25°C entre 70 e 85 dmm e um ponto de amolecimento mínimo de 44°C. As características desse ligante estão apresentadas na Tabela 1. É importante destacar que o parâmetro FFL<sub>PSE</sub> (Fator de Fadiga do Ligante), um dos indicadores da vida de fadiga, apresentou resultado de 1,49 para esse tipo de ligante, o que indica vida de fadiga superior a dos produtos típicos (CAP 50/70 e CAP 30/45), que possuem valores de FFL<sub>PSE</sub> entre 1,30 – 1,40. Dessa forma, o CAP AP possui bom potencial para aplicações com reciclagem a quente.

Tabela 1. Características do ligante CAP AP

Características	Valor
Densidade 20/4°C (g/cm <sup>3</sup> )	1,0038
Penetração (100 g, 5 s, 25°C), dmm	77
Ponto de amolecimento, °C	49
Ponto de Fulgor, °C	312
Visc Brookfield a 135°C, cP	230,3
Visc Brookfield a 150°C, cP	120,9
Visc Brookfield a 175°C, SP 21, cP	46,9
Cisalhamento dinâmico 10 rad/s @ 64°C,  G* /send, kPa	6,76
<b>RTFOT A 163°C, 85 min</b>	
Varição em massa, %	(-)0.3082
MSCR @ 64°C – Jnr3200; Jnrdif < 0,75, 1/kPa	7,9
LAS - FFL <sub>PSE</sub>	1,489

Os agregados utilizados são de origem granítica, apresentando perda por abrasão Los Angeles de 25,7%. O fresado possuía 6,12% de ligante asfáltico e foi incorporado à mistura em uma porcentagem de 20%. A Tabela 2 apresenta outras características do ligante presente no fresado.

Tabela 2. Características do ligante presente no fresado

Característica	Valor
Penetração (dmm)	11
Viscosidade Brookfield 177 °C (cP)	455
G*/send @ 64 °C / 100 °C (kPa)	120,27 / 1,28

A dosagem da mistura densa tipo EGL 16/19 mm foi realizada utilizando-se a metodologia Superpave com 100 giros. Após, para fins de execução e controle de campo, obteve-se a densidade aparente da mistura por meio da metodologia Marshall. Foi definido um teor ligante total de 4,7%, resultante da aplicação de 3,5% de CAP AP e 1,2% de ligante do fresado. A mistura possui uma composição granulométrica com 20% de brita 1", 10% de brita 1/2", 25% de pedrisco, 24% de pó de pedra, 1% de cal e 20% de RAP. A Figura 1 mostra a curva granulométrica da mistura e os limites da faixa EGL 16/19 mm da especificação ET-ECS.000.000-PAV/07 (ECORODOVIAS, 2020).

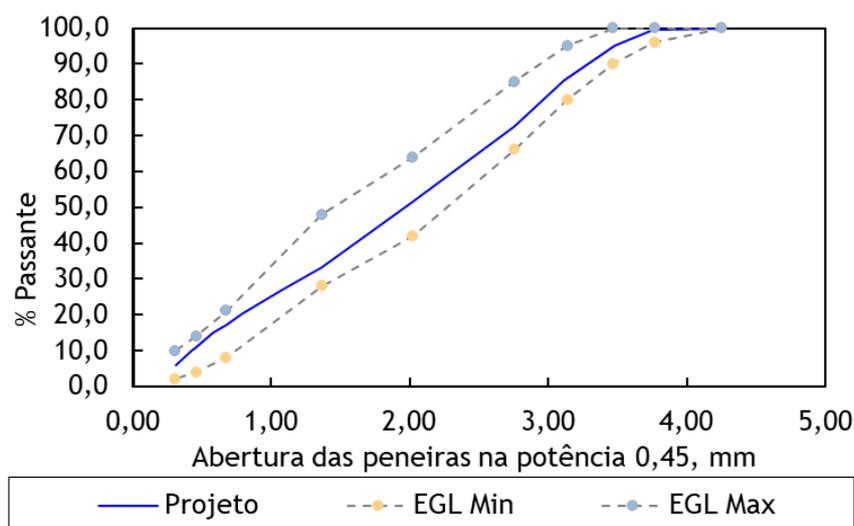


Figura 1. Curva granulométrica da mistura asfáltica

O resumo da dosagem e das propriedades volumétricas da mistura é apresentado na Tabela 3, assim como os resultados dos ensaios mecânicos. Com o intuito de prever o desempenho do pavimento, também foram realizados ensaios de fadiga através do protocolo *Simplified Viscoelastic Continuum Damage*, S-VECD (UNDERWOOD; BAEK e KIM, 2012) e de deformação permanente através do protocolo de ensaio *Stress Sweep Rutting*, SSR (KIM e KIM, 2017). Na Figura 2 consta a curva mestra de módulo dinâmico (a); a curva de dano característica da mistura (b) para temperatura de referência de 20°C, utilizada no modelo de fadiga; a curva de calibração do *shift-model* (c), utilizada na previsão de deformação permanente; e a envoltória de ruptura da mistura asfáltica (d), caracterizada por meio do critério de ruptura  $G^R$ , apresentado por Sabouri e Kim (2014), baseado no acúmulo da dissipação de energia de pseudo-deformação.

Tabela 3. Resumo da dosagem e das propriedades mecânicas da mistura com RAP

Propriedade	Especificação	Valor
Temp. do CAP AP para mistura, °C	-	155
Temp. dos agregados para mistura, °C	170 – 175	173
Temp. da mistura para compactação, °C	-	145
Volume de vazios, %	3,5 – 5,5	4,3
VAM, %	≥ 13	14,6
RBV, %	65 a 78	70,5
Relação filer-betume, %	0,6 – 1,4	1,33
Densidade do CAP AP	-	0,998
Densidade aparente dos agregados (inclui fresado)	-	2,656
Densidade efetiva dos agregados (inclui fresado)	-	2,679
Densidade máxima da mistura (Dmm)	-	2,487
Densidade aparente da mistura @ Ndes	-	2,381
Densidade aparente da mistura – Marshall 75 golpes por face	-	2,380
Dano por umidade induzida, RRT%	≥ 75%	96
Flow Number @60 °C e 204 kPa, número de ciclos	300 ≤ FN < 750 (DNIT, 2020)	578
Módulo dinâmico @ 20 °C e 10 Hz, MPa	-	9567
Resistência à tração indireta @ 25 °C, MPa	≥ 0,8	1,24

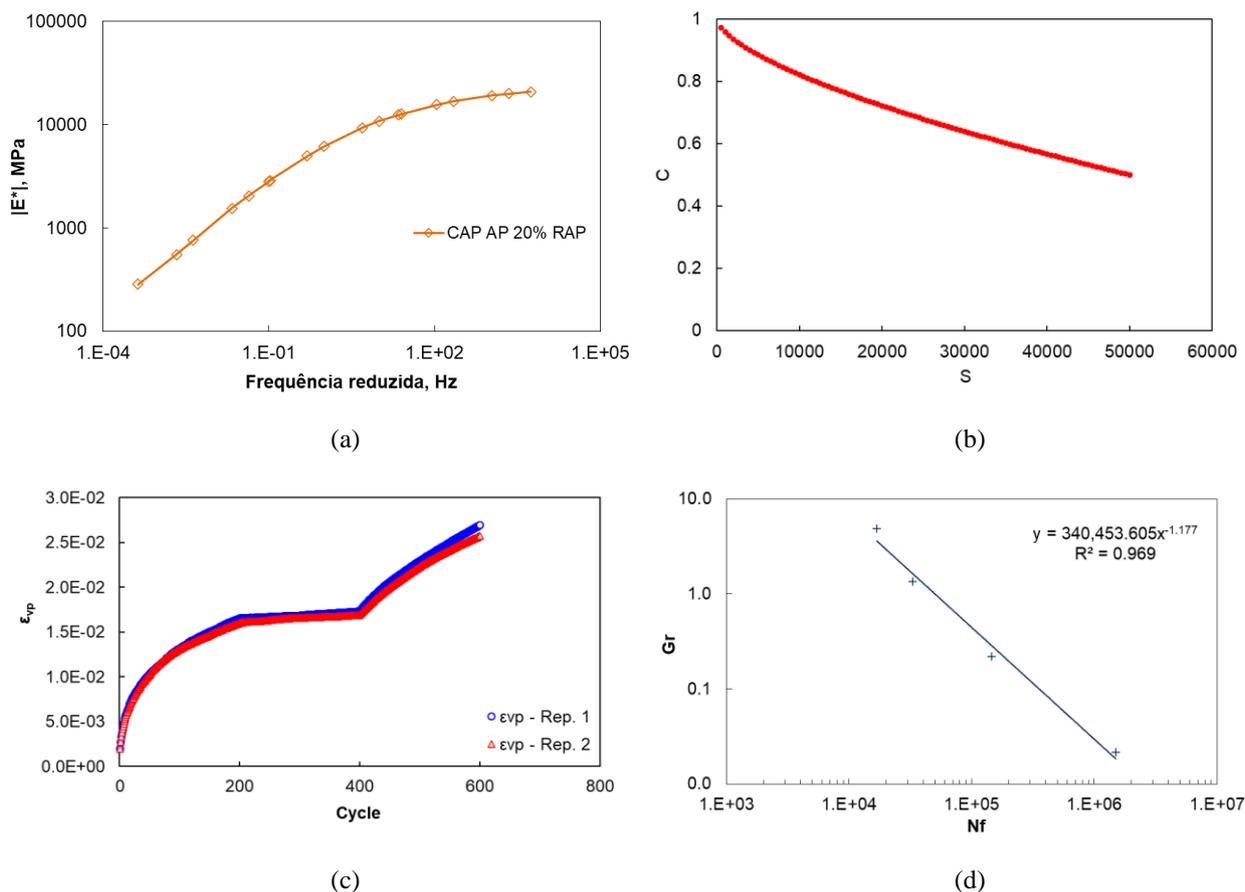


Figura 2. Caracterização de performance da mistura avaliada: (a) curva mestra do módulo dinâmico; (b) curva de dano característica ( $C$  vs  $S$ ); (c) Curva de caracterização do *shift-model* para altas temperaturas; e (d) curva de ruptura para fadiga

## APLICAÇÃO EM PISTA

O trecho experimental está localizado na rodovia SP-070, entre o km 74+000 e o km 74+480, sendo um segmento de pista dupla. A obra foi executada nos dias 21 e 22 de janeiro de 2022.

A usina contínua utilizada é da fabricante Ammann (modelo 140 Prime), sendo adaptada para inserção de fresado no misturador interno. Durante a calibração da usina, foram coletadas informações, como a umidade do fresado, o teor de ligante das primeiras bateladas da usina e a temperatura da saída da mistura asfáltica.

É importante destacar que o fresado não passou por qualquer tipo de pré-secagem ou aquecimento antes de ser adicionado à mistura, o que gerou uma grande quantidade de vapor no momento do contato com os agregados aquecidos. O teor de umidade do fresado médio foi de 5,6%, sendo que um valor tão elevado não é adequado para a produção de misturas asfálticas. Contudo, a obra foi executada durante o período de chuva, não havendo a possibilidade de postergação.

A produção iniciou de forma que os primeiros caminhões saíssem da usina às 5:30 horas. A distância entre a usina e o trecho executado é de aproximadamente 100 km e a temperatura da

mistura asfáltica na saída da usina era de aproximadamente 170°C. A aplicação da mistura asfáltica iniciou às 11 horas e, de forma a atender às temperaturas do projeto de dosagem (Tabela 2), a temperatura de compactação foi de 140°C. A Figura 3 apresenta imagens da execução do trecho e a Figura 4 do trecho finalizado. O teor médio de ligante asfáltico da mistura foi de 4,5%, atendendo aos limites de variação especificados na ET ET-ECS.000.000-PAV/07 (ECORODOVIAS, 2020) de  $\pm 0,3\%$  em relação ao teor de projeto (4,7%). Em geral, a granulometria da mistura se enquadrou na faixa de trabalho.



(a)



(b)

Figura 3. Execução do trecho experimental: (a) distribuição e (b) compactação da mistura asfáltica.



(a)



(b)

Figura 4. Trecho experimental após execução: (a) aparência do pavimento e (b) textura da mistura.

## PREVISÃO DE DESEMPENHO DO PAVIMENTO

Posteriormente à aplicação em campo, foram realizadas análises usando o software LVECD (*Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses*) (ESLAMINIA *et al.*, 2012; NOROUZI, 2015), para previsão de desempenho do pavimento com relação à fadiga, ao afundamento de trilha de roda (ATR) e ao índice de irregularidade longitudinal (IRI). Salienta-se que as análises no LVECD foram realizadas com base nas calibrações e validações de Nascimento (2015), Bueno (2019) e Barros (2022), considerando uma confiabilidade de 95%. Os dados iniciais

de área trincada, ATR e IRI foram medidos após a execução do trecho experimental e são identificados como “Monitoramento” nas Figuras 5, 6 e 7.

O pavimento da rodovia SP-070 no segmento de teste é do tipo semirrígido invertido, construído na década de 1970, com sub-base de brita graduada tratada com cimento (BGTC) apresentando comportamento granular. As espessuras e módulos das camadas do pavimento, obtidos por meio de retroanálises usando o software BAKFAA, são apresentados na Tabela 4. Ressalta-se que o valor obtido para o módulo da camada de BGTC foi inferior ao comumente esperado para esse tipo de material, e a razão disso deve-se ao grau de trincamento da camada, afetando na sua durabilidade de maneira significativa. O número  $N_{USACE}$  anual é de  $4,68 \times 10^6$  e acumulado para 6 anos é de  $2,81 \times 10^7$ .

Tabela 4 – Dados adotados na análise do pavimento.

Camada	Espessura (cm)	Módulo (MPa)
Revestimento asfáltico	12	1.200
Base de brita graduada simples	27	410
Sub-base de BGTC	40	372
Subleito	-	330

Na análise LVECD, utilizou-se, para o horizonte de projeto (6 anos), as seguintes informações: clima da cidade de São Paulo; velocidade diretriz de 80 km/h; camada de reforço de 4,5 cm com mistura EGL 16/19 mm com 20% de fresado e CAP AP sobre a estrutura retroanalizada; confiabilidade de 95%.

A Figura 5 apresenta a área trincada total para 1 km, o que inclui trincas de classes 1 (FC1) e 2 (FC2), com valor ao final da vida de projeto da ordem de 10%. A experiência indica que trincas de classe FC2 correspondem a no máximo 50% da área trincada total, ou seja, espera-se 5% de FC2 aos 6 anos de serviço. Este valor é inferior ao limite indicado para o período de projeto (15%), mas destaca-se que trincas por reflexão não são consideradas na previsão.

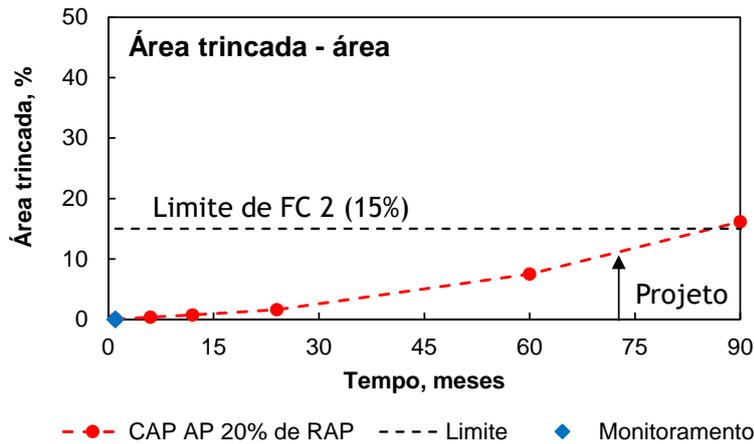


Figura 5. Análise da área trincada para o trecho experimental.

O IRI medido após 30 dias foi de 2,3 m/km e esse valor foi assumido como IRI inicial para análise de desempenho da irregularidade. Observa-se, na Figura 6, que, em 72 meses (período de projeto), o IRI não atingirá o valor limite de 2,7 m/km.

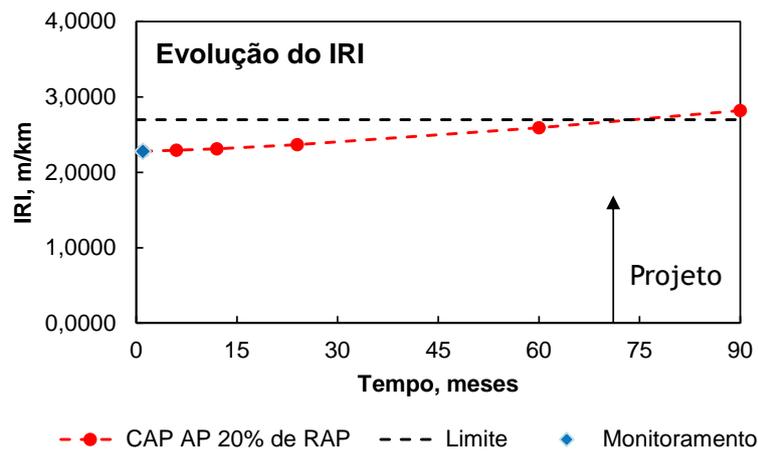


Figura 6 – Análise do IRI para o trecho experimental.

A Figura 7 apresenta a previsão do ATR, que é de 4 mm para o período de projeto de 6 anos. O valor apresenta-se abaixo do limite de 7 mm.

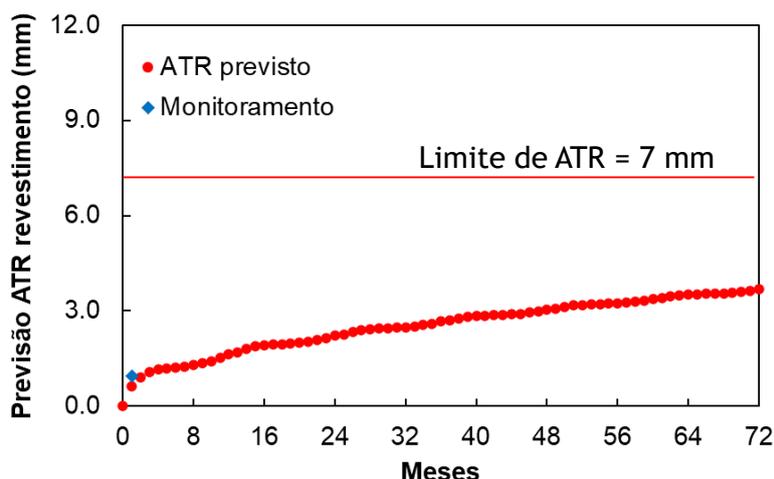


Figura 7. Análise do ATR para o trecho experimental.

Cabe salientar, que mesmo sendo um período curto de avaliação em campo, primeiro levantamento até o momento, por se tratar de um tráfego pesado, os resultados iniciais foram devidamente previstos pelo LVECD.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A mistura asfáltica com fresado e CAP de Alta Penetração (CAP AP) demonstrou resultados satisfatórios nos ensaios de laboratório, na aplicação em campo e na análise de previsão de desempenho. Desta forma, acredita-se que o CAP AP apresente potencial no que se propõe, ou seja, atuar no rejuvenescimento do fresado asfáltico. Cabe ressaltar que o estudo, por ser pioneiro, é bastante específico, sendo seus resultados válidos somente para os materiais empregados, estrutura existente e condições locais.

Durante a execução do trecho experimental, foram coletadas amostras da mistura asfáltica não compactada e extraídos testemunhos cilíndricos e prismáticos. De posse destes materiais, serão realizados ensaios laboratoriais de controle tecnológico e de caracterização avançada. Além disso, os resultados dos monitoramentos periódicos serão utilizados para validar as previsões do desempenho do pavimento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARROS, L. M. **Implementação do ensaio *stress sweep rutting* e do *shift model* para a previsão da deformação permanente de misturas asfálticas brasileiras.** (2022). 223p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE, Rio de Janeiro.



9 A 12 DE AGOSTO DE 2022  
BENTO GONÇALVES/RS

www.rapvenacor.com.br



BUENO, L. D. **Contribuição para a previsão empírico-mecanicista da irregularidade longitudinal e seus desdobramentos econômicos em pavimentos asfálticos.** (2019). 381p. Tese (Doutorado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Santa Maria.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de ajuda programa MeDiNa versão 1.1.5.** (2020). Brasília, Distrito Federal.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Resolução N° 14 – Reaproveitamento do RAP (Reclaimed Asphalt Pavement) em obras de restauração, adequação de capacidade e ampliação de obras viárias do DNIT.** (2021). Brasília, Distrito Federal.

ECOROROVIAS. **Pavimentação – Especificação técnica para concreto asfáltico com CAP modificado por polímeros elastoméricos - ET-ECS.000.000-PAV/07.** (2020). São Paulo.

ESLAMINIA, M., THIRUNAVUKKARASU, S., GUDDATI, M. N., KIM, Y. R. **Accelerated pavement performance modeling using layered viscoelastic analysis.** (2012). In: 7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements, pp. 497-506.

GENNESSEAU, M. M. L. **Avaliação da durabilidade de misturas asfálticas a quente e mornas contendo material asfáltico fresado.** (2015). 195p. Tese (Doutorado em Engenharia – Departamento de Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

GREENHOUSE GAS, GHG. **Objetivos de desenvolvimento sustentável.** Disponível em: <https://brasil.un.org/pt-br/sdgs>. Acesso em: abril de 2022.

HILL, J. **Environmental, Social, and Governance (ESG) Investing.** (2020). <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-818692-3.00001-3>

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION – FHWA. **Publication No. FHWA-SA-98-042 Pavement Recycling Guidelines for State and Local Governments.** (1997). Disponível em <https://www.fhwa.dot.gov/pavement/recycling/98042/07.cfm>.

HOY, M., RACHAN, R., HORPIBULSUK, S., ARULRAJAH, A., MIRZABABAEI, M. **Effect of wetting-drying cycles on compressive strength and microstructure of recycled asphalt pavement – Fly ash geopolymers.** (2017). *Construction and Building Materials*, v. 144. P. 624-634.

KIM, D. & KIM, Y. **Development of Stress Sweep Rutting (SSR) test for permanent deformation characterization of asphalt mixture.** (2017). *Construction and Building Materials*. 154. 373-383. [10.1016/j.conbuildmat.2017.07.172](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.172).

NASCIMENTO, L. A. H. **Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil.** (2015). Dissertation (Doctor of Philosophy). Faculty of North Carolina State University. Transportation Materials. Raleigh, North Carolina – USA.

NOROUZI, A. **Investigation of Specimen Geometries for the VECD Model and Calibration of the LVECD Program for Fatigue Cracking Performance of Asphalt Pavements.** (2015). Tese (doutorado). North Carolina State University.

SABOURI, M. A., KIM, Y. R. **Development of a failure criterion for asphalt mixtures under different modes of fatigue loading.** (2014). *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2447, 117–125. <https://doi.org/10.3141/2447-13>.

UNDERWOOD, B. S., BAEK, C., & KIM, Y. R., **Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model as Platform for Asphalt Concrete Fatigue Analysis.** (2012). *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2296, 36–45. <https://doi.org/10.3141/229604>.

WILLIAMS, B., COPELAND, A., ROSS, T. C. **Asphalt Pavement Industry Survey on Recycled Materials and Warm-Mix Asphalt Usage: 2017.** (2018). *NAPA Information Series 138 (8th edition)*. Lanham, Maryland.



Sindicato da Indústria da Construção de Estradas Pavimentação e Obras de Terraplenagem em geral no Estado do Rio Grande do Sul.

