



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

CONRADO CESAR VITORINO PEREIRA DA SILVA

**ESTUDO E PROPOSIÇÃO DE SOLUÇÃO PARA SEGMENTO CRÍTICO NA RODOVIA BR-230/PB
COM APLICAÇÃO DO NOVO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS -
MeDiNa**

Campina Grande – PB

2021

CONRADO CESAR VITORINO PEREIRA DA SILVA

ESTUDO E PROPOSIÇÃO DE SOLUÇÃO PARA SEGMENTO CRÍTICO NA RODOVIA BR-230/PB COM APLICAÇÃO DO NOVO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS - MeDiNa

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: D. Sc. John Kennedy Guedes Rodrigues

Coorientador: D. Sc. Fabiano Pereira Cavalcante

Campina Grande – PB

2021

S586e Silva, Conrado Cesar Vitorino Pereira da.
Estudo e proposição de solução para segmento crítico na rodovia BR-230/PB com aplicação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos - MeDiNa / Conrado Cesar Vitorino Pereira da Silva. – Campina Grande, 2021.
170 f. : il. : color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2021.

"Orientação: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues ;
Coorientação: Prof. Dr. Fabiano Pereira Cavalcante".

Referências.

1. Método de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos - MeDiNa. 2. Métodos de Dimensionamento de Pavimento. 3. Avaliação Estrutural. I. Rodrigues, John Kennedy Guedes. II. Cavalcante, Fabiano Pereira. III. Título.

CDU 625.8(043)

FOLHA DE APROVAÇÃO

AUTOR: CONRADO CESAR VITORINO PEREIRA DA SILVA

TÍTULO: ESTUDO E PROPOSIÇÃO DE SOLUÇÃO PARA SEGMENTO CRÍTICO NA RODOVIA BR-230/PB COM APLICAÇÃO DO NOVO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS MeDiNa

Área de Concentração: Geotecnia

Dissertação defendida em: 26/02/2021

Dissertação aprovada em: 26/02/2021

Pela Banca Examinadora:

Prof. D. Sc. (Orientador) John Kennedy Guedes Rodrigues

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

Prof. D. Sc. (Coorientador) Fabiano Pereira Cavalcante

Prof. D. Sc. (Examinador Interno) Ana Maria Gonçalves Duarte Mendonça

Universidade Federal de Campina Grande

Prof. D. Sc. (Examinador externo) Márcio Muniz de Farias

Universidade de Brasília

Campina Grande – PB

2021



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
POS-GRADUACAO ENGENHARIA CIVIL AMBIENTAL
Rua Aprígio Veloso, 882, - Bairro Universitário, Campina Grande/PB, CEP 58429-900

REGISTRO DE PRESENÇA E ASSINATURAS

1. **ATA DA DEFESA PARA CONCESSÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**
2. **ALUNO: CONRADO CESAR VITORINO PEREIRA DA SILVA / COMISSÃO EXAMINADORA: DR. JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES - PPGCA/UFMG (PRESIDENTE) - ORIENTADOR, DR. FABIANO PEREIRA CAVALCANTE - COORIENTADOR, DR.ª ANA MARIA GONÇALVES DUARTE MENDONÇA – IFPB – EXAMINADORA INTERNA, DR. MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS – UNB – EXAMINADOR EXTERNO (PORTARIA 14/2021). / TÍTULO DA DISSERTAÇÃO: “ESTUDO E PROPOSIÇÃO DE SOLUÇÃO PARA SEGMENTO CRÍTICO NA RODOVIA BR-230/PB COM APLICAÇÃO DO NOVO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS - MEDINA” / ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA / HORA DE INÍCIO: 09:00 HORAS / FORMA DA SESSÃO: POR VÍDEO CONFERÊNCIA.**
3. **EM SESSÃO REALIZADA POR VÍDEO CONFERÊNCIA, APÓS EXPOSIÇÃO DE CERCA DE 40 MINUTOS, O CANDIDATO FOI ARGUIDO ORALMENTE PELOS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA, TENDO DEMONSTRADO SUFICIÊNCIA DE CONHECIMENTO E CAPACIDADE DE SISTEMATIZAÇÃO NO TEMA DE SUA DISSERTAÇÃO, SENDO-LHE ATRIBUÍDA O CONCEITO “EM EXIGÊNCIA”, SENDO QUE A POSSIBILIDADE DE APROVAÇÃO ESTÁ CONDICIONADA À AVALIAÇÃO DA NOVA VERSÃO DO TRABALHO FINAL, SEGUINDO PROCEDIMENTOS PREVISTOS NA RESOLUÇÃO DO PROGRAMA. O PRESIDENTE DA COMISSÃO EXAMINADORA, OUVIDOS OS DEMAIS MEMBROS DA COMISSÃO, DEVERÁ FICAR RESPONSÁVEL POR ATESTAR QUE AS CORREÇÕES SOLICITADAS NA LISTA DE EXIGÊNCIAS FORAM ATENDIDAS NA VERSÃO FINAL DO TRABALHO. A COMISSÃO EXAMINADORA CUMPRINDO OS PRAZOS REGIMENTAIS, ESTABELECE UM PRAZO MÁXIMO DE 30 DIAS PARA QUE SEJAM FEITAS AS ALTERAÇÕES EXIGIDAS. APÓS O DEPÓSITO FINAL DO DOCUMENTO DE DISSERTAÇÃO, DEVIDAMENTE REVISADO E MEDIANTE ATESTADO DO ORIENTADOR, ESTE CONCEITO PASSARÁ IMEDIATAMENTE PARA O CONCEITO “APROVADO”. NA FORMA REGULAMENTAR, FOI LAVRADA A PRESENTE ATA, QUE É ASSINADA POR MIM, WELLINGTON LAURENTINO DOS SANTOS, SECRETÁRIO, ALUNO E OS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA PRESENTES.**
4. **CAMPINA GRANDE, 26 DE FEVEREIRO DE 2021**
5. **FABIANO PEREIRA CAVALCANTE:91039266487**
Assinado de forma digital por
FABIANO PEREIRA
CAVALCANTE:91039266487
Data: 2021.03.01 14:26:52
03'00'
6. _____
7. **DR. FABIANO PEREIRA CAVALCANTE - COORIENTADOR**
- 8.

27/02/2021

SEI/UFCG - 1303764 - Ata de Defesa

9.



10.

DR. MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS – EXAMINADOR EXTERNO



Documento assinado eletronicamente por **Conrado Cesar Vitorino Pereira da Silva, Usuário Externo**, em 26/02/2021, às 19:46, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **WELLINGTON LAURENTINO DOS SANTOS, SECRETÁRIO (A)**, em 26/02/2021, às 19:47, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **ANA MARIA GONÇALVES DUARTE MENDONÇA, Usuário Externo**, em 26/02/2021, às 19:55, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES, PROFESSOR(A) DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 27/02/2021, às 07:41, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site <https://sei.ufcg.edu.br/autenticidade>, informando o código verificador **1303764** e o código CRC **8534E738**.

Referência: Processo nº 23096.007866/2021-68

SEI nº 1303764

DEDICATÓRIA

Dedico esta pesquisa ao meu querido pai Conrado Pereira da Silva (in memoriam) por todo o apoio e exemplo que tive. Conviver com o senhor foi uma honra, levarei sempre comigo vosso nome e eterna saudade.

AGRADECIMENTOS

À Deus, à Jesus Cristo e à Virgem Maria, autores da minha fé, por terem me capacitado e me encorajado a chegar até aqui.

À minha amada mãe, Rita Maria Vitorino, mulher forte e de caráter, e aos meus irmãos Marcus e Matheus, por todo amor, companheirismo e carinho desde sempre. Estaremos sempre juntos!

À minha querida namorada Sonaly Mendes por todo o amor, companheirismo e ajuda essencial no desenvolvimento deste trabalho. Sem sua ajuda todo o caminho seria muito mais longo e difícil.

Aos meus familiares que contribuíram de alguma forma para meu crescimento pessoal e acadêmico, em especial ao meu tio Sebastião, grande engenheiro, e minhas tias Marluci, Marlene e Marleide.

Ao meu orientador D.Sc. John Kennedy Guedes Rodrigues por todos os ensinamentos, oportunidades e conselhos ao longo de toda a minha vida acadêmica até aqui. Obrigado por sempre acreditar e confiar no meu potencial, sempre me incentivando a seguir em frente.

Ao mestre e coorientador D.Sc. Fabiano Pereira Cavalcante por compartilhar sempre do seu saber, pelos ensinamentos, pela parceria, pela preocupação, pela didática. Espero um dia ser tão competente quanto o senhor.

À professora D.Sc. Ana Maria Gonçalves por todo o apoio, orientação, companheirismo e ensinamentos que me foi passado ao longo de todos estes anos.

A todos os professores que tive ao longo da vida que contribuíram para minha formação e que sem eles eu não teria conseguido chegar até aqui.

Aos grandes amigos que a convivência no LEP me apresentou, Daniel, Christian, Paulo, Mateus, Priscila. Obrigado por todo o apoio e bons momentos que compartilhamos juntos.

Ao corpo técnico do LEP, formado por Jadilson, Joseildo e Ladjane, obrigado pela convivência sempre positiva e toda a ajuda passada ao longo dos anos.

A todos os amigos da JBR Engenharia, local onde aprendi e aprendo muito sobre engenharia e sobre a vida, em especial à minha gestora Carmem, Oswaldo, Viviane, Gabriela, Mateus, Eliano, Manuely e Lucieudes.

Por fim, agradeço a todos que de alguma forma contribuíram para que eu pudesse chegar até aqui. Da pessoa que deu uma palavra ou atitude de incentivo à pessoa que me passou o ensinamento mais complexo, serei sempre grato a todos.

RESUMO

O dimensionamento de pavimentos no Brasil está passando por um momento de transição do método empírico para o mecanístico-empírico por meio da implementação do novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa). Nesta perspectiva, esta pesquisa objetivou a proposição de soluções de reforço e de reconstrução do pavimento existente do trecho compreendido entre os km 71,0 e o km 85,0 da rodovia BR-230/PB. A escolha de tal trecho experimental deu-se por conta de sua importância como ligação entre o litoral e o interior do estado da Paraíba, bem como pelo mesmo visualmente apresentar ritmo de deterioração superior aos demais segmentos da rodovia. Por meio de avaliação funcional e estrutural do pavimento existente, verificou-se que a causa principal da deterioração é a incompatibilidade de rigidez da estrutura, principalmente entre base e sub-base. A proposição de solução de reforço pelo MeDiNa se mostrou ineficiente, tendo em vista que a espessura dimensionada atingiu o limite em 90% dos segmentos homogêneos estudados e as espessuras obtidas por meio das metodologias DNIT-PRO 269/94 e PRO 11/79 também se mostraram muito elevadas, inviabilizando a intervenção de reforço. Do ponto de vista de solução de reconstrução, a proposta dimensionada utilizando-se do MeDiNa mostrou-se 50,8% mais econômica que a proposta de dimensionamento pelo ainda vigente método do DNIT, ainda que mantendo igual ou superior desempenho. Verificou-se, contudo, que a variação da umidade de camadas granulares de sub-base e subleito influenciam diretamente no dimensionamento pelo MeDiNa, podendo-se observar variações de até 120% na espessura de revestimento dimensionada de acordo com a umidade das referidas camadas.

ABSTRACT

Paving design in Brazil is going through a transition moment from empirical to mechanistic-empirical methods. Through implementation of the new National Dimensioning Method (MeDiNa). In this light, this research aimed to propose solutions for reinforcement and reconstruction of existing pavement of the passage between Km 71.0 and Km 85.0 of the BR-230 / PB highway. The choice of such an experimental passagem was due to its importance as a link between the coast and the interior of the state of Paraíba, as well as because it visually deteriorates faster than other segments of the highway. Through functional and structural assessment of existing pavement, it was found that the main cause of deterioration is the incompatibility of structure's stiffness, mainly between base and sub-base. The proposition of reinforcement solution by MeDiNa proved to be inefficient, considering that design thickness reached the limit in 90% of the homogeneous analyzed segments and the thicknesses, obtained through DNIT PRO 269/94 and PRO 11/79 methodologies were also shown very high, making reinforcement intervention unviable. From the point of view of reconstruction solutions, the design proposal using MeDiNa proved to be 50.8% more economical than the design proposal by current DNIT method, although maintaining equal or superior performance. However, it was found that variation in the moisture of granular layers of sub-base and sub-grade directly influence the design by MeDiNa, with variations of up to 120% in coating thickness, which was observed according to the moisture of those layers.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ábaco do Valor de Serventia Atual.....	25
Figura 2 - Aparato padrão de medição de flechas em trilha de roda	29
Figura 3 - Trincas isoladas em superfície de pavimento (a) transversal e (b) longitudinal.	29
Figura 4 - Trincas interligadas em superfície de pavimento (a) tipo “couro de jacaré” e (b) tipo bloco.	30
Figura 5 - Afundamento plástico em trilha de roda (ATP)	30
Figura 6 - Ondulação ou corrugação em superfície de pavimento.....	31
Figura 7 - Escorregamento de massa asfáltica	31
Figura 8 - Exsudação de ligante na superfície do pavimento.	32
Figura 9 - Pavimento com ocorrência de painelas ou buracos.....	33
Figura 10 - Remendos na superfície do pavimento.....	33
Figura 11 - Fases de evolução de deflexões em pavimentos.....	35
Figura 12 - Relação tensão-deformação em camadas de pavimentos	37
Figura 13 - Distribuição de tensões devido à aplicação da carga cíclica no plano vertical de um corpo de prova.....	39
Figura 14 - Estado de tensões em um corpo de prova submetido à compressão diametral cíclica do ensaio de fadiga.....	40
Figura 15 - Estado de tensões em um corpo de prova submetido à compressão diametral para verificação de resistência à tração.....	41
Figura 16 - Propagação da deflexão nas camadas dos pavimentos.....	42
Figura 17 - Propagação da deflexão nas camadas dos pavimentos.....	43
Figura 18 - Esquema da Viga Benkelman.....	44
Figura 19 - Esquema de execução de medida de deflexão com Viga Benkelman	45
Figura 20 - Execução de ensaio FWD.....	46
Figura 21 - Locação de geofones e aplicação de carga de impacto em ensaio FWD	47
Figura 22 - Fases da vida de um pavimento	56
Figura 23 - Ábaco de dimensionamento de reforço pela metodologia DNIT-PRO 11/797	59
Figura 24 - Modelo lógico de metodologia mecanística de dimensionamento	67
Figura 25 - Eixo padrão simples de rodas duplas	69
Figura 26 - Sistema de coordenadas adotado pelo MeDiNa	70
Figura 27 -Pontos de avaliação de danos por fadiga na camada de revestimento asfáltico	71
Figura 28 -Classes de misturas asfálticas.....	72
Figura 29 - Representação de curva de fadiga para cálculo do FFM	72
Figura 30 - Pontos de análise da deformação permanente nas camadas de suporte e subleito.....	73
Figura 31 - Esquema lógico de dimensionamento mecanístico-empírico pelo MeDiNa	75
Figura 32 - Mapa de situação do trecho alvo desta pesquisa	77
Figura 33 - a) e (b) – Aspecto geral da vegetação da BR230/PB km 71 - km 85.....	89

Figura 34 - Rebaixamento do pavimento para implantação do colchão de areia (a) e infiltração de água do lençol freático (b)	89
Figura 35 - Implantação do colchão de areia (a) e do dreno transversal tipo PEAD (b)	90
Figura 36 - Implantação do colchão de areia (a) e do selo de argila (b)	90
Figura 37 - Trecho alvo desta pesquisa na época de ausência de chuvas (verão)	91
Figura 38 - Trecho alvo desta pesquisa na época de chuvas (inverno)	91
Figura 39 - Fluxograma do procedimento metodológico da pesquisa	92
Figura 40 - Extração de corpos de prova por meio de sonda rotativa	94
Figura 41 - a) e (b) – Janelas de inspeção para coleta de material	94
Figura 42 - Sondagens à Percussão (SPT) no trecho	95
Figura 43 - Corpo de prova rompido após o ensaio de RT	96
Figura 44 - (a) e (b) – Equipamentos do ensaio de MR das camadas betuminosas	97
Figura 45 - (a) e (b) – Equipamentos do ensaio de MR das camadas betuminosas	98
Figura 46 - Equipamento FWD PRIMAX 1500 utilizado nesta pesquisa	99
Figura 47 - Esquema de funcionamento do equipamento FWD utilizado nesta pesquisa	99
Figura 48 - Posicionamento dos sensores do FWD	100
Figura 49 - Tela inicial do software BackmeDiNa	101
Figura 50 - Tela inicial do software BackmeDiNa	102
Figura 51 - Tela de resultado da retroanálise pelo software BackmeDiNa	103
Figura 52 - Tela inicial do modo Reforço do MeDiNa	104
Figura 53 - Tela de caracterização da camada de revestimento existente no pavimento do modo Reforço do MeDiNa	105
Figura 54 - Tela de caracterização das camadas de base, sub-base e subleito existentes no pavimento do modo Reforço do MeDiNa	106
Figura 55 - Tela inicial do modo Pavimento Novo do MeDiNa	107
Figura 56 - Tela de caracterização da camada de revestimento do modo Pavimento Novo do MeDiNa	108
Figura 57 - Tela de caracterização de camada cimentada do modo Pavimento Novo do MeDiNa	108
Figura 58 - Tela de caracterização de camada granular do modo Pavimento Novo do MeDiNa	109
Figura 59 - Divisão dos Segmentos Homogêneos	112
Figura 60 - Histograma de deflexões Viga x frequência	114
Figura 61 - Deflexões da Viga Benkelman obtidas por correlação com FWD e admissíveis pelo PRO11/79	114
Figura 62 - Ilustração da estimativa dos módulos obtidos por retroanálise	115
Figura 63 - Gráfico de módulo de resiliência das camadas do pavimento	118
Figura 64 - Resultados de Resistência à Tração por Compressão Diametral	120
Figura 65 - Resultados do ensaio de Módulo de Resiliência	121
Figura 66 - Modelo de fadiga de N° de Ciclos X Diferença de Tensões	122
Figura 67 - Modelo de fadiga de N° de Ciclos X Deformação resiliente	123

Figura 68 - Gráfico tridimensional do modelo composto de MR para camada de base	127
Figura 69 - Gráfico tridimensional do modelo composto de MR para camada de subleito.....	127
Figura 70 - Defeitos observados na rodovia BR-230/PB – Trincas FC-2 e FC-3.....	129
Figura 71 - Defeitos observados na rodovia BR-230/PB – Exsudação e remendos.....	129
Figura 72 - Defeitos observados na rodovia BR-230/PB – Painelas e trincas interligadas	130
Figura 73 - Defeitos observados na rodovia BR-230/PB – Desgaste	130
Figura 74 - Distribuição percentual dos defeitos do SH-02.....	131
Figura 75 - Distribuição percentual dos defeitos do SH-09.....	131
Figura 76 - Planta do Segmento Homogêneo 02	132
Figura 77 - Perfil do Segmento Homogêneo 02	133
Figura 78 - Dispositivos de drenagem do SH-02 na época de chuvas	133
Figura 79 - Trincamentos e deformações presentes no pavimento do SH-02	133
Figura 80 - Analogia da compatibilidade estrutural entre camada de elevada rigidez assente em camada deformável.....	134
Figura 81 - Configuração da camada existente de CBUQ do SH-01	136
Figura 82 - Configuração da camada existente de base de BGS do SH-01.....	137
Figura 83 - Configuração da camada existente de sub-base do SH-01	137
Figura 84 - Configuração da camada existente do subleito do SH-01	138
Figura 85 - Configuração da camada de reforço do revestimento de CBUQ com CAP 50/70.....	138
Figura 86 - Configuração da camada de reforço do revestimento de CBUQ com AMP 55/75-E.....	139
Figura 87 - Tela de início do software MeDiNa após configuração da estrutura para projeto de Reforço	140
Figura 88 - Tela de resultado do dimensionamento do reforço para o SH-01	140
Figura 89 - Tela de resultado da análise da estrutura proposta do reforço para o SH-01.....	141
Figura 90 - Tela de resultado da análise da estrutura proposta do reforço para o SH-01.....	142
Figura 91 - Janela de configuração da sub-base existente do SH-01 no software MeDiNa	146
Figura 92 - Janela de configuração do subleito do SH-01 no software MeDiNa	147
Figura 93 - Janela de edição da BGTC no software MeDiNa	148
Figura 94 - Janela de edição da base reciclada no software MeDiNa	149
Figura 95 - Tela principal do software MeDiNa para o projeto de pavimento novo do SH-02.....	150
Figura 96 - Tela de resultado do MeDiNa para o projeto de pavimento novo do SH-02	150
Figura 97 - Tela principal do software MeDiNa para o projeto de pavimento novo do SH-01 e SH-03.....	151
Figura 98 - Tela de resultado do MeDiNa para o projeto de pavimento novo do SH-01 e SH-03	151
Figura 99 - Tela de configuração da sub-base no Ramo Seco do SH-02	156
Figura 100 - Tela de configuração do subleito no Ramo Seco do SH-02.....	156
Figura 101 - Tela inicial do MeDiNa para dimensionamento do revestimento na Estrutura A do SH-02	157
Figura 102 - Dimensionamento das Estruturas do SH-02.....	158
Figura 103 - Gráfico comparativo do orçamento das soluções de reconstrução do pavimento.....	162

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores e Pesos para cálculo do IGGE	26
Tabela 2 - Conceito e valor de ICPF	27
Tabela 3 - Índice de Estado de Superfície (IES)	27
Tabela 4 - Fatores de ponderação para defeitos de superfície na norma do IGG	34
Tabela 5 - Conceitos de degradação do pavimento em função do IGG	34
Tabela 6 - Critérios de aderência entre camadas adotados pelo MeDiNa	51
Tabela 7 - Correlações entre ensaios de Viga Benkelman e FWD	52
Tabela 8 - Equações para fatores de carga	54
Tabela 9 - Propostas de intervenção com base no critério de deflexão	57
Tabela 10 - Classificação do solo com base no CBR e teor de Silte	60
Tabela 11 - Constantes I1 e I2 para cada tipo de solo	61
Tabela 12 - Limites das classes de desempenho das misturas asfálticas quanto à deformação	71
Tabela 13 - Classificação de veículos comerciais	79
Tabela 14 - Classificação de veículos comerciais	80
Tabela 15 - Classificação de veículos comerciais	81
Tabela 16 - Classificação de veículos comerciais	82
Tabela 17 - Classificação de veículos comerciais	83
Tabela 18 - Projeção do volume do tráfego da BR230/PB	84
Tabela 19 - Fatores de veículos da frota do tráfego da BR230/PB	85
Tabela 20 - Cálculo do Número N para a BR230/PB	86
Tabela 21 - Procedimentos realizados para caracterização do trecho e suas normas	93
Tabela 22 - Localização dos furos de sondagem realizados no trecho	94
Tabela 23 - Valores de desvio padrão em função do número de amostras	100
Tabela 24 - Critérios de parada e confiabilidade das análises realizadas pelo MeDiNa	105
Tabela 25 - Resumo da segmentação homogênea do trecho	112
Tabela 26 - Resumo da segmentação homogênea do trecho	113
Tabela 27 - Resumo das deflexões características de FWD e de Viga	113
Tabela 28 - Bacias deflectométricas de campo e retro analisadas no BackmeDiNa	116
Tabela 29 - Módulos Retroanalisados das camadas do pavimento	117
Tabela 30 - Módulos Retroanalisados corrigidos das camadas do pavimento	117
Tabela 31 - Relação Modular entre revestimento e base	119
Tabela 32 - Distribuição dos furos de sondagem no trecho experimental	124
Tabela 33 - Resultado dos ensaios de caracterização para base no trecho experimental	124

Tabela 34 - Resultado dos ensaios de caracterização para sub-base no trecho experimental.....	125
Tabela 35 - Resultado dos ensaios de caracterização para o subleito no trecho experimental	125
Tabela 36 - Resumo dos resultados dos módulos de resiliência	126
Tabela 37 - Parâmetros do modelo composto de módulo de resiliência das camadas do pavimento	128
Tabela 38 - Resumo do inventário das condições do pavimento e cálculo do IGG	131
Tabela 39 - Dimensionamento do reforço no pavimento pelo MeDiNa	142
Tabela 40 - Espessuras de reforço requeridas pelo PRO 269/94 e PRO 11/79.....	143
Tabela 41 - Dimensionamento do reforço do pavimento – DNIT – PRO 269 – 94 (TECNAPAV) e DNIT – PRO 11/79.....	144
Tabela 42 - Modelos de deformação permanente adotados na pesquisa	146
Tabela 43 – Dimensionamento do pavimento do trecho experimental pelo MeDiNa	152
Tabela 44 –Dimensionamento do pavimento novo pelo método do DNIT	153
Tabela 45 - Pontos de interesse da curva de compactação dos solos do SH-02.....	154
Tabela 46 - Parâmetros do modelo composto de módulo de resiliência ds solos do SH-02	154
Tabela 47 - Estruturas analisadas no dimensionamento do pavimento do SH-02	155
Tabela 48 - Dimensionamento das Estruturas do SH-02	157
Tabela 49 - Serviços e preços utilizados no orçamento das propostas de reforço	160
Tabela 50 - Orçamento das propostas de reforço do pavimento.....	160
Tabela 51 - Serviços e preços utilizados no orçamento das propostas de reconstrução	161
Tabela 52 - Orçamento das propostas de reconstrução do pavimento	162

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
ANA	Agência Nacional de Águas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ATP	Afundamento Plástico em Trilha de Roda
ATR	Afundamento na trilha de roda
BGS	Brita Graduada Simples
BGTC	Brita Graduada Tratada com Cimento
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CBUq	Concreto Usinado a Quente
CNT	Confederação Nacional do Transporte
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
CPRM	Serviço Geológico do Brasil
CSV	<i>Comma Separated Values</i>
CV	Coefficiente de Variação
D ₂₅	Deflexão a 25 cm do centro de aplicação da carga
D	Desgaste
D _c	Deflexão Característica
D _{FWD}	Deflexão obtida pelo FWD
D _m	Deflexão média
D _{max}	Deflexão máxima
D _{min}	Deflexão mínima
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
D _o	Deflexão real ou verdadeira
D _r	Deflexão medida na superfície do reforço
D _{VB}	Deflexão obtida pela Viga Benkelman
E	Escorregamento
ECL	Enterprise Control Language
EX	Exsudação
fa	Frequência absoluta
FC	Fator de Carga

FE	Fator de Eixos
FI	Fissura
fr	Frequência relativa
Ft	Frequência do conjunto de trincas t
Foap	Frequência do conjunto de deformações
fp	Fator de ponderação
Fpr	Frequência do conjunto de painéis e remendos
FV	Fator de Veículo
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
ICPF	Índice de Condição dos Pavimentos Flexíveis
IES	Índice de Estado de Superfície
IGG	Índice de Gravidade Global
IGGE	Índice de Gravidade Global Expedito
IGI	Índice de Gravidade Individual
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
ISC	Índice de Suporte Califórnia
IRI	Índice de Irregularidade Longitudinal
ki	Módulo de rigidez da "mola"
LEP	Laboratório de Engenharia de Pavimentos
Lf	Leitura final
Lo	Leitura inicial
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MAC	Mistura Asfáltica Completa
MAF	Matriz de Agregado Fino
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MR	Módulo de Resiliência
n	Número de estações inventariadas
N	Número de aplicações de carga na ruptura, no fim do ensaio.
NBR	Normas Técnicas Brasileiras
NDT	<i>Nondestructive Testing</i>
O	Ondulação
P	Painel
PCI	<i>Pavement Condition Index</i>
PMSP	Prefeitura Municipal de São Paulo
Poap	Peso do conjunto de deformações
Ppr	Peso do conjunto de painéis e remendos

PSI	Pavement Service Index
PSR	<i>Present Serviceability Rating</i>
Pt	Peso do conjunto de trincas t
RT	Resistência à Tração
RS	Remendo superficial
RP	Remendo profundo
SGPU	Sistemas de Gerenciamento de Pavimentos Urbanos
SN	Número estrutural
SPT	<i>Standart Penetration Test</i>
TECNAPAV	Tecnologia Nacional para Restauração de Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários
TC	Tensão Controlada
Ti	Tensão de cisalhamento radial
TRE	Trilhas de roda externa
TRI	Trilhas de Roda Interna
UFCG	Universidade Federal de Campina Grande
USACE	<i>United States of America Corp of Enineers</i>
UTM	<i>Universal Testing Machine</i>
VMDA	Volume Médio Diário Anual
ϵ_i	Deformação resiliente
ϵ_r	Deformação específica axial resiliente
σ_8	Tensão desvio aplicada repetidamente
σ_3	Tensão confinante
σ_p	Resistência à Tração
μ	Coefficiente de Poisson
σ	Desvio padrão

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	Objetivos	23
1.1.1	Objetivo Geral.....	23
1.1.2	Objetivos Específicos.....	23
2	REFERENCIAL TEÓRICO	24
2.1	Avaliações de pavimentos flexíveis.....	24
2.1.1	Avaliação Funcional	24
2.1.2	Avaliação Estrutural	35
2.2	Avaliação das Solicitações de Tráfego	53
2.3	Dimensionamento de pavimentos flexíveis	55
2.3.1	Dimensionamento de reforços no pavimento	55
2.3.2	Dimensionamento de nova estrutura	63
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	76
3.1	Caracterização do Trecho Experimental.....	76
3.1.1	Considerações iniciais sobre a intervenção	76
3.1.2	Tráfego.....	77
3.1.3	Clima e Dados Pluviométricos.....	86
3.1.4	Geomorfologia, Relevo e Geologia	87
3.1.5	Recursos Hídricos.....	88
3.1.6	Uso e Ocupação do Solo	88
3.1.7	Vegetação.....	88
3.1.8	Histórico de intervenções	89
3.2	Delineamento Experimental da Pesquisa	91
3.2.1	Procedimento adotado.....	92
3.2.2	Avaliação Estrutural por Ensaios Destrutivos	93
3.2.3	Avaliação Estrutural por Ensaios Não Destrutivos.....	98
3.2.4	Avaliação Funcional	103
3.2.5	Propostas de Intervenção.....	103
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	111
4.1	Avaliação Estrutural	111
4.1.1	Avaliação Estrutural Não Destrutiva	111
4.1.2	Avaliação Estrutural Destrutiva	120
4.2	Avaliação Funcional	129
4.3	Diagnóstico da condição dos segmentos homogêneos.....	132
4.3.1	Segmento Homogêneo 02.....	132

4.3.2	Demais Segmentos Homogêneos (SH-01 e SH-03 ao SH-10).....	135
4.4	Propostas de Intervenção	135
4.4.1	Projeto de Reforço do Pavimento Existente	135
4.4.2	Proposta de Reconstrução do Pavimento	145
4.5	Efeito da umidade dos solos no dimensionamento pelo MeDiNa	153
4.6	Comparativo técnico-financeiro entre as intervenções propostas.....	159
4.6.1	Métodos de Reforço.....	160
4.6.2	Propostas de Reconstrução do Pavimento	161
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	164
5.1	Conclusões	164
5.2	Sugestões para Pesquisas Futuras	165
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	163

1 INTRODUÇÃO

A infraestrutura rodoviária do Brasil é constituída de uma malha de 1.720.700,0 km, dos quais, apenas 12,4% são pavimentados e, deste total, 47,6% dos trechos avaliados apresentam problemas na estrutura do pavimento (CNT, 2020). De acordo com Franco (2007), diversos são os fatores que geram danos à estrutura dos pavimentos, tais como: volume de tráfego, peso e pressão das rodas do carregamento, a variação lateral da passagem de veículos, a qualidade dos materiais, efeito do clima, da temperatura, umidade etc.

As principais formas de ocorrência de deterioração em pavimentos flexíveis são o trincamento e o afundamento na trilha de roda (ATR) das camadas asfálticas. Para Cavalcante (2005) o ATR é predominante nas rodovias brasileiras em função do método de dimensionamento empregado, chamado método do DNIT, que se fundamenta no parâmetro de resistência das camadas de suporte e subleito para limitar a deformação permanente da estrutura como um todo. No entanto, Pinto (1991) aponta que o método não avalia deformações recuperáveis ou resilientes, cuja repetição sob o efeito do tráfego é responsável pela ruptura por fadiga dos revestimentos asfálticos.

A deterioração da estrutura do pavimento é gradativa e contínua, seja pelo tráfego ou pelo intemperismo e, para a realização de uma intervenção concisa e eficiente, a definição de ruptura deve ser claramente determinada. Para isto, é preciso avaliar as condições do pavimento e, neste sentido, os estudos de Yoder & Witczak (1995) afirmam que há dois tipos de ruptura de pavimentos asfálticos: a estrutural e a funcional.

A ruptura estrutural, ou dano estrutural, refere-se ao colapso da estrutura do pavimento, tornando-o inapto ao tráfego em um trecho ou em sua totalidade. A ruptura funcional, que pode ou não acontecer em concomitância à estrutural, refere-se à diminuição do conforto e segurança ao tráfego, o que, logicamente, precede o colapso estrutural (YODER & WITCZAK, 1975).

Para avaliação da superfície, no Brasil, empregam-se técnicas subjetivas e objetivas de avaliação funcional de pavimentos, que incluem levantamentos visuais e catálogo de defeitos. Na avaliação da estrutura, pode-se empregar ensaios destrutivos e ensaios não destrutivos, que tomaram grande impulso, recentemente, devido aos vários estudos desenvolvidos pelos centros de pesquisa nacionais e internacionais.

De acordo com Rodrigues (1995) os dois modos de avaliação estrutural (destrutiva e não destrutiva) não são mutuamente excludentes, mas sim complementares, uma vez que uma série de informações só pode ser obtida por inspeção visual das camadas e pela realização de ensaios de laboratório, enquanto que a deformabilidade resiliente dos materiais, na sua condição "in situ", só pode ser determinada a partir da interpretação das bacias deflectométricas.

A avaliação destrutiva é realizada, como pode-se depreender do termo, com a coleta de amostras das camadas do pavimento, por meio de furos de sondagem ou janelas no pavimento, posteriormente caracterizadas em ensaios laboratoriais. No caso da avaliação não destrutiva, têm-se os levantamentos deflectométricos realizados com o *Falling Weight Deflectometer* (FWD) ou a viga Benkelman.

Os dados de avaliação fomentam a decisão pela restauração ou reconstrução do pavimento, partindo da compreensão do ciclo de vida e do conceito de serventia. De acordo com o DNIT (2006b) os pavimentos são concebidos para durarem por um certo período, que se inicia numa condição operacional "ótima".

É ao decréscimo desta condição (ou desta serventia), durante a vida do pavimento, que se dá o nome de deterioração. A realização da intervenção recupera parte da serventia, até que não seja mais possível por aspectos técnicos ou econômicos, momento em que se sugere a reconstrução. Sabendo que uma solução adequada de pavimentação precisa atender satisfatoriamente este binômio técnico-econômico, do ponto de vista da viabilidade econômica, a comparação monetária com valores reais atualizados para a execução dos serviços se mostra uma ferramenta didática e eficiente para subsidiar, em consonância com a análise técnica de cada intervenção, na escolha da mais assertiva para reestabelecer as condições funcionais e estruturais da questão em estudo.

A determinação das espessuras das camadas de reforço de subleito, sub-base, base e revestimento e, apenas a de revestimento, no caso de reforço, é feita por meio dos métodos de dimensionamento. A estes métodos, cabe garantir que o pavimento não venha a romper-se durante a vida útil prevista, além de prever este tempo de serventia e indicar a condição tolerável para reavaliação futura (FRANCO, 2007).

Os métodos de dimensionamento de reforços baseiam-se no conhecimento dos parâmetros de deformabilidade recuperável e deformação permanente, advindos dos ensaios deflectométricos utilizados em avaliação estrutural não destrutiva - FWD e Viga Benkelman (DNIT, 2006b).

Os dados de deflexões máximas são retroanalisados para a determinação dos módulos resilientes que as geraram, de forma iterativa, para que haja a compatibilidade entre a estrutura de reforço proposta e a estrutura existente em campo (ROCHA FILHO & RODRIGUES, 1996).

O comportamento resiliente é peça-chave para a compreensão da deformação da estrutura de um pavimento e sua consideração coincide com a evolução das metodologias de dimensionamento. As abordagens mecanístico-empíricas, frente às puramente empíricas, responsabilizam também as camadas de suporte pelo mecanismo de falha por fadiga, produto da deformação resiliente (JEGATHEESAN & GNANENDRAN, 2015).

Franco (2007) evidencia que as abordagens mecanístico-empíricas dão um enfoque analítico ao pavimento, tratando-o como uma estrutura de engenharia cujo comportamento mecânico é avaliado em função do carregamento e da resistência dos materiais. Os estudos de Motta (1991), Medina (1997), Medina & Motta (2005), Franco (2007), Souza Júnior (2018) podem ser mencionados como grandes marcos no avanço da abordagem mecanístico-empírica de dimensionamento de pavimentos.

O método mecanístico-empírico nacional de dimensionamento de pavimentos (MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional) foi desenvolvido em um programa de colaboração entre o DNIT, COPPE (Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia) e Rede Temática de Asfaltos e então, lançado no ano de 2018 para conhecimento público.

Segundo a CNT (2018), o método empírico do DNIT previa apenas o uso do asfalto puro na pavimentação das rodovias nacionais e tecnologias mais avançadas, como asfaltos de borracha e modificados por polímeros, não eram consideradas. Além disso, as diferentes condições climáticas do Brasil e as condições de umidade de equilíbrio também não eram observadas.

Medina & Motta (2005) afirmam, ainda, que a metodologia empírica utiliza a resistência saturada do subleito, base e sub-base como parâmetro de projeto, o que pode levar a um superdimensionamento das espessuras das camadas; e definem o conceito de “umidade de equilíbrio”, cuja avaliação da influência no módulo

resiliente das camadas de suporte pode otimizar o dimensionamento, vez que este é o principal objetivo de racionalizar o processo.

O objeto deste estudo, o trecho da rodovia BR-230/PB, especificamente, da pista duplicada entre o km 71,0 e o km 85,0, sentido João Pessoa – Campina Grande está em elevado grau de deterioração do pavimento, apresentando trincas e panelas, erosão de finos, trilhas de rodas proeminentes. A intensidade e velocidade de aparecimento dos defeitos é sensivelmente maior que no restante da rodovia e, por conta disto, tal trecho tem sido alvo de várias intervenções ao longo dos anos que não obtiveram êxito em sanar o problema, de modo que os defeitos voltam a aparecer com pouco tempo

Na região, a rodovia foi construída com aterros elevados com potencial problema de compactação nos mesmos e existem várias barragens ao longo do talude da rodovia, situações que aceleram o deterioramento do pavimento e, devido à importância da rodovia para o escoamento de produção do estado da Paraíba, bem como para o conforto e segurança de seus utilizadores, requer atenção especial das autoridades responsáveis.

Diante deste contexto, a oportunidade de tratar de forma empírica e mecanística-empiricamente o mesmo trecho permite comparar aspectos técnicos e econômicos da aplicação das duas metodologias de dimensionamento – DNIT e MeDiNa -, e das soluções de reforço ou reconstrução da estrutura – Tecnapav e MeDiNa -. Assim, este estudo busca engrandecer o estado de arte e subsidiar o emprego da nova metodologia de dimensionamento de pavimentos brasileira.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Delinear e comparar as soluções de engenharia para reestabelecer condições funcionais e estruturais adequadas no trecho compreendido entre os km 71,0 e km 85,0 da BR-230/PB por meio de métodos empíricos e mecanístico-empíricos de dimensionamento de reforço e de pavimentos novos com ênfase no MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Estabelecer o diagnóstico dos agentes degradadores do trecho em estudo por meio de sua avaliação funcional e estrutural;
- Comparar técnica e economicamente o dimensionamento da camada de reforço feita pelo MeDiNa com o dimensionamento feito pelos métodos DNIT-PRO 11/79 e DNIT-PRO 269/94;
- Comparar técnica e economicamente o dimensionamento da estrutura reconstruída feito pelo MeDiNa com o dimensionamento feito pelo método do DNIT;
- Avaliar o efeito prático da variação da umidade em camada de sub-base e subleito no dimensionamento de estruturas de pavimento novo no MeDiNa;
- Avaliar a viabilidade prática/técnica da implementação do novo método de dimensionamento de pavimentos do DNIT no Brasil (MeDiNa), apontando suas vantagens e limitações;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Avaliações de pavimentos flexíveis

A qualidade da superfície do pavimento está diretamente relacionada às condições de conforto e segurança ao rolamento que este apresenta e, desta forma, a caracterização dos defeitos de superfície se torna uma importante ferramenta para a definição dos mecanismos de manutenção, restauração ou reconstrução a serem empregados.

Segundo Medina *et al.* (1994) a elaboração de um projeto de restauração de um pavimento flexível requer o conhecimento da sua condição (ou estado) vigente. Esta condição se distingue entre funcional e estrutural: a primeira referente ao conforto ao rolamento, segurança, custo do usuário, influência do meio ambiente e aspectos estéticos; e a segunda, abrangendo características de resistência e deformabilidade das camadas do pavimento e subleito, face às forças destrutivas atuantes.

A condição estrutural está ligada às propriedades estruturais do pavimento, à deflexão, bem como às características dos materiais e espessuras das camadas que o compõem e ao subleito (RUSSEL, 2011). Assim, um defeito tido como sendo de classe estrutural está associado à perda da capacidade do pavimento em suportar as cargas a ele impostas e tende a apresentar problemas também de ordem funcional, enquanto, eventualmente, pavimentos com defeitos de ordem puramente funcional, podem estar estruturalmente íntegros.

Para Marcon (1996) a avaliação superficial visa identificar os defeitos existentes por meio de três requisitos: tipo do defeito, severidade e magnitude do dano. Ainda segundo o autor, as causas destes defeitos são provenientes de fatores tais como tráfego, clima, processos construtivos e características dos materiais, que podem atuar em separado ou em conjunto.

A equação de desempenho da AASHTO (1986) já evidenciava que a maior parte da serventia de um pavimento é perdida com a variação da irregularidade longitudinal, mas que no entanto, a forte correlação entre esta irregularidade e as formas de deterioração estrutural (trincas por fadiga e deformação permanente), pode ser explicada pela infiltração e percolação de água nas camadas de suporte, causando enfraquecimento estrutural e também pela conformação e deformações cisalhantes, que contribuem para a rápida evolução de trincas (FERNANDES JÚNIOR, 1994).

2.1.1 Avaliação Funcional

As manifestações de ruína na superfície do pavimento, provenientes da degradação superficial ou do fenômeno da deformação permanente e que resultam na perda de serventia quanto ao rolamento, segurança e conforto, são as suas características funcionais (GUIMARÃES, 2005).

O conceito de conforto parte, da percepção do usuário, para a determinação de um valor, necessário à mensuração do dano – o valor de serventia, que, segundo o DNIT (2006) pode ser aferido ainda, por meio de “Avaliações Subjetivas” e/ou “Avaliações Objetivas”.

2.1.1.1 Avaliação subjetiva

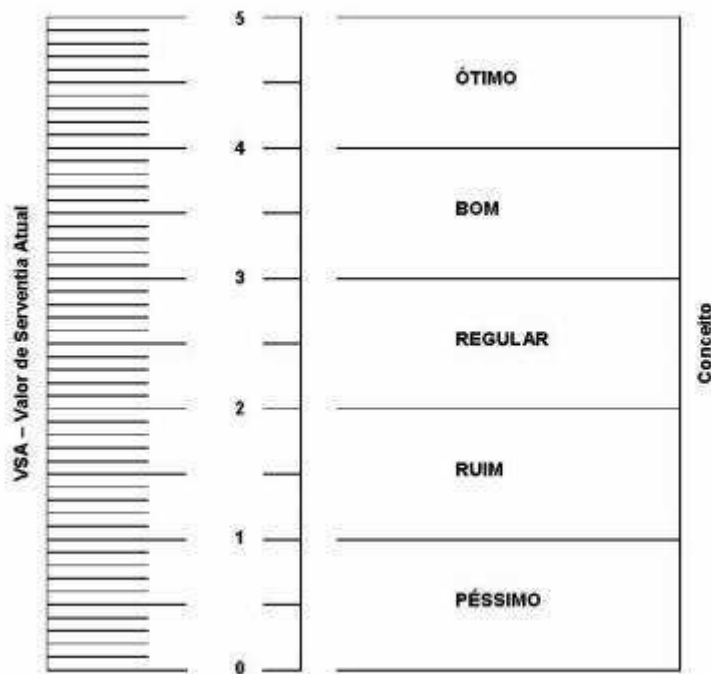
Consonante com a etimologia da palavra 'subjetiva', do latim *subjectivus*, este tipo de avaliação baseia-se no manifesto das ideias ou preferências pessoais, relativas às condições de conforto e segurança ao tráfego de uma rodovia.

Carey & Irick (1960) foram os precursores deste tipo de avaliação, e determinaram cinco passos essenciais para a realização deste tipo de metodologia:

1. Estabelecimento de comitê de classificação.
2. Escolha das características da rodovia a serem consideradas.
3. Avaliação do campo amostral - número de seções de estrada que incluem uma ampla gama de cada uma das características selecionadas (isto é, muito a muito suave, sulcos profundos a não sulcos etc.)
4. Medições objetivas dos recursos considerados.
5. Determinação de um índice de capacidade de manutenção.

No Brasil, o procedimento preconizado pela norma DNIT 009/2003-PRO determina que um grupo de usuários constantes, previamente orientados e preparados para a avaliação, quantifique, em escala de 0 a 5, um Valor de Serventia Atual (VSA), conforme observado na Figura 1. Este parâmetro representaria, então, na percepção do avaliador, a capacidade de um trecho específico de proporcionar rolamento suave e confortável, sob quaisquer condições de tráfego.

Figura 1 - Ábaco do Valor de Serventia Atual



Fonte: DNIT 009/2003-PRO

Para Carey & Irick (1960), sua utilização possibilita encontrar a "dimensão" da capacidade de manutenção e desempenho que faltou nas equações do projeto do pavimento. O projetista pode, então, ser instruído a projetar posteriormente para um determinado nível de desempenho por um determinado número de anos, considerando a provável evolução de nível de serventia.

Ainda sobre a técnica subjetiva, a norma DNIT 008/2003 – PRO institui a metodologia de Levantamento Visual Contínuo (LVC) para avaliação de pavimentos flexíveis e semirrígidos. Neste procedimento, técnicos especializados realizam o trajeto no interior de um veículo, com velocidade média de 30 a 40 km/h, registrando as irregularidades preponderantes.

O produto desta avaliação é o Índice de Estado de Superfície (IES), calculado a partir do Índice de Gravidade Global Expedido (IGGE) e Índice de Condição dos Pavimentos Flexíveis (ICPF). Para a obtenção do IGGE, procede-se o cálculo conforme a Equação 1, atribuindo-se aos defeitos encontrados, frequências e pesos, constantes na Tabela 1, com base na gravidade dos danos.

$$IGGE = (P_t \times F_t) + (P_{oap} \times F_{oap}) + (P_{pr} \times F_{pr}) \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

Ft, Pt = Frequência e Peso do conjunto de trincas t;

Foap, Poap = Frequência e Peso do conjunto de deformações;

Fpr, Ppr = Frequência (quantidade por km) e Peso do conjunto de painéis e remendos

Tabela 1 - Fatores e Pesos para cálculo do IGGE

Panelas (P) e Remendos (R)			
Frequência	Fator Fpr		Gravidade
	Quantidade/km		
A – ALTA	>5		3
M – MÉDIA	2 – 5		2
B – BAIXA	≤ 2		1
Demais defeitos (trincas, deformações)			
Frequência	Fator Ft e Foap		Gravidade
A – ALTA	≥50		3
M – MÉDIA	50 – 10		2
B – BAIXA	≤ 10		1
Pesos			
Gravidade	Pt	Poap	Ppr
3	0,65	1	1
2	0,45	0,7	0,8
1	0,3	0,6	0,7

Fonte: Adaptado de DNIT 009/2003-PRO

A determinação do ICPF é feita mediante avaliação visual do pavimento, em uma escala variante de péssimo a excelente, numericamente definida conforme Tabela 2. Segundo Cavalcante (2005), este índice se

assemelha ao PSI adotado pela AASHTO e ao VSA adotado pela metodologia de avaliação subjetiva da norma DNIT 009/2003 – PRO.

Tabela 2 - Conceito e valor de ICPF

CONCEITO	DESCRIÇÃO	ICPF
Excelente	Necessita apenas de conservação rotineira	4,5 - 5,0
Bom	Aplicação de micro revestimento – Desgaste superficial, trincas não muito severas em áreas não muito extensas	3,5 - 4,0
Regular	Correção de pontos localizados ou recapeamento – pavimento trincado com “panelas” pouco frequentes e com irregularidade longitudinal e/ou transversal	2,5 - 3,0
Mau	Recapeamento com correções prévias – defeitos generalizados com correções prévias em áreas localizadas – remendos superficiais profundos	1,5 - 2,0
Péssimo	Reconstrução – defeitos generalizados com correções prévias em toda a extensão. Deterioração do revestimento e das demais camadas – infiltração de água e descompactação	0,0 - 1,0

Fonte: Adaptado de DNIT 009/2003 – PRO

A obtenção do IES, portanto, segue de acordo com o Tabela 3, apresentada pela norma DNIT 008/2003. O valor atribuído, que varia de 0 a 10, cresce à medida em que se aumenta a incidência e magnitude dos danos na superfície do segmento de rodovia avaliado, e fomenta a formulação de um conceito, que varia de ótimo a péssimo, seguindo a mesma lógica.

Tabela 3 - Índice de Estado de Superfície (IES)

DESCRIÇÃO	IES	CÓDIGO	CONCEITO
$IGGE \leq 20$ e $ICPF > 3,5$	0	A	Ótimo
$IGGE \leq 20$ e $ICPF \leq 3,5$	1	B	Bom
$20 \leq IGGE \leq 40$ e $ICPF > 3,5$	2		
$20 \leq IGGE \leq 40$ e $ICPF \leq 3,5$	3	C	Regular
$40 \leq IGGE \leq 60$ e $ICPF > 2,5$	4		
$40 \leq IGGE \leq 60$ e $ICPF \leq 2,5$	5	D	Ruim
$60 \leq IGGE \leq 90$ e $ICPF < 2,5$	7		
$60 \leq IGGE \leq 90$ e $ICPF \leq 2,5$	8	E	Péssimo
$IGGE > 90$	10		

Fonte: Adaptado de DNIT 008/2003

2.1.1.2 Avaliação objetiva

A avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis é o levantamento das ocorrências de defeitos aparentes na superfície do pavimento e a medida das deformações permanentes nas trilhas de roda (DNIT, 2006).

Um dos pioneiros e principais métodos, o *Pavement Condition Index* (PCI), foi desenvolvido pela *United States of America Corp of Enineers* (USACE, 1982). Primordialmente elaborado para avaliar pavimentos de

aeroportos, este método foi adaptado para pavimentos rurais e urbanos e indica, numericamente, as quantidades, tipos e magnitudes dos defeitos de superfície.

No Brasil, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT), determina duas metodologias para avaliação objetiva de pavimentos: as normas DNIT 006/2003 – PRO e DNIT 007/2003 – PRO. A primeira, de acordo com Cavalcante (2005), estabelece a quantificação numérica dos defeitos tais como trincas, panelas, remendos, desgaste, exsudação etc. O produto desta metodologia é o Índice de Gravidade Global (IGG), que será detalhadamente explanado posteriormente nesta pesquisa.

O procedimento descrito pela norma DNIT 007/2003 – PRO, intitula-se Levantamento para avaliação da condição de subtrecho homogêneo de rodovias de pavimentos flexíveis e semi-rígidos para gerência de pavimentos e estudos e projetos. Nela, define-se o conceito de subtrecho homogêneo como segmento de 100 m de comprimento considerado homogêneo (com as mesmas características contíguas), para fins de avaliação de superfície, delimitada pelas bordas da faixa de tráfego e por duas seções transversais.

São avaliados defeitos tais como trincas isoladas, trincas interligadas, desgaste, panelas, remendos, escorregamentos, exsudação e corrugação. As flechas nas trincas são mensuradas e os afundamentos são classificados em plásticos ou de consolidação, em trilhas de roda ou locais.

a. Índice de Gravidade Global

O emprego de índices para mensuração de degradação de pavimentos é uma ferramenta complexa de seleção e classificação de dados, com o objetivo de direcionar adequadamente medidas corretivas. Para Albuquerque (2017), o índice de condição de pavimento é considerado em muitos Sistemas de Gerenciamento de Pavimentos Urbanos (SGPU) como a única ferramenta no auxílio da tomada de decisões dos órgãos gestores em relação às intervenções de manutenção e reabilitação de pavimentos.

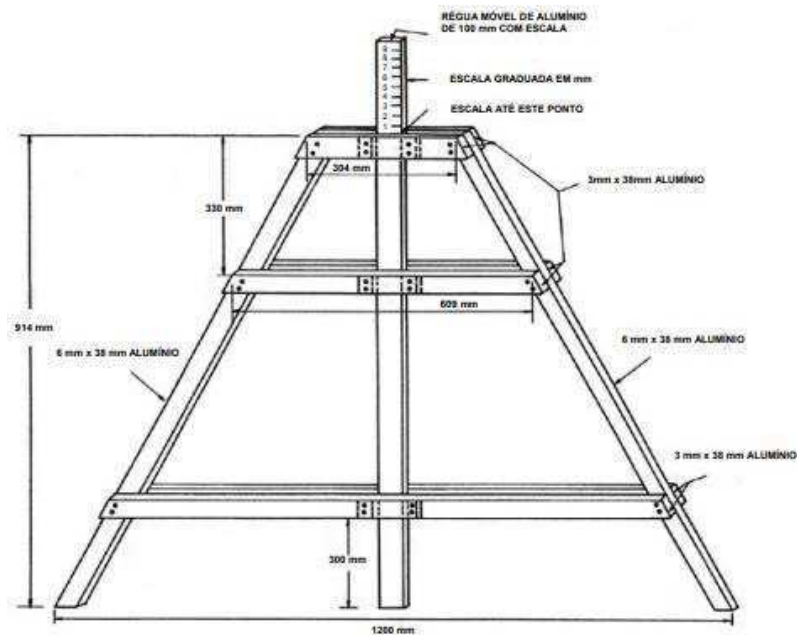
O *Pavement Condition Index* (PCI) pode ser citado com um exemplo e, de acordo com Karim *et al.* (2016), é uma maneira simples, conveniente e economicamente viável de monitorar a condição da superfície das estradas; o *International Roughness Index* (IRI) ou Índice de Irregularidade Longitudinal, normatizado pelas ASTM E 867-82 e DNIT 164/1994; *Pavement Service Index* (PSI), desenvolvido pela AASHTO com base na avaliação subjetiva do *Present Serviceability Rating* (PSR) e medições objetivas no pavimento (ALBUQUERQUE, 2017); Índice de Gravidade Individual (IGI) e Índice de Gravidade Global (IGG), cujos procedimentos foram adotados nesta pesquisa, também são índices utilizados na avaliação objetiva de pavimentos.

A norma DNIT 006/2003-PRO fixa as condições exigíveis no estabelecimento do Índice de Gravidade Global (IGG), utilizando uma combinação de defeitos de superfície. Trata-se de uma adaptação resultante de estudos experimentais americanos e canadenses, para as condições brasileiras (BENEVIDES, 2006).

O IGG é bastante utilizado em projetos pelas empresas de consultoria brasileiras. Entretanto, não é aconselhável que seja empregado em pavimento com revestimento por penetração, tais como tratamentos superficiais, devido a não adequação de classificação de falhas mais específicas para estes revestimentos delgados e dos próprios fatores de ponderação (ALMEIDA *et al.*, 2019).

De acordo com a DNIT 006/2003-PRO, as superfícies a serem avaliadas devem estar espaçadas a cada 20 m alternados em relação ao eixo, para rodovias de pista simples e a cada 20 m na faixa de tráfego mais solicitada de cada pista, para rodovias de pista dupla. Estas superfícies devem ser marcadas por pintura e numeradas como estações, cujo local servirá para medição das flechas, por meio do aparato da treliça semelhante à Figura 2, nas trilhas de roda interna (TRI) e externa (TRE), prevalecendo o maior valor dentre elas.

Figura 2 - Aparato padrão de medição de flechas em trilha de roda



Fonte: DNIT 006/2003

Os defeitos inventariados são determinados pela norma DNIT 005/2003 – TER, que codifica e define como:

- *Fenda* – qualquer descontinuidade na superfície do pavimento que conduza a aberturas de maior ou menor porte, apresentando-se como:
 - ✓ fissura (FI);
 - ✓ trincas isoladas transversais (TTC, TTL), apresentadas na Figura 3a;
 - ✓ trincas isoladas longitudinais (TLC, TLL), apresentadas na Figura 3b;
 - ✓ trincas de retração (TRR);
 - ✓ interligadas tipo “couro de jacaré” (J, JE), apresentadas na Figura 4a;
 - ✓ interligadas tipo bloco (TB, TBE), apresentadas na Figura 4b;

Figura 3 - Trincas isoladas em superfície de pavimento (a) transversal e (b) longitudinal.

(a)

(b)



Fonte: Morais, 2005

Figura 4 - Trincas interligadas em superfície de pavimento (a) tipo “couro de jacaré” e (b) tipo bloco.

(a)

(b)



Fonte: Morais, 2005

- *Afundamento* - deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento, acompanhada, ou não, de solevamento, apresentando-se sob a forma de:
 - ✓ afundamento plástico (ALP, ATP), apresentado na Figura 5;
 - ✓ afundamento de consolidação (ALC, ALP);

Figura 5 - Afundamento plástico em trilha de roda (ATP)



Fonte: Morais, 2005

- Ondulação ou corrugação (O) – a deformação caracterizada por ondulações ou corrugações transversais (Figura 6);

Figura 6 - Ondulação ou corrugação em superfície de pavimento



Fonte: Morais, 2005

- *Escorregamento (E)* – o deslocamento em relação à camada subjacente do pavimento, com fendas em forma de “meia-lua” Figura 7);

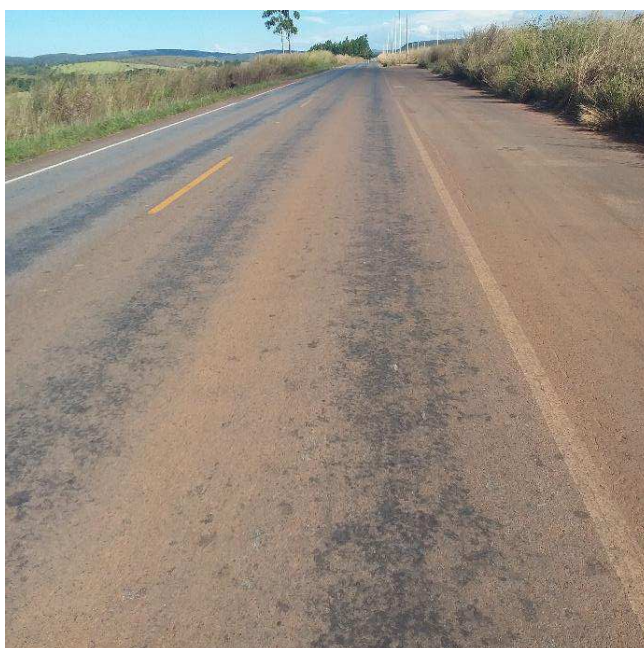
Figura 7 - Escorregamento de massa asfáltica



Fonte: DNIT 005/2003

- *Exsudação (EX)* – o excesso de ligante betuminoso na superfície do pavimento (Figura 8);

Figura 8 - Exsudação de ligante na superfície do pavimento.



Fonte: CNT, 2019.

- *Desgaste (D)* – o efeito do arrancamento progressivo do agregado, com aspecto se aspereza superficial;
- *Panela ou buraco (P)* – a cavidade que se forma no revestimento, mas que pode alcançar as camadas subjacentes a ele (Figura 9);

Figura 9 - Pavimento com ocorrência de panelas ou buracos



Fonte: CNT, 2019.

- *Remendo* – a medida corretiva de preenchimento da panela, seja superficialmente (RS) ou profundamente (RP), conforme apresentado na Figura 10.

Figura 10 - Remendos na superfície do pavimento.



Fonte: CNT, 2019.

Estes defeitos são quantificados, como frequência absoluta e, em seguida, relativizados em função do número de estações inventariadas, conforme Equação 2

$$f_r = \frac{f_a \times 100}{n} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde:

f_r – frequência relativa

f_a – frequência absoluta

n – número de estações inventariadas

Aos defeitos mensurados em uma estação, é atribuído um fator de ponderação por tipo, para enfatizar aqueles que mais afetam o desempenho do pavimento. Estes fatores, cujos valores são apresentados no Tabela 4, são aplicados na Equação 3, que trata do cálculo do Índice de Gravidade Individual.

Tabela 4 - Fatores de ponderação para defeitos de superfície na norma do IGG

GRUPO	SÍMBOLO	FP
1	FI, TTC, TTL, TLC, TU, TLL, TRR (FC-1)	0,2
2	J (Couro de jacaré), TB (Trincas em bloco) (FC-2)	0,5
3	JE, TBE (FC-3)	0,8
4	ALP (Afundamento plástico local), ATP (trilha de roda)	0,9
5	O (Corrugação), P (Panela)	1
6	EX (Exsudação)	0,5
7	D (Desgaste)	0,3
8	R (Remendo superficial ou profundo)	0,6

Fonte: Adaptado de DNIT 006/2003 – PRO

$$IGI = fr \times fp \quad (\text{Eq. 3})$$

Sendo:

fr – a frequência relativa obtida por meio da equação (i)

fp – fator de ponderação.

O Índice de Gravidade Global é, portanto, o somatório dos IGI's, e formam um conceito definido pela norma DNIT 006/2003 – PRO que classifica a condição do pavimento, definindo a correspondência entre conceitos e limite (Tabela 5).

Tabela 5 - Conceitos de degradação do pavimento em função do IGG

CONCEITO	LIMITES
Ótimo	$0 < IGG \leq 20$
Bom	$20 < IGG \leq 40$
Regular	$40 < IGG \leq 80$
Ruim	$80 < IGG \leq 160$
Péssimo	$IGG > 160$

Fonte: Adaptado de DNIT 006/2003-PRO

Para Zanchetta (2005) a consideração apenas do número de ocorrência dos defeitos, a não consideração da extensão e severidade dos defeitos e a elevada demanda de tempo para execução da avaliação do segmento são fatores limitantes para implementação deste tipo de avaliação objetiva. No entanto, como critério complementar e aliado um bom diagnóstico, com observações globais que identifiquem as causas que levaram à ocorrência de patologias, este índice se torna uma ferramenta útil na identificação das condições funcionais de um pavimento (BERNUCCI *et al.*, 2010).

2.1.2 Avaliação Estrutural

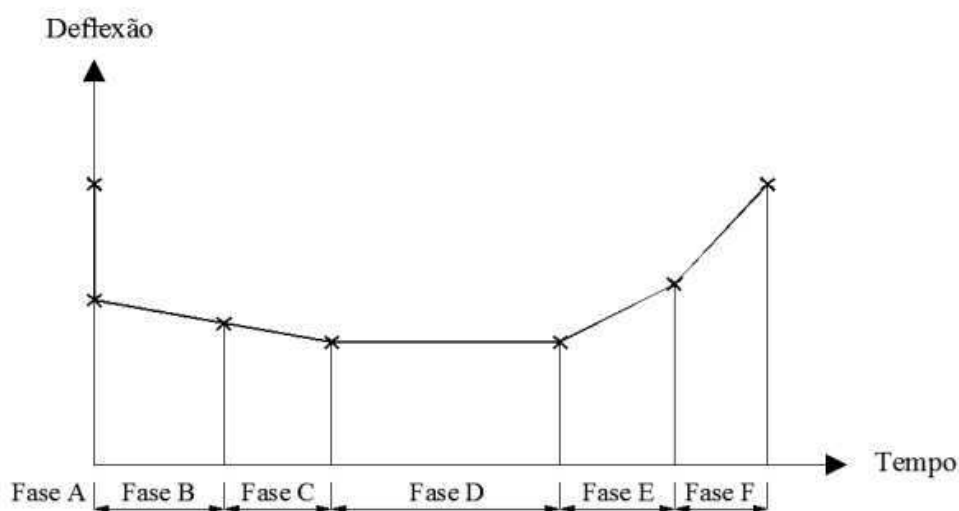
Para Medina e Motta (2005) a avaliação estrutural de um pavimento é o instrumento de conhecimento das várias camadas que compõem o pavimento, quanto ao seu comportamento de resistência e deformabilidade face às ações do tráfego, analisando as propriedades dos materiais e as espessuras adotadas.

Para Cavalcante (2005) a análise dos parâmetros elásticos obtidos no levantamento estrutural fornece subsídios para inferência da real condição estrutural do conjunto, permitindo o dimensionamento do reforço adequado às condições de tráfego, às características resistentes dos materiais e ao efeito das condições climáticas.

A taxa de deterioração do pavimento é o principal parâmetro indicado pela avaliação estrutural. Este dado indica, também, o melhor momento para a realização de uma restauração e ainda, qual a melhor solução de engenharia para sanar os defeitos existentes (GONÇALVES, 2007).

Em termos práticos, a avaliação estrutural se utiliza da medida das deflexões recuperáveis e não recuperáveis, por meio de ensaios destrutivos ou não-destrutivos, singularmente chamados de NDT (*Nondestructive Testing*) (PINTO E PREUSSLER, 2002; HAAS *et al.*, 1994). De acordo com Pereira & Miranda (1999), as deflexões são o melhor indicador de qualidade estrutural e, a evolução delas tende a seguir as seis fases fundamentais apresentadas na Figura 11.

Figura 11- Fases de evolução de deflexões em pavimentos



Fonte: Pereira & Miranda, 1999

Na fase A, a observância da degradação – elevada deflexão - do pavimento inicia o processo de avaliação estrutural. O reforço leva à redução da deflexão e consolidação da capacidade de suporte do pavimento, até estabilizar-se, durante a fase D, até que o fenômeno da fadiga volte a ser significativo e resulte no aumento progressivo das deflexões, retornando ao estado de degradação e ruína, incitando a necessidade de nova medida reparadora.

2.1.2.1 Avaliação Estrutural por ensaios destrutivos

A opção pelo ensaio destrutivo para avaliação estrutural de pavimentos é devida a gravidade dos defeitos observados. Este tipo de avaliação utiliza métodos manuais ou mecânicos de abertura de poços nos bordos do revestimento, de furos a trado ou de extrações de amostras de revestimentos e bases com sondas rotativas para avaliar, *in situ*, aspectos tais como espessuras das camadas, condições dos materiais, eventuais deformações, tipos dos materiais e condições de umidade (GOMES, 2008).

Além de danificar o pavimento na extração de testemunhos, estes procedimentos demandam tempo para execução e posterior remendo provisório, ocasionando a interdição do tráfego. Ainda, a remoção dos materiais do local acaba por alterar o estado de tensões, índice de vazios e condições climáticas a que estão submetidos, influenciando na representatividade dos resultados dos ensaios laboratoriais a serem realizados com as amostras (DNIT, 2006)

a. Ensaio triaxial dinâmico

A análise laboratorial das camadas de suporte e subleito quanto ao módulo de resiliência é feita sob ação de carregamento triaxial dinâmico. Esta é a reprodução aprimorada do fenômeno da deformação decorrente da passagem de veículos sobre o pavimento, proposta por Francis Hveem em 1955.

Segundo Santos (2003) o significado de resiliência é a energia armazenada num corpo elasticamente deformado, imediatamente devolvida quando a tensão causadora cessa. Matematicamente, pode ser definido como a relação entre a tensão-desvio axial e ciclicamente aplicada em um corpo e a deformação resiliente, também axial, resultante desta, conforme apresentado na Equação 4:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde:

M_R = módulo de resiliência;

σ_d = tensão desvio aplicada repetidamente ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$);

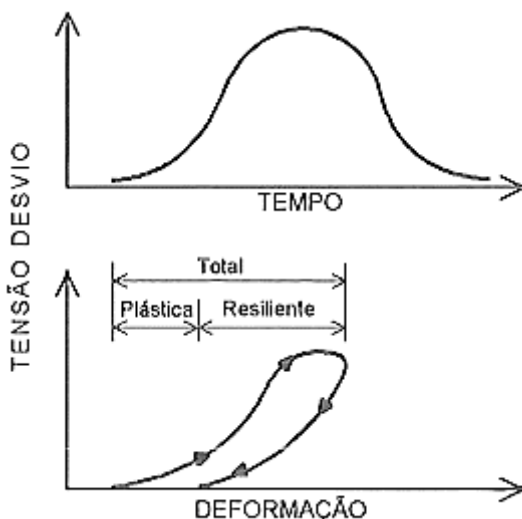
ε_r = deformação específica axial resiliente.

De acordo com Ponte *et al.* (2014) os conceitos de módulo de resiliência e módulo de elasticidade são semelhantes, com base na teoria da elasticidade, representados pela relação entre a tensão e a deformação. No entanto, vale salientar que o módulo de resiliência difere do módulo de elasticidade quanto à natureza da aplicação das cargas, visto que o M_R é resultante da aplicação de carregamentos cíclicos (SANTOS, 2003).

O AASHTO *Guide for Design of Pavement Structure* (1986), já considerava como dado de entrada o módulo resiliente do subleito, por entender que a deformação do conjunto de camadas depende da deformação de cada camada individualmente. Elliot & Thornton (1988) ao avaliar o comportamento típico de uma seção de pavimento solicitada pelo tráfego, observaram que o acréscimo de tensões desvio e deformações havia um limite e que, posteriormente, mesmo que a tensão desvio decrescesse até anular-se, apenas parte da deformação seria recuperada.

Este comportamento pode ser observado na Figura 12, e descreve a composição da deformação como parte permanente - que será tratada mais profundamente em tópicos adiante – e parte resiliente ou recuperável.

Figura 12 - Relação tensão-deformação em camadas de pavimentos



Fonte: Elliot & Thornton, 1988

A deformação resiliente nas camadas de suporte de pavimentos está diretamente associada à ocorrência de trincas por fadiga, pois compromete a vida útil da estrutura quando solicitadas por sucessivas flexões (MEDINA & MOTTA, 2015).

A análise do desempenho da camada de suporte quanto ao módulo de resiliência requer o conhecimento dos materiais, das variáveis influenciadoras e das metodologias de obtenção. Para determinar o módulo, as normas AASHTO T-274-82 (1986), T-292-92I (1992), TP-46-94 (1996) e DNIT-ME 131/94 (1994) preconizam o emprego do ensaio triaxial dinâmico e, para a obtenção de dados consistentes, é preciso considerar variáveis tais como estado de tensões, peso específico de compactação, distribuição granulométrica, dimensões máximas das partículas, tempo, frequência de carregamento, entre outros (FRANCO, 2007).

Dentre as abordagens matemáticas para modelagem do comportamento resiliente de materiais granulares de estruturas de pavimento, o modelo composto, oriundo da abordagem clássica ($k-\theta$) vem se mostrando superior nas rotinas de análises, por incluir a influência da tensão desvio e da pressão atmosférica ao invariante de tensões (LEKARP *et al.*, 2000a). Segundo Franco (2007) o modelo composto utilizado na COPPE permite associar o comportamento de materiais distintos (granulares ou argilosos) a partir da determinação dos coeficientes de regressão k_1 , k_2 e k_3 , que constam na Equação 5.

$$M_r = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3} \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde,

k_1, k_2, k_3 – parâmetros obtidos em laboratório

σ_3 – Tensão confinante

σ_d – Tensão desvio

O estudo de Preussler (1983) traz reflexões acerca dos fatores que influenciam o MR de materiais granulares. Dentre eles, é possível destacar que o estado de tensões atuante e o grau de saturação são os mais importantes. Ainda se destaca o aumento proporcional do módulo com a elevação da massa específica aparente seca. Este fato leva a crer que a etapa de controle de compactação durante a execução da camada é imprescindível para a garantia dos parâmetros definidos em projeto e pode ser preponderante para a vida útil e durabilidade do pavimento como um todo.

Os estudos de Balbo (2007) também evidenciam a dependência do MR à tensão confinante atuante. Esta, por sua vez, tende a diminuir diante do grau de compactação e em pontos mais profundos da camada (onde a sobrecarga dos veículos produz menos energia de compactação residual), e ainda varia sazonalmente, de acordo com a pluviosidade e temperatura do ambiente.

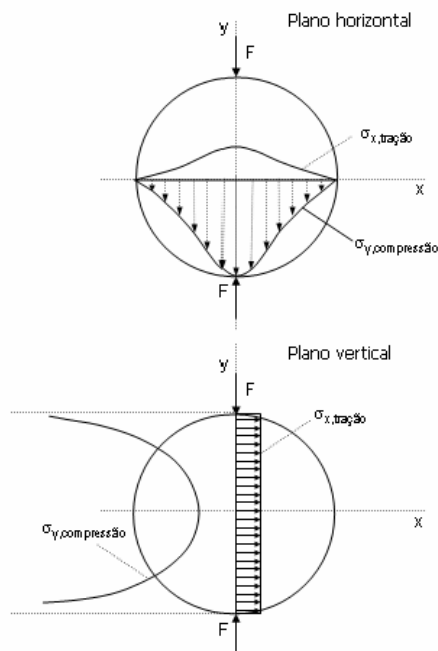
b. Módulo de Resiliência de misturas asfálticas

Assim como o módulo de resiliência de solos, tratado no item anterior, o módulo de resiliência de misturas asfálticas refere-se à relação entre a tensão e a deformação em um corpo. Para Pinto e Preussler (2002), a aplicação de carga cíclica no plano diametral vertical de um corpo de prova cilíndrico de mistura betuminosa, a uma frequência de 1Hz e 25°C, gera uma deformação específica recuperável tal que represente a capacidade elástica da mistura.

Além do módulo de resiliência da mistura asfáltica, o ensaio permite a determinação do coeficiente de Poisson, indispensável para o dimensionamento moderno de estruturas de pavimento e técnicas de retroanálise. Comumente no Brasil adota-se o valor de 0,30 para esta propriedade a 25°C para materiais betuminosos, pois, considera-se que varie apenas em função da temperatura e não do carregamento (BERNUCCI *et al.*, 2010; DAIBERT, 2015).

A Figura 13 demonstra a distribuição de tensões devida à aplicação da carga cíclica no plano diametral vertical.

Figura 13 - Distribuição de tensões devido à aplicação da carga cíclica no plano vertical de um corpo de prova.



Fonte: Medina, 1997

De acordo com Balbo (2007), as tensões e deformações que atuam nas camadas dos pavimentos dependem do MR desses materiais. Ainda, este parâmetro depende de outras condições, por exemplo, a temperatura de operação, que está em função da profundidade da camada e dos materiais constituintes (quanto à capacidade calorífica de cada um).

c. Fadiga de revestimento asfáltico

Diante na natureza elástica das misturas asfálticas e a natureza diminuta e repetitiva das cargas geradas pelo tráfego, o revestimento fica sujeito ao fenômeno da fadiga. Segundo Preussler (1983) a vida de fadiga pode ser definida de acordo com a necessidade de manutenção: em termos de vida de fratura ou vida de serviço.

A análise da vida de fadiga do revestimento fomenta a análise da capacidade estrutural do pavimento, ligada às deflexões. De acordo com Macedo (2003) ao entrar em fase da fadiga, o pavimento perde rapidamente a rigidez e tende a acumular maiores valores de flecha de deflexões.

Este nível de degradação pode ser atingido em decorrência de diversos fatores. Pinto (1991) & Preussler (1983) destacam, em seus estudos, a magnitude, tempo e frequência do carregamento; fatores condicionados à mistura, tais como tipo de agregado, tipo e teor de ligante e temperaturas empregadas no processo de usinagem e compactação; temperatura e umidade ambientes e outros fatores diversos, ligados à rigidez e módulo resiliente e intervenções no pavimento durante o tempo de serviço.

O ensaio de laboratório para este fim, utiliza-se de compressão diametral à tensão controlada com carga de 1Hz aplicada por prensa pneumática, para a determinação do número de repetições (ciclos de carga), até a falha do corpo de prova, em níveis de tensões. Numericamente, a vida de fadiga é expressa em função da

diferença de tensões ($\Delta\sigma$), entre a tensão de tração e a de compressão, e em função da deformação resiliente correspondente (ε_i), calculados de acordo com as Equações 6 e 7 na sequência, assim como o estado de tensões resultante, ilustrado na Figura 14 (BERNUCCI *et al.*, 2010).

$$\Delta\sigma = \frac{8F}{100\pi dh} \quad (\text{Eq. 6})$$

$$\varepsilon_i = \frac{(\%RT)}{MR} \quad (\text{Eq. 7})$$

Onde:

$\Delta\sigma$: diferença de tensões no centro do corpo de prova (MPa);

ε_i : deformação resiliente específica;

F: carga aplicada (N);

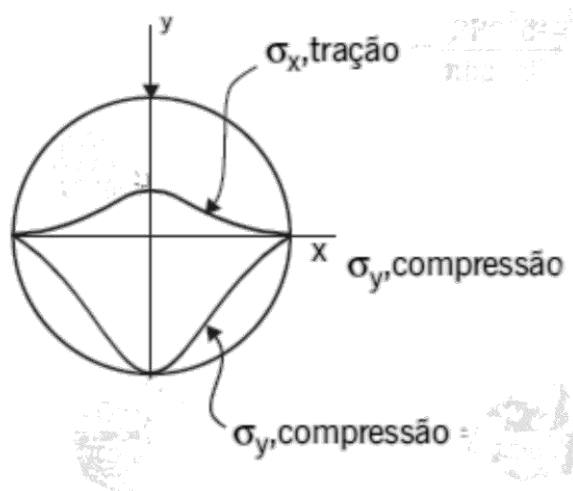
d: diâmetro do corpo de prova (cm);

h: altura do corpo de prova (cm);

RT: resistência à tração (MPa);

MR: módulo de resiliência (MPa)

Figura 14 - Estado de tensões em um corpo de prova submetido à compressão diametral cíclica do ensaio de fadiga



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

O número de ciclos a que o corpo de prova resiste, então, deriva das Equações 8 e 9 a seguir, relacionadas à diferença de tensões e à deformação resiliente, plotadas em curvas dilog.

$$N = K_1 \left(\frac{1}{\Delta\sigma}\right)^{n_1} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$N = K_2 \left(\frac{1}{\varepsilon_i}\right)^{n_2} \quad (\text{Eq. 9})$$

Onde:

N= número de aplicações de carga na ruptura, no fim do ensaio;

$\Delta\sigma$ = diferença de tensões no centro do corpo de prova (MPa);

K1; n1; K2 e n2 = parâmetros determinados no ensaio.

d. Resistência à tração por compressão diametral

O uso da resistência à tração por compressão diametral como parâmetro semelhante à tensão admissível de misturas asfálticas, parte da premissa que o corpo de prova rompe devido à tração uniforme gerada ao longo do diâmetro solicitado (BERNUCCI *et al.*, 2010).

O princípio da compressão diametral foi desenvolvido pelo professor Fernando Luiz Lobo Carneiro para determinar a resistência à tração de corpos de prova de concreto de cimento Portland (MEDINA, 1997) e pode ser quantificado, segundo a Equação 10, presente na norma ABNT 15087/2004:

$$\sigma_R = \frac{2F}{100\pi DH} \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde:

σ_R – Resistência à tração, kgf/cm²;

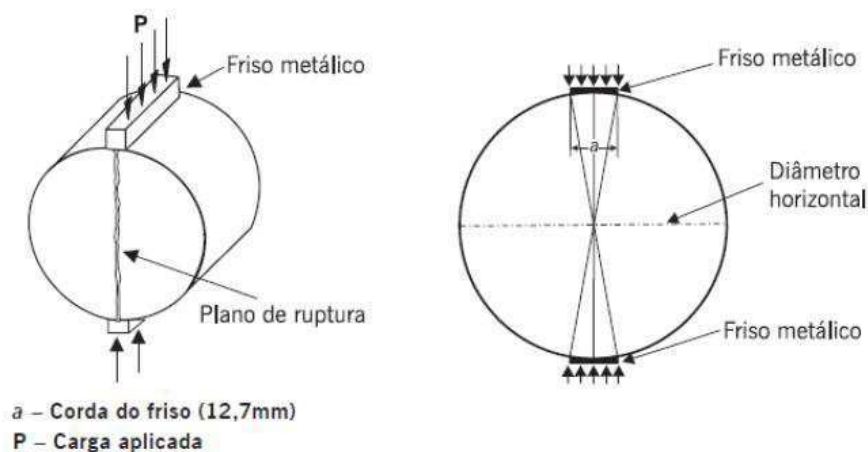
F – Carga de ruptura, kgf;

D – Diâmetro do corpo-de-prova, cm;

H – Altura do corpo-de-prova, cm.

Este ensaio, denominado “ensaio brasileiro”, preconiza a aplicação de uma carga progressiva com velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s, até a ruptura do corpo de prova, cujos mecanismo de força e estado de tensões podem ser observados na Figura 15.

Figura 15 - Estado de tensões em um corpo de prova submetido à compressão diametral para verificação de resistência à tração



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

2.1.2.2 Por ensaios não-destrutivos

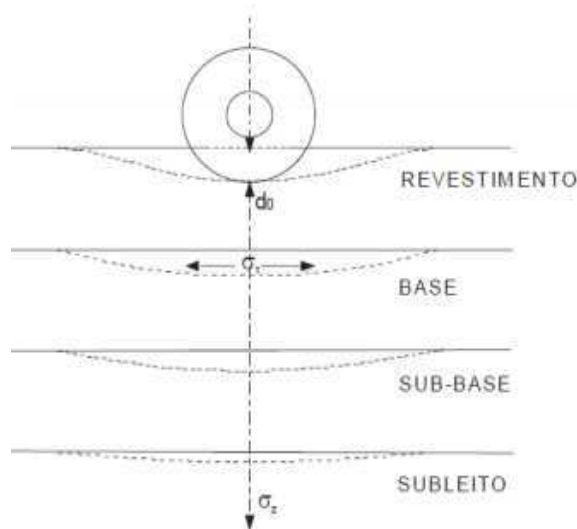
A natureza não-destrutiva de ensaios, por si só, já configura grande vantagem para aplicação na análise da integridade estrutural de pavimento. De acordo com o DNIT (2006) utilizados em conjunto com o inventário de

defeitos (avaliação funcional), constituem a melhor maneira de determinação da adequação estrutural do pavimento.

Segundo Cavalcante (2005) os métodos não-destrutivos de prospecção estrutural baseiam-se, majoritariamente, na mensuração da resposta elástica do pavimento ao efeito do carregamento dinâmico do tráfego. Este princípio, proposto por HVEEM em 1955 e aplicado no Brasil na década de 60, utiliza equipamentos deflectométricos para obtenção de bacias de deflexão decorrentes de cargas pontuais ou cargas rolantes (GOMES, 2008; FRANCISCO, 2012).

Estas deflexões representam a deformação vertical reversível registrada na superfície do pavimento, oriundas das ações do tráfego e cessantes após a interrupção da solicitação (ALBUQUERQUE, 2007). De acordo com Pinto & Preussler (2002) provocam deformações em forma de arco, em todas as camadas do pavimento, com redução progressiva da intensidade conforme aumento da profundidade em relação ao revestimento, conforme ilustrado na Figura 16, e, este arqueamento, é responsável pela fadiga de camadas betuminosas e cimentadas.

Figura 16 - Propagação da deflexão nas camadas dos pavimentos

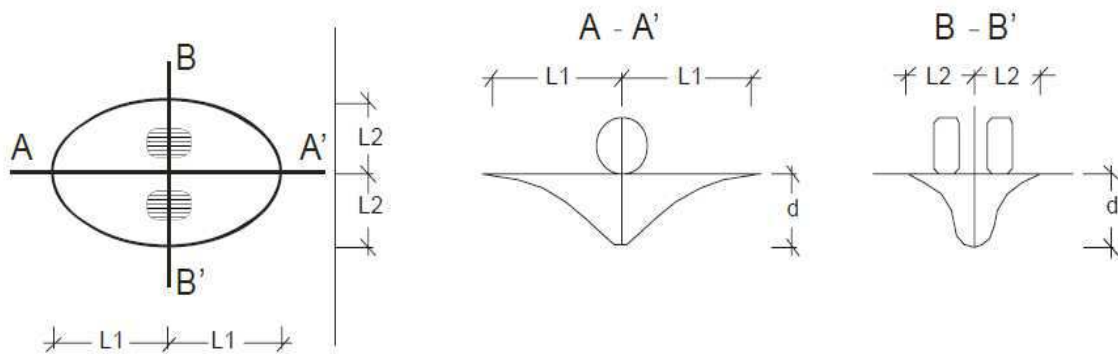


Fonte: Albuquerque, 2007

A magnitude destas deformações depende da geometria do carregamento, da intensidade da carga, da pressão de inflação do pneu e, também, da posição do ponto de medida em relação à carga (DNIT, 2006). A bacia de deformação resultante da aplicação de uma carga, a exemplo da carga de roda dupla estática, tem formato aproximado de elipse no plano horizontal, cujo eixo coincide com a direção em que se desenvolve o movimento do veículo, assim apresentado na Figura 17.

A linha de máxima deformação situa-se pontualmente abaixo do centro da carga e recebe a denominação de linha deformada. Transversalmente (Figura 17B-B'), os raios das deformações também são simétricos, porém, com intensidade inferior e severidade superior aos raios longitudinais (Figura 17A-A').

Figura 17 - Propagação da deflexão nas camadas dos pavimentos



Fonte: Albuquerque, 2007

É imprescindível que haja a compreensão da relação entre a deformabilidade da camada e o seu respectivo comportamento estrutural. Para Cavalcante (2005), quanto maior for o valor medido da deflexão, mais resiliente a estrutura será e, portanto, maior será o seu comprometimento estrutural. No entanto, o valor absoluto de deflexão não fornece respostas quanto à distinção do elemento responsável pelo defeito e, por esta razão, Pinto e Preussler (2002) afirmam que é necessário avaliar o raio de curvatura, considerado a 25 cm do centro de aplicação da carga e indicativo do arqueamento da linha deformada em sua porção crítica.

Este parâmetro foi adotado pelo DNIT, num modelo simplificado representado por uma parábola do 2º grau. O cálculo do raio, apresentado na Equação 11, é função da deflexão real medida e da deflexão a 25 cm do centro de aplicação da carga (ponta de prova):

$$R = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})} \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde:

R = raio de curvatura, em metros;

D_0 = deflexão real ou verdadeira, em centésimos de milímetros;

D_{25} = deflexão a 25 cm do centro de aplicação da carga (ponta de prova), em centésimos de milímetros.

E, para efeito de conhecimento do cálculo, a deflexão real ou verdadeira (D_0), é obtida a partir das leituras realizadas no ensaio de Viga Benkelman (que será detalhadamente abordado na sequência desta pesquisa), conforme apresenta a Equação 12.

$$D_0 = (L_0 - L_f) a/b \quad (\text{Eq. 12})$$

Onde,

D_0 = deflexão real ou verdadeira, em centésimos de milímetros;

L_0 = leitura inicial, em centésimos de milímetros;

L_f = leitura final, em centésimos de milímetros;

a/b = relação entre dimensões da viga Benkelman (Figura tal)

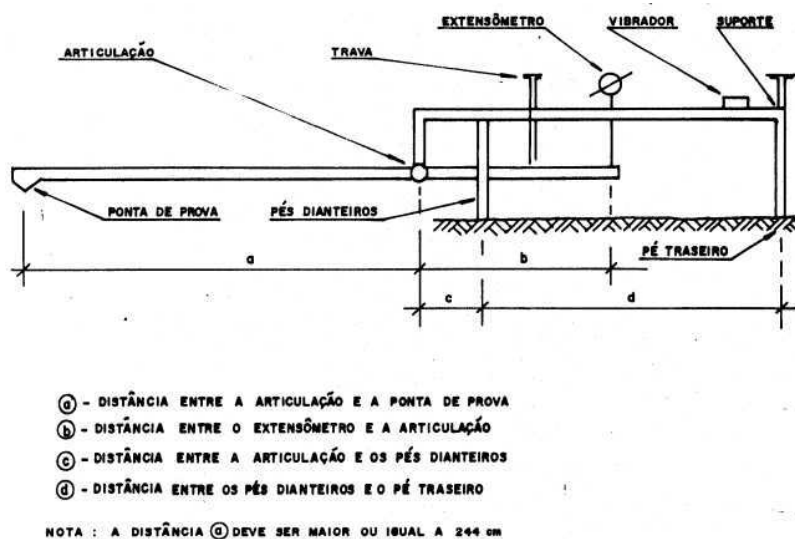
A simulação de carregamento para levantamento deflectométrico pode ser realizado de duas formas: pela aplicação de cargas pontuais, ou de impacto; e pela aplicação de cargas rolantes. O Deflectômetro de Impacto (*Falling Weight Deflectometer, FWD*) destaca-se como principal equipamento não destrutivo de impacto e a Viga Benkelman, como equipamento não destrutivo de carga móvel ou rolante.

a. Viga Benkelman

O equipamento simples de baixo custo, baseado no princípio da alavanca, foi desenvolvido por A. C. Benkelman e utilizado nas primeiras pistas experimentais da WASHO Road Test em 1953. No Brasil, a viga Benkelman tem sido empregada em levantamento deflectométricos desde 1960, e embasa as normas de projeto de restauração de pavimentos desde então (BORGES, 2001).

O aparato (Figura 18) é composto por uma haste articulada vinculada a três pés, medidores das deflexões causadas pelas cargas aplicadas ao pavimento. Para a realização do ensaio, a ponta de prova (centro de aplicação das cargas) é inserida entre as rodas do semieixo de um veículo padrão com 8,2t no eixo simples de roda dupla traseiro, enquanto a outra ponta da haste aciona um extensômetro com sensibilidade milimétrica, durante a rolagem do eixo sobre o pavimento.

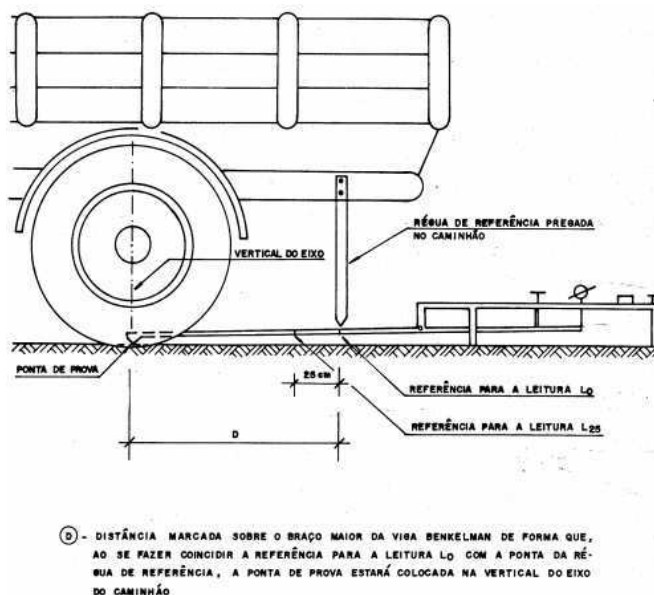
Figura 18 - Esquema da Viga Benkelman



Fonte: DNIT-ME 024/94

O procedimento de leitura das deflexões alimenta de valores a equação tal, anteriormente citada. Para a obtenção do delineamento da bacia de deflexões completa, o caminhão se desloca a pequenas distâncias, efetuando uma parada a cada leitura. A norma DNIT-ME 024/94 preconiza que a viga tenha sido previamente aferida de acordo com a norma DNIT-PRO 175/94 e que o ensaio tenha duração de 3 minutos ou 10 metros de deslocamento total, em uma montagem semelhante à ilustrada na Figura 19.

Figura 19 - Esquema de execução de medida de deflexão com Viga Benkelman



Fonte: DNIT-ME 024/94

Para Balbo (2007) embora apresente grande aplicabilidade, a viga Benkelman também apresenta aspectos limitantes, tais como a dificuldade de centralização da ponta de prova entre os pneus do caminhão; as questões de segurança a técnicos e ao tráfego, visto que o ensaio é realizado com interrupção parcial do tráfego, apenas; a possibilidade de erros de leitura, ligadas ao fator humano da realização de ensaios; e a ocorrência de pés de apoio inseridos na área de influência em casos de pavimentos muito rígidos.

b. FWD

O deflectômetro de impacto é um equipamento de avaliação estrutural que simula o efeito da passagem de uma roda de veículo com carga padrão no pavimento a uma velocidade entre 60 e 80 Km/h (BRANCO *et al.*, 2008), e é normatizado, no Brasil, pela DNIT-PRO 273/96.

Acoplado ao reboque de um veículo utilitário leve (Figura 20), o funcionamento do sistema parte do princípio da queda de um (singular) ou um conjunto de massas, de uma altura pré-fixada, sobre um sistema de borrachas amortecedoras, que transmite, por meio de uma placa circular, o impulso à superfície (FRANCISCO, 2012).

Figura 20 - Execução de ensaio FWD



Este sistema tem a capacidade de ajustar o pulso de carga recebido pelo pavimento à forma de senoide mais aproximada possível. A força de pico é, então, obtida pela igualdade entre a energia potencial da massa, antes da queda, e o trabalho desenvolvido pelos amortecedores, depois da queda, resultando na Equação 13 a seguir, conforme Cardoso (1999):

$$F = \sqrt{2Mghk} \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde:

F = força de pico;

M = massa do peso que cai;

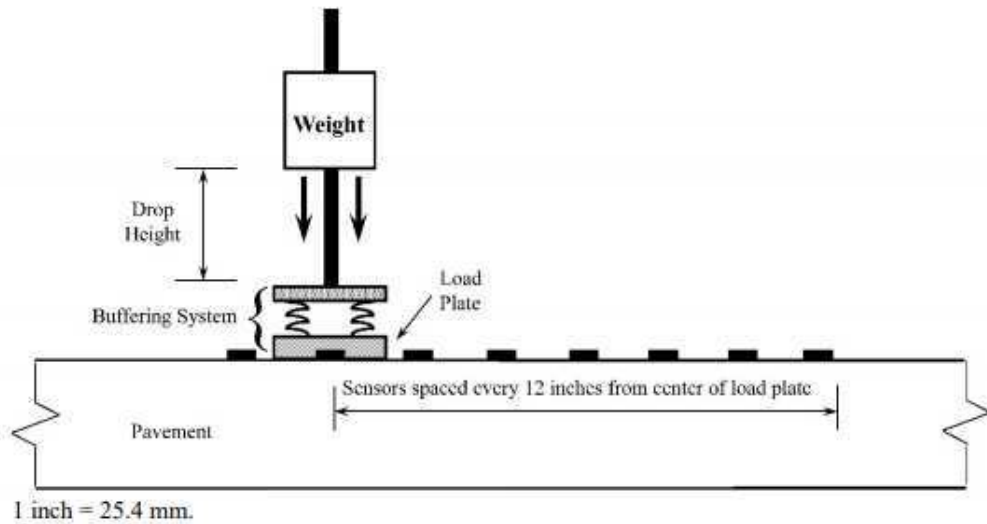
g = aceleração da gravidade;

h = altura de queda;

k = constante de mola do sistema de amortecedores

O registro da deflexão gerada pelo impacto é feito por geofones, Linear Variable Differential Transformer (LVDT) ou células de carga acoplados à placa de distribuição de cargas, e distribuídos ao longo do eixo de aplicação da carga (Figura 21). Segundo Macêdo (1996) pode-se adaptar o equipamento às condições de tráfego que se deseja simular, por meio da modificação da altura de queda ou do conjunto de massas utilizado.

Figura 21 - Locação de geofones e aplicação de carga de impacto em ensaio FWD



Fonte: FHWA, 2017

O módulo de elasticidade, objeto de interesse do ensaio FWD, é calculado sob cada geofone, pela Equação 14, desenvolvida por Boussinesq (PINTO, 1991):

$$E = \frac{\sigma_0(1+\mu)a}{D(r)} (1 - \mu)F(r) \quad (\text{Eq. 14})$$

Onde:

σ_0 - Pressão aplicada

a - Área de contato do geofone

r - Distância radial

μ - Coeficiente de Poisson

$D(r)$ - Deflexão na posição r

$F(r)$ - Fator de influência

O DNIT (2006) aponta, como maior vantagem do uso do FWD, a capacidade de simular, em termos de magnitude e frequência, as características de um tráfego dinâmico, diferentemente dos ensaios estáticos (viga Benkelman). As deflexões obtidas, então, das realmente ocasionadas a superfície do pavimento, além do processo de realização do ensaio ser automatizado, rápido e eficiente. No entanto, o alto custo do equipamento e necessidade de mão-de-obra técnica especializada ainda representam entraves na difusão deste ensaio.

Para Medina *et al.* (1994) a presença de uma camada de alta rigidez, a depender da profundidade, pode interferir na mensuração das deflexões e, portanto, na forma da bacia resultante. Além disso, deve-se atentar para a existência da inércia da massa do pavimento durante a simulação do movimento da roda durante o ensaio, embora isto não afete substancialmente a medida das deflexões do FWD em relação às medidas sob carga de roda.

2.1.2.3 Retroanálise dos módulos de resiliência das bacias de deflexão

A avaliação não-destrutiva de pavimentos vai além do simples conhecimento das deflexões atuais da estrutura. Para Medina & Motta (2015) ao realizar-se uma medida de deflexão em determinado ponto do pavimento, sabe-se que esta é resultado da combinação das deflexões de todas as camadas, função dos módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson dos materiais. Portanto, quando o dado disponível é o de deformação elástica (deflexões), pode-se empregar o caminho inverso para determinar os módulos que as geraram e, a isto, denomina-se *retroanálise*.

De acordo com Pinto (1991) os módulos de elasticidade obtidos por meio de retroanálise representam os módulos resilientes das condições de campo. Albernaz *et al.* (1996) apontam, que a determinação de módulos de resiliência por meio de retroanálise é vantajosa nos aspectos da dispensa de ensaios destrutivos, da representatividade de campo dos módulos obtidos, da rapidez na obtenção das propriedades elásticas do pavimento e do menor custo, diante do aproveitamento de dados de ensaios não destrutivos (FWD).

No entanto, Ullidtz & Coetzee (1995) apontam alguns entraves na execução da retroanálise, relacionados à compatibilização da estrutura com os modelos matemáticos empregados. A saber:

- (i) Espessura das camadas: o levantamento com FWD não inclui a medida da espessura da camada, motivo pelo qual, os softwares de retroanálise a assumem constante. No entanto, camadas delgadas (menores que 7,5 cm) não podem ser confiavelmente modeladas apenas com os dados de FWD, devido à geometria do carregamento e a forma de medida empregada no ensaio;
- (ii) Compensação de camadas: a modelagem elástica linear do material do subleito, calculada a partir dos módulos obtidos com os sensores externos do FWD, na maioria das rotinas de retroanálise, tende a encontrar elevados valores de módulo resiliente. No ajuste das camadas, o programa tende a compatibilizar os módulos, sugerindo valores inferiores para a base, o que caracteriza a compensação de camadas, que pode ser evitada utilizando modelos não-lineares.
- (iii) Camada intercalada rígida: Sejam reais ou aparentes, as camadas rígidas podem ser definidas como aquelas que pouco ou nada contribuem para as deflexões, e são o problema mais comum nos processos de estimativa da bacia. Algumas aproximações podem ser empregadas para o delineamento da bacia, como a divisão do subleito em duas ou mais camadas e atribuir taxas de acréscimo de módulos, até consolidar o ponto mais próximo da superfície real da bacia.
- (iv) Rigidez relativa: a rigidez da camada, função da sua espessura e módulo, é descrita na retroanálise de acordo com seu grau de influência nas deflexões. Desta forma, camadas delgadas pouco contribuem com o valor total de deflexão, o que pode ser ou não verídico, influenciando na precisão dos parâmetros retroanalizados.
- (v) Unidade de dados: os mesmos dados a serem retroanalizados podem oferecer diferentes soluções, a depender de aspectos tais como módulos iniciais, limites estabelecidos, critérios de convergência e números de iterações, por vezes não-padronizados.

Albernaz, Motta & Medina (1995) apontam diversos programas de retroanálise, tais como BISDEF, que utiliza o programa mecanístico BISAR como base de cálculo (BUSH, 1985); ELSDEF, que utiliza o ELSYM5

(LYTTON, 1986); MODULUS, que utiliza o BISAR (LYTTON, 1989); RETROANA, baseado no método dos elementos finitos (RODRIGUES, 1991); EVERCALC, que utiliza o CHEVRON-N (MAHONEY, 1991); entre outros.

Cavalcante (2005) elucida que o processo de retroanálise se inicia a partir do cálculo das bacias de deflexões referentes a todas as combinações possíveis entre os módulos de elasticidade informados e, por meio de técnicas de regressão, são obtidas equações que relacionam estes módulos. O produto do procedimento de iteração é o módulo final da camada com o maior nível de significância estatística e erro global médio dentro do máximo especificado no programa.

A avaliação da influência da temperatura no módulo de elasticidade do revestimento é feita mediante a correção proposta por Rodrigues (1991) que relaciona a temperatura com a profundidade na camada, assim apresentada na Equação 15.

$$T(x) = T_{sup} + (T_{sup} - T_{ar})x[1 - \exp^{(0,06855x - 0,002633x^2)}] \quad (\text{Eq. 15})$$

Onde:

T(x) é a temperatura na profundidade x do revestimento, em °C;

T_{sup} é a temperatura da superfície do revestimento, em °C;

T_{ar} é a temperatura do ar, em °C;

x é a profundidade no revestimento onde se deseja conhecer a temperatura, em cm.

Considerando uma temperatura ambiente de referência de 25°C, Pinto (1991) determinou, por meio de ensaios de compressão diametral de revestimento asfáltico, que o módulo de resiliência corrigido seria calculado de acordo com a Equação 16.

$$M_R = e^{0,051(T_C - T_R)M_C} \quad (\text{Eq. 16})$$

Onde:

MR é o módulo de resiliência convertido para a temperatura padrão;

MC é o módulo de obtido em campo;

T_R é a temperatura de referência, 25 °C;

T_C é a temperatura de campo, obtida pela equação de Rodrigues (1991)

No Brasil, EVERCALC, KUAB, BAKFAA e REPAV estão dentre os softwares mais comumente empregados nos procedimentos de retroanálise, mas, com a consolidação do método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos nacional, o MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional), o módulo integrado de retroanálise (*BackmeDiNa*) passa a ser protagonista.

Para Medina & Motta (2015) o uso de softwares de dimensionamento de reforços e retroanálise integrados tem a vantagem de utilizar os mesmos módulos, calculados pelas mesmas teorias e modelagens de tensão-deformação, minimizando a probabilidade de erros. O BackmeDiNa é uma evolução do SisPav, desenvolvido por Franco (2007) em sua tese de doutorado junto à COPPE/UFRJ e, de acordo com Franco e Motta (2020), calcula os módulos de resiliência de forma iterativa, utilizando o módulo AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas)

para análise elástica linear, a partir da variação dos valores de módulos em torno de um valor central, para que se obtenha a bacia teórica mais aproximada da medida com FWD.

As hipóteses adotadas para a solução computacional do AEMC são:

1. Os materiais são elásticos lineares, isotrópicos e homogêneos;
2. A lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é semelhante ao módulo de tração;
3. As camadas são ilimitadas na direção horizontal;
4. Todas as camadas possuem uma espessura finita, à exceção da camada inferior que é considerada semi-infinita;
5. A superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada;
6. Na área carregada ocorrem apenas tensões normais;
7. A carga aplicada é considerada estática, uniformemente distribuída em toda a área circular de contato;
8. A grandes profundidades as tensões e deformações são nulas;
9. As condições de aderência na interface das camadas podem variar de totalmente aderida para lisa ou sem aderência.

O BackmeDiNa (versão 1.2.0) requer que sejam informados os dados de raio de carregamento, de carga aplicada pelo golpe de FWD utilizado no pavimento, o número de sensores e as respectivas distâncias a que foram alocados. A alimentação das informações qualitativas (seção homogênea em análise, temperatura do ar, temperatura do pavimento no momento de ensaio, espessuras das camadas, faixa do pavimento, trilha do pavimento e localização tridimensional do ponto de ensaio), complementa os dados de entrada do programa, que comporta o *input* de até 100 bacias e 6 camadas, considerando que o subleito não pode ser excluído por questões de padronização.

Para o cálculo dos módulos, é preciso garantir a condição de aderência ou não-aderência entre as camadas. O programa AEMC utiliza uma modelagem física similar a teoria de molas, simulando a atuação da mola na direção radial para resistir ao deslocamento relativo ao longo da interface das camadas, ou seja, o cisalhamento entre as superfícies, conforme a Equação 17:

$$\tau_i = k_i(u_i - u_{i+1}) \quad (\text{Eq. 17})$$

Onde:

τ_i - Tensão de cisalhamento radial entre as camadas i e $i+1$;

$u_i - u_{i+1}$ - Deslocamento radial relativo ao longo da interface das camadas i e $i+1$;

k_i - Módulo de rigidez da "mola" que resiste ao deslocamento radial relativo ao longo da interface.

O parâmetro k é, então, transformado em número adimensional, conforme Equação 18, onde a atribuição de $L_i = 1$ faz com que K_i e τ_i tendam a infinito e isto signifique que há aderência entre as camadas e, a atribuição de $L_i = 0$, faz com que o valor de K_i seja nulo e isso signifique que não há aderência entre as camadas.

$$k_i = \frac{l_i}{1-l_i} \quad (\text{Eq. 18})$$

Cabe ao projetista informar se a condição de aderência é satisfeita ou não. Franco & Motta (2020) informam, no Manual de Utilização do software MeDiNa, os critérios de aderência, conforme pode ser observado no Tabela 6.

Tabela 6 - Critérios de aderência entre camadas adotados pelo MeDiNa

CAMADA	CONDIÇÃO
Camada asfáltica sobre outra camada asfáltica	Aderido
Camada asfáltica sobre camadas estabilizadas	Não aderido
Camada asfáltica sobre camadas de solos ou granulares	Não aderido
Camada estabilizada sobre outra camada estabilizada	Não aderido
Camada estabilizada sobre camadas de solos ou granulares	Não aderido
Camadas de solos ou granulares sobre camadas asfálticas, cimentadas, de solos ou granulares	Não aderido

Fonte: Adaptado de Franco & Motta, 2020

2.1.2.4 Correlação entre FWD e Viga Benkelman

Ainda que os levantamentos deflectométricos tenham evoluído, adotado conceitos importantes da teoria da elasticidade e sido automatizada com o passar dos anos e da experiência de campo, os procedimentos vigentes de avaliação estrutural de pavimentos flexíveis ainda empregam modelos para determinação de deflexões admissíveis medidas com viga Benkelman (ECHEVERRIA, 2011).

Para Borges (2001) o objetivo de estabelecer correlações entre deflexões recuperáveis medidas com a Viga e com o FWD, utilizando, na prática, apenas o segundo equipamento, é validar o emprego destas deflexões nos métodos atuais de projeto de restauração, nos sistemas de gerência de pavimentos e no modelo HDM (*Highway Development and Management*) proposto pelo Banco Mundial.

Os estudos de Himeno *et al.* (1989) compararam deflexões obtidas com ensaios FWD e Viga Benkelman, no Japão, obtendo a Equação 19 apresentada na Tabela 3.2, com coeficiente de significância médio (R^2) de 0,57. Pinto (1991) também desenvolveu correlações entre estes ensaios, desta vez no Brasil e com objetivo de obter a deflexão com Viga Benkelman, com a Equação 20 apresentada na Tabela 3.2 e $R^2=0,94$.

As correlações resultantes dos estudos de Fabrício *et al* (1996), que utilizaram dados provenientes de projetos desenvolvidos pelo DNIT, das determinações do sistema de gerenciamento de pavimentos do IPR – DNIT, dos ensaios realizados no trecho Torres o Osório da BR-101/RS pela Dynatest e ECL para o DNIT e dos estudos de Pinto (1991); foram adotadas no Manual de Restauração de Pavimentos (DNIT, 2006). As Equações 21 e 22 obtidas e os coeficientes de significância constam na Tabela 7

Tabela 7 - Correlações entre ensaios de Viga Benkelman e FWD

AUTOR	EQUAÇÃO	Nº	R²
Himeno <i>et al.</i> (1989)	$D_{FWD} = 0,309D_{VB} + 0,280$	Eq. 19	0,57
Pinto (1991)	$D_{VB} = -5,73 + 1,396D_{FWD}$	Eq. 20	0,94
Fabrício <i>et al.</i> (1996)	$\frac{P}{D_{FWD}} < 85 \times 10^{-2} \text{ mm}$ $D_{VB} = 20,645(D_{FWD} - 19)^{0,351}$	Eq. 21	0,952
	$\frac{P}{D_{FWD}} > 85 \times 10^{-2} \text{ mm}$ $D_{VB} = 8,964(D_{FWD} - 60)^{0,715}$	Eq. 22	0,933

Onde:

D_{FWD} - Deflexão obtida pelo FWD

D_{VB} - Deflexão obtida pela Viga Benkelman

Outros autores que se debruçaram sobre o estudo das correlações entre ensaios FWD e Viga Benkelman podem ser mencionados para consulta complementar, tais como Romero *et al.* (1994), Fabrício *et al.* (1994), Cardoso (1992) *apud* Marcon (1996), Rocha Filho (1996), Pinto & Domingues (2001), Borges (2001), etc.

Vale salientar que diversos fatores podem influenciar leituras deflectométricas, o que impacta diretamente o valor obtido por correlação que, por resultar de comparações empíricas, não refletem com exatidão a realidade. Borges (2001) aponta que a estrutura do pavimento altera substancialmente a análise de regressão linear, tanto que, para as oito estruturas de pavimento estudadas, houve oito respectivas equações de correlação.

Quanto à sazonalidade, Medina (1997) indica que a influência da umidade pouco reflete na deflexão mensurada, sendo, portanto, considerada insignificante. No entanto, os procedimentos indicados nas normas DNIT-PRO 10/79 (DNIT, 1979a) e DNIT-PRO 11/79 (DNIT, 1979b) sugerem que as medidas de deflexão sejam realizadas logo após o período chuvoso do local, para que a umidade no subleito seja a maior possível e isto represente a condição mais desfavorável. Na impossibilidade da realização neste período, um fator de correção deve ser aplicado, que varia de 1,1 a 1,3 para subleitos arenosos e permeáveis, e de 1,2 a 1,4, para subleitos argilosos sensíveis à umidade (DNIT 1979a; 1979b).

A temperatura também é fator de influência na medida de deflexões, principalmente no tocante à natureza viscoelástica do revestimento betuminoso. Os estudos de Rocha Filho (1996) indicam que, ainda que se mantenha constante o carregamento, quanto menor a temperatura da superfície do pavimento, maior o valor lido de carga aplicada e, conseqüentemente, menores as deflexões lidas, devido à rigidez atingida com a redução da temperatura.

O mesmo autor também indica o modo de aplicação do carregamento e o posicionamento dos sensores como fatores de influência às leituras de deflexão com FWD. Quanto ao primeiro aspecto, a superfície da placa circular pode ou não estar em contato pleno com a superfície do pavimento, a depender as condições de deterioração, o que pode comprometer a distribuição da pressão de contato e; quanto aos sensores, quanto mais rígido for o pavimento, mais distantes devem estar os sensores pois, por obviedade, a bacia de deflexão tende a ser mais extensa.

2.2 Avaliação das Solicitações de Tráfego

O processo de avaliação de pavimentos, além de catalogar defeitos na superfície e mensurar a integridade estrutural, inclui o conhecimento da história de tráfego responsável por gerar o atual estado de deterioração. Os métodos de projeto, sejam empíricos, mecanísticos, ou mecanísticos-empíricos, requerem a avaliação do trecho de implantação/restauração, para compatibilizar a estrutura à diversidade de eixos e cargas que compõem o tráfego local.

Para Cavalcante (2005) determinar o efeito deletério do tráfego sobre o pavimento é um processo complexo, pois é influenciado por fatores tais como a heterogeneidade das configurações de eixo, a variação nos valores de carga por eixo e da pressão de inflação dos pneus, a variação na velocidade dos veículos, o efeito das condições ambientais no pavimento e o comportamento dos materiais nas camadas do pavimento e do subleito.

Um ponto importante a ser tratado na avaliação da composição do tráfego é a característica transiente da expansão urbana: o modal rodoviário é essencial na conexão de pontos de interesse econômico e cresce, junto à população. Dados da Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2020) expõem que a frota de veículos circulando, no país, em 2019, cresceu 59,5% em relação ao ano de 2010, totalizando cerca de 103 milhões de unidades. Destes veículos, apenas os de carga cresceram 30,9% no mesmo período, o que representa, no total, cerca de 2 milhões de unidades em trânsito na malha rodoviária do país.

A diversidade de veículos também é significativa, na avaliação do tráfego. Dados da mesma pesquisa (CNT, 2020), apontam que o transporte brasileiro é composto de 54,1% de automóveis, 22,1% de motocicletas, 2,7% de caminhões e 0,6% de ônibus. Para uniformizar a contabilização do efeito das cargas de cada veículo, o DNIT conta com a pesagem dos veículos comerciais (exceto veículos de passeio, utilitários leves e motocicletas) e, conseqüentemente, a conversão em Fatores de Veículos.

Estes fatores, cujas relações se encontram no Tabela 8, são calculados pelos métodos propostos pela AASHTO, caso seja empregada a técnica de recuperação proposta pela DNIT-PRO 159/85, e pelo método do Corpo de Engenheiros (USACE), caso seja utilizada a norma DNIT-PRO 269/94 (TECNAPAV). Vale ressaltar que ambas metodologias adotam um eixo-padrão de 8,2 tf (DNIT, 2006).

Tabela 8 - Equações para fatores de carga

TIPO DE EIXO	FAIXA DE CARGAS (T)	EQUAÇÕES (P em TF)
Dianteiro simples e Traseiro simples	0 - 8	$FC = 2,0782 \times 10^{-4} \times P^{4,0175}$
	≥ 8	$FC = 1,8320 \times 10^{-6} \times P^{6,2542}$
Tandem duplo	0 - 11	$FC = 1,592 \times 10^{-4} \times P^{3,472}$
	≥ 11	$FC = 1,528 \times 10^{-6} \times P^{5,484}$
Tandem triplo	0 - 18	$FC = 8,0359 \times 10^{-5} \times P^{3,3549}$
	≥ 18	$FC = 1,3229 \times 10^{-7} \times P^{5,5789}$
TIPO DE EIXO	EQUAÇÕES (P em TF)	
Simples de rodagem simples	$FC = (P/7,77)^{4,32}$	
Simples de rodagem dupla	$FC = (P/8,17)^{4,32}$	
Tandem duplo (rodagem dupla)	$FC = (P/15,08)^{4,14}$	
Tandem triplo (rodagem dupla)	$FC = (P/22,95)^{4,22}$	

P= Peso bruto total sobre o eixo

Fonte: Adaptado de DNIT, 2006

Além da tipificação dos veículos comerciais, a avaliação de tráfego necessita da contabilização dos volumes de tráfego. A AASHTO (1992) afirma que a importância dos dados quantitativos de volume de tráfego está na alocação de recursos para a gestão e melhoria da infraestrutura rodoviária, cujos montantes são consideráveis e beneficiam direta e indiretamente a economia local.

Este processo considera parâmetros tais como a série histórica de veículos em trânsito na via em análise, a projeção de tráfego futuro, o período de projeto e a taxa de crescimento. De acordo como DNIT (2006) as taxas de crescimento são avaliadas utilizando como base a série histórica ou dados socioeconômicos regionais, sendo o primeiro método o mais comumente empregado, por meio dos postos de contagem contínua.

O valor característico resultante da contagem de veículos, por tipo, é o Volume Médio Diário Anual (VMD ou VMDA). Segundo Almeida (2010) o mau funcionamento de equipamentos, vandalismo, falta de manutenção, falta de coleta, dentre outros, são fatores que tornam o VMD incerto e o levam a gerar distorções nos estudos rodoviários, no entanto, por serem as únicas informações disponíveis, justifica-se o uso pelos órgãos rodoviários.

Juntos, os parâmetros de volume e tipificação da frota, VMD e FV, respectivamente, geram um dado importante para o dimensionamento de estruturas de pavimentos: o número N que, conceitualmente, representa o número de repetições de carga do eixo padrão de 8,2 tf e pode ser expresso de acordo com a Equação 23 (DNIT, 2006):

$$N = 365 \times VMD \times FV \quad (\text{Eq. 23})$$

Onde:

N = nº de repetições da carga do eixo padrão de 8,2 t por ano considerado equivalente aos eixos dos veículos comerciais da frota circulante

VMD = Volume Médio Diário dos Veículos Comerciais por ano em um só sentido

FV = Fator de Veículo (Veículos Comerciais)

2.3 Dimensionamento de pavimentos flexíveis

A análise posterior à avaliação de pavimentos é da viabilidade do reforço ou da reconstrução da estrutura como um todo. Ambas soluções de engenharia baseiam-se em metodologias de dimensionamento, puramente empíricas, mecanísticas ou mecanísticas-empíricas.

Data de 1920, graças a O. J. Porter, que o desenvolvimento da primeira curva de dimensionamento de pavimentos flexíveis foi possível, em função do CBR (*California Bearing Ratio*) do subleito. Nos anos 40, o Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE) começou a promover a metodologia desenvolvida por Porter, utilizando equações de Boussinesq e incrementando dados para sua consolidação (COUTINHO, 2011).

O maior experimento em dimensionamento de pavimentos do mundo aconteceu no período entre as décadas de 1950 e 1960, nos Estados Unidos, promovido pela *American Association of State Highway Officials* (AASHO) cujos resultados embasam estudos até os dias de hoje e cuja evolução acompanha o desenvolvimento do empirismo ao mecanicismo em metodologias de dimensionamento (MONISMITH, 2004).

No Brasil, o Eng. Murillo Lopes de Souza foi imprescindível para o desenvolvimento da metodologia mais abrangente de dimensionamento de pavimentos. Nos anos 50, utilizando a metodologia CBR, os estudos do engenheiro americano Willian Haynes Mills e dos conceitos de Índice de Grupo (IG), propôs o novo método de dimensionamento, em 1961 e que, em 1966, foi reformulado e oficializado pelo DNIT. Este método sofreu um último ajuste em 1996 e, ainda hoje, é amplamente utilizado, conhecido como Método do DNIT (COUTINHO, 2011).

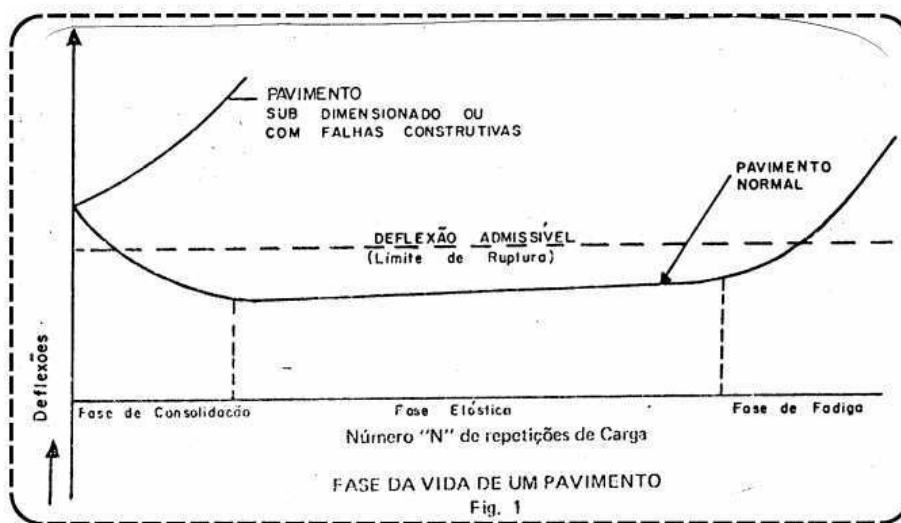
A inserção de fatores analíticos calibrados para a realidade local, para a variabilidade dos materiais e para a simulação de vida útil torna, as metodologias empíricas, também mecanísticas. Para Franco (2007) além de reunir dados referentes aos materiais empregados, ao tráfego e às condições ambientais, o dimensionamento mecanístico empírico correlaciona estes dados à variação sazonal da resistência dos materiais e das solicitações de tráfego, para viabilizar a determinação das espessuras das camadas e, principalmente, verificar os valores críticos de tensões e deformações na previsão de dano.

2.3.1 Dimensionamento de reforços no pavimento

A escolha pelo reforço da estrutura deve-se à dimensão do dano e do custo-benefício da solução. De acordo com a metodologia DNIT-PRO 011/79, a vida de um pavimento divide-se em fase de consolidação, elástica e fase de fadiga (Figura 22).

Estas fases dizem respeito às deflexões, e são um indicativo do dano e da necessidade estrutural do pavimento. Ao evoluírem até a fase de fadiga e, caso não se tomem medidas para esforço e recuperação do pavimento, a degradação do pavimento crescerá vertiginosamente, levando ao colapso da estrutura e restando como solução, apenas a reconstrução.

Figura 22 - Fases da vida de um pavimento



Fonte: DNIT-PRO 011/79

A camada de reforço tem o papel fundamental de recuperar as características funcionais e estruturais, e prolongar, conseqüentemente, a vida útil do pavimento (CAVALCANTE, 2005). Por esta razão, o projeto de reforço toma por base a condição atual ou a vida remanescente do pavimento existente, obtida por meio das técnicas de avaliação superficial e estrutural do pavimento.

De acordo com o DNIT (2006) até os anos 1940, a abordagem para dimensionamento do reforço de pavimento baseava-se na experiência regional e no critério de resistência. A partir desta década, os métodos baseados em ensaios deflectométricos começaram a ser disseminados e, nos anos 1970, os métodos mecanísticos ou analíticos começaram a ser introduzidos, fundamentados na análise de tensões e deformações.

Os sistemas de gerência de pavimentos trouxeram um avanço à tomada de decisão na manutenção das rodovias. Para Albuquerque (2007) os sistemas de gerência de pavimentos têm, como premissa, estabelecer critérios para determinar qual a melhor solução e em que momento deve ser aplicada.

Para isso, utilizam-se de técnicas, tais como "Árvores de Decisão" (identificados nas normas DNIT-PRO 10/79 e 11/79), como estratégia de indicação do reforço, em níveis de projeto. Com base nestes critérios, a proposta de intervenção segue conforme apresentado no Tabela 9.

Tabela 9 - Propostas de intervenção com base no critério de deflexão

Hipótese	Dados Deflectométricos Obtidos	Qualidade Estrutural	Necessidade de Estudos Complementares	Critério Para Cálculo de Reforço	Medidas Corretivas
I	$D_p \leq D_{adm}$ $R \geq 100$	BOA	NÃO	-	Apenas correções de superfície
II	$D_p > D_{adm}$ $R \geq 100$	Se $D_p \leq 3D_{adm}$ REGULAR	NÃO	Deflectométrico	Reforço
		Se $D_p > 3D_{adm}$ MÁ	SIM	Deflectométrico e Resistência	Reforço ou Reconstrução
III	$D_p \leq D_{adm}$ $R < 100$	REGULAR PARA MÁ	SIM	Deflectométrico e Resistência	Reforço ou Reconstrução
IV	$D_p > D_{adm}$ $R < 100$	MÁ	SIM	Resistência	Reforço ou Reconstrução
V	-	MÁ O pavimento apresenta deformações plásticas e rupturas generalizadas (IGG>180)	SIM	Resistência	Reconstrução

Fonte: Adaptado de Albuquerque, 2007

O critério de custo-benefício também é severamente avaliado, principalmente nos modelos mecanísticos empíricos, que tendem a facilitar o levantamento dos dados para o cálculo.

2.3.1.1 Métodos empíricos

Cavalcante (2005) cita os métodos empíricos baseados na análise de deficiência funcional e estrutural: DNIT-PRO 159/85, Método da AASHTO e Método do Instituto do Asfalto. Ainda, os métodos nacionais para dimensionamento de reforços de pavimentos baseados em análises deflectométricas, são aqueles propostos pelas normas DNIT-PRO 010/79 e DNIT-PRO 011/79, e o método proposto pelo Instituto do Asfalto.

No Brasil, a metodologia empírica mais comumente empregada é a norma DNIT-PRO 011/79, que trata do procedimento “B” de avaliação estrutural.

a. DNIT-PRO 11/79

A primeira prerrogativa para o emprego da análise deflectométrica no dimensionamento de reforços de pavimentos está ligada ao critério de deformabilidade dos pavimentos flexíveis.

O método proposto inclui, assim como a norma DNIT-PRO 010/79, os procedimentos preliminares de:

- Levantamento Histórico do Pavimento existente: data de entrega do pavimento existente ao tráfego, número N de projeto, tráfego atual e futuro, características das camadas, seção transversal e elementos de drenagem atuais, informações hidrológicas e geológicas, estado de conservação, histórico de manutenções prévias etc.;
- Prospecção Preliminar do Pavimento existente: este procedimento é realizado mediante a abertura de janelas e poços de sondagem nos bordos da pista de rolamento, nos quais se busca identificar as espessuras e materiais das camadas e subleito, determinar as umidades e massas específicas dos materiais das camadas e subleito, coletar amostras dos materiais granulares para realização de ensaios de laboratório (caracterização, compactação, CBR) e coletar amostras dos materiais betuminosos, para realização de ensaios de extração de betume e análise granulométrica.
- Estudos definitivos: que compreendem os procedimentos de demarcação das estações de ensaio, determinação das deflexões recuperáveis (utilizando Viga Benkelman) e seus respectivos raios de curvatura para delineamento das bacias de deflexões, o inventário do estado de superfície, por meio da avaliação objetiva da superfície de pavimentos, sondagens complementares a pá e picareta, nos casos em que o critério deflectométrico seja insuficiente ou impossibilitado e a representação gráfica dos resultados dos estudos, como forma de catalogar e mapear as condições, magnitudes e aspecto dos defeitos.

Para assegurar a viabilidade das propostas de intervenção em uma rodovia, a extensão total estudada deve ser dividida em segmentos homogêneos, em razão do valor residual do pavimento, da constituição da estrutura e do subleito, ou do estado de deterioração, utilizando o inventário de superfície (DNIT-PRO 006/04) e das deflexões recuperáveis (DNIT ME 024/94).

O cálculo da espessura do reforço é feito pela Equação 24, ou pelo ábaco da Figura 23 abaixo, considerando que ambas utilizam o critério de deflexão máxima admissível.

$$h_{CB} = K \times \log \frac{D_p}{D_{adm}} \quad (\text{Eq. 24})$$

Onde:

h_{CB} = Espessura de reforço em concreto asfáltico, em cm;

D_p = Deflexão Benkelman de projeto, sob carga de 8,2 tf (10-2 mm);

D_{adm} = Deflexão admissível após execução do reforço, 10-2 mm.

K = Fator de redução da deflexão ($k = 40$ para concreto asfáltico).

No caso em que se deseje determinar, com fidelidade, o fator de redução de deflexão em função do material do revestimento, este pode ser calculado por meio da Equação 25:

$$K = \frac{h}{\log \frac{D_0}{D_r}} \quad (\text{Eq. 25})$$

Onde,

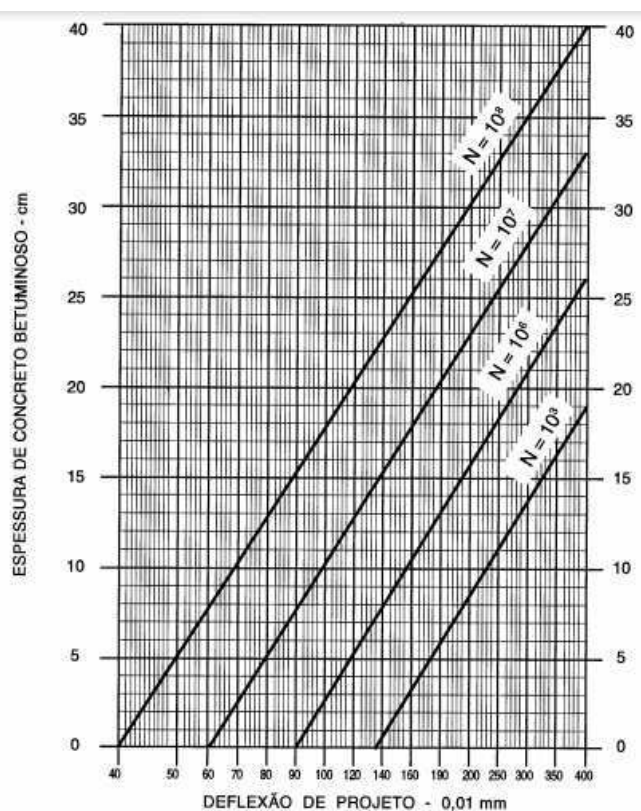
K = Fator de redução da deflexão

h = Espessura de reforço em concreto asfáltico, em cm;

D_0 = Deflexão medida na superfície do pavimento existente, antes da execução do reforço, em cm;

D_r = Deflexão medida na superfície do reforço, 10^{-2} mm.

Figura 23 - Ábaco de dimensionamento de reforço pela metodologia DNIT-PRO 11/797



Fonte: DNIT-PRO 11/79

2.3.1.2 Métodos Mecanísticos-empíricos

a. DNIT-PRO 269/94 (TECNAPAV)

Desenvolvido pelos engenheiros Salomão Pinto e Ernesto Preussler, o método mecanístico-empírico de dimensionamento de reforços normatizado pela DNIT-PRO 269/94 é também chamado de Método da Resiliência e utiliza o programa TECNAPAV (Tecnologia Nacional para Restauração de Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários).

O programa utiliza o nível de trincamento pretendido para determinar uma vida de serviço e, desta forma, calcula a espessura necessária do reforço para este fim. Este procedimento fundamenta-se na fadiga das misturas asfálticas obtida indiretamente pela deflexão máxima prevista e será apresentada, neste contexto, mais adiante.

Assim como os demais métodos de dimensionamento de reforços, a rodovia deve ser dividida em segmentos homogêneos, considerando aspectos tais como volume e composição de tráfego, condições superficiais do pavimento, tipo de estrutura, subleito, entre outros, e nesta metodologia, em específico, o número N é calculado utilizando os fatores de equivalência da USACE.

O projeto de restauração, para cada subtrecho homogêneo, requer a avaliação do pavimento existente.

São avaliados:

- Espessura do revestimento asfáltico existente;

- b) Deflexão característica;
- c) Trincamento;
- d) Espessura da camada granular;
- e) Tipo de solo do subleito.

A análise da condição funcional e estrutural do pavimento atual é feita a partir do trincamento, irregularidade da superfície, deflexão e serventia retratados no Índice de Gravidade Global (IGG). As trincas de classe FC-2 e FC-3 devem ser avaliadas mediante a Equação 26:

$$TR = \frac{TRI}{S} \times 100 \quad (\text{Eq. 26})$$

Onde

TR - Trincamento, em %

TRI - Total de áreas com trincamento classes 2 e 3, buracos e remendos na superfície, em m²

S - Área da superfície de avaliação, em m².

A metodologia inclui a realização de sondagens e coleta de amostras para ensaios de laboratório. As amostras de materiais granulares devem ser analisadas quanto ao CBR e Módulo de Resiliência e, além, disso, o teor de silte deve ser avaliado. Os critérios de CBR e silte servem para classificar os solos, de acordo com a Tabela 10:

Tabela 10 - Classificação do solo com base no CBR e teor de Silte

CBR (%)	Silte (%)		
	≤ 35	35 a 65	> 65
≥ 10	I	II	III
6 a 9	II	II	III
2 a 5	III	III	III

Fonte: Adaptado de DNIT-PRO 269/94

Para efeitos de consideração, as camadas constituídas de materiais granulares, tais como: solo arenoso, pedregulhoso, estabilizado granulometricamente, solo-brita, brita graduada e macadames, são tomados como camadas granulares.

A deflexão característica do subtrecho homogêneo (D_c), dada em centésimos de milímetros, é calculada conforme a Equação 3.27, onde \bar{D} é a média aritmética das deflexões medidas em campo (0,01mm) e s , o desvio padrão (0,01mm).

$$D_c = \bar{D} + s \quad (\text{Eq. 27})$$

Desta forma, a determinação da espessura efetiva (H_{EF}), pode ser obtida, mediante aplicação da Equação 28. As constantes I_1 e I_2 são relacionadas às características de resiliência do subleito, cujos valores encontram-se na Tabela 11, para camadas granulares menores a 45 cm e, para camadas maiores, assume-se $I_1 = 0$ e $I_2 = 1$.

$$H_{EF} = -5,737 + (807,961/D_c) + 0,972I_1 + 4,101I_2 \quad (\text{Eq. 28})$$

Tabela 11 - Constantes I1 e I2 para cada tipo de solo

Solo tipo	I ₁	I ₂
I	0	0
II	1	0
III	0	1

Fonte: Adaptado de DNIT-PRO 269/94

A espessura efetiva da camada (H_{EF}) deve sempre ser inferior à espessura da camada existente (H_e). Caso o valor de H_{ef} obtido na equação seja menor que 0, adota-se $H_{ef}=0$ e, se o valor obtido for superior a H_e , deve-se adotar $H_{ef}=H_e$.

O critério da fadiga é aplicado, então, para que seja garantida a resistência e durabilidade do reforço, mediante a aplicação da Equação 29, na qual \bar{D} representa a deflexão máxima admissível (0,01mm) e N_p , o número cumulativo de solicitações de eixos equivalentes ao eixo padrão de 8,2 tf para o período de projeto.

$$\log \bar{D} = 3,148 - 0,188 \log N_p \quad (\text{Eq. 29})$$

Então, o cálculo da espessura final do reforço (HR, em cm) em concreto asfáltico se dá pela Equação 30:

$$HR = -19,015 + \frac{238,14}{\sqrt{\bar{D}}} - 1,357 h_{ef} + 1,016 I_1 + 3,893 I_2 \quad (\text{Eq. 30})$$

b. MeDiNa

Os estudos de Franco (2007) foram alavancas do desenvolvimento do método mecanístico-empírico nacional de dimensionamento de pavimentos. Por meio de análises elásticas lineares e não-lineares das camadas, previsão de dados utilizando a fadiga, deformação permanente e deformação máxima admissível, o método foi modelado em linguagem C++ e, o software gerado, chamado de SisPavBR.

Em uma integração da Rede temática de Asfalto, COPPE/UFRJ e IPR/DNIT, o método desenvolvido por Franco foi institucionalizado pelo DNIT e denominado Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), em homenagem ao professor titular aposentado da COPPE e pesquisador Jacques de Medina.

O MeDiNa é composto pelo programa de cálculo da rotina AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas), que utiliza a integração de Gauss-Laguerre no cálculo das equações integrais. De acordo com Franco (2018), 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.

Assim como apresentado no item de retroanálise pelo BackmeDiNa, as hipóteses fundamentais da solução computacional baseiam-se na teoria de elasticidade linear em sistemas de multicamadas e contínuos, a saber:

1. Os materiais são elásticos lineares, isotrópicos e homogêneos;
2. A lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é semelhante ao módulo de tração;
3. As camadas são ilimitadas na direção horizontal;

4. Todas as camadas possuem uma espessura finita, à exceção da camada inferior que é considerada semi-infinita;
5. A superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada;
6. Na área carregada ocorrem apenas tensões normais;
7. A carga aplicada é considerada estática, uniformemente distribuída em toda a área circular de contato;
8. A grandes profundidades as tensões e deformações são nulas;
9. As condições de aderência na interface das camadas podem variar de totalmente aderida para lisa ou sem aderência.

A avaliação de tráfego também é um parâmetro de grande relevância para o bom dimensionamento mecanístico-empírico utilizando o MeDiNa, pois os modelos utilizados no programa mostram-se sensíveis a pequenas variações do Número Equivalente de Eixos, o número N.

De acordo com Souza Júnior (2018) o software MeDiNa tem sua interface dividida em abas: estrutura; modelagem e resultados. Na aba estrutura, são inseridas as informações de identificação do projeto; estrutura do pavimento; tráfego e painel onde o software registra o resumo dos resultados das análises ou dos dimensionamentos.

O programa possui dois modos de solução: o modo Pavimento modo Reforço, para elaboração de projetos de reforço, com dados obtidos por meio de retroanálise de bacias deflectométricas; e o modo Pavimento novo, para elaboração de projetos com dados de laboratório. Este último modo será mais profundamente discutido em uma seção posterior deste trabalho.

O modo Reforço requer a importação dos valores retroanalizados, divididos por segmento homogêneos, com a mesma quantidade de camadas de pavimento, mesa condição de aderência entre as camadas e a menor variação de módulos, deflexões e espessuras possível (FRANCO e MOTTA, 2020).

Os *inputs* de dados de estrutura e tráfego permitem o dimensionamento, que, neste caso, é apenas da camada asfáltica. A camada tem valores de espessura iteradas para atender o critério da fadiga, de forma a otimizar a melhor espessura (máximo de 15 cm), para o máximo tolerável de Área Trincada, que é o único critério a ser considerado.

Para o dimensionamento de reforço, sobre as camadas subjacentes ao revestimento, basta informar valores de módulo de resiliência, coeficiente de Poisson e espessura pois, o MeDiNa considera que já estabilizaram a deformação permanente e atingiram o limite de fadiga.

Os dados sobre a camada asfáltica superficial existente também são importantes. É preciso informar a idade do pavimento, o percentual de área trincada e o índice de irregularidade internacional (IRI), além da espessura a ser fresada e a espessura remanescente. Franco e Motta (2020) ressaltam que o MeDiNa avalia apenas o consumo de fadiga da nova camada asfáltica e não avalia a reflexão de trincas da parte remanescente de revestimento sobre a nova camada.

Nos casos em que a reconstrução das camadas subjacentes ao pavimento seja, também, necessária, o dimensionamento se torna integral e deve-se utilizar o modo Pavimento Novo do programa.

2.3.2 Dimensionamento de nova estrutura

2.3.2.1 Métodos empíricos

Os procedimentos empíricos de dimensionamento de pavimentos são baseados em uma correlação entre observação de comportamento em campo e medidas das características dos materiais e suas espessuras. Na sequência estão descritos alguns desses métodos de forma resumida, com ênfase no método utilizado nesta pesquisa.

a. Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNIT

O método atualmente utilizado pelo DNIT foi proposto pelo Eng. Murilo Lopes de Souza e fundamenta-se no trabalho "Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume", de autoria dos pesquisadores W. J. Turnbull, C. R. Foster e R. G. Alvin, do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA e estudos desenvolvidos na pista experimental da AASHTO.

A medida de resistência das camadas granulares e o subleito é dada em função do CBR e atribuídos coeficientes de equivalência estrutural, inclusive para a camada de revestimento, com base nos resultados da Pista Experimental da AASHTO.

A capacidade de suporte do subleito e dos materiais constituintes do pavimento é medida pelo CBR, adotando-se o método de ensaio preconizado pelo DNIT, em corpos-de-prova indeformados ou moldados em laboratório para as condições de massa específica aparente e umidade específica para o projeto A espessura total do pavimento é dada em gráfico, em função de N (número equivalente de operações de um eixo tomado como padrão) e do CBR.

b. Método da AASHTO

O método chamado de *The AASHTO Road Test* foi desenvolvido com base na premissa de que o rompimento de um pavimento não é súbito, pois a ação do tráfego afeta progressivamente a estrutura, até um determinado ponto crítico em que a estrutura estará totalmente comprometida.

De acordo com Jordão (2004), os dados foram obtidos na pista experimental da AASHTO construída nos arredores da cidade de Ottawa, Illinois– EUA, com o objetivo de estudar o comportamento dos pavimentos rígidos e flexíveis e pontes, de características conhecidas, sob a ação de cargas móveis de determinada magnitude e frequência, e obter dados necessários para o dimensionamento de pavimentos.

A pista experimental foi construída em 1956, sendo que o período de aplicação das cargas foi de 2 anos, entre 1958 e 1960 (SENÇO, 1997). O modelo original relacionava o Índice de Serventia Presente (PSI) com a espessura da camada de revestimento e a magnitude do carregamento por eixo, tipo e repetições. Este modelo foi modificado e passou a considerar efeitos como drenagem, módulo de resiliência do leito da estrada, coeficientes estruturais das camadas baseadas no módulo de resiliência, e a adição do conceito de confiabilidade.

Os resultados dos ensaios da pista experimental mostraram as relações empíricas existentes entre a camada de concreto asfáltico, o carregamento, tipo de eixo, número de repetições da carga e a perda de serventia do pavimento para as condições da pista experimental.

2.3.2.2 Métodos Mecanísticos

O método mecanístico de dimensionamento é fundamentado na busca da explicação matemática das tensões, deformações e danos nos pavimentos. No entanto, os modelos matemáticos obtidos de regressões de dados de ensaios de laboratório não conseguem traduzir fidedignamente a condição de campo, motivo pelo qual o empirismo ainda se faz necessário (FRANCO, 2007).

Segundo Bezerra Neto (2004) metodologias mecanísticas buscam compatibilizar as tensões e deformações previstas com as tensões resistentes dos materiais. Assim, pode-se manipular a estrutura do pavimento para que o conjunto seja solicitado de forma equilibrada, prevenindo a ruptura precoce de qualquer elemento.

De acordo com Yoder e Witczak (1975) os procedimentos racionais dependem de uma correlação entre as respostas do pavimento a partir do uso de conceitos de camadas elásticas e/ou elementos finitos e seu comportamento real. Equações são usadas para relacionar as solicitações impostas pelo tráfego com as deformações, trincas ou rupturas resultantes.

Jordão (2004) cita que para o dimensionamento de um pavimento existem vários métodos e a escolha de um em detrimento de outro se dá em função do tipo de pavimento. Ao longo dos anos engenheiros e pesquisadores, usando diferentes níveis de sofisticação, têm aplicado os processos de análise racional de pavimentos. Boussinesq (1885) foi um dos primeiros pesquisadores que formulou equações para o cálculo de tensões e deformações em um meio semi-infinito, elástico-linear, homogêneo e isotrópico, solicitado por uma carga pontual.

Embora a equação de Boussinesq represente a solução elástica de um sistema de camada única, Burmister (1943,1945) desenvolveu soluções para sistemas de duas e três camadas, que fizeram grande progresso na análise racional de pavimentos. Ao formular a teoria elasticidade para materiais isotrópicos com cargas bidimensionais, as suposições feitas são de que há equilíbrio; compatibilidade entre as deformações normais e de cisalhamento. Pressão e deformação estão relacionadas de acordo com a lei de Hooke.

As hipóteses por ele admitidas são:

a. Condição de continuidade: a primeira camada é suposta infinita em duas direções, mas de profundidade finita, enquanto a camada inferior é infinita horizontal e verticalmente - as camadas devem estar em contato contínuo

b. Condição dos materiais: em cada camada o material é homogêneo, isotrópico e elástico, com coeficiente de Poisson igual a 0,5. A primeira camada é uma “composição” de toda estrutura do pavimento.

Burmister deduziu expressões teóricas para as tensões verticais e radiais e para as deformações das camadas. Aplicando as equações de elasticidade de Boussinesq-Love, para uma carga q , distribuída numa placa rígida de raio r , sobre um pavimento de espessura h , módulo de elasticidade E_p , e coeficiente de Poisson μ_p , sobre um subleito de módulo de elasticidade E_s , e coeficiente de Poisson μ_s usando o fator de recalque F_w , obtendo o deslocamento vertical o na superfície superior do pavimento conforme Equação 31.

$$\delta = \frac{1,18 \times q \times \frac{r}{E_s}}{F_w} \quad (\text{Eq. 31})$$

Propunha Burmister um artifício para se calcular um sistema de três camadas que era empregar duas vezes os ábacos de duas camadas. Ele deduziu as expressões matemáticas para três camadas sem, no entanto, calcular os coeficientes numéricos das mesmas. Isso foi feito por Acum & Fox em 1951, seguindo-se o desenvolvimento de tabelas e ábacos por Jones & Peattie em 1962 (MOTTA, 1991).

Para quatro camadas existem soluções gráficas, porém muito trabalhosas devido à quantidade de fatores a considerar. Com a evolução dos computadores estas soluções foram transferidas para programas de cálculo automático, o que tornou trivial o estudo da distribuição de tensões-deformações em estruturas de várias camadas. Por exemplo, o programa ELSYM5 muito divulgado no Brasil, baseia-se na solução de Burmister ampliada para cinco camadas.

O que importa é a interpretação destes cálculos de tensão-deformação em termos de comportamento real da estrutura de pavimento. Existem vários programas de cálculo que utilizam soluções numéricas diferentes e consideram hipóteses diversas de características dos materiais e das ligações entre as camadas. Com isso não existe uma solução única para cada estrutura, dependendo do método de cálculo (MOTTA, 1991).

No entanto, a possibilidade de dimensionamento usando as teorias elásticas é um avanço por ser possível compatibilizar as condições geométricas de espessuras com as características dos materiais, rearrumando a estrutura de forma a se obter a distribuição de tensões mais favorável para os materiais disponíveis.

Segundo Hildebrand (2002) atualmente pode-se classificar os modelos racionais em dois: métodos tradicionais e métodos propostos ou Traditional Mechanistic Design Method and Future Pavement Design Method. Os métodos tradicionais podem ser divididos em três estágios: entrada, estimativa da vida útil do pavimento e estimativa da degradação. Os dados de entrada são informações sobre a espessura da camada, propriedades do material (módulo de Young, coeficiente de Poisson, densidade) e configurações de carga.

A partir de dados sobre vida útil do pavimento, modelos tipo resposta são usados para calcular estados críticos de deformações como a horizontal e vertical, entre o revestimento e a base, e normais ao topo do subleito, respectivamente.

Alguns pesquisadores desenvolveram modelos matemáticos que correlacionam a quantidade de aplicação de carga com a deformação dos materiais para estudar o fenômeno da trinca por fadiga. Yang (1988) propôs que a densificação causada pela deformação por cisalhamento dos materiais do subleito é a causa da deformação permanente.

Consoante Jordão (2004) um parâmetro ou critério de ruptura pode ser descrito pela relação entre a resposta do pavimento e o seu desempenho. Os critérios de trinca por fadiga e por deformação permanente podem ser utilizados para estabelecer níveis aceitáveis de deformação a partir da Equação 32.

$$\varepsilon = K \left(\frac{N_f}{10^6} \right)^{-\frac{1}{a}} \left(\frac{E}{E_{ref}} \right)^b \quad (\text{Eq. 32})$$

Sendo:

ε = deformação admissível;

K, a e b= constantes;

N_f = número de aplicações de carga para ruptura do revestimento;

E = rigidez do material.

A estimativa da deterioração (D) pode ser obtida através da Equação 33.

$$D = \sum_j \left(\sum_i \frac{n_{i,j}}{N_f} \right) \quad (\text{Eq. 33})$$

Sendo:

n - tráfego atual para cada estação e cada configuração da carga do eixo de roda;

N_f - tráfego previsto;

i – estação;

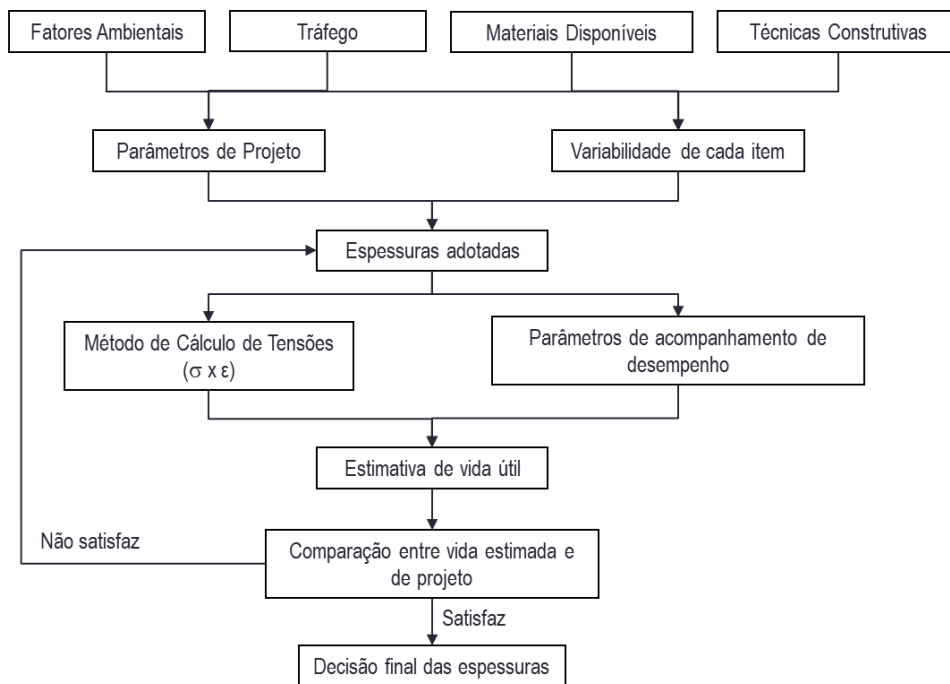
j – configuração de carga do eixo de roda.

Um exemplar de metodologia mecanística foi desenvolvido por Motta (1991) e marcou o avanço da racionalidade no desenvolvimento de estruturas de pavimentos, pois ingressou com ensaios dinâmicos na caracterização de materiais e com análise não-linear de sistemas estruturais em camadas, para a obtenção de parâmetros confiáveis e racionais de projeto.

Neste estudo, a autora define uma estrutura inicial, a variabilidade dos dados (parâmetros dos materiais) e o nível de confiabilidade desejado no projeto (função probabilística de confiança). Por meios de métodos computacionais iterativos, utilizando o modelo elástico linear para o revestimento e o não-linear para as camadas de suporte, verificam-se as tensões e deformações e comparam-se com os critérios estabelecidos, a critério do projetista, tais como diferença de tensões no revestimento, deflexão máxima admissível, tensão vertical admissível no topo do subleito ou tensão e deformação de tração na fibra inferior do revestimento.

Em resumo, a Figura 24 ilustra o modelo lógico de decisão proposto por Motta (1991) e que, de forma geral, aplica-se a muitos métodos mecanísticos de dimensionamento de pavimentos. O software incorporado pela COPPE/UFRJ para desenvolvimento da metodologia mecanística foi o FEPAVE, que utiliza o método dos elementos finitos em malhas quadrangulares para cálculo das tensões e deformações em cada ponto da estrutura.

Figura 24 - Modelo lógico de metodologia mecânica de dimensionamento



Fonte: Adaptado de Motta, 1991

A AASHTO (1986) aponta diversas vantagens do uso de métodos mecânico no dimensionamento de pavimentos flexíveis, a saber:

- Elevada confiabilidade no projeto;
- Previsão de defeitos;
- Compatibilização entre custo e benefício das obras;
- Previsão de dano frente ao acréscimo de solicitações;
- Conhecimento e aproveitamento das propriedades dos materiais disponíveis;
- Consideração dos efeitos sazonais na previsão de danos.

Na sequência estão descritos alguns dos métodos mecânicos mais utilizados para avaliação das estruturas de pavimentos.

a. Método das espessuras equivalentes

Seu método é baseado no conceito de espessuras equivalentes, um conceito que foi apresentado na literatura a muito tempo atrás. Usando este procedimento as espessuras de todas as camadas acima do subleito são substituídas por uma espessura equivalente (Heq) de material com as propriedades do subleito (SEVERI *et al.*, 1998).

O método das espessuras equivalentes preconiza que a tensão e a deformação que ocorrem em uma camada dependem apenas da rigidez da mesma.

b. Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos pode ser usado para análise da tensão, deformação e deslocamento na estrutura do pavimento. A sua vantagem é que se admite um modelo do pavimento responsável pela carga dinâmica e estática para diferentes estruturas geométricas, as quais podem incluir considerações sobre trincas. É um método numérico o qual não fornece uma solução exata e os modelos de material são baseados na mecânica do contínuo, assim a validade junto aos dados reais são necessários.

Segundo Medina (1997) no método dos elementos finitos – MEF – o meio contínuo é dividido em elementos fictícios de dimensões finitas ligados entre si por pontos nodais que se assimilam a articulações sem atrito.

A última camada nem sempre pode ser considerada semi-infinita. Se o subleito é pouco deformável deve-se simulá-lo por meio de uma fronteira indeformável por uma camada de rigidez elevada a uma profundidade adequada.

Aplica-se a teoria da elasticidade para obter a relação entre as forças e os deslocamentos nodais de cada elemento, e a partir destes, os deslocamentos no seu interior. Na prática este é um valor do módulo de elasticidade que, se não for linear, dependerá do estado de tensões. O módulo de resiliência ou de “elasticidade” é obtido em ensaios de cargas repetidas.

c. Métodos das diferenças finitas

O método das diferenças finitas é usado para resolver o problema de valores de contorno em equações diferenciais ordinárias; onde a derivada da equação diferencial é calculada em uma série de pontos no domínio integral do problema usando fórmulas aproximadas. Um sistema de equações algébricas é obtido, podendo-se calcular incógnitas em pontos selecionados. Conforme o número de pontos aumenta, a solução se aproxima da solução precisa. A superposição de efeitos causados por rodas múltiplas é correta para o cálculo do deslocamento, mas é aproximada para a tensão. Considerando camadas infinitas homogêneas, isotrópicas e horizontais, o leito da estrada é um meio semi-infinito. Cada camada possui um módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson (MEDINA, 1997).

Os programas de maior utilização no Brasil para resolver problemas de mecânica dos pavimentos são: o ELSYM5 (“Elastic Layered System”), o FEPAVE2 (“Finite Element Analysis of Pavement Structures”) e o KENLAYER (“Kentucky Layer Calculation”). O primeiro utiliza a técnica das diferenças finitas para resolver problemas elásticos lineares de sistemas em camadas calculando as equações de Burmister em até cinco camadas (SOUZA,CASTRO, SOARES e MELO, 1999).

2.3.2.3 *Métodos Mecanísticos-Empíricos*

a. MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional

No dimensionamento de novos pavimentos, o primeiro item a considerar no MeDiNa é a base de dados dos materiais a serem empregados. Embora possua, em sua biblioteca, materiais pré-inseridos, é recomendável que o projetista ensaie, em laboratório confiável, todos os materiais e assim, componha sua própria base de dados.

Para Franco & Motta (2020) é preciso garantir que todas as informações que alimentem o sistema sejam confiáveis. Estas informações passam pelo conhecimento do subleito, qual o seu módulo e qual a curva de deformação permanente obtida em laboratório. Além do subleito, os demais materiais naturais devem ser investigados com o mesmo afincio e, os materiais usinados, devem atender aos critérios e parâmetros mínimos previamente estabelecidos.

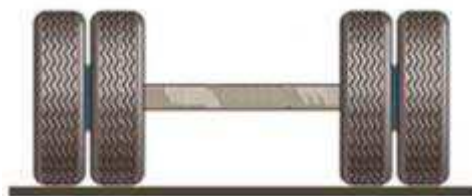
A estrutura padrão apresentada pelo programa é composta de quatro camadas, incluindo subleito. No entanto, deve-se atentar para a alteração da estrutura, além da seleção dos materiais, a espessura das camadas, o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson adotado.

Utilizando as mesmas hipóteses apresentadas nos itens 3.1.2.3 e 3.2.1.2b, desta pesquisa, baseadas na teoria da elasticidade, para compreender o comportamento dos materiais, o programa emprega as equações de Burmister na simplificação do comportamento elástico não-linear, inerente aos materiais de pavimentação, para comportamento elástico linear, matematicamente mais fácil de manipular.

Quanto ao tráfego, de acordo com Franco e Motta (2020), o seu estudo é uma etapa fundamental para garantir o sucesso do dimensionamento. A inferência de um fator como este pode comprometer a qualidade do pavimento, na mesma proporção em que importam as propriedades dos materiais, uma vez que os modelos utilizados no programa MeDiNa são bastante sensíveis a alterações de número equivalente de eixos, o número N.

O eixo padrão adotado para cálculo do número N corresponde a um eixo simples de rodas duplas (Figura 25), com carga de 8,2tf, pressão de pneus de 0,56 Mpa, distância entre rodas de 32,4 cm e 0,0366m² de área de contato pneu-pavimento, distribuídos em 10,79 cm de raio.

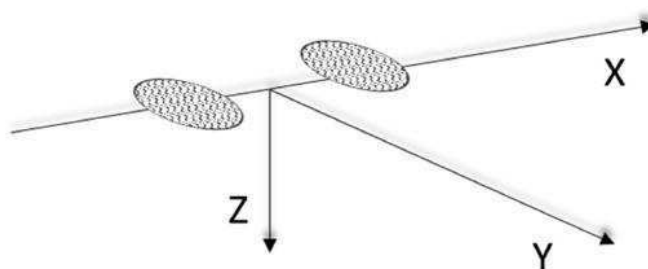
Figura 25 - Eixo padrão simples de rodas duplas



Fonte: Franco & Motta, 2020

As coordenadas espaciais dos pontos de análise do MeDiNa coincidem o eixo principal do dimensionamento com o eixo de simetria das áreas carregadas, conforme pode ser observado na Figura 26. Este ajuste permite a avaliação coerente dos efeitos da rolagem da carga na estrutura e a previsão da deformação resultante.

Figura 26 - Sistema de coordenadas adotado pelo MeDiNa



Fonte: Franco & Motta, 2020

A avaliação do desempenho da estrutura do pavimento é feita com base em dois critérios de ruptura, definidos por Yoder & Witczak (1975): a ruptura funcional e a ruptura estrutural. A ruptura estrutural, ou dano estrutural, refere-se ao colapso da estrutura do pavimento, tornando-o inapto ao tráfego em um trecho ou em sua totalidade. A funcional, que pode ou não acontecer em concomitância à estrutural, refere-se à diminuição do conforto e segurança ao tráfego, o que, logicamente, precede o colapso estrutural (YODER e WITCZAK, 1975).

Estes critérios alimentam modelos de desempenho que validam o dimensionamento e, por esta razão, tornam-se indissociáveis. São funções que quantificam a redução da serventia ou a evolução dos danos e, para isso, são calibrados os dados obtidos em campo e em laboratório.

O dimensionamento pelo MeDiNa incorpora os critérios de fadiga e deformação permanente total. Lançados os dados de estrutura e de tráfego, o programa inicia o processo de dimensionamento, verificando a estrutura, primeiramente, pelo critério de fadiga. Caso não seja atendido, as iterações iniciam-se com o aumento da espessura da camada marcada em intervalos fixos, até que a estrutura atenda ao critério (FRANCO e MOTTA, 2020).

O parâmetro atrelado à avaliação da fadiga é a área trincada na superfície, calibrada, no MeDiNa, de acordo com a função de transferência sigmoide, determinada no trabalho de Fritzen (2016). O programa permite apenas as relações do número de ciclos com a deformação específica resiliente de tração, sintetizadas na Equação 34, com os parâmetros K_1 e K_2 , das misturas asfálticas, obtidos da curva de fadiga.

$$N_f = K_1 \cdot \varepsilon_t^{K_2} \quad (\text{Eq. 34})$$

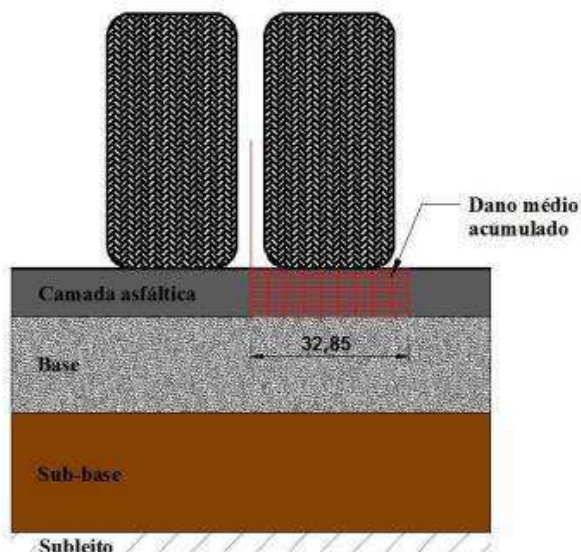
Onde:

N_f : Número de aplicações de carga;

ε_t : Deformação específica resiliente de tração

Para o cálculo do dano da fadiga, o MeDiNa utiliza a média do dano, avaliando o estado de tensões em dez pontos da superfície, espaçados de 3,65 cm e mais dez pontos na fibra inferior da última camada asfáltica, conforme apresentado na Figura 27.

Figura 27 -Pontos de avaliação de danos por fadiga na camada de revestimento asfáltico



Fonte: Fritzen, 2016

Além da fadiga, a estrutura também é avaliada quanto à deformação permanente, com lógica iterativa semelhante à das camadas granulares. A deformação permanente da camada asfáltica é desconsiderada no cálculo do afundamento de trilha de roda (ATR), desde que as misturas se enquadrem nas classes de desempenho do Flow Number, estabelecidas por Nascimento (2014), apresentadas na Tabela 12.

Tabela 12 - Limites das classes de desempenho das misturas asfálticas quanto à deformação

Classe	Flow Number (Fn)	N Recomendado Condições Normais	N Recomendado Condições Severas
1	FN ≤ 100 ciclos	$N < 1 \times 10^6$	Não recomendado
2	100 ciclos ≤ FN ≤ 300 ciclos	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	$N < 1 \times 10^6$
3	300 ciclos ≤ FN ≤ 750 ciclos	$1 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$
4	750 ciclos ≤ FN ≤ 2000 ciclos	$N \geq 1 \times 10^8$	$1 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$
5	FN ≥ 2000 ciclos	-	$N_{ser} \geq 1 \times 10^8$

Fonte: Adaptado de Nascimento, 2014

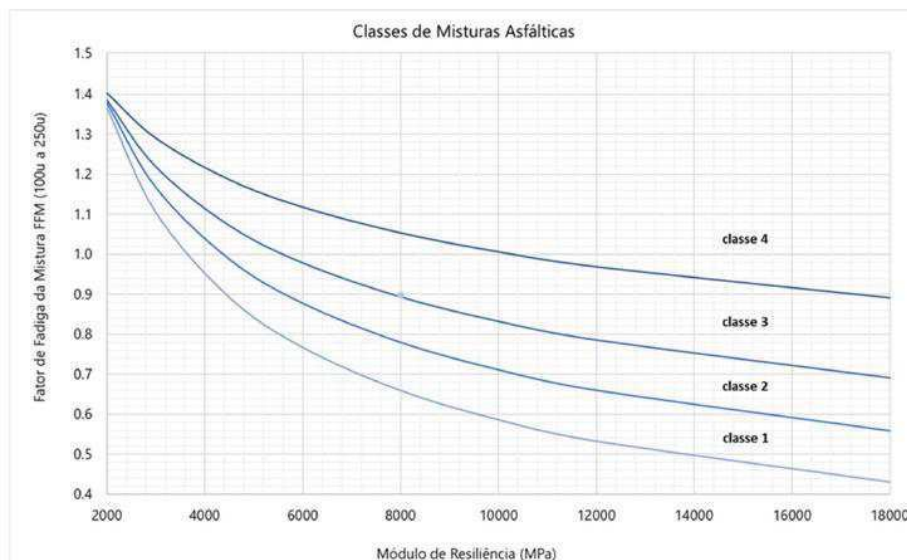
O programa MeDiNa, após a avaliação do pavimento dimensionado, oferece o valor de Flow Number como propriedade da camada asfáltica, para auxiliar o controle de qualidade da obra. Para viabilizar a obtenção de misturas eficientes, o MeDiNa apresenta um método de seleção de misturas asfálticas, com base nos valores de Módulo de resiliência e de desempenho à Fadiga: o agrupamento em classes de fadiga.

As classes foram determinadas, considerando estruturas que suportariam até 30% de ATR, com 85% de confiabilidade, e separadas conforme o que se segue:

- As misturas que não atingiram $4,5 \times 10^6$ repetições do eixo padrão, não servem para aplicação de campo, por trincarem muito rapidamente.
- **Classe 1:** atendem entre $4,5 \times 10^6$ e $6,0 \times 10^6$ repetições do eixo padrão;
- **Classe 2:** atendem entre $6,0 \times 10^6$ e $7,5 \times 10^6$ repetições do eixo padrão;
- **Classe 3:** atendem entre $7,5 \times 10^6$ e $1,0 \times 10^7$ repetições do eixo padrão;
- **Classe 4:** atendem mais que $1,0 \times 10^7$ repetições do eixo padrão.

Graficamente, a classe da mistura pode ser determinada de acordo com a Figura 28, por meio da relação entre o Fator de Fadiga da Mistura (FFM) e o Módulo de Resiliência do material asfáltico. O FFM representa a área da curva de fadiga entre as deformações de tração de 100μ e 250μ , conforme apresentado na Figura 29, e matematicamente definido conforme a Equação 35.

Figura 28 -Classes de misturas asfálticas



Fonte: Franco & Motta, 2020

Figura 29 - Representação de curva de fadiga para cálculo do FFM



Fonte: Franco & Motta, 2020

$$FFM = 0,2 \cdot [\log(k_1 \cdot 100\mu^{K_2}) + \log(k_1 \cdot 250\mu^{K_2})] \quad (\text{Eq. 35})$$

O MeDiNa considera que a deformação permanente total é função combinada das deformações permanentes individuais das camadas e, após a consideração da deformação do revestimento, segue-se para a avaliação das camadas de suporte.

Estas camadas são avaliadas conforme a modelagem proposta por Guimarães (2009), que calcula, por meio da Equação 36, a deformação permanente utilizando o estado de tensões em quatro pontos sob a roda e entre as rodas, no centro das camadas, conforme esquema apresentado na Figura 30.

$$\varepsilon_p^{esp} = \psi_1 \cdot (\sigma_3)^{\psi_2} \cdot (\sigma_d)^{\psi_3} \cdot (N)^{\psi_4} \quad (\text{Eq. 36})$$

Onde:

ε_p (%): Deformação Permanente Específica;

ψ_1, ψ_2, ψ_3 e ψ_4 : parâmetros de regressão do modelo obtidos por ensaio;

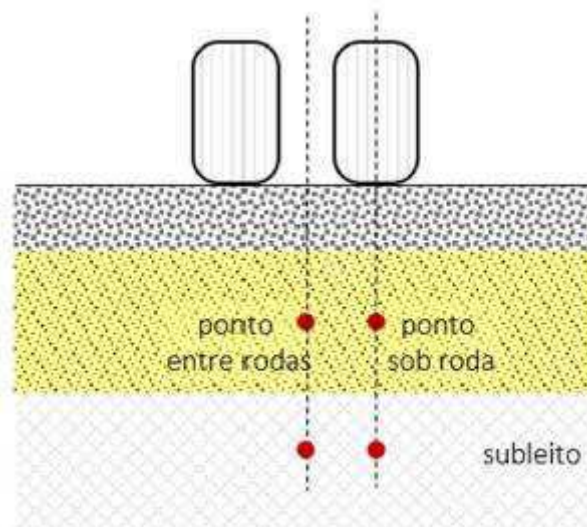
σ_3 : tensão confinante, em kgf/cm²;

σ_d : tensão desvio, em kgf/cm²;

ρ_0 : tensão atmosférica de referência, igual a 1 kgf/cm²;

N: número de ciclos de aplicação de carga.

Figura 30 - Pontos de análise da deformação permanente nas camadas de suporte e subleito



Fonte: Guimarães, 2009

Para Guimarães (2009) assim como a deformação resiliente, a deformação permanente depende do estado de tensões atuantes na camada, porém, neste caso, muito mais significativo que o estado, é a história de tensões. Além deste fator, o autor indica outros importantes fatores de influência na deformação permanente, que são:

- Estado e rotação de tensões com o deslocamento da carga de roda;

- Magnitude do carregamento, número de aplicações de carga, duração e frequência de cargas;
- Teor de umidade dos materiais, permeabilidade, sazonalidade, grau de saturação e poropressões;
- Tipo de agregado, forma, granulometria, quantidade de finos e massa específica dos grãos.

Calculada a deformação permanente para cada camada (asfáltica, granular ou de subleito), a deformação permanente total a ser utilizada no dimensionamento é o somatório das n individuais, conforme apresenta a Equação 37:

$$\delta_{P_{total}} = \sum_i^n (\varepsilon_{P(i)} \cdot h_i) \quad (\text{Eq. 37})$$

Onde:

$\delta_{P_{total}}$: Deformação Permanente total;

$\varepsilon_{P(i)}$: Deformação específica da camada i ;

h_i : espessura da camada i .

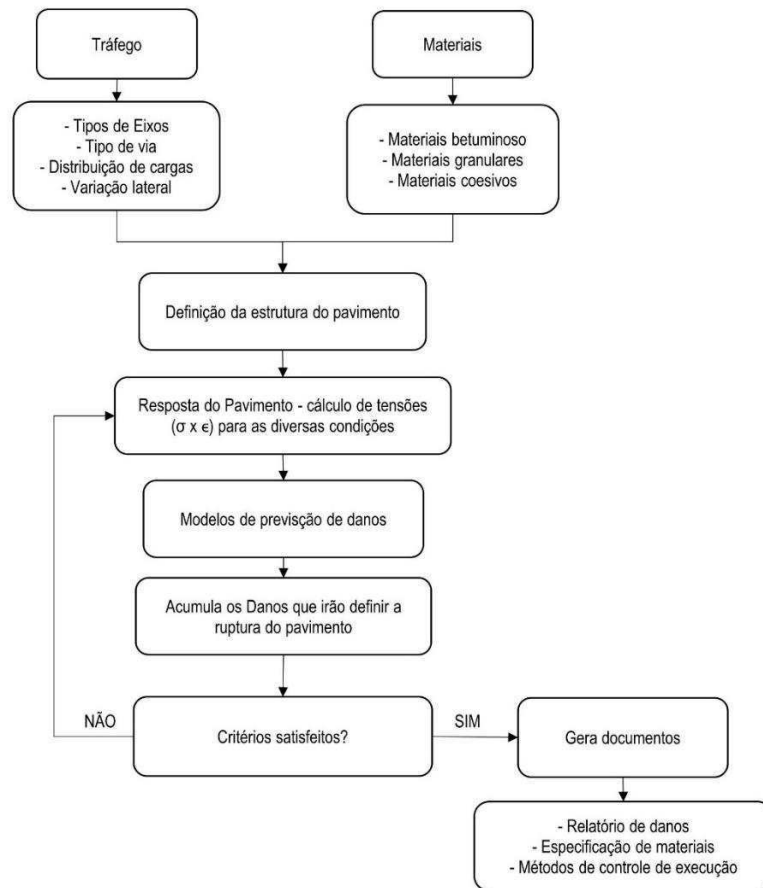
Após atendidos os dois critérios mencionados, o programa verifica a fadiga de misturas estabilizadas, caso tenham sido utilizadas, e apresenta a conformação final da estrutura, área trincada total e nível de confiabilidade do dimensionamento. No entanto, quatro são os casos em que o programa pode não dimensionar a estrutura (FRANCO & MOTTA, 2020):

1. Se a espessura atingiu o máximo permitido para a análise (15cm para as camadas asfálticas e 40cm para as demais);
2. Se a camada apresentou deformação permanente acima do limite de 5%;
3. Se o Subleito apresentou deformação permanente acima do limite de 5mm.
4. Se a camada abaixo da camada estabilizada possui uma deflexão superior a 70 (0,01mm).

Nestes casos, o projetista deve repensar a estrutura e tornar a iniciar o processo de decisão de arranjo das camadas.

De forma geral, a Figura 31 ilustra o procedimento adotado pela metodologia mecanística-empírica do MeDiNa para dimensionamento de pavimentos.

Figura 31 - Esquema lógico de dimensionamento mecanístico-empírico pelo MeDiNa



Fonte: Adaptado de Franco, 2007

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste item estão a´apresentados os materiais e os procedimentos metodológicos utilizados para a realização desta Pesquisa. Inicialmente faz-se a explanação sobre o trecho experimental utilizado. Em seguida, parte-se para a explanação sobre o procedimento metodológico realizado, bem como especificações pertinentes aos ensaios realizados para a avaliação do pavimento existente.

3.1 Caracterização do Trecho Experimental

Neste item estão descritas algumas informações pertinentes à caracterização do trecho em estudo, tal como sua localização, aspectos socioeconômicos da rodovia, bem como aspectos da região por onde o trecho se desenvolve, como vegetação, clima e pluviosidade, geomorfologia, relevo e geologia. Além disto, informações sobre o tráfego da via, importantes no dimensionamento de intervenções de reforço e de reconstrução do pavimento, também estão apresentadas.

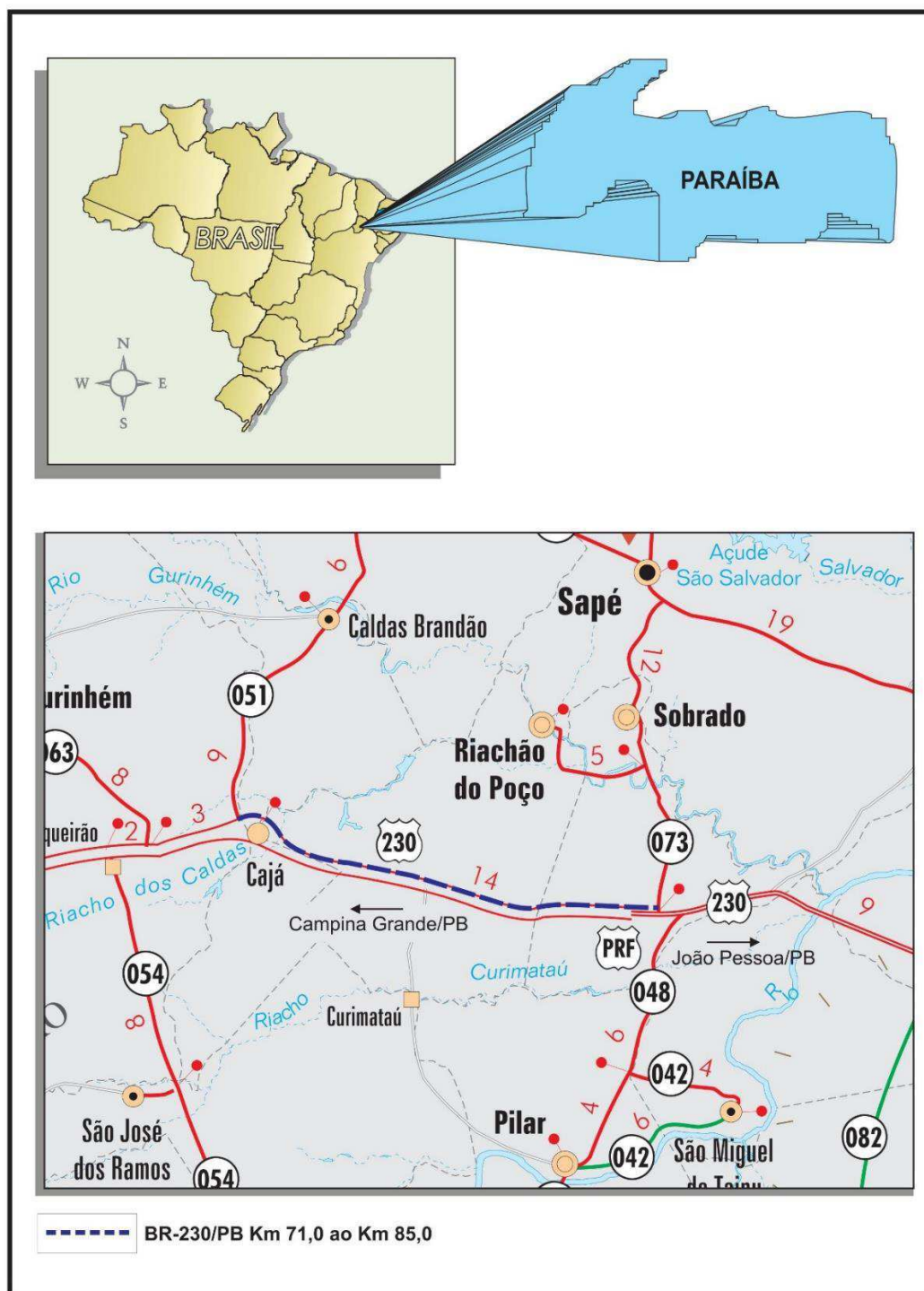
3.1.1 Considerações iniciais sobre a intervenção

O trecho objeto desta pesquisa trata-se de uma rodovia duplicada, com extensão de 14,0 Km, que inicia no km 71,0 da BR-230/PB, no entroncamento com a PB-073, popularmente conhecido como Café do Vento, pertencente ao município de Sobrado/PB, passa pela cidade de Riachão do Poço/PB, findando-se no município de Caldas Brandão/PB, especificamente no seu distrito denominado de Cajá, na altura do entroncamento com a PB-051, no km 85,0 da BR-230/PB.

Mais especificamente, desenvolveu-se este estudo na pista da direita, sentido João Pessoa – Campina Grande, como pode-se observar no mapa de situação apresentado na Figura 32, devido ao fato de apresentar um ritmo de deterioração diferente da pista esquerda, que se encontra em melhores condições.

O trecho em estudo é passagem obrigatória dos veículos terrestres que ligam a capital João Pessoa às cidades do interior da Paraíba, com destaque para Campina Grande, maior polo tecnológico, educacional, de serviços e comércio do interior do Norte/Nordeste e um dos maiores do Brasil. Por esta rodovia trafegam os veículos de carga que abastecem o interior do estado partindo do porto de Cabedelo/PB com combustíveis, alimentos, veículos e diversos outros mantimentos e materiais. No sentido contrário, partindo do interior com destino ao litoral, trafegam por esta rodovia os veículos de transporte de minerais e produtos da agropecuária com destino ao abastecimento da capital paraibana e demais cidades do litoral, bem como com destino à exportação pelo porto de Cabedelo.

Figura 32 - Mapa de situação do trecho alvo desta pesquisa



3.1.2 Tráfego

Um dos aspectos mais relevantes para entender o mecanismo de deterioração de um pavimento é conhecer e caracterizar o tráfego a que o mesmo está sendo solicitado. Desta forma, este item apresenta os dados de contagem volumétrica e classificatória de tráfego para a via em estudo, bem como o cálculo do número N de solicitações do eixo padrão, valor utilizado para o dimensionamento de reforço e de reconstrução do pavimento.

3.1.2.1 *Considerações Iniciais*

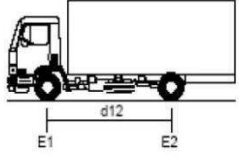
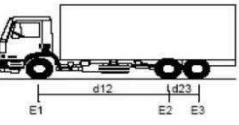
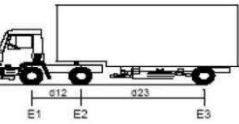
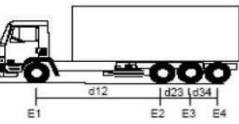

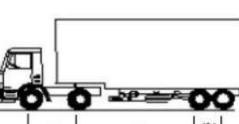
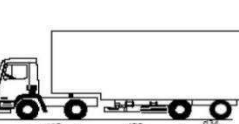
Este estudo abrangeu a análise das contagens de tráfego realizadas; a projeção dos volumes de tráfego; a determinação dos Fatores de Veículos (FV), utilizando a metodologia da AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials e do USACE - United States of America Corps of Engineers e o cálculo do Número N, abrangendo o período de 2015 a 2030.

3.1.2.2 *Contagens Volumétricas e Classificatórias de Veículos*

Para a obtenção dos volumes de tráfego, foi utilizada uma contagem de tráfego realizada no km 72,0 da BR-230/PB, nos dias 15, 16 e 17 de dezembro de 2015, no período de 24h de contagem por dia. A escolha por tais dias para a realização da contagem classificatória e volumétrica de tráfego se deu pelo fato de serem três dias corridos alocados no meio da semana (terça, quarta e quinta-feira), para evitar variabilidades decorrentes do menor tráfego de veículos comerciais circulando na via durante os dias do final de semana e da segunda-feira.

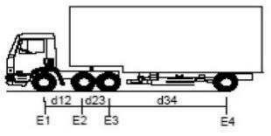
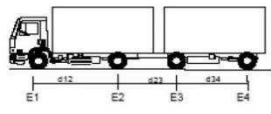
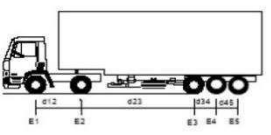
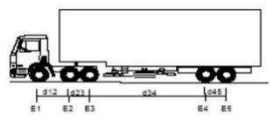
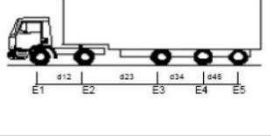
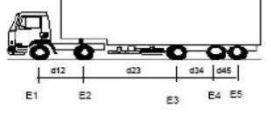
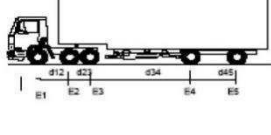
Os volumes veiculares foram identificados por sentido da rodovia, tendo em vista que a rodovia é duplicada, e o tráfego que a caracteriza é representado pela soma do tráfego de ambas as pistas levando em consideração que os veículos foram classificados por tipo. Para a identificação dos diversos tipos de veículos comerciais, foi utilizada a classificação contida no Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (IPR 723, 2006) conforme indicado nas Tabelas 13 a 17.

Tabela 13 - Classificação de veículos comerciais

SILHUETA	Nº DE EIXOS	PBT/CMT MÁX.(t)	CARACTERIZAÇÃO	CLASSE
	2	16(16,8)	CAMINHÃO E1 = eixo simples (ES), rodagem simples (RS), carga máxima (CM) = 6t ou capacidade declarada pelo fabricante do pneumático E2 = ES, rodagem dupla (RD), CM = 10t $d12 \leq 3,50m$	2C
	3	23(24,2)	CAMINHÃO TRUCADO E1 = ES, RS, CM = 6t E2E3 = ES, conjunto de eixos em tandem duplo TD, CM = 17t $d12 > 2,40m$ $1,20m < d23 \leq 2,40m$	3C
	3	26(27,3)	CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM = 6t E2 = ED, RD, CM = 10t E3 = ED, RD, CM = 10t $d12, d23 > 2,40m$	2S1
	4	31,5(33,1)	CAMINHÃO SIMPLES E1 = ES, RS, CM 6t E2E3E4 = conjunto de eixos em tandem triplo TT; CM = 25,5t $d12 > 2,40$ $1,20m < d23, d34 \leq 2,40m$	4C
	4	29(30,5)	CAMINHÃO DUPLO DIRECIONAL TRUCADO E1E2 = conjunto de eixos direcionais CED, CM = 12t E3E4 = TD, CM = 17t $1,20m < d34 \leq 2,40m$	4CD
	4	33(34,7)	CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD, CM 10t E3E4 = TD, CM = 17t $d12, d23 > 2,40m$ $1,20m < d34 \leq 2,40m$	2S2
	4	36(37,8)	CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD, CM 10t E3 = ED, RD, CM 10t E4 = ED, RD, CM 10t $d12, d23, d34 > 2,40m$	2I2

Fonte: DNIT, 2006

Tabela 14 - Classificação de veículos comerciais

SILHUETA	Nº DE EIXOS	PBT/CMT MÁX.(t)	CARACTERIZAÇÃO	CLASSE
	4	33(34,7)	CAMINHÃO TRATOR TRUCADO + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4 = ED, RD, CM 10t d12, d34 > 2,40m 1,20 < d23 ≤ 2,40	3S1
	4	36(37,8)	CAMINHÃO + REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD, CM 10t E3 = ED, RD, CM 10t E4 = ED, RD, CM 10m d12, d23, d34 > 2,40m	2C2
	5	41,5(43,6)	CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD CM10t E3E4E5 = TT, CM 25,5t d12, d23 > 2,40m 1,20m d34, d45 ≤ 2,40m	2S3
	5	40(42)	CAMINHÃO TRATOR TRUCADO + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM17t E4E5 = TD, CM 17t d12, d34 > 2,40m 1,20m < d23, d45 ≤ 2,40m	3S2
	5	45(47,3)	CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD, CM 10t E3 = ED, RD, CM 10t E4 = ED, RD, CM 10t E5 = ED, RD, CM 10t d12, d23, d34, d45 > 2,40m	2I3
	5	43(45,2)	CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD, CM 10t E3 = ED, RD, CM 10t E4E5 = TD, CM 17t d12, d23, d34 > 2,40m 1,20m < d45 ≤ 2,40m	2J3
	5	43(45,2)	CAMINHÃO TRATOR TRUCADO + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4 = ED, RD, CM 10t E5 = ED, RD, CM 10t d12, d34, d45 > 2,40m 1,20m < d23 ≤ 2,40m	3I2

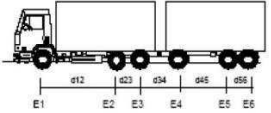
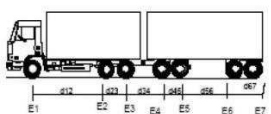
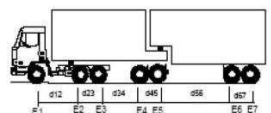
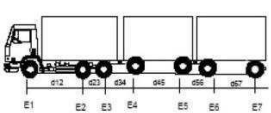
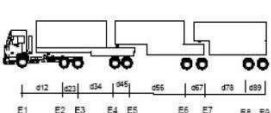
Fonte: DNIT, 2006

Tabela 15 - Classificação de veículos comerciais

SILHUETA	Nº DE EIXOS	PBT/CMT MÁX.(t)	CARACTERIZAÇÃO	CLASSE
	5	43(45,2)	CAMINHÃO + REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD, CM 10t E3 = ED, RD, CM 10t E4E5 = TD, CM 17t d12, d23, d34 > 2,40m 1,20m < d45 ≤ 2,40m	2C3
	5	43(45,2)	CAMINHÃO TRUCADO + REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4 = ED, RD, CM 10t E5 = ED, RD, CM 10t d12, d34, d45 > 2,40m 1,20m < d23 ≤ 2,40m	3C2
	6	45(47,3)	CAMINHÃO TRATOR TRUCADO + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4E5E6 = TT, CM 25,5t d12, d34, > 2,40m 1,20m < d23, d45, d56 ≤ 2,40m	3S3
	6	45(47,3)	CAMINHÃO TRATOR TRUCADO + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4 = ED, RD, CM 10t E5 = ED, RD, CM 10t E6 = ED, RD, CM 10t d12, d34, d45, d56 > 2,40m 1,20m < d23 ≤ 2,40m	3I3
	6	45(47,3)	CAMINHÃO TRATOR TRUCADO + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4 = ED, RD, CM 10t E5E6 = TD, CM 17t d12, d34, d45 > 2,40m 1,20m < d23, d56 ≤ 2,40m	3J3
	6	45(47,3)	CAMINHÃO TRUCADO + REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4 = ED, RD, CM 10t E5E6 = TD, CM 17t d12, d34, d45 > 2,40m 1,20m < d23, d56 ≤ 2,40m	3C3
	6	19,5(20,5)	CAMINHÃO TRATOR E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD(6 pneus), CM 13,5t 1,20m < d23 ≤ 2,40m A CMT do conjunto vai variar conforme a capacidade do semi-reboque, no mínimo 10 ton até, no máximo o limite legal de 4r ton.	X

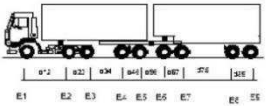
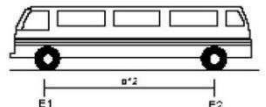
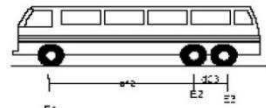
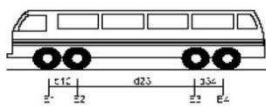
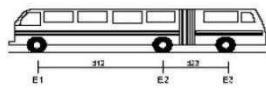
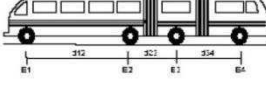
Fonte: DNIT, 2006

Tabela 16 - Classificação de veículos comerciais

SILHUETA	Nº DE EIXOS	PBT/CMT MÁX.(t)	CARACTERIZAÇÃO	CLASSE
	6	50(52,5)	ROMEU E JULIETA(caminhão trucado + reboque) E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = T0, CM 17t E4 = ED, RD, CM 10t E5E6 = TD, CM 17t d12, d34, d45 > 2,40m 1,20m < d23, d56 ≤ 2,40m	3D3
	7	57(59,9)	ROMEU E JULIETA(caminhão trucado + reboque) E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = T0, CM 17t E4E5 = TD, CM 17t E6E7 = TD, CM 17t d12, d34, d56 > 2,40m 1,20m < d23, d45, d67 ≤ 2,40m	3D4
	7	57(59,9)	BI TREM ARTICULADO(caminhão trator trucado + dois semi reboques) E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = T0, CM 17t E4E5 = TD, CM 17t E6E7 = TD, CM 17t d12, d34, d56 > 2,40m 1,20m < d23, d45, d67 ≤ 2,40m	3D4
	7	63(66,2)	TREMINHÃO(caminhão trucado + dois reboques) E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4 = ED, RD, CM 10t E5 = ED, RD, CM 10t E6 = ED, RD, CM 10t E7 = ED, RD, CM 10t d12, d34, d56, d67 > 2,40m 1,20m < d23 ≤ 2,40m	3Q4
	9	74(77,7)	TRI TREM(caminhão trator trucado + três semi reboques) E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4E5 = TD, CM 17t E6E7 = TD, CM 17t E8E9 = TD, CM 17t d12, d34, d56, d78 > 2,40m 1,20m < d23, d45, d67, d89 ≤ 2,40m	3T6

Fonte: DNIT, 2006

Tabela 17 - Classificação de veículos comerciais

SILHUETA	Nº DE EIXOS	PBT/CMT MÁX.(t)	CARACTERIZAÇÃO	CLASSE
	9	74(77,7)	RODOTREM (caminhão trator trucado + dois semi reboques dom dolly) E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4E5 = TD, CM 17t E6E7 = TD, CM 17t E8E9 = TD, CM 17t d12, d34, d56, d78 > 2,40m 1,20m < d23, d45, d67, d89 ≤ 2,40m	3T6
	2	16(16,8)	ÔNIBUS E1 = ES, RS, CM 6t ou a capacidade declarada pelo fabricante do pneumático E2 = ED, RD, CM 10t d12 ≤ 3,50m	2CB
	3	19,5(20,5)	ÔNIBUS TRUCADO E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = conjunto de eixos em tandem duplo com 6 pneumáticos, carga máxima 13,5t d12 > 2,40m 1,20 < d23 ≤ 2,40m	3CB
	4	25,5(26,8)	ÔNIBUS DUPLO DIRECIONAL TRUCADO E1E2 = conjunto de eixos direcionais, carga máxima 12 ton E3E4 = conjunto de eixos em tandem duplo com 6 pneumáticos, carga máxima 13,5t 1,20 < d34 ≤ 2,40m	4CB
	3	26(27,3)	ÔNIBUS URBANO ARTICULADO E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD, CM 10t E3 = ED, RD, CM 10t d12, d23 > 2,40m	2SB1
	4	36(37,8)	ÔNIBUS URBANO BI-ARTICULADO E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD, CM 10t E3 = ED, RD, CM 10t E4 = ED, RD, CM 10t d12, d23, d34 > 2,40m	2IB2

Fonte: DNIT, 2006

Os resultados das contagens volumétricas e classificatórias dos veículos estão apresentados na seção Anexos desta pesquisa.

3.1.2.3 Determinação dos Volumes Médios Diários de Tráfego e Projeção dos Volumes de Tráfego

Para cada ano da vida útil do pavimento (período de 2021 a 2030), foi obtido o volume médio diário de veículos comerciais na faixa de projeto, cujos resultados estão apresentados na Tabela 18. Nesta tabela, cada veículo tem uma coluna que indica seu volume médio diário desde o ano da realização da contagem de tráfego (2015) até o ano final da vida útil considerada no projeto (2030), contados a partir de 2021, que é o ano de abertura ao tráfego estimado. A coluna Total (Comercial) mostra a média dos volumes médios diários de veículos comerciais desde o ano de 2015 até o ano considerado, para fins de cálculo do Número N ano a ano. Considerando

a inexistência de planos multimodais de transportes atualizados, optou-se por adotar a taxa de crescimento de 3% ao ano, compatível com o crescimento econômico observado na região.

Tabela 18 - Projeção do volume do tráfego da BR230/PB

Ano	Automóveis de Passeio	Ônibus	Cam. + Reb. + Semi-reb.	Total (Comercial)
2015	14492	336	3330	3666
2016	14927	346	3430	3776
2017	15375	356	3533	3889
2018	15836	367	3639	4006
2019	16311	378	3748	4126
2020	16800	390	3860	4250
2021	17304	401	3976	4377
2022	17823	413	4095	4509
2023	18358	426	4218	4644
2024	18909	438	4345	4783
2025	19476	452	4475	4927
2026	20060	465	4609	5075
2027	20662	479	4748	5227
2028	21282	493	4890	5384
2029	21920	508	5037	5545
2030	22578	523	5188	5712

3.1.2.4 Determinação do Fator de Veículos (FV)

Define-se o Fator de Veículos (FV) como sendo o produto do Fator de Eixos (FE) pelo Fator de Carga (FC). O Fator de Eixos representa o número médio de eixos por veículo. Os Fatores de Carga (FC) foram calculados pelos métodos da AASHTO e do USACE. Os fatores de equivalência da AASHTO baseiam-se na perda de serventia (PSI) e variam com o tipo do pavimento (flexível ou rígido), índice de serventia terminal e resistência do pavimento (número estrutural - SN). O método do USACE leva em consideração os efeitos do carregamento na deformação permanente (afundamento nas trilhas de roda).

O Fator de Veículos foi calculado considerando 80% dos veículos com as cargas máximas definidas pela Lei da Balança (Resolução CONTRAN nº 210) e pelos demais dispositivos legais e 20% dos veículos descarregados. Tal consideração é comum em projetos rodoviários e amplamente aceita pelo DNIT.

A Lei 13.103/2015 que modificou a legislação sobre o descanso do motorista, consta algumas alterações que amenizam a legislação dos pesos e dimensões dos veículos de carga. A mais importante delas consta no artigo 16, que alterou a lei no 7.408/85, mantendo a tolerância para verificação por meio de balança em 5% no peso bruto total, mas elevando para 10% a tolerância por eixo. Desta forma admitiu-se nesta pesquisa a tolerância de 10%, de modo que as cargas máximas permitidas para o eixo simples de rodas simples, para o eixo simples de rodas duplas, para o eixo tandem duplo e para o eixo tandem triplo foram adotadas respectivamente iguais a 6,6 toneladas, a 11,0 toneladas, a 18,7 toneladas e a 28,05 toneladas.

Em consequência da aplicação dessas equações e considerando as hipóteses já enunciadas, foram obtidos os Fatores de Carga indicados na Tabela 19. Nesta está apresentado, com base nos Fatores de Veículos (FVs) de cada categoria de veículo e em sua porcentagem de participação na frota total de veículos comerciais no trecho durante o período de 2015 a 2030 (VMD), o FV a ser considerado no cálculo do Número N, pelos critérios da AASHTO e do USACE.

Tabela 19 - Fatores de veículos da frota do tráfego da BR230/PB

Veículo	% na Frota	FV - USACE	FV - AASHTO
2CB	7,83%	5,11	3,29
3CB	1,34%	0,33	0,40
2C	30,09%	5,11	3,29
3C	30,55%	11,87	2,35
4C	0,87%	13,00	2,26
4CD	0,33%	11,55	1,95
2S1	0,46%	9,89	6,19
2S2	7,26%	5,11	3,29
2S3	5,81%	17,78	5,16
3S1	0,08%	16,66	5,24
3S2	2,48%	23,42	4,30
3S3	4,64%	24,55	4,22
2C2	0,11%	14,67	9,08
2C3	0,05%	21,44	8,14
3C2	0,05%	21,44	8,14
3C3	0,03%	28,20	7,20
2I3	0,41%	14,67	9,08
3I3	1,34%	26,22	11,03
3D4	2,05%	34,97	6,26
3Q4	0,03%	31,00	13,93
3T6	4,20%	46,52	8,21
FV Médio da Frota		12,038	3,553

3.1.2.5 Determinação do Número Equivalente de Operações da Carga do Eixo Padrão (Número N)

Na sequência apresenta-se o cálculo do número N, parâmetro de tráfego utilizado no dimensionamento de pavimentos flexíveis e semirrígidos e ainda no dimensionamento do reforço da estrutura de pavimentos flexíveis e semirrígidos e que representa o número equivalente de operações da carga do eixo padrão de 8,2 tf (18.000 lb) na faixa de projeto durante a vida útil do pavimento. Em função da composição do tráfego foi efetuada a correlação pelo fator de veículo (FV) e VMD, onde o cálculo do número N se deu mediante a Equação 38.

$$N = 365 \times \text{VMD} \times \text{Período} \times (\text{FV}) \times f_p \quad (\text{Eq. 38})$$

O fator da faixa de projeto (f_p) foi considerado igual a 0,40, tendo em vista que os volumes são em um único sentido da via e a rodovia é em pista dupla. Este valor foi obtido tendo em vista que foi considerado que numa pista, 80% dos veículos comerciais circulem pela faixa externa e 20% circulem pela faixa interna. Além disto,

como a rodovia é em pista duplicada, considerou-se que 50% do tráfego comercial circula pela pista direita (sentido João Pessoa – Campina Grande) e os outros 50% circulam na pista esquerda (sentido Campina Grande – João Pessoa). Desta forma, o fator de faixa de projeto calculado foi $0,8 \times 0,5 = 0,40$. Na Tabela 20 está apresentado o cálculo do Número N, considerando os fatores de equivalência de carga da AASHTO e do USACE.

Tabela 20 - Cálculo do Número N para a BR230/PB

Ano	Total (Comercial)	Número "N"					
		AASHTO			USACE		
		FVm	Anual	Acum.	FVm	Anual	Acum.
2015	3666	3,55	1,90E+06		12,04	6,44E+06	
2016	3776	3,55	1,96E+06		12,04	6,64E+06	
2017	3889	3,55	2,02E+06		12,04	6,84E+06	
2018	4006	3,55	2,08E+06		12,04	7,04E+06	
2019	4126	3,55	2,14E+06		12,04	7,25E+06	
2020	4250	3,55	2,20E+06		12,04	7,47E+06	
2021	4377	3,55	2,27E+06	2,27E+06	12,04	7,69E+06	7,69E+06
2022	4509	3,55	2,34E+06	4,61E+06	12,04	7,92E+06	1,56E+07
2023	4644	3,55	2,41E+06	7,02E+06	12,04	8,16E+06	2,38E+07
2024	4783	3,55	2,48E+06	9,50E+06	12,04	8,41E+06	3,22E+07
2025	4927	3,55	2,56E+06	1,21E+07	12,04	8,66E+06	4,08E+07
2026	5075	3,55	2,63E+06	1,47E+07	12,04	8,92E+06	4,98E+07
2027	5227	3,55	2,71E+06	1,74E+07	12,04	9,19E+06	5,90E+07
2028	5384	3,55	2,79E+06	2,02E+07	12,04	9,46E+06	6,84E+07
2029	5545	3,55	2,88E+06	2,31E+07	12,04	9,75E+06	7,82E+07
2030	5712	3,55	2,96E+06	2,60E+07	12,04	1,00E+07	8,82E+07

Desta forma os valores de "N" são $2,60 \times 10^7$ para a metodologia AASHTO e $8,82 \times 10^7$ para a metodologia USACE. Por questão de adequação com as normativas do DNIT, o número N que foi utilizado nas tratativas desta pesquisa foi valor referente à metodologia USACE ($N = 8,82 \times 10^7$) por este valor representar a situação mais desfavorável de solicitação de tráfego imposta ao pavimento.

3.1.3 Clima e Dados Pluviométricos

Outro aspecto de relevante interesse para analisar um pavimento são os dados do clima e de pluviosidade da região em que o mesmo está inserido, informações abordadas neste item.

3.1.3.1 Clima

O clima da Paraíba se distingue pela alta incidência de raios solares, devido à proximidade com a Linha do Equador, e conforme um maior distanciamento do oceano. A leste, o clima é tropical úmido com chuvas durante o outono e o inverno. Na região do Borborema e em parte do Sertão, o clima é semiárido, local onde predomina o chamado Polígono das Secas. A oeste, as massas de ar úmidas deixam o clima na região quente e semiúmido com o predomínio de chuvas de verão.

3.1.3.2 *Pluviosidade*

Os dados pluviométricos e pluviográficos utilizados para a caracterização da região onde o trecho alvo desta pesquisa se localiza foram os do Posto de João Pessoa (1984-2016), obtidos através do site da ANA – código 00734006. Em resumo, tem-se que a Precipitação Média Anual no município é de 1873,38 mm, sendo Precipitação Máxima Mensal de 709,40 mm, a Precipitação Média Mensal corresponde a 156,12 mm e contam-se, em média, 191 dias de chuva por ano.

O clima do município de João Pessoa apresenta como período mais chuvoso os meses de janeiro a agosto, em consequência, tendo os meses de setembro a dezembro como período mais seco, sendo temperatura média anual de 26,3 °C.

3.1.4 **Geomorfologia, Relevo e Geologia**

A Geomorfologia corresponde ao estudo das irregularidades da superfície terrestre, ou simplesmente, as diversas formas do relevo. Essa ciência tem ainda a incumbência de estudar todos os fenômenos que ocorrem e que interferem diretamente na formação do relevo, que por sua vez, influencia no comportamento global de um pavimento.

3.1.4.1 *Geomorfologia e Relevo*

Os municípios de Sobrado, Riachão do Poço e Caldas Brandão estão inseridos na unidade geoambiental da Depressão Sertaneja, que representa a paisagem típica do semiárido nordestino, caracterizada por uma superfície de pediplanação bastante monótona, relevo predominantemente suave-ondulado, cortada por vales estreitos, com vertentes dissecadas. Elevações residuais, cristas e/ou outeiros pontuam a linha do horizonte. Esses relevos isolados testemunham os ciclos intensos de erosão que atingiram grande parte do sertão nordestino (CPRM, 2015).

Com respeito aos solos dos municípios de Sobrado, Riachão do Poço e Caldas Brandão, nos Patamares Compridos e Baixas Vertentes do relevo suave ondulado ocorrem os Planossolos, mal drenados, fertilidade natural média e problemas de sais. Nos Topos e Altas Vertentes ocorrem os solos Brunos não Cálcicos, rasos e fertilidade natural alta. Nos Topos e Altas Vertentes do relevo ondulado ocorrem os Podzólicos, drenados e fertilidade natural média. As Elevações Residuais ocorrem com os solos Litólicos, rasos, pedregosos e fertilidade natural média (CPRM, 2015).

3.1.4.2 *Geologia*

O município de Sobrado possui sua geologia inserida em terrenos do Cenozoico, tal como depósitos flúvio-marinhos (fm), depósitos indiscriminados de pântanos e mangues, flúvio-lagunares e litorâneos e Grupo Barreiras (b), tal como arenito e conglomerado, intercalções de siltito e argilito e Arqueano, do tipo Complexo Cabaceiras.

O município de Riachão do Poço possui sua geologia inserida em terrenos do Cenozoico – Grupo Barreiras, Paleoproterozoico – Complexo Sertânia e Arqueano – Complexo Cabaceiras.

O município de Caldas Brandão possui sua geologia inserida em terrenos do Cenozoico – Grupo Barreiras, Paleoproterozoico – Complexo Serra de Jabiatá e Complexo Sertânia, além de terrenos datados do Arqueano – Complexo Cabaceiras.

3.1.5 Recursos Hídricos

Os municípios de Sobrado e Riachão do Poço encontram-se inseridos nos domínios da bacia hidrográfica do Rio Paraíba, região do Baixo Paraíba. Todos os cursos d'água situados nesses municípios possuem regime de escoamento intermitente e o padrão de drenagem é o dendrítico.

No município de Sobrado, os principais tributários do rio Paraíba são o Rio Gurinhém e os riachos Bonito, Anta e Curimataú. Os principais corpos de acumulação são o açude Anta do Sono e a lagoa do Padre. No município de Riachão do Poço, os principais tributários do rio Paraíba são o Rio Gurinhém e os riachos: Timbaúba, Ipanema e Serra.

O município de Caldas Brandão encontra-se inserido nos domínios da bacia hidrográfica do Rio Gramame. Os principais cursos d'água são o rio Gurinhém e os riachos Cipoal, Carrapato, Mocó, Timbaúba e Patu. O principal corpo de acumulação é o açude Tavares. Os principais cursos d'água no município têm regime de escoamento perenizados e o padrão de drenagem é o dendrítico.

3.1.6 Uso e Ocupação do Solo

A região em estudo apresenta uma área modificada pela ação humana, havendo grande descaracterização da paisagem original. O solo é ocupado por construções residenciais e também fazendas de criação de bovinos, equinos e caprinos às margens da rodovia BR-230/PB, objeto desta pesquisa.

3.1.7 Vegetação

Segundo o Serviço Geológico do Brasil (CRPM, 2005) na região em estudo a vegetação existente é basicamente composta por caatinga hiperxerófila com trechos de floresta caducifólia. A vegetação da caatinga inclui espécies características do bioma como jurema, angico, umbuzeiro, juazeiro, catingueira, mandacaru, aroeira, oiticica, jucá, além de numerosas leguminosas.

Não existe remanescente florestal na área diretamente afetada pelo objeto alvo desta pesquisa. A vegetação nativa de caatinga foi em grande parte, substituída por espécies exóticas, para formação de campos de pastagem. Foram observados alguns trechos com vegetação arbórea. A Figura 33 (a) e (b) ilustra o aspecto geral da vegetação do trecho em estudo.

Figura 33 - a) e (b) – Aspecto geral da vegetação da BR230/PB km 71 - km 85

(a)

(b)



3.1.8 Histórico de intervenções

O segmento compreendido entre os km 71,0 e 85,0 da BR230/PB já foi submetido a algumas intervenções de reconstrução e reforço ao longo dos anos. Destaca-se uma intervenção de reconstrução realizada na altura do km 72,2 ao km 72,6 no ano de 2009 onde naquela oportunidade, foi executado um colchão de areia drenante e sobre essa camada um selo de argila conforme ilustrado nas Figuras 39 a 41, obtidas junto ao DNIT/PB constantes no projeto executado à época. O intuito desta intervenção foi de sanar os problemas estruturais e funcionais do trecho, optando-se por remover a camada existente de material de sub-base e subleito e posterior substituição por areia seguida de um selo de argila para proteção desta camada. É possível observar também a implantação de dreno transversal.

Figura 34 - Rebaixamento do pavimento para implantação do colchão de areia (a) e infiltração de água do lençol freático (b)

(a)

(b)



Figura 35 -Implantação do colchão de areia (a) e do dreno transversal tipo PEAD (b)

(a)

(b)



Figura 36 - Implantação do colchão de areia (a) e do selo de argila (b)

(a)

(b)



A execução do colchão de areia e sobre este a camada de argila (selo) não se mostrou eficiente no sentido de restaurar as condições funcionais e estruturais do segmento tendo em vista que o pavimento continuou a se degradar.

Ocorre que esse segmento, no verão, apresenta ausência de água represada como ilustrado na

Figura 37 (a) e (b). No entanto, no período de chuvas (inverno) ocorre o represamento das águas pluviais e os dispositivos de drenagem, valeta longitudinal e bueiro tubular de $\phi 1,0\text{m}$ ficam totalmente submersos, conforme ilustrado na

Figura 38 (a) e (b).

Figura 37 - Trecho alvo desta pesquisa na época de ausência de chuvas (verão)

(a)



(b)



Figura 38 - Trecho alvo desta pesquisa na época de chuvas (inverno)

(a)



(b)



Além destes aspectos, o açude localizado à margem da rodovia, no período de inverno, espraia água para saia do aterro provocando com a isso a percolação da água por capilaridade para as camadas do pavimento. Este efeito acaba por resultar em elevadas deflexões nesse segmento ocasionando a degradação do pavimento. Esse aspecto será discutido no item de avaliação estrutural.

3.2 Delineamento Experimental da Pesquisa

Neste item está apresentado o procedimento metodológico utilizado para a realização desta pesquisa, bem como explicações acerca de alguns dos ensaios utilizados para caracterização dos materiais constituintes do pavimento e do subleito.

3.2.1 Procedimento adotado

Para a aplicação de métodos de projeto de reforço em um pavimento existente é necessário o conhecimento prévio do mesmo, independente da metodologia adotada para proceder com o reforço. Seguindo esta premissa, a primeira etapa metodológica desta pesquisa consistiu na investigação das condições funcionais e estruturais do pavimento existente no trecho experimental da BR230/PB, compreendido entre os km 71,0 e 85,0, conforme apresentado no fluxograma da Figura 39. As normas utilizadas para a realização dos ensaios de caracterização funcional e estrutural do pavimento estão apresentadas na Tabela 21.

Figura 39 - Fluxograma do procedimento metodológico da pesquisa

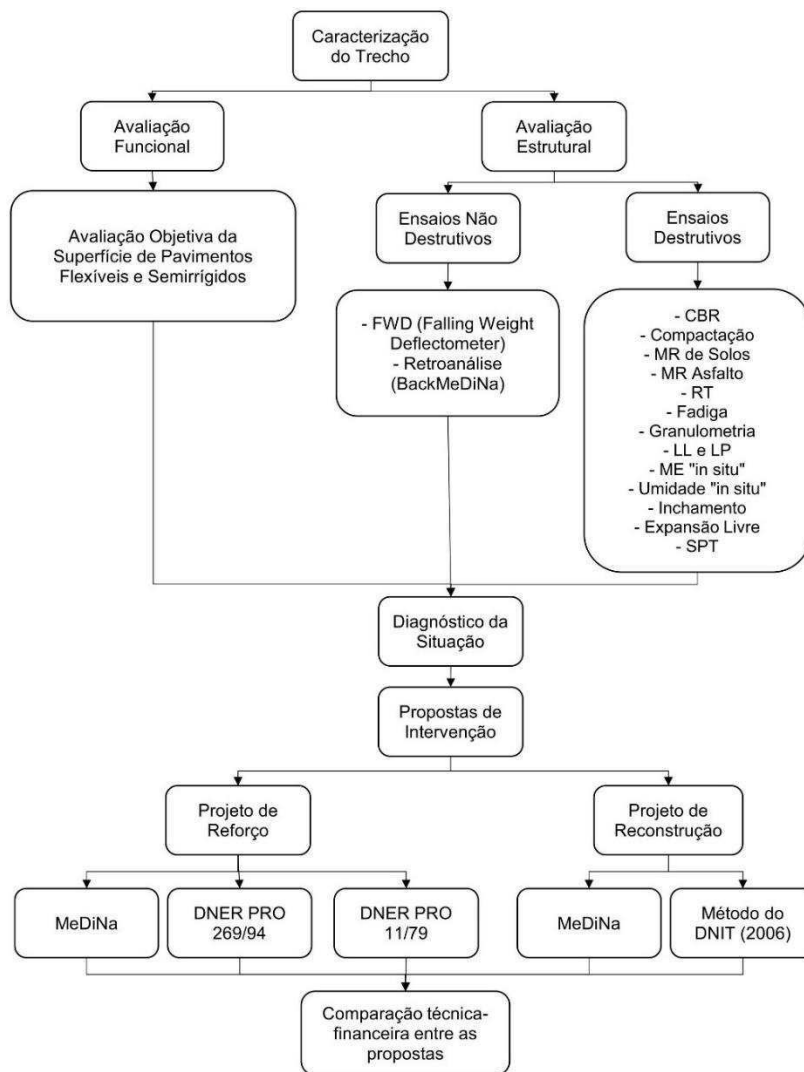


Tabela 21 - Procedimentos realizados para caracterização do trecho e suas normas

Procedimento	Método
CBR	NBR 9895/16
Compactação (amostras trabalhadas)	DNIT - ME 162/94
Granulometria	NBR 7181/16
Densidade "in situ"	DNIT- ME 092/94
Módulo de Resiliência dos Solos	DNIT - ME 134/2018
Limite de Liquidez	DNIT - ME 122/94
Limite de Plasticidade	DNIT - ME 082/94
Teor de umidade	DNIT - ME 213/94
Inchamento de areia	NBR 6467/2006
Expansão livre	NBR 16853/2020
Sondagem SPT	NBR 6484/2020
Resistência à tração por compressão diametral	DNIT ME 136/18
Módulo de Resiliência de Camadas Betuminosas	NBR 16018/2011
Fadiga por Compressão Diametral	DNIT - ME183/2018
Levantamento Deflectométrico tipo FWD	DNIT-PRO 273/96
Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos	DNIT-PRO 006/2003

Após a realização dos procedimentos necessários à caracterização do trecho, procedeu-se com a análise conjunta dos resultados, em consonância com a avaliação de todos os aspectos influenciadores no trecho, como clima e projeto geométrico, para elaboração de diagnóstico da causa dos problemas estruturais e funcionais da rodovia. Conhecendo-se os fatores agravantes das falhas presentes na rodovia, foi possível planejar as propostas de intervenção adequadas para sanar tais adversidades. Foram estudadas intervenções de reforço e de reconstrução do pavimento tanto pela metodologia MeDiNa como pelos métodos empíricos e mecanístico-empíricos do DNIT e, ao final, foi analisado técnica e financeiramente qual tipo de intervenção é mais adequada.

3.2.2 Avaliação Estrutural por Ensaio Destrutivos

Foram extraídos 20 (vinte) corpos de prova, com auxílio de sonda rotativa, para realização de ensaios que possibilitassem avaliar as características mecânicas da CBUQ existente no trecho, conforme ilustrado na Figura 40. Os corpos de prova extraídos da camada de CBUQ (faixa C e faixa B) foram separados e devidamente aplainados para em seguida serem ensaiados em Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT), Módulo

de Resiliência (MR) e Fadiga por Compressão Diametral. Os CPs foram extraídos nos km 72,34, km 76,10, km 81,14 e km 85,00, criteriosamente, em pontos que não apresentavam trincamento.

Figura 40 - Extração de corpos de prova por meio de sonda rotativa



Para o estudo das camadas granulares do pavimento existente, foram realizadas 11 (onze) janelas de inspeção e coleta de materiais, cuja localização está apresentada na Tabela 22. Tal localização foi utilizada devido ao fato de o pavimento apresentar elevado grau de deterioração, com grande incidência de defeitos funcionais e estruturais. Na Figura 41 (a) e (b) está ilustrada a realização destes furos de sondagem para coleta e caracterização dos materiais constituintes do pavimento.

Figura 41 - a) e (b) – Janelas de inspeção para coleta de material

(a)

(b)



Tabela 22 - Localização dos furos de sondagem realizados no trecho

Furo	Localização
1	km 71,30
2	km 72,42
3	km 73,30
4	km 75,30
5	km 77,30
6	km 78,84
7	Km 80,90
8	km 82,80
9	km 83,30

10	km 84,00
11	km 85,00

Após a coleta de separação de cada um dos materiais de cada camada do pavimento, procedeu-se com a caracterização geotécnica dos mesmos por meio da realização de ensaios de Compactação, Índice de Suporte Califórnia (ISC), determinação dos limites de Atteberg (Limite de Plasticidade e Limite de Liquidez), bem como a determinação da Granulometria por peneiramento, Inchamento de areia, Expansão livre de argila e Densidade “in situ”.

Além dos ensaios de caracterização já mencionados, foram realizadas 2 (duas) sondagens à percussão (SPT), conforme ilustrado na Figura 42, com desígnio de verificar a existência ou não de camada de solo mole no trecho avaliado. Assim, foram escolhidos como locais para a realização das sondagens o km 72,42, uma vez que historicamente as proximidades do mesmo têm apresentado muitos defeitos na superfície do pavimento e deformações das camadas que compõem o corpo estradal, em ritmo e intensidade diferentes do restante do trecho experimental, bem como o km 74,16, que também apresenta defeitos, sendo este local em seção de aterro, com altura de aproximadamente 5,0m.

Figura 42 - Sondagens à Percussão (SPT) no trecho



3.2.2.1 Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT)

O ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral, também denominado internacionalmente de Brazilian Test, proposto pelo prof. Luís Fernando Lobo Carneiro, da Universidade Federal do Rio de Janeiro é um dos mais difundidos no estudo das propriedades mecânicas de misturas asfálticas. Segundo Gama (2016) uma das razões para o uso do ensaio de tração indireta é a reprodução de um estado biaxial de tensão, horizontais de tração e verticais de compressão, bastante similar ao que ocorre na camada de revestimento de um pavimento flexível.

O ensaio foi realizado de acordo com a norma DNIT ME 138/94, em corpos de prova extraídos em campo por meio de sonda rotativa. O procedimento consiste primeiramente na determinação da altura (h) e diâmetro (d)

do corpo de prova, obtido a partir da leitura em 3 posições diferentes com um paquímetro eletrônico. O CP é então colocado com sua superfície cilíndrica entre dois frisos metálicos, conforme ilustrado na Figura 43.

Figura 43 - Corpo de prova rompido após o ensaio de RT

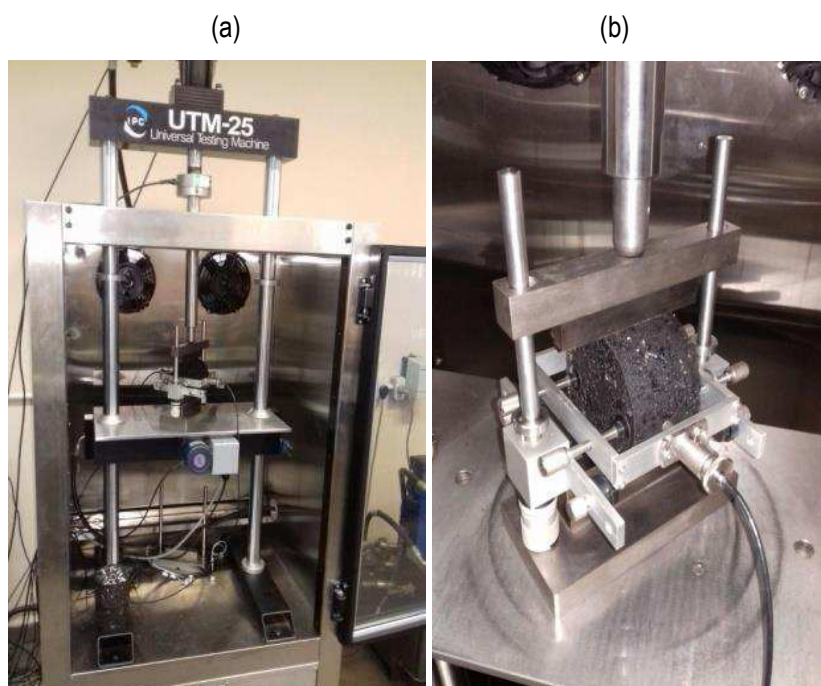


A aplicação de carga acontece progressivamente com uma velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s até que se dê a ruptura por separação das duas metades do CP segundo o plano diametral de carga. Com a leitura realizada de força até a ruptura, é calculada a resistência máxima de tração da amostra, em MPa.

3.2.2.2 *Módulo de Resiliência das Camadas Betuminosas*

O ensaio de MR das camadas betuminosas foi realizado seguindo a norma ABNT NBR 16018/2011. Existem outras normas para a realização deste procedimento, por exemplo, a ASTM D 4123-82, porém ambas as normas representam o mesmo ensaio sob as mesmas condições, sendo que as duas diferem quanto à obtenção dos deslocamentos resilientes no tempo de descarregamento. Enquanto que na norma ABNT NBR 16018/2011 é obtido o deslocamento resiliente instantâneo, na norma ASTM D 4123-82 obtém-se o deslocamento resiliente total. Os ensaios foram realizados na prensa hidráulica UTM-25 da IPC, de propriedade do Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da UFCG, conforme ilustrado na Figura 44(a).

Figura 44 - (a) e (b) – Equipamentos do ensaio de MR das camadas betuminosas



O procedimento consistiu na aplicação de uma carga a uma frequência de 60 ciclos por minuto (1Hz), com o tempo de aplicação de 0,10 segundo e, portanto, com 0,90 segundo de relaxamento ou descarregamento. A tensão aplicada para a realização do ensaio foi correspondente a 10% da resistência à tração por compressão diametral para cada uma das misturas. O deslocamento diametral recuperável na direção correspondente à tensão gerada foi medido por dois LVDT, posicionados no eixo horizontal. A Figura 44 (b) ilustra o detalhe da montagem do equipamento no corpo de prova para a realização do ensaio de MR.

3.2.2.3 *Fadiga por Compressão Diametral*

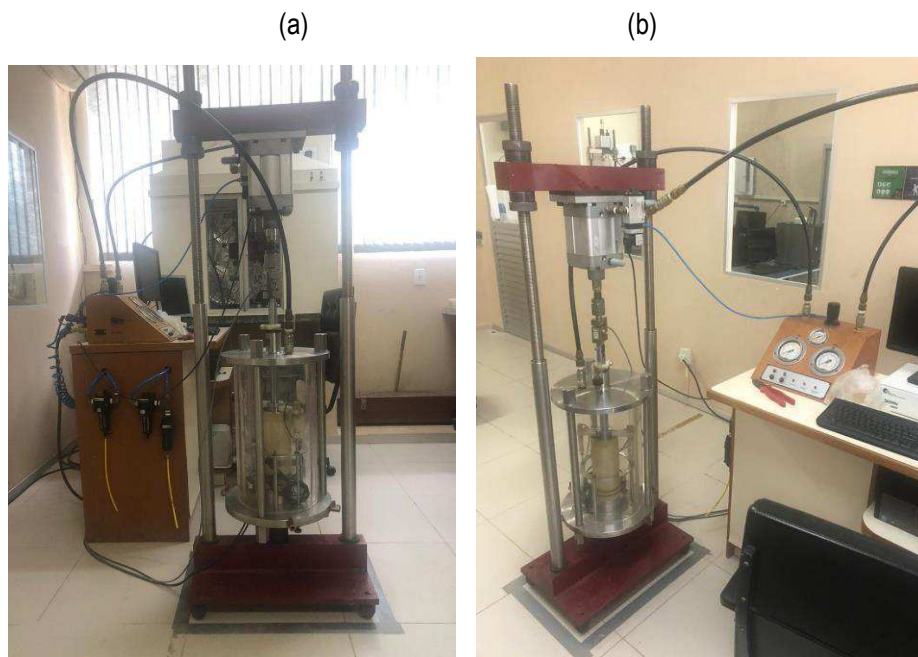
O ensaio de vida de fadiga consiste na definição do número de repetições de carga até a falha do corpo de prova. É feito por compressão diametral à tensão controlada (TC), sendo a carga aplicada a uma frequência de 1Hz por meio de um equipamento pneumático.

O ensaio de vida de fadiga foi realizado com aplicações de carga de acordo com a RT de cada camada asfáltica, respeitada a força máxima de 4600 N suportada pela prensa UTM-25 utilizada para a realização do ensaio, mesmo equipamento utilizado para a obtenção do MR das camadas betuminosas. Foram utilizados carregamentos de 40, 35, 30 e 25% da RT, tanto para a camada de CBUQ faixa C quanto para a camada de CBUQ faixa B existentes. Para cada nível de carga foram realizadas três repetições, a fim de embasar estatisticamente a análise da fadiga. A frequência de pulso aplicada foi de 1 Hz sendo 0,1s para a aplicação de carga senoidal e 0,9s de repouso, sendo o critério de parada adotado para o ensaio sido rompimento do corpo de prova. O ensaio de fadiga foi realizado à temperatura controlada de 25° C com os corpos de prova alocados em uma câmara de controle de temperatura.

3.2.2.4 Módulo de Resiliência das Camadas do Pavimento e Subleito

O ensaio de módulo de resiliência dos solos foi realizado no Laboratório de Engenharia de Pavimentos – LEP/UFCG utilizando-se dos materiais coletados nas sondagens do pavimento. O procedimento foi seguido tal qual preconizado na norma DNIT ME 134/2018, utilizando-se do equipamento ilustrado na Figura 45 (a) e (b). Tal equipamento não possui especificações de marca ou modelo, tendo em vista que sua montagem se deu numa parceria do LEP/UFCG com a COPPE/UFRJ, utilizando-se de peças próprias.

Figura 45 - (a) e (b) – Equipamentos do ensaio de MR das camadas betuminosas



A regressão linear utilizada para obtenção do modelo composto conforme descrito na Equação 5 constante no item 2.1.2.1 foi feita por meio do programa Labfit.

3.2.3 Avaliação Estrutural por Ensaio Não Destrutivos

Neste item estão abordados os procedimentos metodológicos utilizados para a realização do levantamento deflectométrico por meio de FDW e posterior retroanálise dos módulos de resiliência das camadas do pavimento e do subleito, que são métodos de avaliação estrutural não destrutiva.

3.2.3.1 Levantamento Deflectométrico com Falling Weight Deflectometer (FWD)

A campanha de FWD foi realizada no trecho em estudo nos dias 06 e 07 de novembro de 2018, com espaçamento de 100 metros entre cada leitura, sendo o ensaio executado na faixa externa na pista de rolamento, por esta caracterizar o tráfego predominantemente de veículos comerciais e, por consequência, representar a situação mais desfavorável a ser considerada no estudo das deflexões.

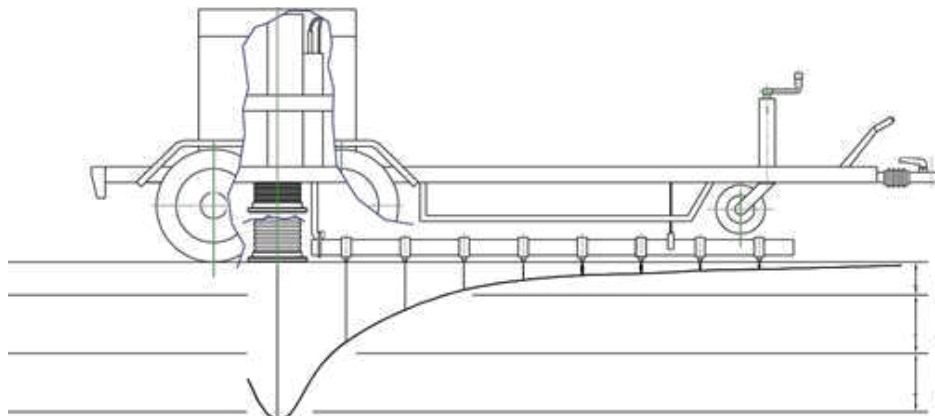
Os dados coletados foram obtidos através do equipamento PRIMAX 1500 FWD, fabricado pela SWECO, conforme ilustrado na Figura 46, constituído basicamente de um trailer composto por um conjunto de pesos que é solto de uma determinada altura sobre uma plataforma com amortecedores de borracha e a carga de impacto é

transferida para a superfície através de uma placa de carregamento com cerca de 300 mm e um sistema de geofones fixados em uma viga metálica, para medição das deflexões da superfície, conforme modelo ilustrado na Figura 47.

Figura 46 - Equipamento FWD PRIMAX 1500 utilizado nesta pesquisa

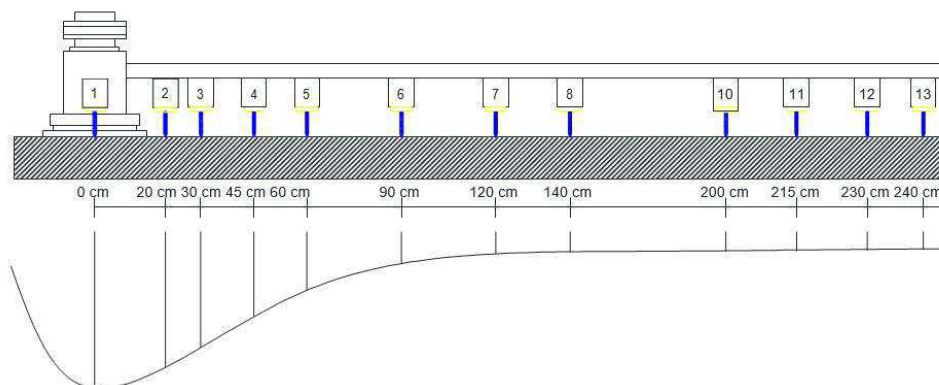


Figura 47 - Esquema de funcionamento do equipamento FWD utilizado nesta pesquisa



Quando submetido a uma carga, a superfície curva-se e uma bacia de deflexão é criada. Os deslocamentos verticais em várias distâncias do centro de carga são registrados pelos sensores (geofones) e armazenadas em um arquivo de dados. Estes deslocamentos são as deflexões, dadas em μm . As cargas alvo utilizadas neste ensaio foram de 41 kN e a duração de cada aquisição é de cerca de 30 ms. O deslocamento da superfície foi medido a partir de um sistema de 12 geofones fixados em uma viga metálica, com espaçamentos conforme ilustrado na Figura 48.

Figura 48 - Posicionamento dos sensores do FWD



De posse dos dados de deflexões obtidos são determinados os seguintes parâmetros:

- Deflexão média - D_m ;
- Desvio padrão - σ ;
- Coeficiente de Variação - (CV);
- Deflexão mínima - (D_{min});
- Deflexão máxima - (D_{max});
- Deflexão Característica - (D_c).

O procedimento para determinação dos parâmetros retro mencionados e escrito a seguir:

a) Tabulam-se os valores individuais das deflexões recuperáveis encontradas (D_i);

b) Calcula-se a média aritmética, D , dos valores individuais (média da amostra);

c) Determina-se o valor do desvio padrão da amostra, σ , através da expressão:

d) Estabelece-se o intervalo de aceitação para os valores individuais, definindo-se limites $D \pm Z \times \sigma$, onde

Z será estimado em função do número de amostras N , mediante o critério constante na Tabela 23.

Tabela 23 - Valores de desvio padrão em função do número de amostras

N	Z
3	1
4	1,5
5 - 6	2
7 - 19	2,5
≥ 20	3

As deflexões obtidas em campo foram normalizadas uma vez que segundo Rocha Filho (1996) mesmo mantendo a configuração do carregamento quanto menor a temperatura da superfície do revestimento, maior e o valor da carga aplicada. Este fato decorre do aumento da rigidez da camada asfáltica com o decréscimo da temperatura. Por outro lado, quanto maior a temperatura menor e a rigidez da camada asfáltica. Para eliminar a influência da variação do carregamento, as deflexões foram normalizadas para a carga padrão de 41 kN por meio da Equação 39 sugerida por Rocha Filho (1996).

$$D_N = D_M \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{Eq. 39})$$

Sendo:

D_N – Deflexão normalizada;

D_M – Deflexão medida no campo;

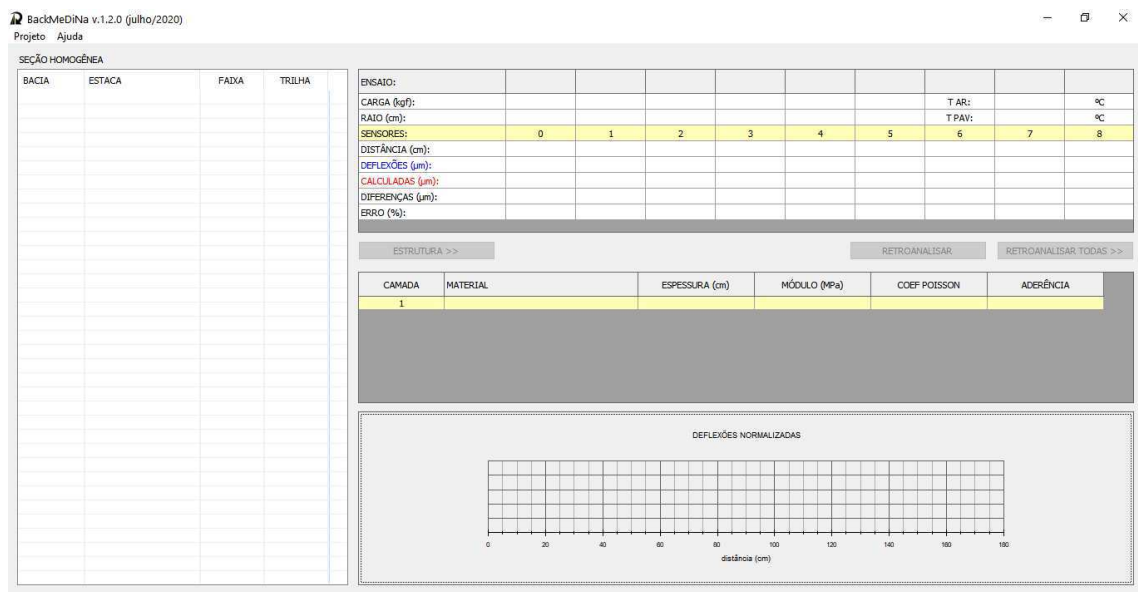
Q_1 – Carga padrão;

Q_2 – Carga medida.

3.2.3.2 Retroanálise

Para a obtenção dos módulos de resiliência das camadas do pavimento por meio da interpretação das deflexões obtidas com a campanha de FWD foi utilizado o programa BackmeDiNa em sua versão 1.2.0 de julho de 2020. A interface do programa é simples, bem como sua utilização. A Figura 49 ilustra a tela inicial do BackmeDiNa.

Figura 49 - Tela inicial do software BackmeDiNa



Na parte superior esquerda, na aba “Projeto”, existe a opção “Importar arquivo de bacias”, onde o usuário pode importar uma planilha Excel® salva na extensão CSV com os dados das bacias deflectométricas a serem retroanalizadas. Caso opte por não importar os dados, o usuário deve preencher manualmente todas as informações de cada bacia no programa. De acordo com o Manual de Utilização do MeDiNa – COPPE (2020), na linha da 1 é sinalizado ao programa que o arquivo é do BackmeDiNa - módulo retroanálise, na linha 2 é inserido o nome da seção homogênea para identificar os dados dos ensaios, na linha 3 entra-se com o raio do carregamento aplicado pelo equipamento no pavimento, já na linha 4 estão os títulos dos dados a ser inseridos e a partir da linha 5 são inseridos dados de até 100 bacias de um mesmo segmento homogêneo.

A partir da linha 5 as colunas são preenchidas com as seguintes informações:

- coluna A, data do ensaio,
- coluna B, temperatura do ar no instante do ensaio,
- coluna C, temperatura do pavimento no instante do ensaio,
- coluna D, carga aplicada no pavimento pelo impacto do FWD no ensaio,
- coluna E, estaca localizando o ponto do ensaio,
- coluna F, complemento da estaca em metros,
- coluna G, faixa do pavimento que ocorreu o ensaio,
- coluna H, trilha do pavimento que ocorreu o ensaio, e
- colunas I a Q, dados da bacia levantados por FWD.

A Figura 50 ilustra a planilha modelo importada com os dados reais para a realização da retroanálise nesta pesquisa.

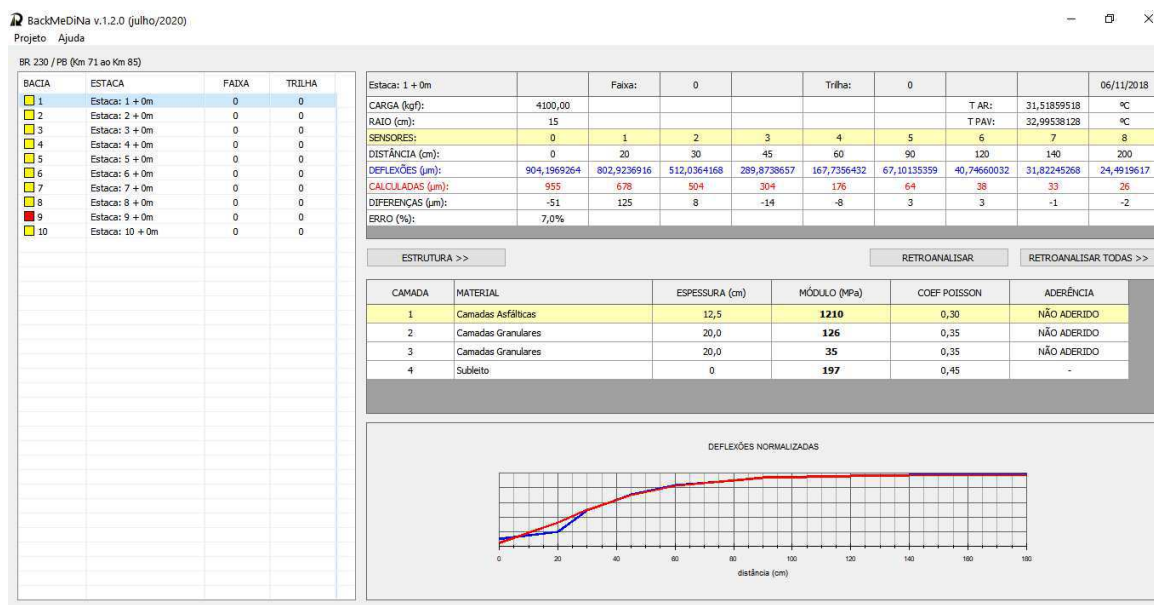
Figura 50 - Tela inicial do software BackmeDiNa

1	BACKMEDINA															
2	SEÇÃO: BR 230 / PB (Km 71 ao Km 85)															
3	RAIO (cm): 15															
4	Data de Execução	Temp. Do Ar	Temp. Do Pavimento	Carga taca - Núme	Descolastaca	Faixa - Trilh	d0	d20	d30	d45	d60	d90	d120	d140	d200	
5	06/11/2018	31,52	33,00	4100	1	0	904	803	512	290	168	67	41	32	24	
6	06/11/2018	30,76	32,59	4100	2	0	558	493	358	241	162	82	48	34	23	
7	06/11/2018	32,2	33,19	4100	3	0	789	671	506	306	187	72	40	29	21	
8	06/11/2018	34,33	33,99	4100	4	0	907	771	538	262	132	43	31	28	23	
9	06/11/2018	36,83	35,71	4100	5	0	635	524	359	185	103	39	25	20	16	
10	06/11/2018	37,33	36,66	4100	6	0	1042	887	653	364	209	67	39	32	24	
11	06/11/2018	38,29	39,16	4100	7	0	1020	860	634	368	218	88	49	35	25	
12	06/11/2018	37,94	39,35	4100	8	0	572	476	326	182	115	57	35	25	18	
13	06/11/2018	35,95	38,79	4100	9	0	1042	883	624	327	178	69	37	26	19	
14	06/11/2018	39,62	38,94	4100	10	0	807	662	481	270	157	59	33	25	19	

Após a importação dos dados da planilha modelo para o programa MeDiNa, procedeu-se com a configuração da estrutura a ser adotada para realização do ajuste da bacia de campo (medida no FWD) com a bacia teórica (retroanalizada). A estrutura foi adotada com base nos furos de sondagem do pavimento realizados, sendo definida como 12,5 cm de revestimento em CBUQ, 20 cm de base granular, 20 cm de sub-base granular, subleito com espessura semi-infinita, além de os parâmetros de módulo de resiliência inicial e coeficiente de Poisson terem sido adotados segundo Franco (2007), Souza Júnior (2018) e Cavalcante (2005), sendo 0,30 para camadas asfálticas, 0,35 para base e sub-base granular e 0,45 para subleito.

Na sequência da configuração da estrutura do pavimento a ser analisada foi dado o comando para "Retroanalisar todas" as bacias. A Figura 51 ilustra a tela de resultado da retroanálise.

Figura 51 - Tela de resultado da retroanálise pelo software BackmeDiNa



As cores abaixo do ícone “Bacia” no canto esquerdo indicam o nível de compatibilização entre a bacia de campo e a bacia teórica. A cor verde indica erro inferior a 5%, valor considerado excelente; a cor amarela indica erro entre 5 e 10%, sendo considerado aceitável, e a cor vermelha indica erro superior a 10%. Os dados das bacias retroanalizadas, bem como dos módulos de resiliência retroanalizados e a discussão dos mesmos estão no item *Retroanálise das camadas do pavimento*.

3.2.4 Avaliação Funcional

A avaliação funcional foi realizada por meio da norma DNIT-PRO 006/2003, de nome Avaliação Objetiva de Superfície de Pavimentos Flexíveis e Semirrígidos, durante os dias 09 a 13 de setembro de 2019. Os defeitos na superfície do pavimento foram classificados segundo a norma DNIT TER 005/2003, intitulada Defeitos nos Pavimentos Flexíveis e Semirrígidos. O levantamento completo dos defeitos de superfície conta na seção Anexos ao final desta pesquisa.

O cálculo do Índice de Gravidade Individual (IGI), que o produto da frequência de cada tipo de defeito pelo seu fator de ponderação foi realizado seguindo a Equação 3 constante no item 2.1.1.2. A partir do cálculo do IGI foi possível a determinação do IGG, que é o somatório de todos os IGI's e, com isso, classificar o segmento homogêneo funcionalmente de acordo com o Tabela 5, constante no item 2.1.1.2.

3.2.5 Propostas de Intervenção

Após a caracterização funcional e estrutural do trecho entre o km 71,0 e km 85,0 da BR230/PB, seguido do diagnóstico dos fatores que influenciam na deterioração precoce do pavimento, partiu-se para a exploração das possíveis intervenções a serem realizadas no trecho para a restauração de suas propriedades funcionais e estruturais, garantindo segurança e conforto ao usuário.

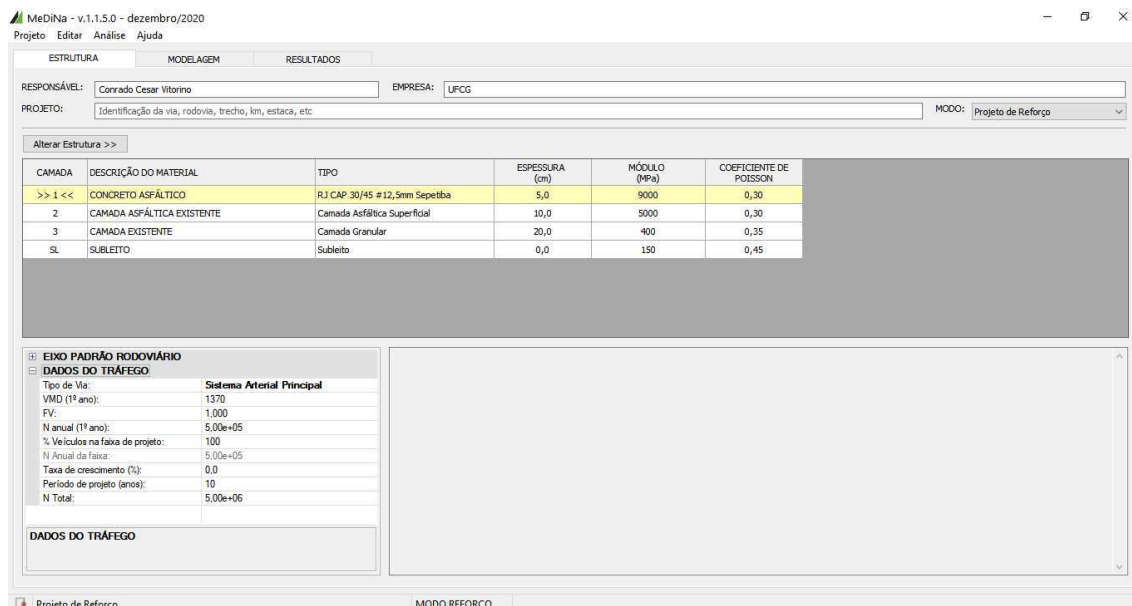
3.2.5.1 Metodologias de Reforço

A primeira intervenção pensada em projetos rodoviários de grande porte e relevância é a de reforçar a camada existente de revestimento asfáltico, por ser um tipo de intervenção que requer menos tempo de execução e, na maioria das vezes, mostra-se economicamente mais vantajosa que uma solução de reconstrução do pavimento. Neste sentido, foram estudadas a metodologia de reforço do MeDiNa, que usa análise mecanística-empírica e está em sua fase de testes para implementação, e as metodologias empíricas já consolidadas DNIT-PRO 269/94 e DNIT-PRO 11/79.

a. Método de reforço pelo MeDiNa

O programa MeDiNa dispõe dos modos de *Pavimento Novo* e *Reforço*. No modo *Reforço* o usuário informa dados do pavimento existente obtidos por meio de retroanálise e solicita que o programa dimensione a espessura de reforço requerida para atender os critérios do tipo de via que esteja sendo estudado. A inserção dos dados da retroanálise das camadas pode ser feita manualmente ou pode ser utilizada a opção de importar os dados do BackmeDiNa. A Figura 52 ilustra a tela inicial do modo *Reforço* do programa MeDiNa, apresentando uma estrutura inicial composta por quatro camadas, incluído o subleito, podendo ser adicionadas ou retiradas camadas da estrutura (são permitidas, no mínimo três e, no máximo, oito camadas, contando com o subleito), bem como alterar o tipo de material que a camada é constituída.

Figura 52 - Tela inicial do modo Reforço do MeDiNa



O tipo de via a ser analisado e a caracterização de seu tráfego são fatores preponderantes no resultado e coerência das análises realizadas pelo programa. Os tipos de via e seus critérios de avaliação no MeDiNa estão apresentados na Tabela 24. Nesta pesquisa a via foi classificada como Sistema Arterial Principal, por ser uma rodovia federal interestadual duplicada de tráfego pesado.

Tabela 24 - Critérios de parada e confiabilidade das análises realizadas pelo MeDiNa

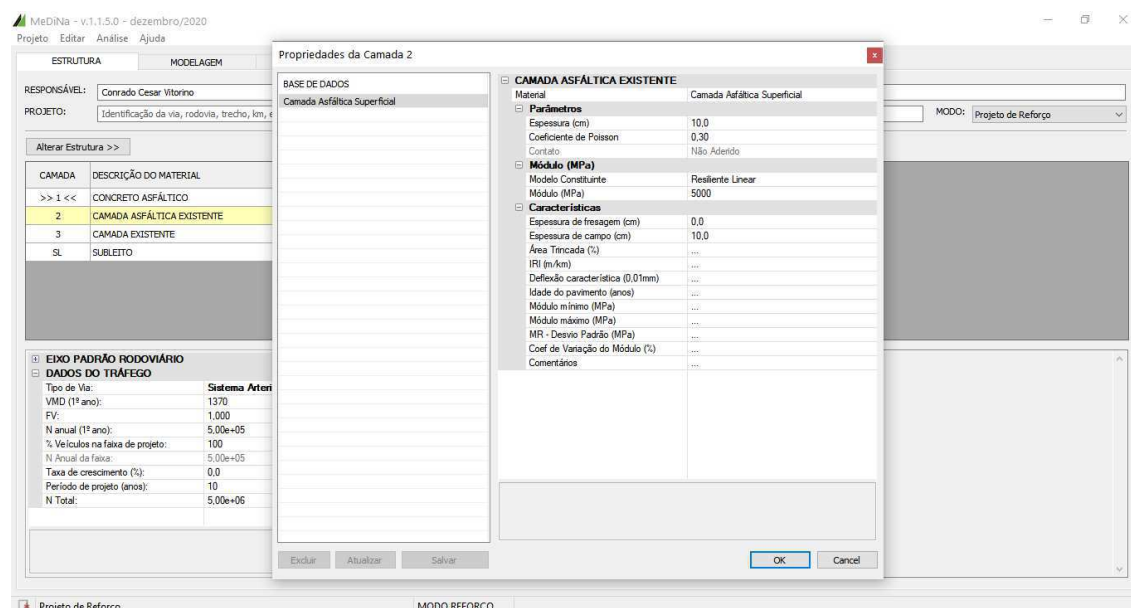
Tipo de Via	Confiabilidade	Área Trincada Máxima	Afundamento Permanente Máximo
Sistema Arterial Principal	95%	30%	10 mm
Sistema Arterial Primário	85%	30%	13 mm
Sistema Arterial Secundário	75%	30%	20 mm
Sistema Coletor Primário	85%	30%	13 mm
Sistema Coletor Secundário	75%	30%	20 mm
Sistema Local	65%	30%	20 mm

Fonte: Franco, 2018

Após a definição do tipo de via a ser avaliado, cabe ao usuário informar ao programa as características do tráfego do trecho, presente no canto inferior esquerdo da tela inicial, conforme Figura 52. Lá é informado o VMD do primeiro ano do trecho, o fator de veículos (FV) da frota e a porcentagem de veículos que trafegam pela faixa de projeto, e a partir destes dados o próprio programa calcula o N do primeiro ano de serviço. Além disso, informa-se a taxa anual de crescimento do tráfego, bem como o período de projeto e com isso é calculado o N de projeto para o trecho.

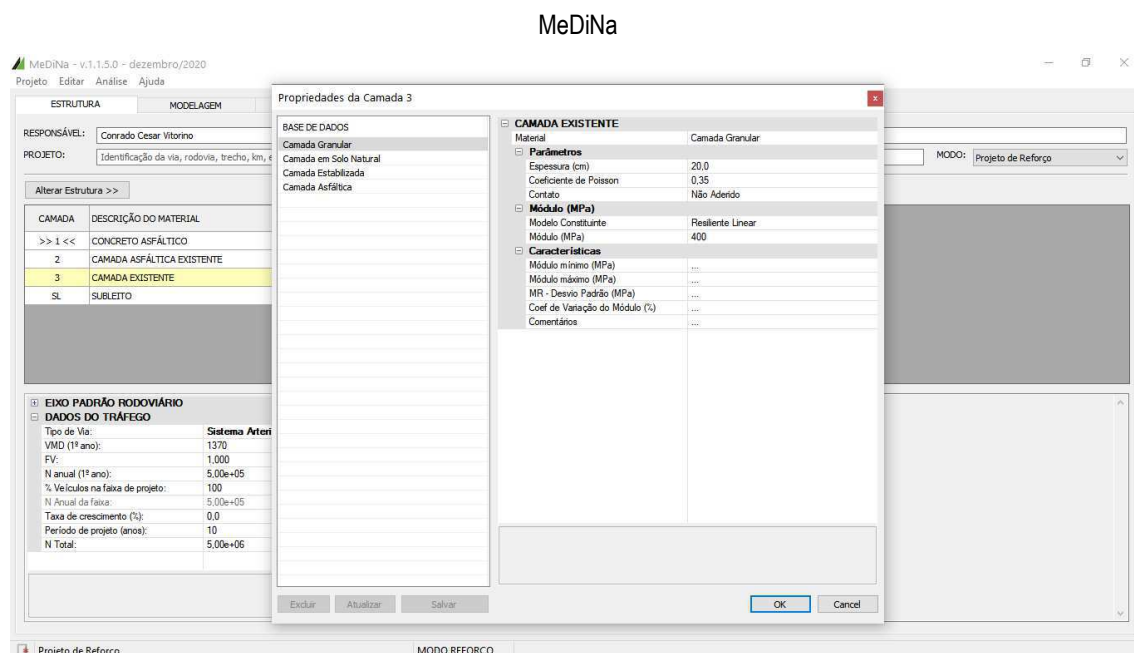
Após a caracterização do tráfego, procede-se com a inserção dos dados das camadas constituintes do pavimento, tanto camadas granulares quanto camada asfáltica. Na aba de caracterização da camada asfáltica, conforme ilustrado na Figura 53, o usuário informa ao MeDiNa dados do módulo de resiliência obtido na retroanálise, coeficiente de Poisson, espessura da camada, porcentagem de área trincada, deflexão característica, Índice de Irregularidade Longitudinal (IRI), idade do pavimento e espessura de fresagem, caso se opte por sua realização.

Figura 53 - Tela de caracterização da camada de revestimento existente no pavimento do modo Reforço do MeDiNa



A caracterização das camadas de base, sub-base e subleito existentes no pavimento seguem procedimento semelhante ao que acontece com a camada de revestimento, conforme ilustrado na Figura 54. São inseridos dados como a espessura da camada, seu coeficiente de Poisson, a condição de contato com outras camadas (aderido ou não aderido), além do módulo de resiliência retroanalísado. Nesta pesquisa foi considerado que todas as camadas estão não aderidas entre si, o que representa a situação mais desfavorável da análise, ponderando, assim, a favor da segurança.

Figura 54 - Tela de caracterização das camadas de base, sub-base e subleito existentes no pavimento do modo Reforço do



Ao finalizar toda a caracterização do pavimento, tráfego e tipo de via do projeto, o usuário tem a opção de solicitar que o programa dimensione a espessura necessária de reforço com determinado tipo de material para atender os requisitos contidos na Tabela 24 ou de solicitar que o programa analise uma estrutura determinada pelo usuário, a fim de se saber como ela se comporta frente às solicitações do trecho.

Para proceder com o dimensionamento, o usuário basta clicar no botão F2 ou ir no menu Análise e clicar na função “Dimensionar”. A partir daí o programa realizará cálculos e irá variar a espessura da camada de reforço até convergir para um resultado satisfatório, levando em consideração o critério de Área Trincada e Fadiga. No modo *Reforço* só é permitida a inserção de uma camada de reforço de, no máximo, 15 cm. Caso não haja convergência nos resultados, o programa irá emitir um alerta que a camada de reforço não pôde ser dimensionada por atingir o limite superior de espessura, sendo necessário que o projetista reveja a estrutura.

Caso a opção seja por analisar uma determinada estrutura, o usuário pode simplesmente clicar no botão F3 ou ir no menu Análise e clicar na opção “Avaliar a estrutura”. A análise realiza os cálculos e verifica os critérios de área trincada e/ou deformação permanente, sem alterar a espessura da camada selecionada. No final, apresenta um resumo que pode ser avaliado pelo projetista.

b. Métodos Empíricos e Mecanístico-Empíricos do DNIT

Foram utilizados nesta pesquisa as metodologias de reforço mecanística-empírica do DNIT-PRO 269/94, conhecida como TECNAPAV, e a empírica PRO 11/79. Os procedimentos seguidos constam no Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (DNIT, 2006 b). Os dados utilizados para o dimensionamento dos reforços foram obtidos por meio de levantamentos em campo, como o número N, bem como a capacidade de suporte do subleito de cada segmento homogêneo do trecho em estudo.

3.2.5.2 Metodologias de Reconstrução

a. Método de reconstrução pelo MeDiNa

No modo *Pavimento Novo* do programa MeDiNa o usuário necessita informar dados de todas as camadas que serão utilizadas para compor o pavimento, incluindo subleito. De forma semelhante ao que acontece no modo *Reforço*, o primeiro procedimento a ser feito é informar o tipo de via a ser analisada no projeto, seguindo da caracterização do tráfego. A Figura 55 ilustra a tela inicial do modo *Pavimento Novo*.

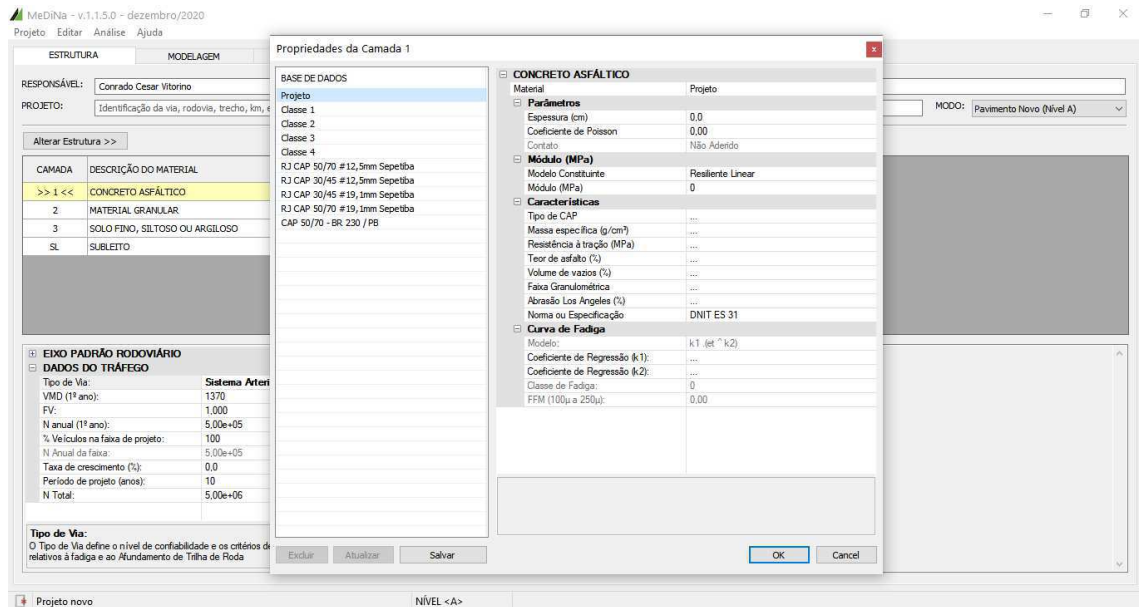
Figura 55 - Tela inicial do modo Pavimento Novo do MeDiNa

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 30/45 #12,5mm Sepetba	10,0	9000	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnoisse C5	20,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Argiloso LG(1)	20,0	250	0,45
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso NS	0,0	189	0,45

O próximo passo é caracterizar os materiais constituintes de cada uma das camadas da estrutura do pavimento pensado pelo projetista. O programa já dispõe em seu banco de dados a caracterização de alguns materiais asfálticos, granulares e cimentados, ficando à disposição do usuário para sua utilização. Caso faça opção por configurar seus próprios materiais, o usuário precisa preencher manualmente as informações de cada um deles. No caso da camada asfáltica, como ilustrado no exemplo da Figura 56, é necessário a inserção da espessura inicial da camada, coeficiente de Poisson, tipo de aderência, módulo de resiliência e modelo de fadiga do CBUQ. Além disto é necessário informar dados complementares do material do revestimento, tais como o tipo de CAP utilizado, sua massa específica, teor de asfalto da mistura, resistência à tração, volume de vazios, faixa

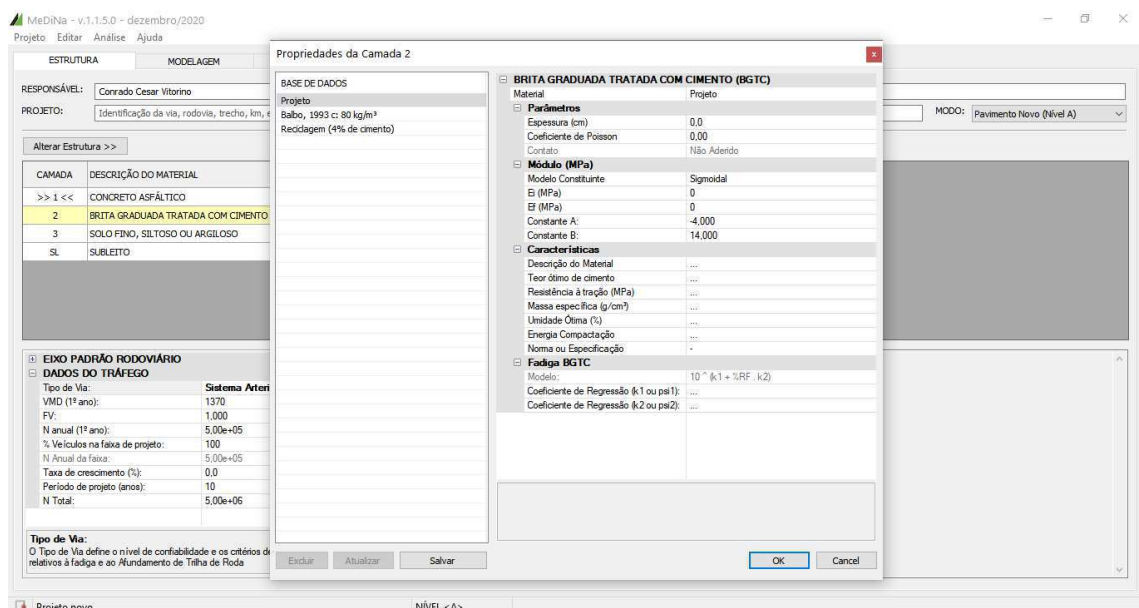
granulométrica, abrasão Los Angeles e especificação. Quanto mais informações o usuário fornece ao programa, mais acurada será a análise e mais completo será o relatório final gerado.

Figura 56 - Tela de caracterização da camada de revestimento do modo Pavimento Novo do MeDiNa



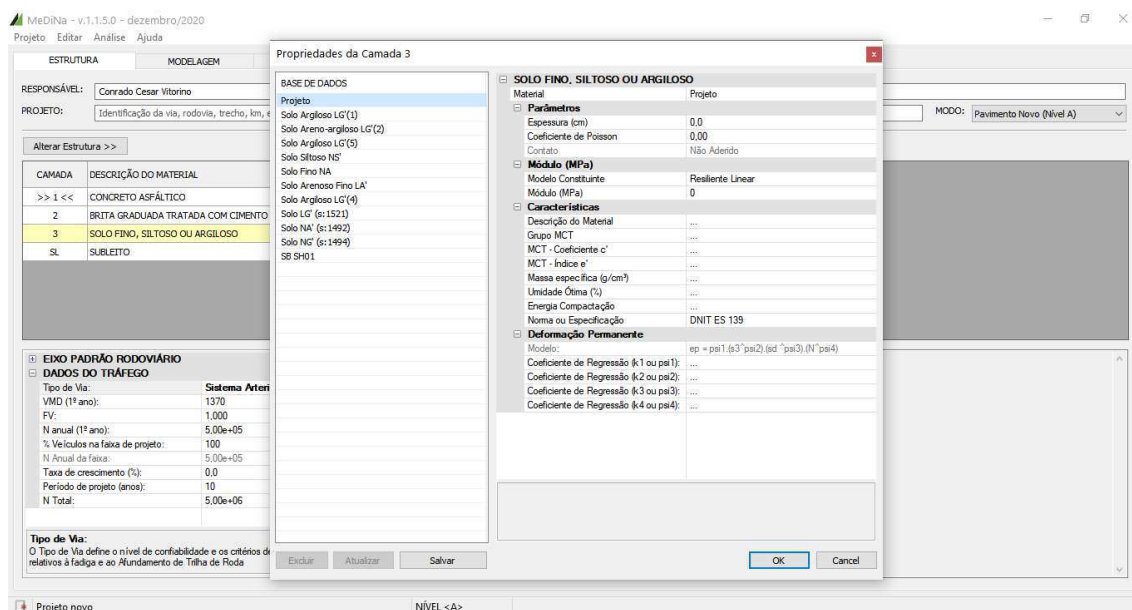
A caracterização dos materiais que constituirão as camadas de base, sub-base e subleito dependem do tipo de material atribuído a cada uma delas. Caso o projetista opte por uma camada de base ou sub-base cimentada, a exemplo da Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC), as informações requeridas pelo programa são, conforme ilustrado na Figura 57, a espessura inicial da camada, seu coeficiente de Poisson, seu módulo de resiliência ao início e ao final da vida útil do pavimento e seu modelo de fadiga, além de informações complementares como teor de cimento, energia de compactação, massa específica, resistência à tração e umidade ótima.

Figura 57 - Tela de caracterização de camada cimentada do modo Pavimento Novo do MeDiNa



Porém se o projetista optar por camadas granulares para base ou sub-base, além do subleito, que é naturalmente granular, as informações requeridas são parecidas com o que foi descrito para a camada de BGTC, a diferença é que ao invés de informar dados de fadiga, camadas granulares são melhores descritas e avaliadas por meio de sua deformação permanente. A Figura 58 ilustra a tela de configuração de camadas granulares para as camadas de um pavimento novo no MeDiNa.

Figura 58 - Tela de caracterização de camada granular do modo Pavimento Novo do MeDiNa



Após a caracterização de todas as camadas do pavimento, os procedimentos a serem seguidos para a dimensionamento de uma camada ou análise da estrutura são idênticos ao que acontece no modo *Reforço*. No modo *Pavimento Novo*, o diferencial é que se o usuário pode solicitar que o programa dimensione a espessura de qualquer uma das camadas constituintes da estrutura, com exceção do subleito. Para isto, basta clicar com o botão direito na camada de interesse e escolher a opção “Selecionar camada para dimensionar”. Além disto, pode-se inserir a quantidade de camadas asfálticas que o projetista desejar, respeitando o limite de 100 camadas para a estrutura no total.

Segundo Franco (2018) no modo Projeto Novo, o MeDiNa verifica o critério de fadiga e área trincada do revestimento, além de verificar a estrutura pelo critério da deformação permanente total. Caso o critério da deformação permanente não seja atendido, o software MeDiNa aumenta gradativamente a espessura da camada marcada, em intervalos fixos (0,5cm em camadas asfálticas e 1cm nas demais camadas), até que o critério em questão seja atendido.

Ao ser finalizado o dimensionamento ou análise da estrutura, é gerado um relatório com dados da evolução mensal de danos, deformação permanente de cada camada e da estrutural global, além de um controle de execução por meio de dados de deflexão FWD e/ou Viga Benkelman, para que se possa avaliar a integridade e funcionalidade da estrutura executada em comparação com a análise do programa.

b. Reconstrução pelo Método do DNIT

O método de dimensionamento de pavimentos do DNIT, também conhecido de método do CBR, constante no Manual de Pavimentação do DNIT, foi uma alternativa utilizada nesta pesquisa tendo em vista que ainda é o método de dimensionamento em vigência no Brasil. O método basicamente consiste em prevenir a deformação permanente do subleito dotando as camadas sobrejacentes de resistência superior, para que as cargas provenientes do tráfego que cheguem ao subleito sejam suportadas pelo mesmo.

Os dados necessários ao dimensionamento foram obtidos em laboratório com os materiais provenientes das janelas de inspeção realizadas para caracterização do trecho em estudo. Os solos de subleito existentes foram caracterizados e foi realizado ensaio de CBR em todas as amostras, a fim de subsidiar o dimensionamento pelo método do DNIT. O CBR mínimo para base utilizado foi de 80% e para sub-base foi de 20%, conforme preconizado pelo método.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo estão apresentados os resultados desta pesquisa, bem como as discussões pertinentes dos mesmos. Inicialmente está apresentado o resultado da avaliação estrutural do trecho, tanto por meio de ensaios destrutivos como por meio de ensaios não destrutivos. Em seguida está exposto o resultado da avaliação funcional do segmento em estudo. As avaliações dão o subsídio necessário para a diagnosticção dos elementos que agravam e aceleram a deterioração do trecho, e, por fim, está apresentada propostas de intervenção de reforço e de reconstrução do pavimento, seguido da avaliação técnica-financeira entre as soluções propostas.

4.1 Avaliação Estrutural

A avaliação estrutural foi realizada mediante campanha de ensaios destrutivos e não destrutivos. Os ensaios destrutivos contemplaram: realização de poços de inspeção para verificação das espessuras das camadas, coleta de amostras, densidade e umidade “in situ” e em seguida, realização de ensaios laboratoriais. Tendo sido realizados ensaios especiais de expansão livre, módulo de resiliência e fadiga de amostra extraída com sonda da camada de CBUQ existente. Ainda, sondagem a Percussão (SPT) para caracterização do perfil geológicos dos materiais. Já os ensaios não-destrutivos constituíram do levantamento de bacias deflectométricas com o Falling Weight Deflectometer – FWD e, por conseguinte, a retroanálise dos módulos de resiliência das camadas do pavimento.

4.1.1 Avaliação Estrutural Não Destrutiva

Conforme já mencionado, a avaliação estrutural por meio de ensaios não destrutivos se deu com um levantamento deflectométrico de FWD e posterior retroanálise dos módulos de resiliência das camadas do pavimento e do subleito. Por meio das leituras do FWD foi possível dividir o trecho em segmentos homogêneos e, com isso, avaliar possíveis soluções distintas para trechos distintos.

4.1.1.1 Falling Weight Deflectometer (FWD)

Os resultados completos do levantamento de FWD estão na seção Anexos desta pesquisa, em planilha onde é possível observar os dados das 12 deflexões medidas, bem como informações adicionais como carga aplicada na hora da leitura e temperatura ambiente e da superfície do asfalto.

De posse das deflexões máximas foi realizado a divisão de segmentos homogêneos de forma a verificar a possibilidade de diferentes soluções no trecho em estudo. Assim, foram obtidos segundo a metodologia das Diferenças Acumuladas da AASHTO 10 (dez) segmentos designados homogêneos conforme ilustrado no gráfico da Figura 59, bem como apresentado na Tabela 25.

Figura 59 - Divisão dos Segmentos Homogêneos

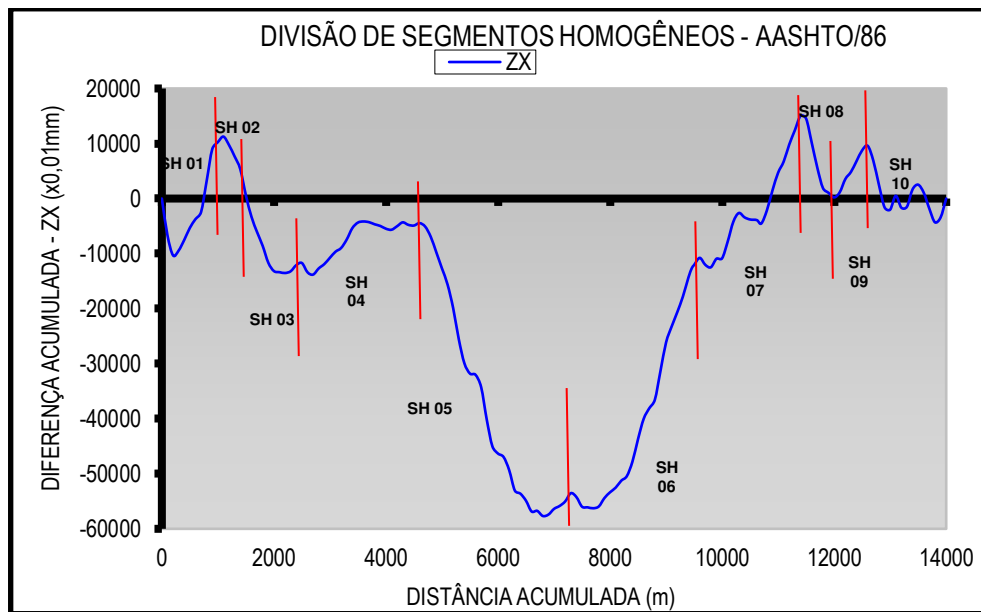


Tabela 25 - Resumo da segmentação homogênea do trecho

Segmento Homogêneo	Estaca			Km		Extensão (m)			
	Inicial		Final	Inicial	Final				
1	0	+	0,00	60	+	0,00	71,00	72,20	1.200
2	60	+	0,00	80	+	0,00	72,20	72,60	400
3	80	+	0,00	125	+	0,00	72,60	73,50	900
4	125	+	0,00	225	+	0,00	73,50	75,50	2.000
5	225	+	0,00	340	+	0,00	75,50	77,80	2.300
6	340	+	0,00	480	+	0,00	77,80	80,60	2.800
7	480	+	0,00	570	+	0,00	80,60	82,40	1.800
8	570	+	0,00	600	+	0,00	82,40	83,00	600
9	600	+	0,00	630	+	0,00	83,00	83,60	600
10	630	+	0,00	700	+	0,00	83,60	85,00	1.400

Após a definição dos segmentos homogêneos procedeu-se com a caracterização dos mesmos. Utilizando as deflexões medidas no levantamento deflectométrico foi realizado tratamento estatístico para a eliminação de possíveis dados espúrios. A metodologia utilizada foi a recomendada pelo método do DNIT-PRO 011/79. Foi utilizada a deflexão máxima para a determinação da deflexão característica, uma vez que a deflexão medida no centro de aplicação da carga representa a resposta de todas as camadas do pavimento e subleito. Na Tabela 26 estão detalhadas as leituras médias e desvio padrão de cada segmento homogêneo, bem como a deflexão característica (D_c) de cada trecho.

Tabela 26 - Resumo da segmentação homogênea do trecho

Segmento Homogêneo	KM		Temperatura (°C)		Deflexão (10 ⁻² mm)		
	Inicial	Final	Pavimento	Ar	Média	Desvio Padrão	Dc
1	71,0	72,2	33,0	31,5	90,42	43,30	133,72
2	72,2	72,6	32,6	30,8	55,82	25,10	80,92
3	72,6	73,5	33,2	32,2	78,86	16,93	95,79
4	73,5	75,5	34,0	34,3	90,72	10,59	101,31
5	75,5	77,8	35,7	36,8	63,50	23,94	87,44
6	77,8	80,6	36,7	37,3	104,16	19,38	123,54
7	80,6	82,4	39,2	38,3	102,03	28,12	130,16
8	82,4	83,0	39,4	37,9	57,23	24,85	82,08
9	83,0	83,6	38,8	36,0	104,17	11,20	115,37
10	83,6	85,0	38,9	39,6	80,74	38,16	118,90

Nota-se, em rápida análise, que a deflexão característica dos trechos é predominantemente alta, sendo maior que 100 (10⁻² mm) em 60% dos segmentos homogêneos. Tal fato é explicado pelas características da rodovia, tendo em vista que a mesma dispõe de uma estrutura de camadas granulares assentada sobre um subleito historicamente de baixa resistência.

Os métodos ainda vigentes de projeto de reforço de pavimentos flexíveis do DNIT, como o PRO 269/94 e o PRO 11/79, utilizam deflexões obtidas por meio do ensaio de Viga Benkelman em seus cálculos e, por isso, as correlações empíricas entre o ensaio de FWD e o ensaio de Viga são relevantes. Utilizando-se desta premissa, foi realizada esta correlação por meio das Equações 21 e 22, constantes na Tabela 7 do item 2.1.2.4 desta pesquisa, e os resultados obtidos podem ser observados na Tabela 27.

Tabela 27 - Resumo das deflexões características de FWD e de Viga

Segmento Homogêneo	KM		Deflexões Características (10 ⁻² mm)		
	Inicial	Final	Dc FWD	Dc Viga Benkelman	Variação
1	71,0	72,2	133,7	186,2	39%
2	72,2	72,6	80,9	96,9	20%
3	72,6	73,5	95,8	113,8	19%
4	73,5	75,5	101,3	125,4	24%
5	75,5	77,8	87,4	104,4	19%
6	77,8	80,6	123,5	171,6	39%
7	80,6	82,4	130,2	181,7	40%
8	82,4	83,0	82,1	91,2	11%
9	83,0	83,6	115,4	158,0	37%
10	83,6	85,0	118,9	163,1	37%

Ainda sobre os métodos de projeto de reforço de pavimentos flexíveis, de acordo com o Manual de Restauração de Pavimentos do DNIT (2006), a deflexão admissível de um pavimento é função direta do número N representativo do trecho. Desta forma, utilizando-se da metodologia proposta no DNIT-PRO 11/79, foi determinada a deflexão admissível (D_{adm}) igual a 45 centésimos de milímetro (10⁻² mm) para um número N de

projeto para o trecho de 8,82 x 10⁷. Estão ilustrados nas Figuras 60 e 61 na sequência, o histograma das deflexões x frequência, onde é possível constatar que 97,9% das deflexões são maiores que a deflexão admissível, bem como o perfil com as deflexões de viga obtida por correlação com o ensaio realizado de FWD, juntamente da deflexão admissível.

Figura 60 - Histograma de deflexões Viga x frequência

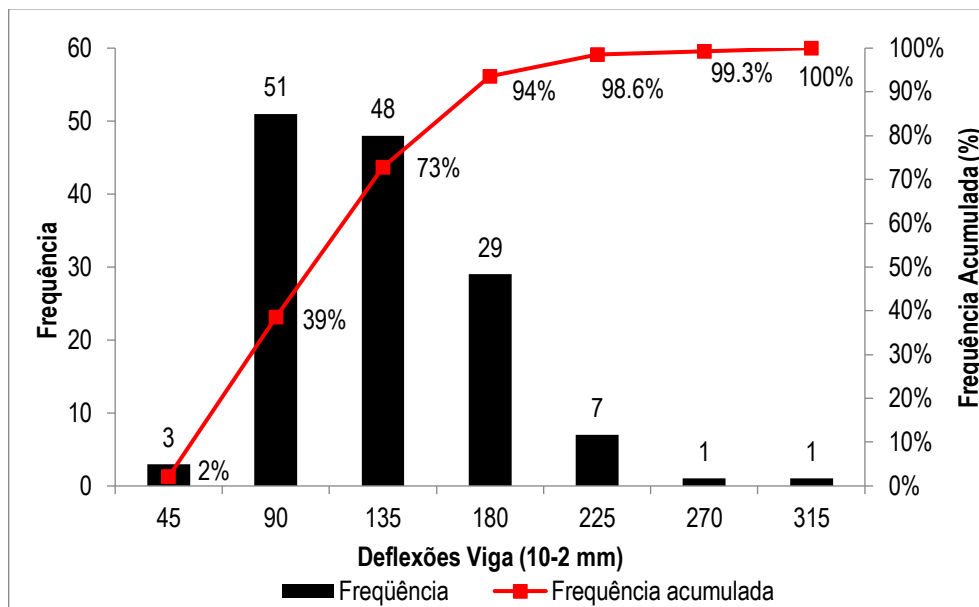
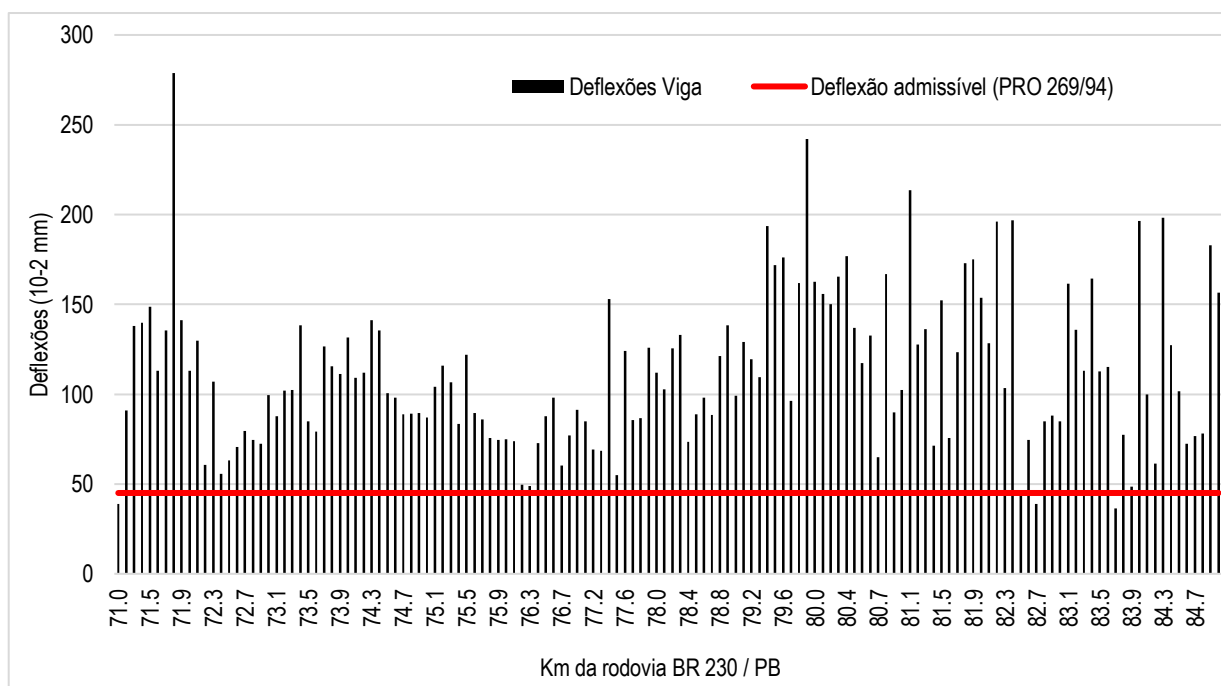


Figura 61 - Deflexões da Viga Benkelman obtidas por correlação com FWD e admissíveis pelo PRO11/79



As deflexões observadas foram quase que em sua totalidade superiores à admissível, o que permite inferir que o pavimento não está em sua plenitude estrutural. Lopes (2012) afirma que deflexões elevadas podem

ser causadas por vários fatores, dentre eles a incompatibilidade de rigidez entre as camadas constituintes do pavimento, bem como pela baixa resistência das mesmas.

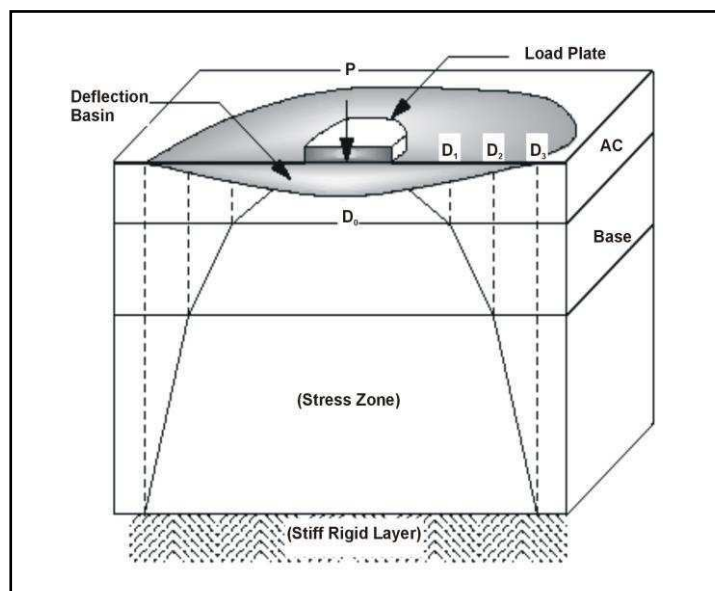
O trecho em estudo possui pelo menos 15 anos desde sua construção, passando por algumas obras de recapeamento do revestimento ao longo dos anos, mas sem nenhuma intervenção significativa nas demais camadas. O bombeamento de finos, a percolação hidráulica e demais fatores podem estar contribuindo para o deterioramento do trecho, que repercute nas elevadas bacias deflectométricas.

4.1.1.2 Retroanálise das camadas do pavimento

A retroanálise permite detectar qual ou quais são as camadas críticas do sistema pavimento-subleito, analisando-se a magnitude das deflexões da bacia e o percentual de contribuição de cada camada do pavimento e do subleito no valor da deflexão máxima D_0 . A deflexão reversível máxima D_0 ocorre diretamente no centro de simetria de distribuição das cargas e seu valor representa o deslocamento vertical milimétrico ou submilimétrico da superfície do pavimento até a profundidade onde ocorre o equilíbrio entre o peso transmitido pelos eixos e a soma das resistências dos materiais das camadas do pavimento e do subleito no local.

Se a superfície do pavimento retorna à sua posição inicial após a retirada da força causadora do deslocamento, diz-se que o sistema pavimento-subleito está trabalhando no regime elástico, que pode ser linear ou não linear. A deflexão máxima D_0 é a soma dos deslocamentos de todas as camadas do pavimento e do subleito. Na Figura 62 consta ilustração da forma de obtenção dos módulos de resiliência das diversas camadas do pavimento e subleito.

Figura 62 - Ilustração da estimativa dos módulos obtidos por retroanálise



Fonte: WSDOT, 1995.

A retroanálise foi realizada por meio do software BackMeDiNa por meio das bacias médias de cada segmento homogêneo. A escolha das bacias médias como representativas para os segmentos homogêneos foi feita tendo em vista que seu ajuste no BackmeDiNa se deu de forma mais satisfatória que em comparação às

bacias características, bem como pelo fato dos segmentos homogêneos não serem, na sua maioria, muito extensos, tendo a extensão média de 1400m. É comum, em estudos parecidos, a opção por segmentos homogêneos em torno de 3000m para facilitar o tratamento dos dados. Na Tabela 28 estão descritas as bacias deflectométricas médias obtidas em campo e as bacias obtidas por meio da retroanálise, bem como o erro entre ambas.

Tabela 28 - Bacias deflectométricas de campo e retro analisadas no BackmeDiNa

Bacia		Bacias de Deflexão (μm)									Erro (%)
		D ₀	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₅	D ₆₀	D ₉₀	D ₁₂₀	D ₁₄₀	D ₂₀₀	
SH 01	Campo	904	803	512	290	168	67	41	32	24	7,3
	Retro	955	678	504	304	176	64	38	33	26	
SH 02	Campo	558	493	358	241	162	82	48	34	23	6,6
	Retro	547	440	361	255	175	80	43	34	24	
SH 03	Campo	789	671	506	306	187	72	40	29	21	6,9
	Retro	821	609	475	312	197	75	36	28	23	
SH 04	Campo	907	771	538	262	132	43	31	28	23	6,7
	Retro	1020	692	487	265	137	44	30	28	22	
SH 05	Campo	635	524	359	185	103	39	25	20	16	6,4
	Retro	668	467	339	195	107	37	23	21	17	
SH 06	Campo	1042	887	653	364	209	67	39	32	24	6,0
	Retro	1111	812	610	369	210	68	36	32	27	
SH 07	Campo	1020	860	634	368	218	88	49	35	25	7,0
	Retro	1063	766	589	380	235	88	43	35	28	
SH 08	Campo	572	476	326	182	115	57	35	25	18	8,6
	Retro	592	410	309	197	123	52	31	26	20	
SH 09	Campo	1042	883	624	327	178	69	37	26	19	9,6
	Retro	1087	738	551	342	202	67	31	26	22	
SH 10	Campo	807	662	481	270	157	59	33	25	19	6,2
	Retro	840	599	451	280	166	58	30	25	21	

De forma geral os resultados apontaram módulos do revestimento asfáltico muito baixos, da ordem de 1525 MPa em média, fato que pode ser atribuído à condição de elevada fissuração neste. Concretos asfálticos novos apresentam, normalmente, módulos de resiliência em torno de 3500 MPa se estiverem íntegros e acima de 6000 MPa quando estes já apresentam algum nível de oxidação. Os resultados dos módulos de elasticidade Retroanalizados para todas as camadas do pavimento estão apresentados na Tabela 29.

Tabela 29 - Módulos Retroanalizados das camadas do pavimento

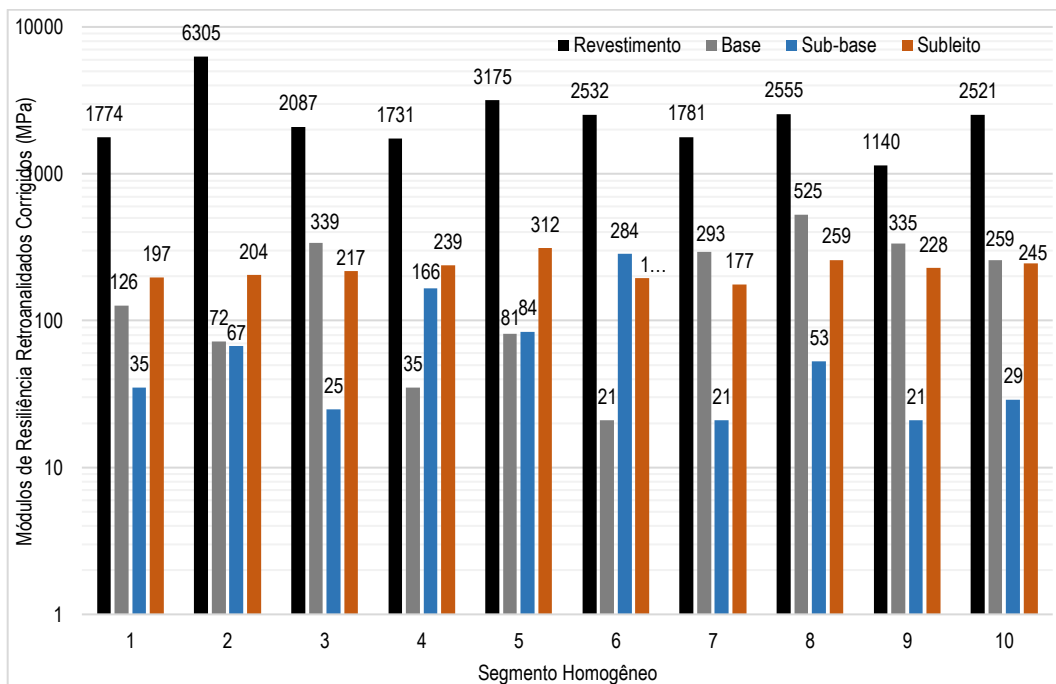
Bacia	Módulos de Elasticidade Retroanalizados (MPa)			
	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito
	12,5 cm	20 cm	20 cm	
SH 01	1210	126	35	197
SH 02	4417	72	67	204
SH 03	1398	339	25	217
SH 04	1088	35	166	239
SH 05	1804	81	84	312
SH 06	1381	21	284	194
SH 07	878	293	21	177
SH 08	1259	525	53	259
SH 09	592	335	21	228
SH 10	1224	259	29	245

Por ser um material termo viscoelástico, o ligante asfáltico presente na mistura de CBUQ utilizada como camada de revestimento do pavimento tem suas propriedades diretamente ligadas à sua temperatura. Por esta razão, foi feita a correção do módulo de resiliência obtido na retroanálise de acordo com a temperatura do pavimento no instante da execução do levantamento FWD para a temperatura padrão de 25 °C, por meio das Equações 15 e 16 propostas por Rodrigues (1991) e Pinto (1991), respectivamente, que constam descritas no item 2.1.2.3 desta pesquisa. No momento do levantamento FWD a temperatura média do pavimento, considerando os segmentos homogêneos, foi de 36,1 °C, ou seja, 11,1° acima da temperatura padrão, o que representa uma diferença de 44% a mais da temperatura padrão. Tal situação influencia para os baixos valores de MR do revestimento observados na Tabela 29 e Figura 63. Desta forma, os valores corrigidos de MR do CBUQ do pavimento estão apresentados na Tabela 30 e ilustrados graficamente na Figura 63.

Tabela 30 - Módulos Retroanalizados corrigidos das camadas do pavimento

Bacia	Módulos de Elasticidade Retroanalizados Corrigidos (MPa)			
	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito
	12,5 cm	20 cm	20 cm	
SH 01	1774	126	35	197
SH 02	6305	72	67	204
SH 03	2087	339	25	217
SH 04	1731	35	166	239
SH 05	3175	81	84	312
SH 06	2532	21	284	194
SH 07	1781	293	21	177
SH 08	2555	525	53	259
SH 09	1140	335	21	228
SH 10	2521	259	29	245

Figura 63 - Gráfico de módulo de resiliência das camadas do pavimento



Por serem materiais granulares, a temperatura tem influência bem menos significativa nas camadas de base, sub-base e subleito. Por esta razão a correção de seus módulos não foi realizada nesta pesquisa. Todas as análises que se utilizem de módulos de resiliência lineares (obtidos por meio de retroanálise) nesta pesquisa utilizaram-se dos valores corrigidos para a camada de revestimento asfáltico.

A camada de base apresentou módulos, em geral, menores que 100 MPa, o que pode ser explicado devido à grande dependência da BGS da tensão de confinamento. Assim, quanto maior for o confinamento maior será o módulo, porém em campo o estado de tensão gerado pelas cargas do tráfego sobre revestimento com espessura elevadas de CBUQ (>10cm) promovem baixos valores de confinamento, levando assim a camada de base de BGS a baixos MRs. O Segmento Homogêneo 02 apresentou o maior módulo de resiliência do revestimento dentre todos os segmentos estudados, da ordem de 6300 MPa. Esta situação pode ser explicada pelo fato de o SH-02 apresentar comportamento particularmente crítico dentro do trecho experimental, tendo seu ritmo de deterioração visivelmente superior aos demais. Tal condição requer operações de manutenção com mais frequência e, sendo assim, a camada asfáltica deste trecho pode ter sido recapeada a menos tempo que o restante do trecho, ensejando na obtenção de módulos mais próximos aos de um CBUQ novo na retroanálise.

Com relação à camada de sub-base, devido à esta também ser granular, do mesmo modo que a base também é fortemente influenciada pela tensão de confinamento (σ_3) a que está submetida, desta forma, os módulos obtidos também foram relativamente baixos.

Já o subleito apresentou módulo de resiliência maior que as camadas subjacentes de base e sub-base, comportamento que pode ser explicado em consonância com o resultado do ensaio de Módulo de Resiliência dos

Solos, que será na sequência explanado. De forma resumida, o modelo composto de módulo de resiliência de solos é obtido conforme Equação 5 já explanada anteriormente.

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (\text{Eq. 5})$$

Por meio do ensaio de laboratório, foi determinado os coeficientes $k_1 = 79,6$, $k_2 = 0,0963$ e $k_3 = -0,4622$. Assim, substituindo os coeficientes na Equação 40, tem-se:

$$MR = 79,6 \times \sigma_3^{0,0963} \times \sigma_d^{-0,4622} \quad (\text{Eq. 40})$$

Escrevendo de outra forma (Equação 41):

$$MR = \frac{79,6 \times \sigma_3^{0,0963}}{\sigma_d^{-0,4622}} \quad (\text{Eq. 41})$$

Como o coeficiente k_3 é negativo, logo quanto menor for a carga que chegar ao topo do subleito (tensão desvio) maior será o seu módulo. Devido a esta condição, o módulo de resiliência do subleito se apresentou superior ao módulo de resiliência das demais camadas granulares do pavimento.

Outro aspecto que merece destaque é a relação modular entre as camadas do revestimento asfáltico do tipo CBUQ e a base granular de BGS (MR_R / MR_B), pois quanto maior esta relação maior são as tensões e deformações na fibra inferior do revestimento e, sendo o tráfego pesado ($N \geq 10^7$), fatalmente ensejará no trincamento prematuro do revestimento asfáltico. Para ilustrar a relação modular entre o revestimento em CBUQ e a base de BGS, constam na Tabela 31 os valores desta que estão variando de 3 a 121. Isto quer dizer que o revestimento chega a ser 121 vezes mais rígido que a base. Esta relação modular foi realizada considerando os módulos do revestimento nas temperaturas de campo, isto é, não foi realizada correção do módulo para a temperatura ambiente, o que certamente aumentaria o valor do MR da camada asfáltica e, por consequência, aumentaria a relação modular com a camada de base de BGS.

Tabela 31 - Relação Modular entre revestimento e base

Bacia	Módulos de Elasticidade Retroanalizados Corrigidos (MPa)				Relação Modular (MR_R/MR_B)
	Revestimento 12,5 cm	Base 20 cm	Sub-base 20 cm	Subleito	
SH 01	1774	126	35	197	14
SH 02	6305	72	67	204	88
SH 03	2087	339	25	217	6
SH 04	1731	35	166	239	49
SH 05	3175	81	84	312	39
SH 06	2532	21	284	194	121
SH 07	1781	293	21	177	6
SH 08	2555	525	53	259	5
SH 09	1140	335	21	228	3
SH 10	2521	259	29	245	10

Por meio destas análises é possível constatar que para o número de solitação $N = 8,82 \times 10^7$ deste trecho, uma intervenção mantendo-se estrutura constituída de base granular ensejará em ruína do pavimento por fissuramento prematuro. Esse aspecto já aponta para adoção de uma solução de pavimento semirrígido constituído de base cimentada, compatibilizando, assim, rigidez do CBUQ e da base, por exemplo, de BGTC.

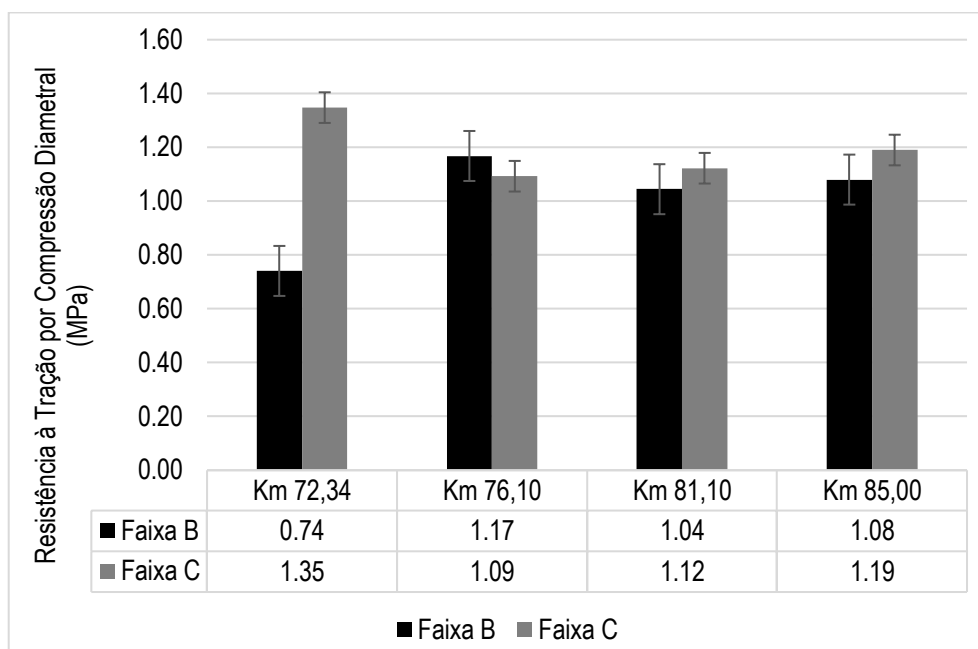
4.1.2 Avaliação Estrutural Destrutiva

A seguir está apresentado os resultados em separado dos ensaios de caracterização das camadas do pavimento existente no segmento compreendido entre o km 71 e o km 85,0 da BR230 / PB.

4.1.2.1 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral

Os resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral, contendo as médias de 8 (oito) corpos de prova extraídos em cada um dos locais de coleta, sendo 4 (quatro) da camada de faixa C existente (Capa) e 4 (quatro) da camada de faixa B (Binder) estão ilustrados na sequência por meio da Figura 64. Para a norma DNIT 031/06 – ES, que estabelece as especificações técnicas de serviço para o concreto asfáltico dosado com CAP 50/70, a RT mínima a ser obtida em um concreto asfáltico deve ser maior que 0,65 MPa.

Figura 64 - Resultados de Resistência à Tração por Compressão Diametral.



Ao analisar os resultados é possível constatar que os valores de RT, em média, foram 1,19 MPa para o CBUQ faixa C e 1,00 MPa para o CBUQ faixa B, que indicam valores adequados para as misturas e maiores que o mínimo requerido na norma DNIT 031/2006-ES de 0,65 MPa.

Cavalcante (2006) que estudou o mesmo trecho, verificou à época, também por meio da utilização de corpos de prova extraídos, que o valor de RT médio para a camada de CBUQ faixa C foi de 0,85 MPa e para a camada de CBUQ faixa B foi de 0,71 MPa, verificando-se, assim, que em comparação ao levantamento atual as camadas asfálticas existentes se tornaram mais resistentes, podendo esse fato ser explicado pelo envelhecimento

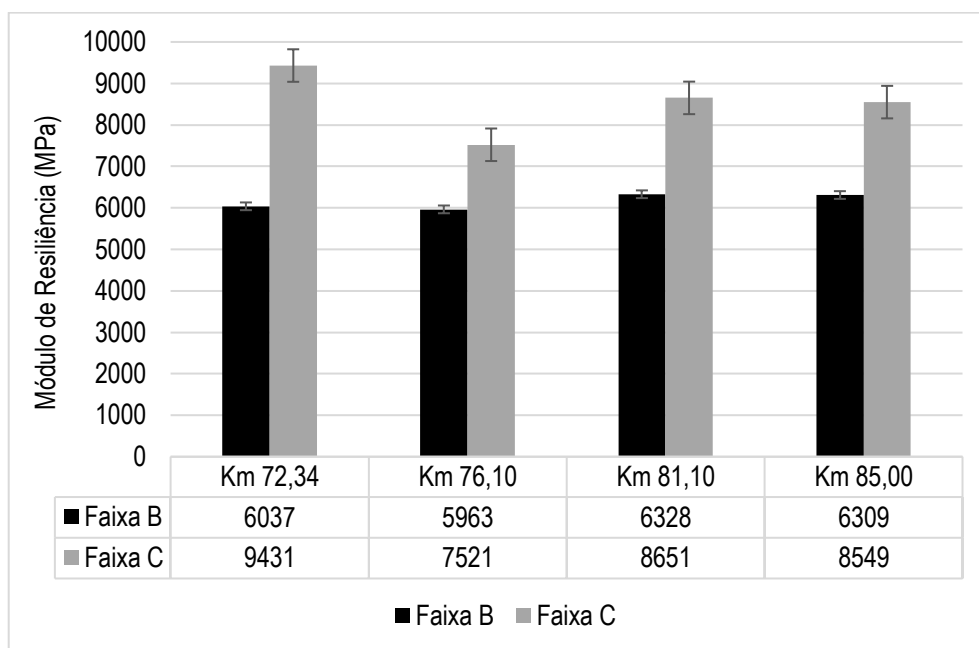
do ligante asfáltico presente na mistura ao longo dos anos, devido às intempéries climáticas e solicitações de tráfego. O aumento da resistência das camadas asfálticas são um dos principais fatores que incrementam a incidência do aparecimento de trincas, já que as camadas granulares não se enrijecem em igual proporção, aumentando a incompatibilidade de rigidez das camadas constituintes do pavimento.

4.1.2.2 Módulo de Resiliência – MR

Segundo Cunha (2019), o módulo de resiliência (MR) equivale ao módulo de elasticidade, porém é obtido por meio de solicitações de carregamentos repetidos de pequena intensidade que simula o efeito das passagens dos veículos no pavimento. As solicitações foram realizadas com cargas de 10% da tensão de ruptura (RT) à temperatura de 25° C.

Por meio do gráfico ilustrado na Figura 65 pode-se verificar que o MR para a camada de CBUQ faixa. C é superior ao da camada de CBUQ faixa B, o que pode ser atribuído ao envelhecimento dessa camada pela maior exposição às intempéries que provocam o endurecimento oxidativo com a perda de voláteis (saturados e aromáticos).

Figura 65 - Resultados do ensaio de Módulo de Resiliência



Assim, em média, os módulos foram 8538 MPa para o CBUQ faixa C e 6159 MPa para o CBUQ faixa B. Os valores obtidos são superiores aos constatados por Cavalcante (2005), que obteve MRs da ordem de 3567 MPa para a camada de rolamento (faixa B) e 3807 para a camada de binder (faixa B), utilizando-se à época de corpos de provas moldados em laboratório.

Segundo Souza Júnior (2018), um aspecto que merece destaque é que camadas asfálticas de módulo elevado sobre bases granulares (BGS, solo-brita, macadame, entre outras) sob o efeito do tráfego pesado, ou seja, número $N > 10^7$, tem ensejado em fissuramento prematuro do revestimento asfáltico. Essa temática está

mais bem abordada no decorrer da discussão dos resultados, fazendo a correlação entre todos os resultados de caracterização das camadas do pavimento, bem como no estudo do comportamento do pavimento como estrutura.

4.1.2.3 Fadiga por compressão diametral à tensão controlada

O ensaio de vida de fadiga foi realizado com aplicações de carga de acordo com a RT de cada camada asfáltica, respeitada a força máxima de 4600 N suportada pela prensa UTM utilizada para a realização do ensaio. Foram utilizados carregamentos de 40%, 35%, 30% e 25% da RT, tanto para a camada de CBUQ faixa C quanto para a camada de CBUQ faixa B existentes. O resultado deste ensaio é dado por meio de modelos teóricos, sendo eles o modelo de Número de Ciclos (N) x Diferença de Tensões, cujo resultado está ilustrado no gráfico da Figura 66, e o modelo de Número de Ciclos x Deformação Resiliente, cujo resultado consta ilustrado no gráfico da Figura 67.

Figura 66 - Modelo de fadiga de N° de Ciclos X Diferença de Tensões

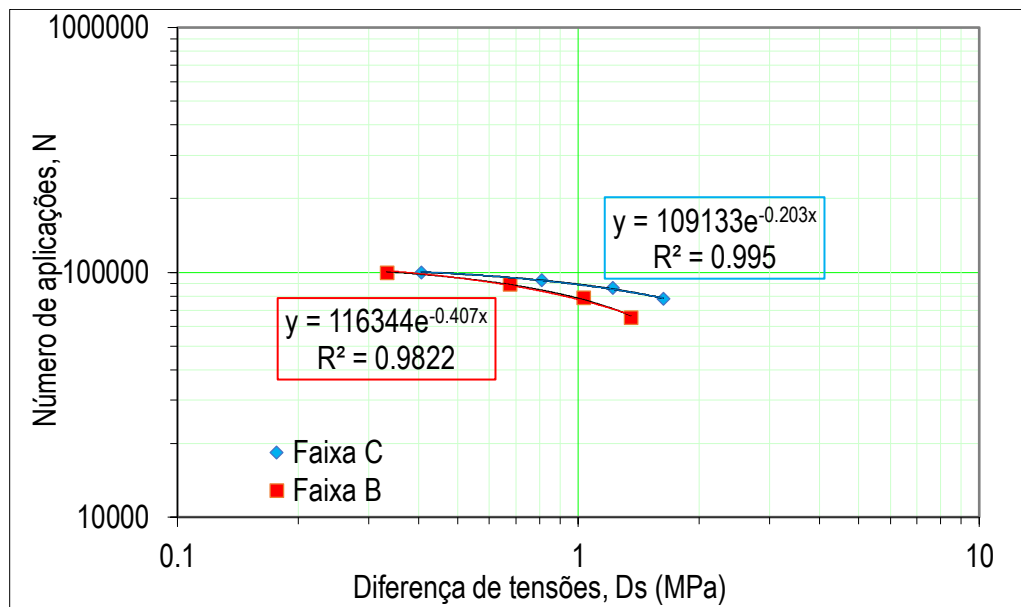
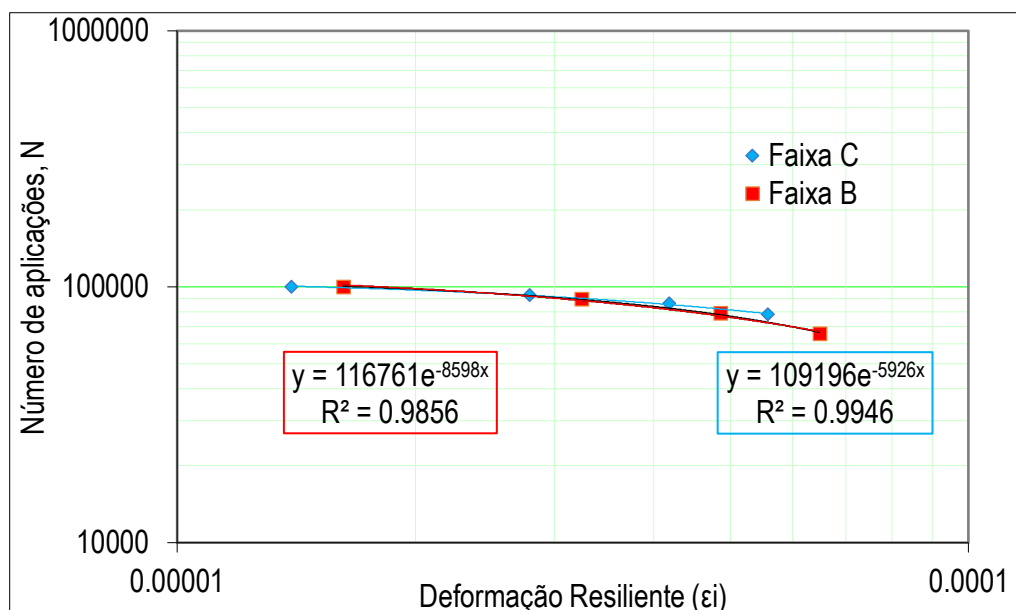


Figura 67 - Modelo de fadiga de N° de Ciclos X Deformação resiliente.



Observa-se que a camada de CBUQ faixa C apresentou ligeiramente maior vida de fadiga quando comparado ao CBUQ faixa B, tendo em vista que foi constatado que o primeiro suportou, em média, 89202 ciclos até a ruptura dos corpos de prova, enquanto que o segundo apresentou, também em média, 83422 ciclos até a ruptura, uma diferença de aproximadamente 7%.

Tal situação pode ser explicada pelo fato de geralmente as composições de camada de rolamento de CBUQ faixa C disporem de maior quantidade percentual de ligante asfáltico que camadas intermediárias de CBUQ faixa B, tendo em vista que, por ser uma composição de granulometria mais fechada, ou seja, existe em sua granulometria maior quantidade de agregados miúdos, a superfície específica dos agregados é maior e para promover a aglutinação dos mesmos é necessário adicionar mais ligante asfáltico. N & Faxina (2017) e Castelo Branco (2008) acreditam que o micro trincamento por fadiga se dá inicialmente na Matriz de Agregado Fino (MAF), que é constituída pela fração fina da composição granulométrica da Mistura Asfáltica Completa (MAC) e por ligante asfáltico. Sendo o CBUQ Faixa C mais rico em ligante asfáltico e agregados miúdos que o CBUQ faixa B, este tende a apresentar maior vida de fadiga.

4.1.2.4 Caracterização geotécnica das camadas granulares

A fim de caracterizar o trecho em estudo da forma mais abrangente possível, foram realizadas 11 janelas de inspeção, onde em cada uma delas foi coletado material de todas as camadas constituintes do pavimento (base, sub-base e subleito). A disposição dos furos de sondagem e a qual segmento homogêneo cada um é representativo está apresentada na Tabela 32.

Tabela 32 - Distribuição dos furos de sondagem no trecho experimental

Furo	Localização	SH Correspondente
1	km 71,3	SH 01
2	km 72,42	SH 02
3	km 73,3	SH 03
4	km 75,3	SH 04
5	km 77,3	SH 05
6	km 78,84	SH 06
7	km 80,9	SH 07
8	km 82,8	SH 08
9	km 83,3	SH 09
10	km 84,0	SH 10
11	km 85,0	SH 10

Nas Tabelas 33 a 35 constam o resumo dos resultados de caracterização dos 10 segmentos homogêneos, divididos por camada do pavimento.

Tabela 33 - Resultado dos ensaios de caracterização para base no trecho experimental

SH	Limites Físicos				Dados de Laboratório				Dados de Campo		
	LL	LP	IP	Classificação H.R.B.	% I. S. C.	% Exp. Máx.	Dens. Máx. (g/cm ³)	% Umid. Ótima	M. E. (g/cm ³)	% Umidade	Grau compac.
1	N/L	N/P	0	A1-a	98,5	0,00	2,22	5,3	2,21	4,1	1,00
2	N/L	N/P	0	A1-b	88,1	0,31	2,19	8,1	2,06	3,0	0,94
3	N/L	N/P	0	A2-4	88,9	0,00	2,20	5,5	2,18	3,6	0,99
4	N/L	N/P	0	A1-a	97,0	0,00	2,23	5,4	2,23	5,2	1,00
5	N/L	N/P	0	A1-a	89,8	0,00	2,20	5,3	2,19	4,7	1,00
6	N/L	N/P	0	A1-a	85,0	0,00	2,19	5,6	2,18	4,1	1,00
7	N/L	N/P	0	A1-b	67,6	0,31	2,15	7,7	2,07	3,0	0,96
8	N/L	N/P	0	A1-a	95,2	0,00	2,22	5,4	2,22	4,7	1,00
9	N/L	N/P	0	A1-a	90,7	0,00	2,19	5,3	2,18	4,7	1,00
10	N/L	N/P	0	A1-a	97,0	0,17	2,19	6,7	2,13	3,3	0,98

Tabela 34 - Resultado dos ensaios de caracterização para sub-base no trecho experimental

SH	Limites Físicos				Dados de Laboratório				Dados de Campo		
	LL	LP	IP	Classificação H.R.B.	% I. S. C.	% Exp. Máx.	Dens. Máx. (g/cm ³)	% Umid. Ótima	M. E. (g/cm ³)	% Umidade	Grau compac.
1	N/L	N/P	0	A2-4	22,0	0,87	1,88	11,1	1,85	7,5	0,99
2	28	23	5	A1-b	15,7	0,37	2,13	8,5	1,98	3,5	0,93
3	N/L	N/P	0	A1-b	39,1	0,06	2,09	8,0	2,08	6,4	0,99
4	N/L	N/P	0	A1-b	17,1	0,76	2,03	8,7	2,02	6,4	0,99
5	35	22	13	A2-6	24,2	0,32	2,09	8,8	2,06	6,4	0,99
6	30	18	11	A2-6	18,7	0,55	2,06	7,8	2,03	8,7	0,98
7	26	21	5	A1-b	17,1	0,35	2,11	8,7	2,00	4,0	0,95
8	26	N/P	0	A1-a	15,3	0,62	2,05	9,8	2,02	5,8	0,98
9	N/L	N/P	0	A2-4	25,5	0,16	2,07	10,1	2,04	6,4	0,99
10	N/L	N/P	0	A2-4	14,0	0,45	2,12	8,1	2,00	4,9	0,95

Tabela 35 - Resultado dos ensaios de caracterização para o subleito no trecho experimental

SH	Limites Físicos				Dados de Laboratório				Dados de Campo		
	LL	LP	IP	Classificação H.R.B.	% I. S. C.	% Exp. Máx.	Dens. Máx. (g/cm ³)	% Umid. Ótima	M. E. (g/cm ³)	% Umidade	Grau compac.
1	38	20	18	A-6	4,2	0,46	1,65	13,3	1,59	8,1	0,96
2	26	12	14	A2-6	1,2	0,45	1,93	12,3	1,84	4,0	0,95
3	N/L	N/P	0	A1-b	16,6	0,58	1,93	9,9	1,90	6,9	0,99
4	22	13	8	A2-4	3,1	0,58	1,79	11,3	1,76	8,1	0,98
5	31	18	12	A2-6	3,6	1,48	1,94	6,4	1,90	5,5	0,98
6	41	30	12	A2-7	4,0	1,00	1,88	9,9	1,81	9,3	0,96
7	27	16	11	A2-6	7,6	0,43	2,01	8,4	1,78	4,1	0,89
8	N/L	N/P	0	A2-4	11,6	0,29	1,99	10,3	1,95	7,5	0,98
9	N/L	N/P	0	A2-4	6,7	1,24	1,91	8,4	1,87	6,9	0,98
10	N/L	N/P	0	A2-4	3,4	0,47	1,95	10,6	1,95	5,4	1,00

Da observação e análise dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório, é possível destacar os furos 02, 06 e 11, representativos dos segmentos homogêneos 02, 06 e 10, respectivamente, cujos locais foram escolhidos por apresentarem uma grande incidência de defeitos. Em evidência os valores de CBR de 15,7, 18,7 e 14,0%, para a camada de sub-base, menores que os 20% requeridos em norma. E, do mesmo modo, o subleito apresentou valores de CBR baixos variando de 1,2% a 4,0%.

No que diz respeito à base, o SH-07 apresentou CBR 67,6%, ou seja, 18% abaixo do mínimo estabelecido em norma que é de 80%. Esses resultados apontam para uma estrutura com insuficiência de resistência estrutural em termos de capacidade de suporte. Adiante, os demais estudos irão embasar esta constatação.

Na sequência da caracterização das camadas granulares do pavimento existente na BR 230 / PB – km 71,0 ao km 85,0, procedeu-se com a realização do ensaio Triaxial de Cargas Repetidas, conforme o preconizado a norma DNIT 134/2018 – ME. Existem diversos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos, no entanto, o modelo composto proposto por Macêdo (1996) tem sido bastante utilizado por representar o comportamento dos solos conjuntamente em termos de tensão confinante e tensão desvio. Assim, conforme a Equação 5 já descrita previamente no item 2.1.2.1 desta pesquisa e utilizando programa de regressão linear LabFit, foram obtidos os modelos de MR das camadas de base, sub-base e subleitos dos materiais coletados nos furos de sondagem 02, 06 e 10, por estes serem representativos de todos os trechos devido às suas localizações.

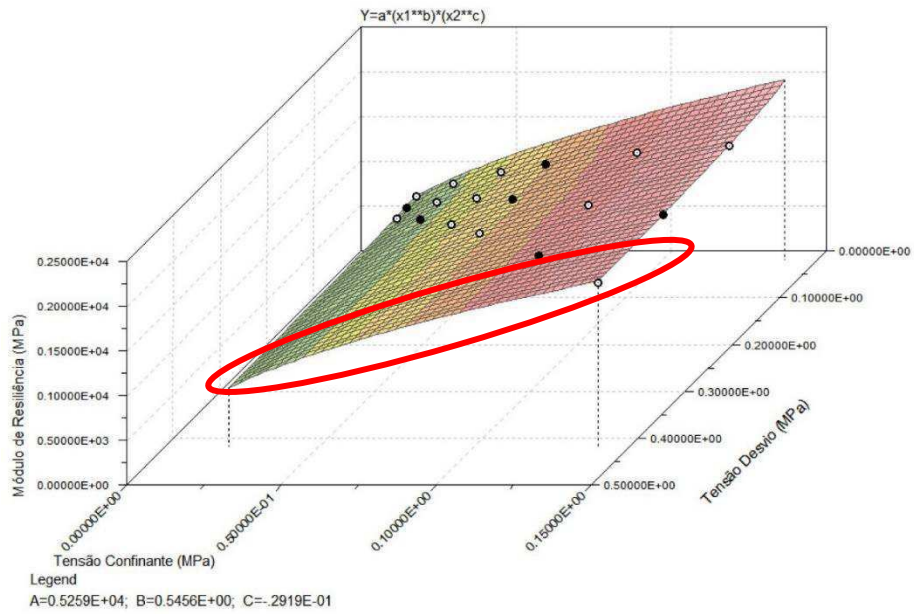
Observando-se os resultados dos módulos de resiliência para as camadas de base, sub-base e subleito apresentados na Tabela 36 é possível constatar, em termos gerais, valores relativamente elevados quando comparados àqueles obtidos em campo por processo de retroanálise. Para as camadas de materiais granulares em especial esta constatação se dá de forma mais perceptiva, por exemplo tem-se a BGS, que geralmente apresenta em campo módulos menores que 150 MPa, constatação de vários autores (LIU *et al.*, 2020; CAVALCANTE, 2005) e fato já bem compreendido no meio rodoviário. Posto este motivo, para análise de pavimentos novos, é plausível a utilização do modelo composto em programas de análise elástico não-linear. No entanto, para o diagnóstico com comportamento nas condições de campo os módulos de resiliência obtidos por retroanálise são mais representativos.

Tabela 36 - Resumo dos resultados dos módulos de resiliência

Amostra	MR Base (MPa)			MR Sub-base (MPa)			MR Subleito (MPa)		
	Mínimo	Médio	Máximo	Mínimo	Médio	Máximo	Mínimo	Médio	Máximo
Furo 02	211	261	420	304	423	700	142	205	350
Furo 06	225	401	583	263	338	438	247	353	700
Furo 10	210	326	475	275	367	451	195	279	525

A base do pavimento da BR230/PB no trecho em estudo nesta pesquisa é constituída de Brita Graduada Simples (BGS) e está consolidado na mecânica dos pavimentos clássica que, para solos de comportamento arenoso (granulares), a tensão de confinamento é primordial para o melhor desempenho da estrutura. Tal constatação pode ser notada a partir da Figura 68 , que mostra grande variação do MR em função da tensão de confinamento para o material de base coletado no furo de sondagem nº 06. Matematicamente falando, o coeficiente k2 da tensão confinante (σ_3) presente na Equação 5 é maior que o coeficiente k3 da tensão desvio (σ_d) em materiais granulares, como é o caso da BGS.

Figura 68 - Gráfico tridimensional do modelo composto de MR para camada de base



De forma análoga é possível observar o comportamento do solo do subleito, geralmente mais fino que o da base, que sofre mais influência da tensão desvio do que da tensão confinante para a determinação de suas propriedades mecânicas, conforme ilustrado na Figura 69. O resumo de todos os parâmetros do modelo composto de módulo de resiliência está apresentado na Tabela 37.

Figura 69 - Gráfico tridimensional do modelo composto de MR para camada de subleito

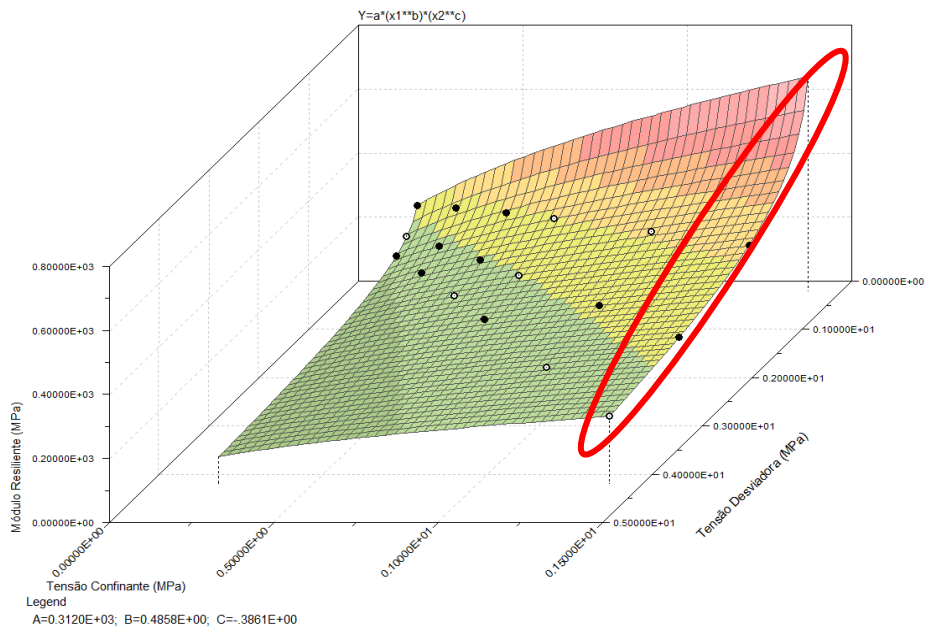


Tabela 37 - Parâmetros do modelo composto de módulo de resiliência das camadas do pavimento

SH	Base (BSG)				Sub-base (Solo brita)				Subleito			
	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²
1												
2	331,94	0,31	-0,34	0,98	1088,49	0,54	-0,11	0,99	882,77	0,45	-0,07	0,99
3												
4												
5	1531,72	0,50	-0,02	0,98	538,80	0,42	-0,31	0,99	451,33	0,39	-0,33	0,99
6												
7												
8												
9	1149,13	0,49	-0,03	0,98	1008,73	0,42	-0,002	0,99	79,59	0,10	-0,46	0,99
10												

A amostra de material coletada na janela de inspeção 02 (km 72,42) foi tomada como representativa dos três primeiros segmentos homogêneos, bem como os materiais provenientes do furo de sondagem 06 (km 78,84) foram adotadas como representativas dos segmentos homogêneos 04, 05 e 06 e, por consequência, os segmentos 07, 08, 09 e 10 estão representados pelos materiais do furo de sondagem 10 (km 85,00).

Nas sondagens à percussão (SPT) realizadas, conforme boletins apresentados na seção de Anexos, não foi constatado a presença de solo mole e os materiais apresentaram, de certo modo, valores de N_{SPT} relativamente altos. No entanto, na sondagem do km 71,42 observou-se camada de areia com espessura aproximadamente de 5,0 m de areia siltosa marrom escuro e areia grossa amarelo escuro. Conforme já elencado no item 3.1.8 -Histórico de intervenções desta pesquisa, este segmento foi submetido à reconstrução e execução de colchão de areia e drenos no ano de 2009. Com base nas duas sondagens realizadas não foram encontradas camadas de solo mole que fossem responsáveis pela degradação acentuada do segmento em foco.

Com relação à camada de areia, foi realizado ensaio de inchamento preconizado pela norma NBR 6467/06, cujo resultado apontou uma umidade crítica de 3,6% e o coeficiente médio de inchamento de 1,31. Tais dados indicam que quando a umidade da camada está igual ou superior a 3,6%, a areia tem aumento de volume em 31%. Logo, no período de inverno o colchão de areia tem sua umidade bem acima daquela crítica devido à ascensão da água por capilaridade e, com isso, a camada de areia com umidade acima da crítica se comporta mais deformável ainda quando sob os efeitos transientes do tráfego principalmente no período de inverno.

Por sobre o colchão de areia foi executada uma camada de “selo de argila”, conforme histórico também apresentado no 3.1.8 - Histórico de intervenções. Assim, com intuito de verificar se a camada de argila utilizada como “selo” sobre o colchão de areia possui características expansivas foi realizado o ensaio de Expansão Livre. Os resultados indicaram baixa expansividade a julgar pelos valores menores que 1% para a sobrecarga de 10 kPa conforme critério de Vijayvergia & Ghazzaly (1973). No entanto, é provável que no período de inverno, a água por capilaridade chegue até a camada de argila tornando-a mais deformável.

4.2 Avaliação Funcional

Por meio do procedimento preconizado na norma DNIT-PRO 006/2003 foi elaborado o levantamento dos defeitos de superfície do trecho em estudo, tendo em vista a obtenção do Índice de Gravidade Global (IGG), que quantifica numericamente a condição de serventia do pavimento, bem como um levantamento fotográfico a fim de caracterização da rodovia. Os principais defeitos de superfície detectados na rodovia foram do tipo trincamento, panelas, remendos e desgaste, conforme ilustrados nas Figuras 70 a 73.

Figura 70 - Defeitos observados na rodovia BR-230/PB – Trincas FC-2 e FC-3



Figura 71 - Defeitos observados na rodovia BR-230/PB – Exsudação e remendos



Figura 72 - Defeitos observados na rodovia BR-230/PB – Painelas e trincas interligadas



Figura 73 - Defeitos observados na rodovia BR-230/PB – Desgaste



Na Tabela 38 está apresentado o resumo do inventário de condições superficiais da rodovia que possibilitou o cálculo do IGG separado por segmentos homogêneos. As Figuras 74 e 75 ilustram a distribuição percentual dos defeitos de superfície nos segmentos homogêneos de maior e menor IGG, SH-02 e SH-09, respectivamente.

Tabela 38 - Resumo do inventário das condições do pavimento e cálculo do IGG

Segmento Homogêneo	Incidência dos Defeitos na Superfície - DNIT-PRO 06/2003									Conceito
	FC-1	FC-02 + FC-03	ALP + ATP	Ond. + Pan.	Exsud.	Rem.	Desg.	Flecha	IGG	
1	31,7	68,3	60,0	50,0	3,3	53,3	75,0	9,0	228,0	PÉSSIMO
2	0,0	100,0	5,0	110,0	5,0	95,0	100,0	11,0	272,9	PÉSSIMO
3	24,4	73,3	13,3	15,6	2,2	17,8	42,2	8,0	111,0	RUIM
4	3,0	97,0	36,0	36,0	5,0	29,0	55,0	19,0	190,5	PÉSSIMO
5	36,5	63,5	12,2	37,4	1,7	35,7	71,3	15,0	159,4	RUIM
6	34,3	65,0	4,3	42,1	2,1	26,4	50,7	21,0	150,3	RUIM
7	16,7	83,3	0,0	45,6	3,3	44,4	57,8	16,0	165,0	PÉSSIMO
8	20,0	80,0	0,0	50,0	0,0	33,3	46,7	10,0	148,2	RUIM
9	60,0	40,0	0,0	3,3	3,3	6,7	20,0	9,0	61,2	REG.
10	25,7	72,9	1,4	32,9	5,7	24,3	85,7	11,0	141,3	RUIM

Figura 74 - Distribuição percentual dos defeitos do SH-02

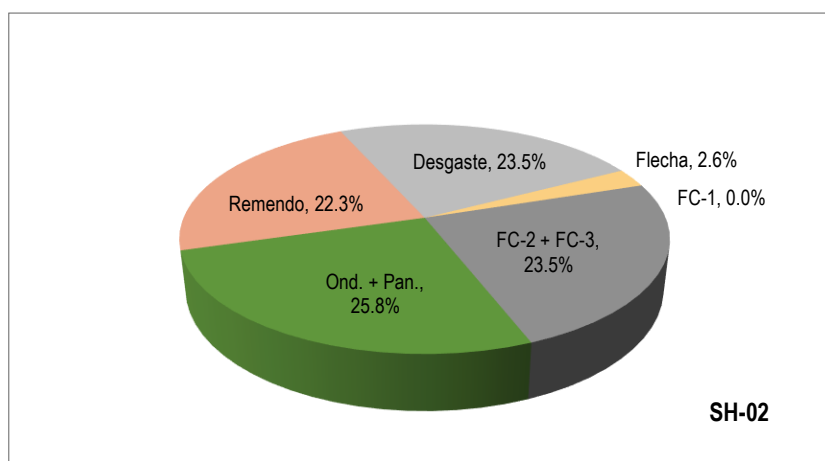
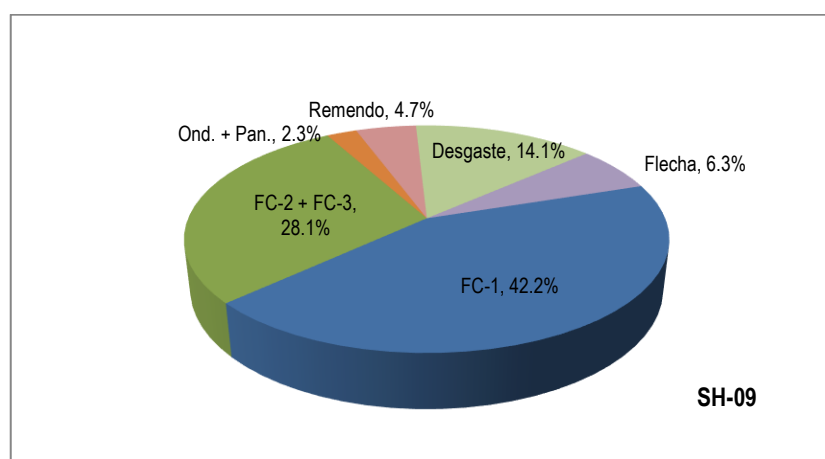


Figura 75 - Distribuição percentual dos defeitos do SH-09



Observa-se uma maior incidência de defeitos no Segmento Homogêneo 02 (km 72,2 ao km 72,6) apresentando IGG de 273. Conforme já explanado, o SH 02 apresenta comportamento peculiar dentre os demais

segmentos homogêneos, tendo sido alvo de obras de reconstrução ao longo dos anos visando a recuperação da integridade da estrutura, sendo essas operações mal sucedidas até o presente momento. Destaca-se a elevada incidência de defeitos do tipo ondulação e painelas, que impactam diretamente na segurança e conforto do usuário.

De forma geral, apenas o Segmento Homogêneo 09 não apresenta condição ruim ou péssima, ou seja, mais de 95% dos 14 km do trecho experimental apresenta Índice de Gravidade Global acima de 80, classificando-os como ruins ou péssimos. Devido à importância da rodovia BR 230 para o estado da Paraíba como principal conexão entre o litoral e o interior do estado, é importante a manutenção de boas condições funcionais da mesma, mitigando as perdas materiais e de vidas causadas por rodovias em mau estado de conservação.

4.3 Diagnóstico da condição dos segmentos homogêneos

Com base nas constatações consubstanciadas nos elementos apresentados é possível diagnosticar as causas da degradação acentuada do segmento homogêneo 02, compreendido entre o km 72,2 e o km 72,6, bem como, do restante do trecho experimental, sendo estes divididos em SH 01 e do SH-03 ao SH-10. Para isso, serão distinguidos os segmentos em termos de características que ensejaram na deterioração de ambos.

4.3.1 Segmento Homogêneo 02

O SH-02 desenvolve-se em tangente horizontal e é verticalmente compreendido por segmento de baixa altura, delimitado por duas curvas verticais côncavas. A partir do km 72,08 inicia-se uma curva vertical com extensão de 260m e módulo $k=72$, seguido por um segmento em tangente vertical com declividade de $-0,026\%$ e término em curva vertical com extensão de 40m e módulo $k=30$. As características técnicas das curvas verticais descritas atendem os critérios estabelecidos no Manual de Projetos Geométricos do DNIT (2009). No entanto, para o segmento em tangente, a baixa declividade longitudinal ($-0,026\%$ (critério mínimo de $-0,350\%$) indica haver maior tempo da água sobre pista antes da captação pelos elementos de drenagem existentes. As Figuras 76 e 77 ilustram, respectivamente, a planta e o perfil do Segmento Homogêneo 02.

Figura 76 - Planta do Segmento Homogêneo 02

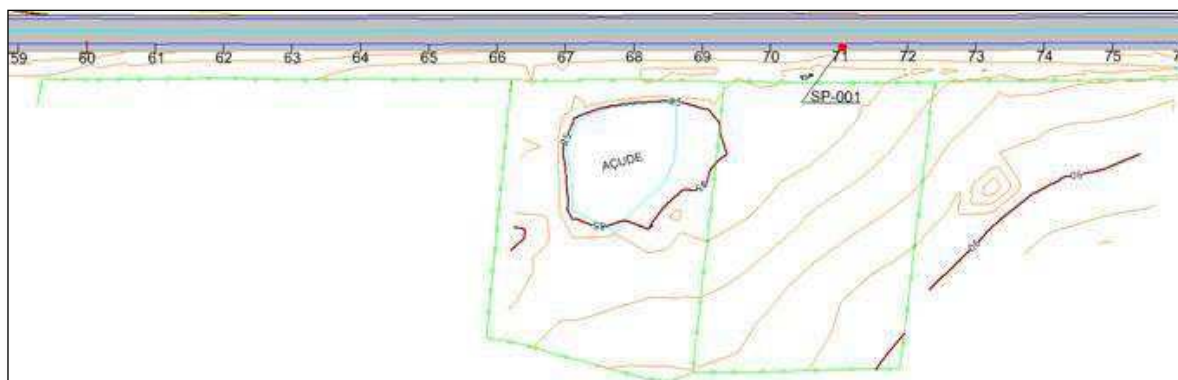
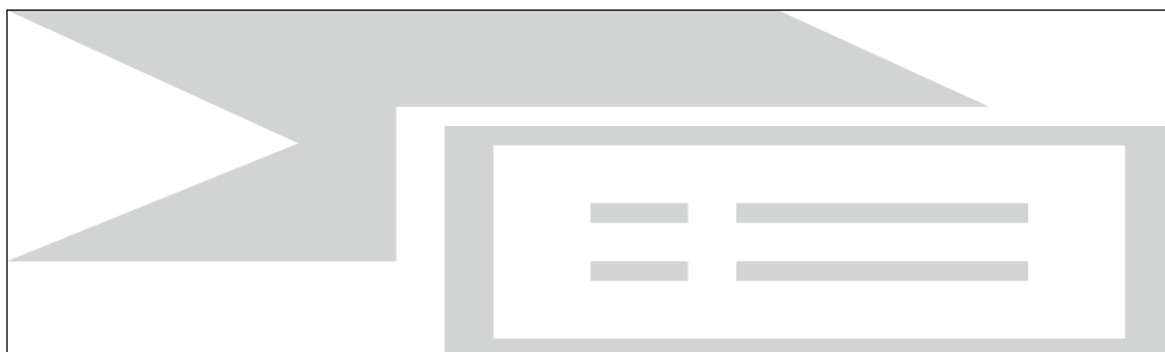


Figura 77 - Perfil do Segmento Homogêneo 02



No período de inverno (chuvas) ocorre o represamento de água, inclusive acarretando em “afogamento” dos dispositivos de drenagem, conforme ilustrado na Figura 78 (a) e (b). Além disso, a ascensão da água por capilaridade faz com que o colchão de areia existente sofra “inchamento” causando assim elevadas deflexões e consequentemente a degradação da estrutura do pavimento, conforme pode ser observado na Figura 79 (a) e (b).

Figura 78 - Dispositivos de drenagem do SH-02 na época de chuvas

(a)



(b)



Figura 79 - Trincamentos e deformações presentes no pavimento do SH-02

(a)



(b)

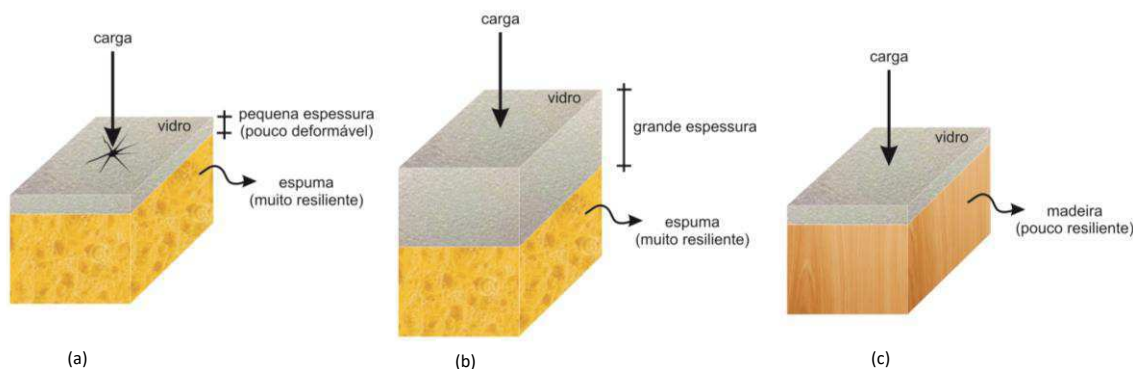


No aspecto dos materiais constituintes das camadas do pavimento, faz-se importante registrar que rodovias constituídas de base granular sob revestimentos asfálticos, principalmente de BGS, têm apresentado defeitos prematuros em poucos anos de serviço, apesar de terem sido adequadamente projetadas e executadas. Esta constatação, em um primeiro momento, foi atribuída ao notório excesso de cargas a que as rodovias brasileiras são expostas, porém após algumas análises foi possível identificar que, nestes casos, o excesso de carga cumpria o papel de catalisador do processo e não o responsável principal pelo ocorrido.

Segundo Cavalcante (2005) e Andrade (2017) para o tráfego pesado ($N > 10^7$), a incompatibilidade de rigidez entre o revestimento asfáltico (CBUQ) e a camada de base de BGS foram os responsáveis pelo trincamento prematuro desses pavimentos. Desta forma, o Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis da Prefeitura Municipal de São Paulo – PMSP (IP-05/2004) apresenta um avanço no que diz respeito ao dimensionamento de pavimentos para tráfegos pesados, pois preconiza a não utilização de camada granular para $N > 10^7$, de forma a evitar a fadiga prematura nas camadas betuminosas.

Para melhor exemplificar a recomendação contida no método de dimensionamento da PMSP, pode-se fazer uso de uma analogia com base na Figura 80. A camada de CBUQ será representada pelo vidro, a camada de BGS pela espuma e a camada de BGTC (Brita Graduada Tratada com Cimento) pela madeira, de acordo com a rigidez de cada camada e seu respectivo material para a analogia. Ao se apoiar uma camada rígida (vidro/CBUQ) sobre uma camada muito deformável (espuma/BGS), inevitavelmente, a camada rígida irá trincar, conforme ilustrado na Figura 80 (a). Desse modo, existem duas opções para evitar o trincamento indesejado. Primeiramente, aumentando-se a espessura da camada rígida de tal forma que o acréscimo compense a diferença de rigidez entre ambas as camadas, como ilustrado na Figura 80 (b). A segunda opção, por sua vez, seria adicionar aglutinante hidráulico (cimento, cal, dentre outros) à camada de base (camada muito deformável), transformando-a em uma camada semirrígida, por exemplo, numa BGTC (madeira), que possibilita assim o revestimento ser executado com espessura menor, como pode ser observado na Figura 80 (c).

Figura 80 - Analogia da compatibilidade estrutural entre camada de elevada rigidez assente em camada deformável.



Diversas pesquisas nacionais contendo a avaliação estrutural da camada de BGS nas condições de campo aplicando a técnica de retroanálise, apontaram módulos de resiliência em sua grande maioria menores que 200 MPa (FERNANDES & TRICHÊS, 2000; PITTA & BALBO, 1998, CARDOSO, 1995, CAVALCANTE, 2005, SALES, 2008). Além disso, no item 4.1.1.2 – *Retroanálise das camadas do pavimento*, foi demonstrado que, para

o Segmento Homogêneo 02, relação modular entre revestimento asfáltico e camada de base é de 61 vezes, ou seja, o revestimento é 61 vezes mais rígido que a base, acarretando em trincamento por fadiga da camada de CBUQ. Desta forma, a proposta de intervenção ideal para este trecho contemplou uma reconstrução, ou seja, um projeto de Pavimento Novo com a implementação de uma base cimentada. No entanto, a título de comparação, a solução de Projeto de Reforço do Revestimento também foi estudada nesta pesquisa, cujos resultados serão discutidos adiante.

4.3.2 Demais Segmentos Homogêneos (SH-01 e SH-03 ao SH-10)

Com relação ao segmento compreendido entre o km 71,0 e km 72,2, bem como o trecho compreendido entre o km 72,6 e km 85, apenas o fato da incompatibilidade de rigidez entre as camadas do pavimento se aplica, dentre os aspectos elencados no Item 6.3.2, para explicar a deterioração do corpo estradal. Desta forma, consoante metodologia proposta para o SH-02, as proposições de solução para estes trechos englobam o dimensionamento de um pavimento novo com base semirrígida, utilizando-se do software MeDiNa, bem como pelo método de dimensionamento de pavimentos ainda vigente do DNIT.

O método de intervenção de projeto de reforço do pavimento utilizado foi também o proposto pela metodologia do software MeDiNa, além dos métodos de dimensionamento de reforço do DNIT-PRO 269/94 e o PRO 11/79, cujos resultados estão descritos na sequência.

4.4 Propostas de Intervenção

Dado o diagnóstico dos agentes agravantes e aceleradores dos processos de degradação do pavimento existente no trecho em estudo nesta pesquisa, parte-se para a proposição de soluções que reestabeleçam as boas condições funcionais e estruturais do pavimento por meio dos métodos avaliados no escopo deste trabalho.

4.4.1 Proposta de Reforço do Pavimento Existente

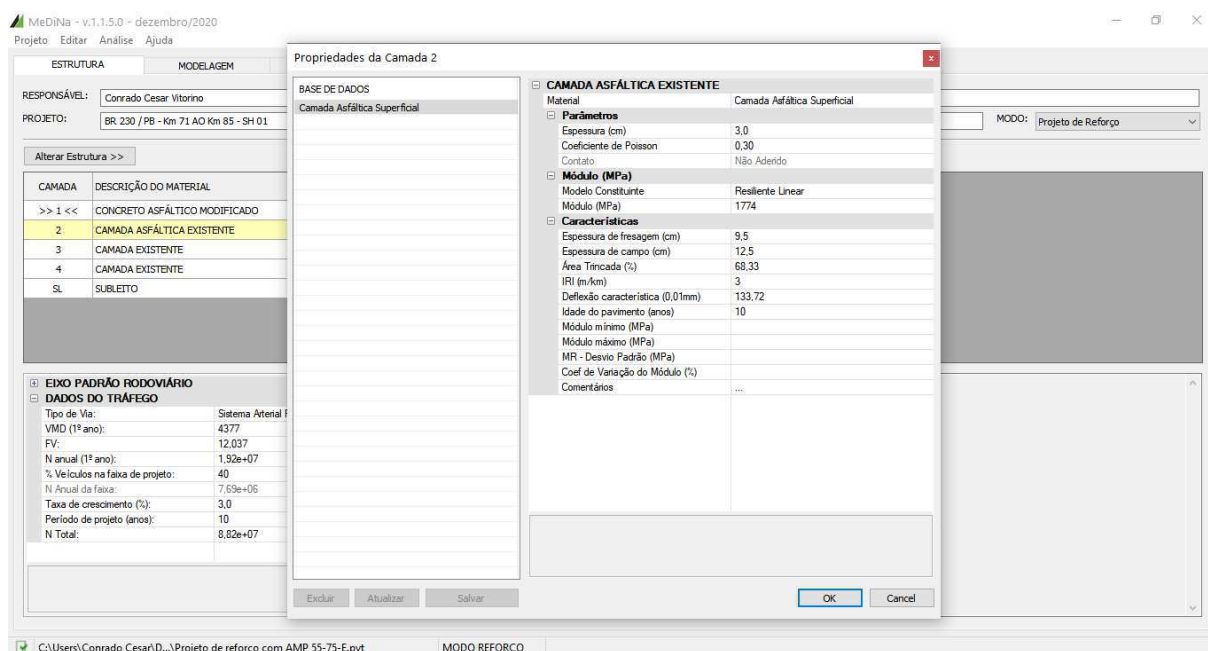
Inicialmente partiu-se para a verificação da viabilidade de utilização de uma camada de reforço no pavimento para sanar os problemas e reestabelecer as condições mínimas do pavimento. A proposição de reforço se deu por meio da metodologia empírica do DNIT-PRO 11/79 e mecanística-empíricas do DNIT-PRO 269/94 e MeDiNa.

4.4.1.1 Pelo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa)

Inicialmente foram configurados no software MeDiNa as propriedades dos materiais constituintes da estrutura de pavimento existente em cada segmento homogêneo, mediante dados obtidos por meio de retroanálise. A camada existente de CBUQ nos trechos em estudo da BR-230 possuem espessura média de 12,5 cm atualmente, porém no software MeDiNa o projetista faz escolha por fresar ou não está camada, levando em consideração fatores como segurança do usuário e drenagem de águas pluviais, por exemplo. Do ponto de vista da segurança do usuário, é recomendado que o degrau entre pista e acostamento não seja muito elevado, onde valores de degrau até 5 cm são considerados satisfatórios no meio rodoviário. Sendo assim, foi indicada uma fresagem de 9,5 cm e, por consequência, a espessura remanescente da camada existente de revestimento

asfáltico é de 3,0 cm, conforme ilustrado na Figura 81. O dimensionamento do reforço do SH-01 está apresentado como exemplo, tendo em vista que o procedimento é igual para os demais segmentos.

Figura 81 - Configuração da camada existente de CBUQ do SH-01



O coeficiente de Poisson utilizado para o Projeto de Reforço foi o mesmo utilizado para obtenção do módulo de resiliência por meio da retroanálise das bacias deflectométricas de cada segmento homogêneo em específico. A Área Trincada (%) foi obtida por meio da Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos – DNIT-PRO 006/2003, sendo o somatório da área de trincas do tipo FC-2 e área de trincas FC-3. O Índice de Irregularidade Longitudinal, da sigla em inglês IRI, foi adotado como 3 por não haver sido realizado tal levantamento e este valor considerar uma situação intermediária da irregularidade longitudinal, classificando-a como regular.

Nas camadas granulares de base, sub-base e subleito, procedeu-se com a configuração de forma semelhante à camada asfáltica. As espessuras adotadas foram de 20 cm para base e 20 cm para sub-base, sendo o subleito com espessura 0 por ser considerado uma camada de espessura semi-infinita, e os módulos de resiliência foram obtidos por retroanálise das bacias deflectométricas. Os coeficientes de Poisson utilizados foram 0,35 para camada de base e sub-base, além de 0,45 para camada de subleito. As Figuras 82 a 84 ilustram as telas de configuração das camadas do pavimento asfáltico retro aduzidas.

Figura 82 - Configuração da camada existente de base de BGS do SH-01

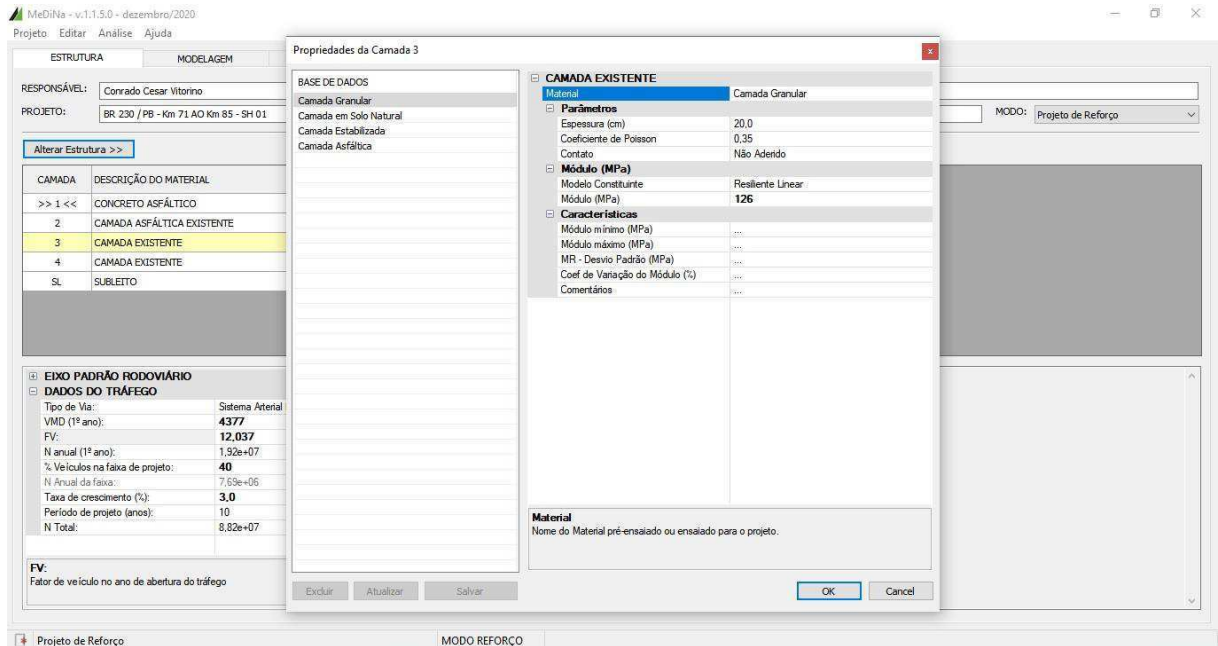


Figura 83 - Configuração da camada existente de sub-base do SH-01

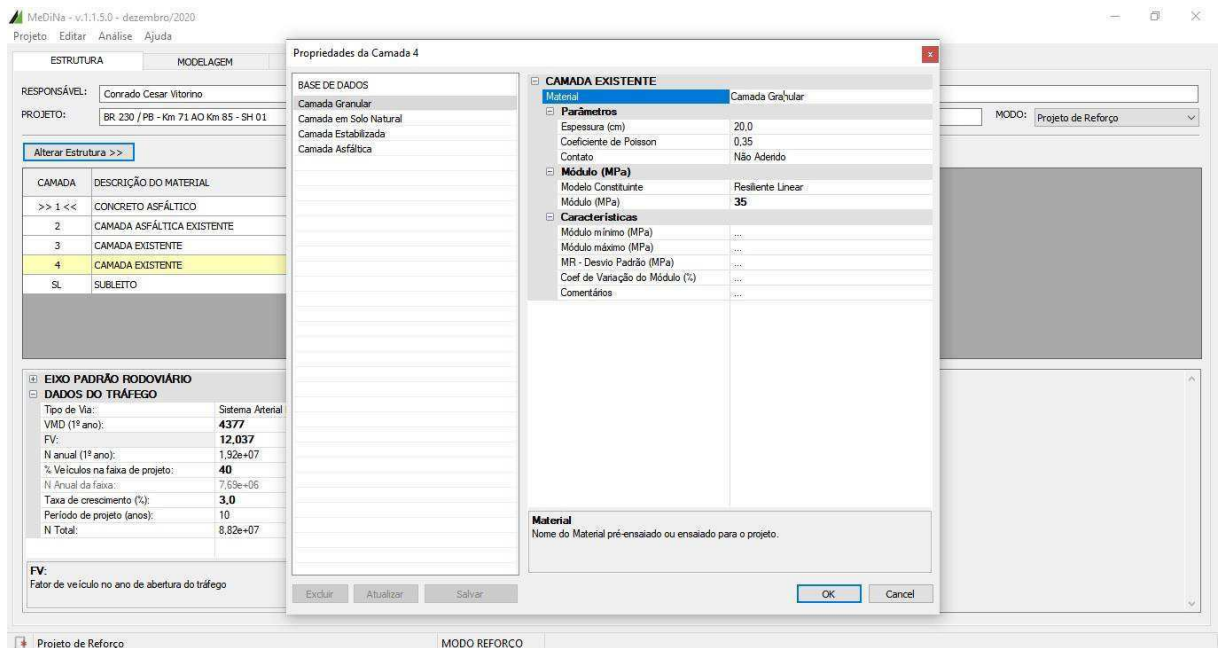
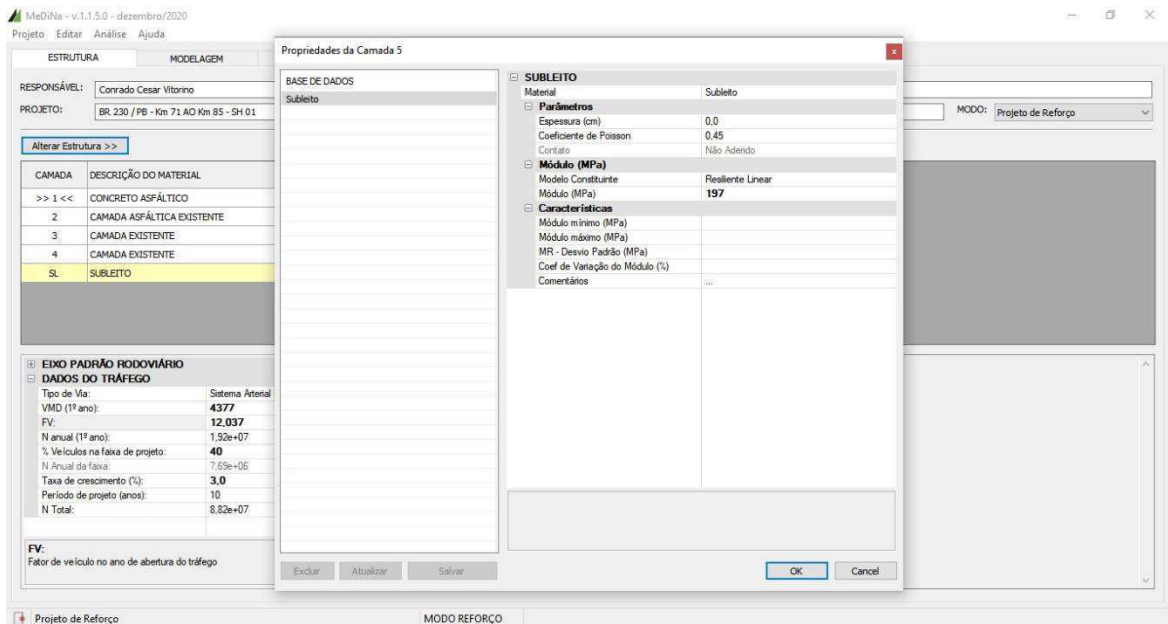


Figura 84 - Configuração da camada existente do subleito do SH-01



Após a configuração dos materiais existentes nas camadas do pavimento, procedeu-se com a inserção das propriedades do CBUQ constituinte da camada de reforço a ser dimensionada. Foi avaliado a opção deste reforço tanto em CBUQ com CAP 50/70 como com CBUQ com AMP 55-75-E, tendo em vista que o segundo, por ser um ligante asfáltico modificado com o polímero SBS, de acordo com Gama (2016), aumenta significativamente a resistência à fadiga e à deformação permanente da mistura asfáltica. As Figuras 85 e 86 ilustram, respectivamente, as telas de configuração dos materiais do reforço de CBUQ com CAP 50/70 e de CBUQ com AMP 55-75-E.

Figura 85 - Configuração da camada de reforço do revestimento de CBUQ com CAP 50/70

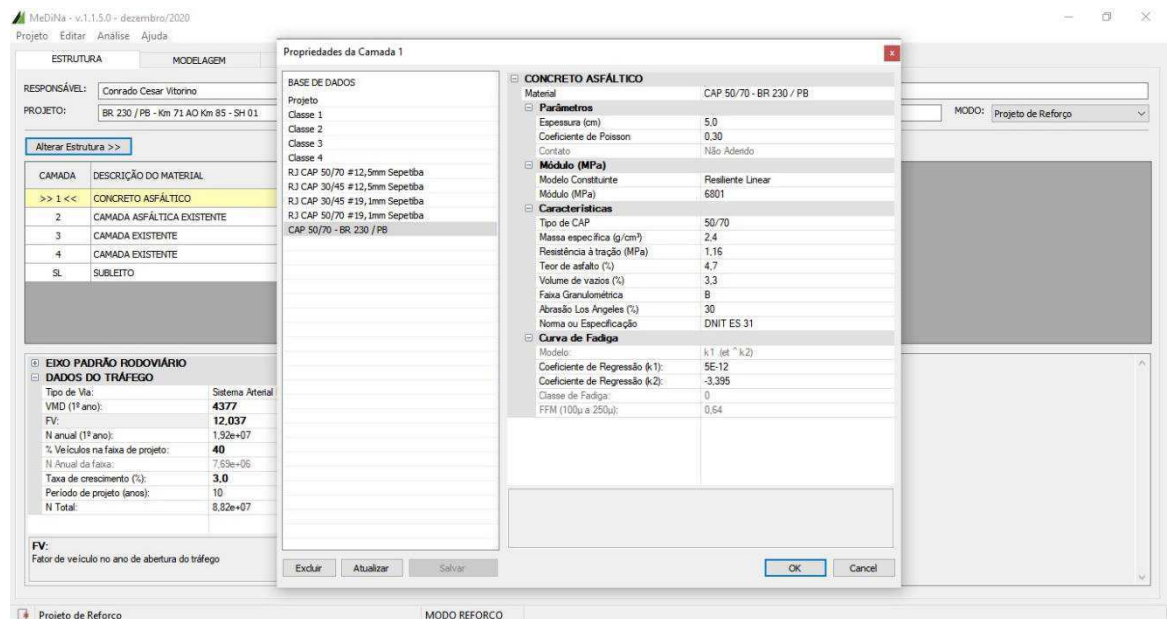
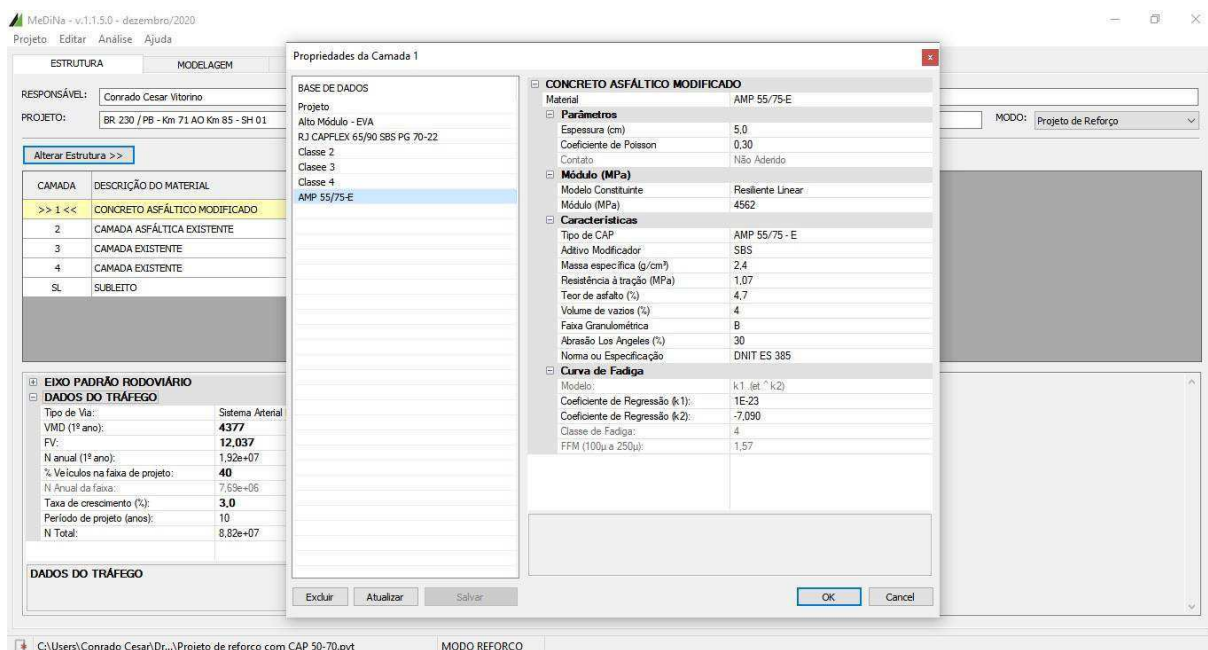
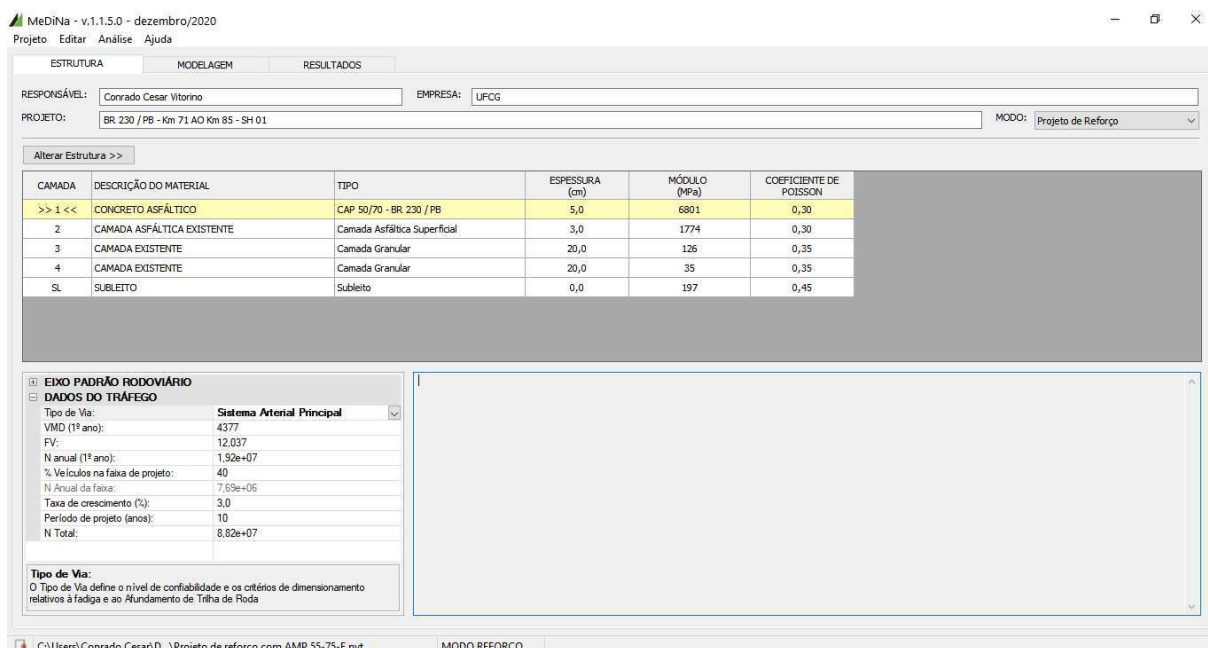


Figura 86 - Configuração da camada de reforço do revestimento de CBUQ com AMP 55/75-E



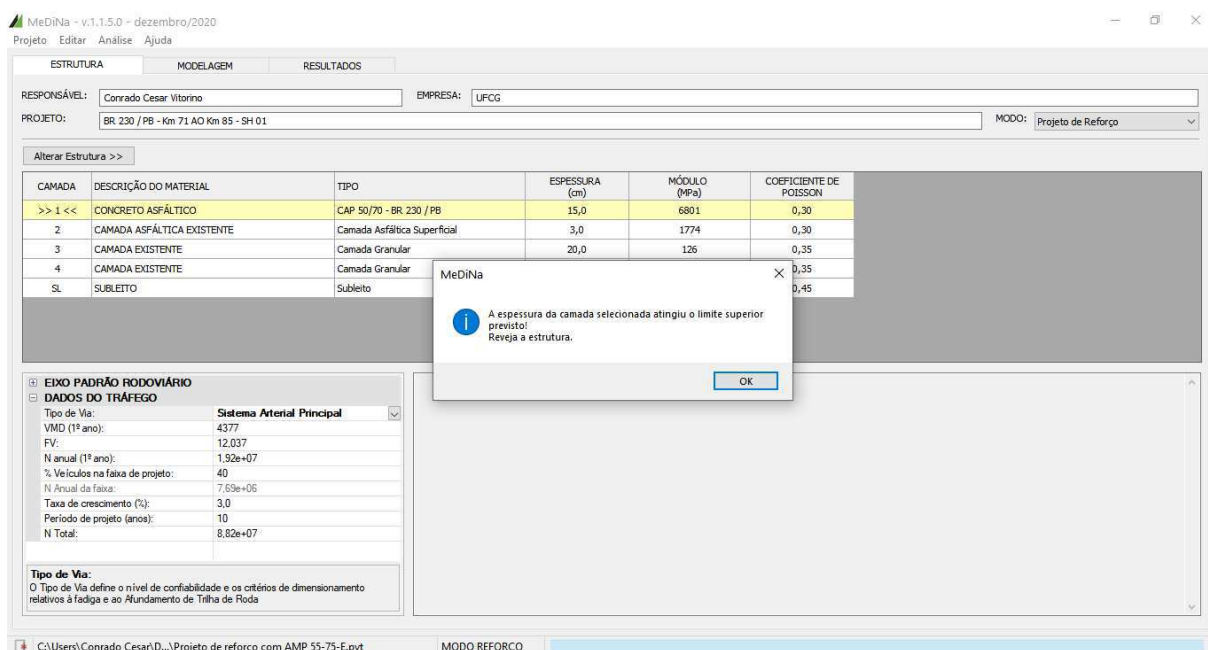
As propriedades físicas e mecânicas dos CBUQ's utilizados como opção de reforço foram as mesmas obtidas por Cavalcante (2016) que realizou dosagem e caracterização das massas asfálticas com agregados da região do trecho em estudo nesta pesquisa. Uma consideração importante a se fazer é com relação à classe de fadiga dos concretos asfálticos configurados para compor a camada de reforço a ser dimensionada. A primeira opção, CBUQ com CAP 50/70, apresentou classe 0 de fadiga, que corresponde à situação mais desfavorável, ou seja, para atender aos critérios de fadiga o MeDiNa propõe espessuras de revestimento maiores que em comparação a outras misturas com classe de fadiga mais favorável, enquanto que o CBUQ com AMP 55/75-E apresentou classe 4 de fadiga, que corresponde à melhor situação possível de fadiga, ensejando em espessuras de revestimento menores. Finalizada a inserção dos materiais tanto das camadas existentes quanto das opções de reforço, procedeu-se com o dimensionamento da espessura da camada asfáltica de reforço. A Figura 87 ilustra a tela inicial do software MeDiNa após os passos já citados.

Figura 87 - Tela de início do software MeDiNa após configuração da estrutura para projeto de Reforço



A opção por um reforço com CBUQ com CAP 50/70 mostrou-se ineficiente para as condições de tráfego do trecho, bem como para os limites impostos como parâmetros da metodologia do MeDiNa, como, por exemplo, porcentagem da área trincada ao final da vida útil do pavimento (10 anos) inferior a 30%. Ao tentar dimensionar o reforço adequado às solicitações, o software informa que a espessura máxima para a camada de reforço foi atingida, que é de 15 cm. Em outras palavras, um reforço máximo de 15 cm de CBUQ com CAP 50/70 na estrutura existente é ineficaz para atender os critérios de qualidade solicitados, conforme ilustra a Figura 88.

Figura 88 - Tela de resultado do dimensionamento do reforço para o SH-01



Outra ferramenta do software MeDiNa é a de analisar uma estrutura qualquer proposta pelo projetista. Desta forma, foi informado ao programa uma estrutura com reforço de CBUQ com CAP 50/70 na espessura de 15 cm, por ser o máximo suportado pelas análises de fadiga e deformação do software. Conforme ilustrado na Figura 89, tal estrutura apresenta área trincada de 99% ao final da vida útil do pavimento, além do alerta de que o tráfego é demasiadamente pesado para a estrutura proposta. Tal situação se repetiu para todos os segmentos homogêneos do trecho, quando considerado a opção do dimensionamento do reforço com CBUQ com CAP 50/70. Sendo assim, partiu-se para a avaliação do reforço com CBUQ com asfalto modificado por polímero SBS.

Figura 89 - Tela de resultado da análise da estrutura proposta do reforço para o SH-01

The screenshot shows the MeDiNa software interface with the following data:

RESPONSÁVEL: Conrado Cesar Vitorino
EMPRESA: UFCG
PROJETO: BR 230 / PB - Km 71 AO Km 85 - SH 01
MODOS: Projeto de Reforço

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	CAP 50/70 - BR 230 / PB	15,0	6801	0,30
2	CAMADA ASFÁLTICA EXISTENTE	Camada Asfáltica Superficial	3,0	1774	0,30
3	CAMADA EXISTENTE	Camada Granular	20,0	126	0,35
4	CAMADA EXISTENTE	Camada Granular	20,0	35	0,35
SL	SUBLEITO	Subleito	0,0	197	0,45

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO
DADOS DO TRÁFEGO
 Tipo de Via: Sistema Arterial Principal
 VMD (1º ano): 4377
 FV: 12,037
 N anual (1º ano): 1,92e+07
 % Veículos na faixa de projeto: 40
 N Anual da faixa: 7,69e+06
 Taxa de crescimento (%): 3,0
 Período de projeto (anos): 10
 N Total: 8,82e+07

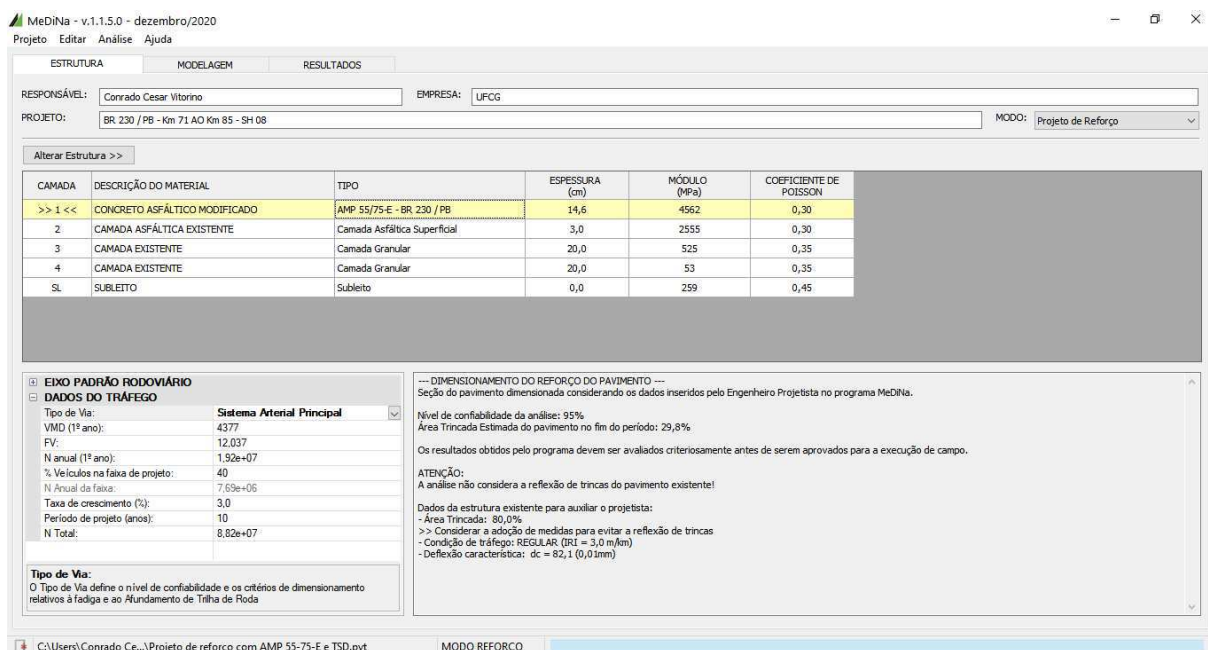
--- ANÁLISE DO REFORÇO DO PAVIMENTO ---
 Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.
 Nível de confiabilidade da análise: 95%
 Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 99,0%
--- ALERTAS ---
 Tráfego elevado para a estrutura proposta.
ATENÇÃO:
 A análise não considera a reflexão de trincas do pavimento existente!
 Dados da estrutura existente para auxiliar o projetista:
 - Área Trincada: 68,3%
 >> Considerar a adoção de medidas para evitar a reflexão de trincas
 - Condição de tráfego: RESILUAR (RI = 3,0 m/km)
 - Deflexão característica: dc = 133,7 (0,01mm)
 - Camada de base: Considerar a adoção de medidas para reconstrução ou reciclagem

Tipo de Via:
 O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda

MODOS: MODO REFORÇO

Em se tratando do projeto de reforço de CBUQ com AMP 55-75-E, o software indicou os mesmos problemas de dimensionamento que ocorreram na opção anterior com CAP 50/70, ou seja, limite máximo da camada asfáltico atingido em quase todos os segmentos homogêneos avaliados, com exceção do SH-08, onde foi possível realizar o dimensionamento, cuja tela resultado está ilustrada na Figura 90.

Figura 90 - Tela de resultado da análise da estrutura proposta do reforço para o SH-01



Para o SH-08, o dimensionamento apontado pelo software MeDiNa indicou uma espessura de 14,6 cm de CBUQ com AMP 55/75-E para atender os critérios mínimos, resultando numa área trincada de 28,9% ao final da vida útil do pavimento. O relatório gerado pelo programa, que consta na seção Anexos, informa a evolução da área trincada a cada 6 meses do início ao final da vida útil do pavimento, bem como traz informações acerca do tráfego do trecho e indica um controle de deflexões após a execução do serviço, ou seja, prevê as deflexões máximas no topo da camada de reforço tanto para o ensaio de Viga Benkelman quanto para o ensaio de FWD. Em resumo, as soluções propostas de reforço pelo software MeDiNa estão dispostas na Tabela 39.

Tabela 39 - Dimensionamento do reforço no pavimento pelo MeDiNa

Segmento Homogêneo	Projeto de Reforço		Área Trincada
	CBUQ com CAP 50/70 (cm)	CBUQ com AMP 55/75-E (cm)	(%)
1	-	-	-
2	-	-	-
3	-	-	-
4	-	-	-
5	-	-	-
6	-	-	-
7	-	-	-
8	-	14,6	29,8
9	-	-	-
10	-	-	-

Apesar de ser uma ferramenta nova e acurada, a limitação do MeDiNa de só haver a possibilidade de inserir uma camada de reforço de, no máximo, 15 cm, o inviabiliza para alguns projetos cujo tráfego seja pesado e as situações funcionais e estruturais do atual pavimento estejam com elevado nível de deterioração, como é o caso em estudo. A análise dos resultados indica que o projeto de reforço do pavimento para o segmento entre o

km 71,0 e o km 85,0 da BR230 / PB não é viável devido ao elevado nível de deterioração da estrutura existente, tanto em seu revestimento asfáltico como nas camadas granulares, uma vez que os módulos de resiliência obtidos por meio de retroanálise se mostraram abaixo dos valores comuns na literatura, como já explanado nos itens 4.1.1.2 e 4.3 desta pesquisa. Desta forma, o ideal, segundo a metodologia do MeDiNa, foi partir para uma solução de reconstrução do trecho, cujo resultados estão discutidos no item 4.4.2.1.

4.4.1.2 Pelos Métodos Empíricos e Mecânico-empíricos de Dimensionamento do DNIT (PRO 11/79 e PRO 269/94)

Seguindo com a metodologia proposta, procedeu-se com o dimensionamento do reforço pelos métodos empíricos ainda vigentes do DNIT. Foram utilizados os dados obtidos por meio de levantamentos em campo como a Avaliação Objetiva da Superfície de Pavimentos Flexíveis e Semirrígidos (DNIT-PRO 006/2003) e ensaios laboratoriais como a determinação do CBR do subleito de cada segmento homogêneo. O resumo das espessuras de reforço para cada um dos métodos avaliados está apresentado na Tabela 40.

Tabela 40 - Espessuras de reforço requeridas pelo PRO 269/94 e PRO 11/79

SEGMENTO HOMOGÊNEO	DNIT-PRO 269/94		DNIT-PRO 11/79
	Sem Fresagem	Com Fresagem	
	HR (cm)	HR (cm)	HR (cm)
SH-01	20	25	23
SH-02	20	21	15
SH-03	13	23	18
SH-04	20	24	19
SH-05	11	21	15
SH-06	16	26	25
SH-07	20	26	26
SH-08	20	20	14
SH-09	16	25	23
SH-10	16	26	24

Ao se analisar os resultados obtidos, percebe-se que a opção de reforço não se mostra tecnicamente viável, tendo em vista que o valor médio solicitado, considerando todos os segmentos homogêneos, foi de 17 cm para o método do PRO 269/94 sem fresagem e 24 cm se for considerada uma fresagem de 9,5 cm. Já o método do PRO 11/79, cujo objetivo principal é trazer a deflexão característica do trecho para valores próximos da deflexão admissível calculada, apresentou média de reforço requerido de 20 cm. Tais valores são, na prática do meio rodoviário, inviáveis, tendo em vista que elevar o greide de uma rodovia em 20 cm, por exemplo, enseja em mudança no sistema de drenagem existente, bem como ocasiona significativo risco ao usuário da via, tendo em vista a altura do degrau entre pista e acostamento. Para contornar esta situação, o procedimento a ser feito seria aplicar a camada de reforço também no acostamento da rodovia, o que, em termos econômicos, não é a situação mais favorável. O procedimento de cálculo das espessuras de reforço requeridas foi realizado tal qual o preconizado no Manual de Restauração de Pavimentos do DNIT (2006) e os resultados completos estão descritos na Tabela 41.

Tabela 41 - Dimensionamento do reforço do pavimento – DNIT – PRO 269 – 94 (TECNAPAV) e DNIT – PRO 11/79

DNIT-PRO 006/2003														
SEGMENTO HOMOGÊNEO	Dc	RAIO	TIPO REVEST. EXIST.	FC-1	FC-2	FC-3	FC-2 + FC-3	ALP + ATP	Ond. + Pan.	Exsud.	Rem.	Desg.	Flecha	IGG
	Benk.	MÉDIO												
	(0,01mm)	(0,01mm)		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	
SH-01	149,6	118,7	CBUQ	31,7	20,0	48,3	68,3	60,0	50,0	3,3	53,3	75,0	9,0	228,0
SH-02	96,9	235,9	CBUQ	0,0	85,0	15,0	100,0	5,0	110,0	5,0	95,0	100,0	11,0	272,9
SH-03	113,8	156,2	CBUQ	24,4	57,8	15,6	73,3	13,3	15,6	2,2	17,8	42,2	8,0	111,0
SH-04	125,4	123,8	CBUQ	3,0	64,0	33,0	97,0	36,0	36,0	5,0	29,0	55,0	19,0	190,5
SH-05	95,0	157,1	CBUQ	36,5	50,4	13,0	63,5	12,2	37,4	1,7	35,7	71,3	15,0	159,4
SH-06	171,6	115,1	CBUQ	34,3	57,9	7,1	65,0	4,3	42,1	2,1	26,4	50,7	21,0	150,3
SH-07	181,7	114,3	CBUQ	16,7	70,0	13,3	83,3	0,0	45,6	3,3	44,4	57,8	16,0	165,0
SH-08	91,2	182,3	CBUQ	20,0	60,0	20,0	80,0	0,0	50,0	0,0	33,3	46,7	10,0	148,2
SH-09	158,0	108,6	CBUQ	60,0	36,7	3,3	40,0	0,0	3,3	3,3	6,7	20,0	9,0	61,2
SH-10	163,1	132,6	CBUQ	25,7	54,3	18,6	72,9	1,4	32,9	5,7	24,3	85,7	11,0	141,3

DNIT-PRO 269/94																			
SEGMENTO HOMOGÊNEO	CBR Subl.	H _{cg}	Subleito			N _p	D _{adm}	h _e	REFORÇO					REFORÇO CONTEMPLANDO A FRESAGEM					
			Tipo		Constante				h _{ef}	h _{ef} adot.	HR	M _{ef}	μ	h _c	Dc	h _{ef}	h _{ef} adot.	HR	
			Solo	I1															I2
SH-01	4,2	40	III	0	1	8,82E+07	45	12,5	3,8	0,0	20,3	3969,2	10,6	9,5	149,6	3,8	3,6	25,0	
SH-02	11,2	40	III	0	1	8,82E+07	45	12,5	6,7	0,0	20,3	13143,0	3,2	9,5	96,9	6,7	6,4	21,2	
SH-03	16,6	40	III	0	1	8,82E+07	45	12,5	5,5	5,5	12,9	8423,9	5,0	9,5	113,8	5,5	5,2	22,8	
SH-04	3,1	40	III	0	1	8,82E+07	45	12,5	4,8	0,0	20,3	6457,0	6,5	9,5	125,4	4,8	4,6	23,6	
SH-05	3,6	40	III	0	1	8,82E+07	45	12,5	6,9	6,9	11,0	13856,3	3,0	9,5	95,0	6,9	6,5	21,0	
SH-06	4,0	40	III	0	1	8,82E+07	45	12,5	3,1	3,1	16,2	2723,8	15,4	9,5	171,6	3,1	2,9	25,9	
SH-07	7,6	40	III	0	1	8,82E+07	45	12,5	2,8	0,0	20,3	2325,5	18,1	9,5	181,7	2,8	2,7	26,2	
SH-08	11,6	40	III	0	1	8,82E+07	45	12,5	7,2	0,0	20,3	15516,0	2,7	9,5	91,2	7,2	6,9	20,5	
SH-09	6,7	40	III	0	1	8,82E+07	45	12,5	3,5	3,5	15,6	3418,7	12,3	9,5	158,0	3,5	3,3	25,4	
SH-10	8,4	40	III	0	1	8,82E+07	45	12,5	3,3	3,3	15,8	3130,2	13,4	9,5	163,1	3,3	3,2	25,6	

SEGMENTO HOMOGÊNEO	DNIT-PRO 11/79			
	D _{adm}	H _{CB}	TIPO SOLUÇÃO	REF./REV. CBUQ
	0,01mm	(cm)		(cm)
SH-01	40,9	22,5	REFORÇO	23
SH-02	40,9	15,0	REFORÇO	15
SH-03	40,9	17,8	REFORÇO	18
SH-04	40,9	19,5	REFORÇO	19
SH-05	40,9	14,6	REFORÇO	15
SH-06	40,9	24,9	REFORÇO	25
SH-07	40,9	25,9	REFORÇO	26
SH-08	40,9	13,9	REFORÇO	14
SH-09	40,9	23,5	REFORÇO	23
SH-10	40,9	24,0	REFORÇO	24

A fim de comparar os métodos de dimensionamento de reforço, a opção a ser estudada pelo DNIT-PRO 269/94 foi com fresagem, pois também se procedeu com a realização de fresagem de 9,5 cm na análise pelo método de dimensionamento de reforço do MeDiNa.

4.4.2 Proposta de Reconstrução do Pavimento

A tomada de decisão de adotar-se uma solução de reconstrução do pavimento envolve vários fatores e, dentre eles, destaca Souza Júnior (2018) está a impossibilidade técnica-econômica de adoção de uma solução de reforço do pavimento existente. O trecho entre o km 71,0 e km 85,0, conforme já explanado, apresenta defeitos de superfície e estruturais que inviabiliza, de forma prática, a concepção de reforço da estrutura existente e, sendo assim, faz-se necessário avaliar o dimensionamento de uma solução de pavimento novo tanto pela metodologia MeDiNa quanto pelo método de dimensionamento do DNIT.

4.4.2.1 Pelo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa)

No modo Pavimento Novo do software MeDiNa, o projetista informa os dados de todas as camadas constituintes da estrutura do pavimento a ser analisado, isto é, ensaios laboratoriais de caracterização física e mecânica dos materiais, inclusive modelo de afundamento permanente para as camadas granulares. Tal propriedade, por exemplo, parametrizada pela norma DNIT 179/2018 – IE, configura-se como possivelmente o maior gargalo para a implementação da metodologia MeDiNa no Brasil, tendo em vista que pouquíssimos laboratórios no país dispõem de tecnologia para desenvolver tal ensaio até o presente momento. Por esta razão, inclusive, foram tomados os seguintes valores de referência para a deformação permanente dos solos, conforme descrito na Tabela 42. Por se valer de dados da literatura para caracterizar os solos quanto à deformação permanente, esta pesquisa não entrou no seio das discussões acerca do afundamento de trilha de roda das camadas do pavimento. Tais dados foram adotados devido à obrigatoriedade de serem informados no MeDiNa e

seu uso não influenciam as análises que o sucedem, tendo em vista que foram adotados os mesmos valores para todas as análises realizadas no programa.

Tabela 42 - Modelos de deformação permanente adotados na pesquisa

Segmento Homogêneo	Subleito				Sub-base			
	Norback (2018) - Solo-brita M3				Guimarães (2009) - Solo Papucaia / RJ			
	k1	k2	k3	k4	k1	k2	k3	k4
1								
2								
3								
4								
5	0,244	0,419	1,309	0,069	0,27	-0,14	1,33	0,06
6								
7								
8								
9								
10								

Outra propriedade requerida para o dimensionamento de um pavimento novo pelo MeDiNa é o módulo de resiliência das camadas granulares. Como a intenção é de promover alterações apenas nas camadas de revestimento e base, preservando a sub-base e subleito existentes, adotou-se os dados do modelo composto de MR de solos obtidos por meio dos ensaios destrutivos de caracterização funcional, tal qual apresentado na Tabela 37, constante no item 4.1.2.4 *Caracterização geotécnica das camadas granulares*. As Figuras 91 e 92 ilustram, respectivamente, as telas de configuração da camada de sub-base existente e de subleito para o trecho do SH-01 tomado como exemplo.

Figura 91 - Janela de configuração da sub-base existente do SH-01 no software MeDiNa

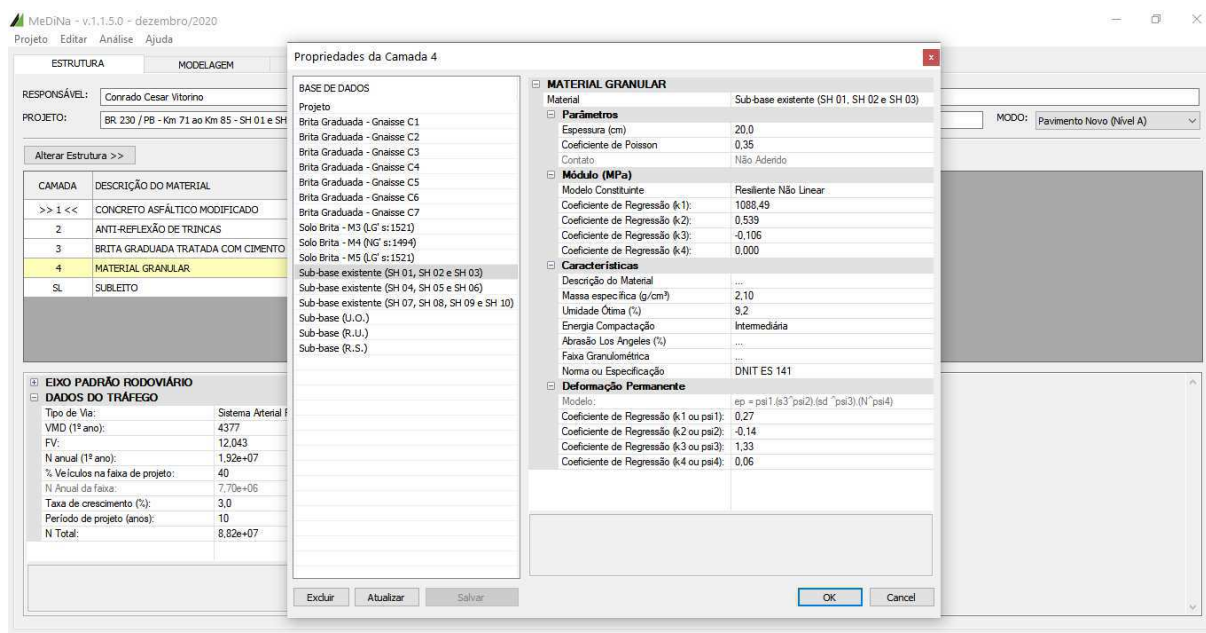
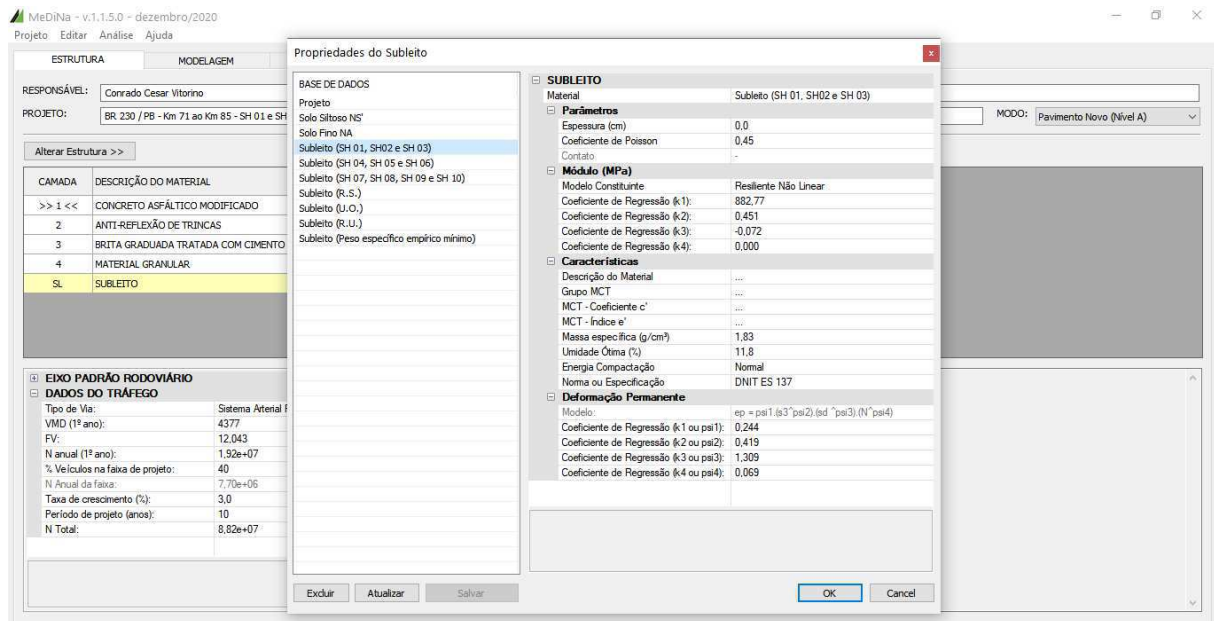
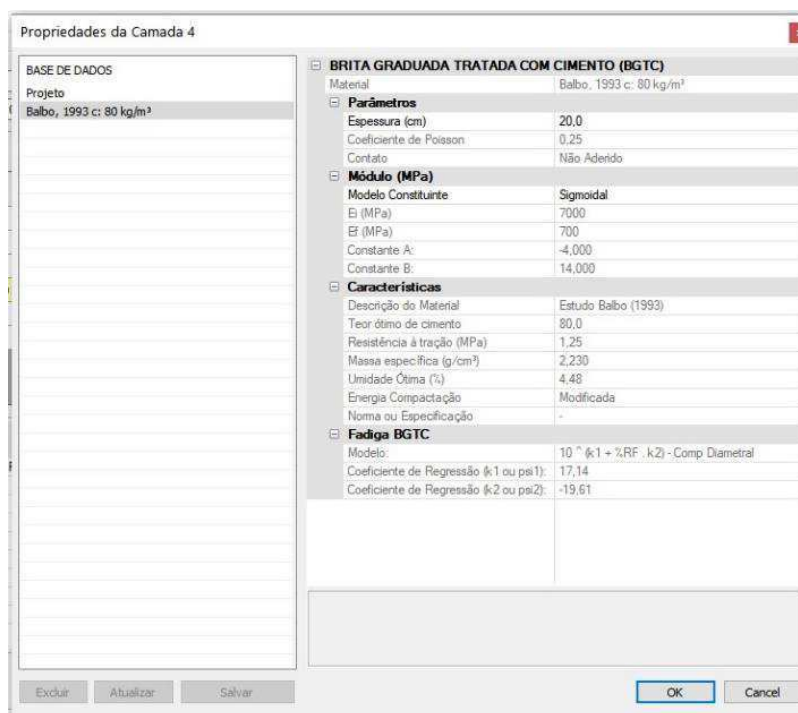


Figura 92 - Janela de configuração do subleito do SH-01 no software MeDiNa



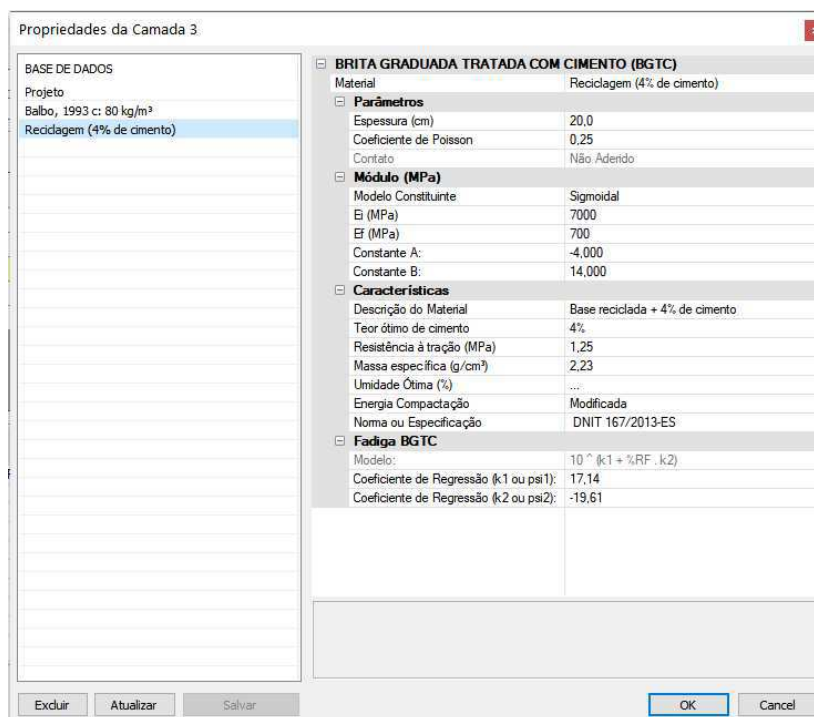
Devido ao fato da incompatibilidade de rigidez ser o principal agente acelerador do desgaste do trecho da rodovia em estudo, a proposição de solução buscou enrijecer a camada de base de todos os segmentos homogêneos, diminuindo, assim, a relação modular entre revestimento e base. Como já apresentado, o SH-02 dispõe de particularidades que o torna um segmento “crítico” dentre os demais. Sendo assim, a forma proposta para enrijecer a camada de base deste trecho foi a remoção da camada de base existente de BGS e substituição por camada de BGTC. Os parâmetros de referência utilizados de módulo de resiliência e modelo de fadiga para esta camada de BGTC foram tal qual Balbo (1993), que, inclusive, já são configurados no software MeDiNa, conforme ilustrado na Figura 93.

Figura 93 - Janela de edição da BGTC no software MeDiNa



Com relação aos demais segmentos homogêneos, a questão da incompatibilidade de rigidez entre as camadas do pavimento ainda é relevante para explicar as condições do trecho, porém tais segmentos apresentam-se em melhores condições funcionais e estruturais que o SH-02 e, por isso, optou-se por promover uma reciclagem profunda do pavimento *in situ* com adição de cimento Portland, conforme procedimento especificado na norma DNIT 167/2013-ES, tendo em vista que é uma solução tecnicamente semelhante à BGTC, porém com custo de execução inferior. A base reciclada funciona como uma base cimentada, sendo formada por uma espessura remanescente da camada de CBUQ mais a camada existente de BGS, aglutinados por cimento e compactados na energia modificada. Após procedimento de dosagem desta base reciclada, foi determinado o teor de adição de cimento de 4% em volume. O módulo de resiliência e o modelo de fadiga adotados para a base reciclada foram, tal qual na base de BGTC, os valores observados em Balbo (1993) conforme ilustrado na tela de configuração da base reciclada, constante na Figura 94.

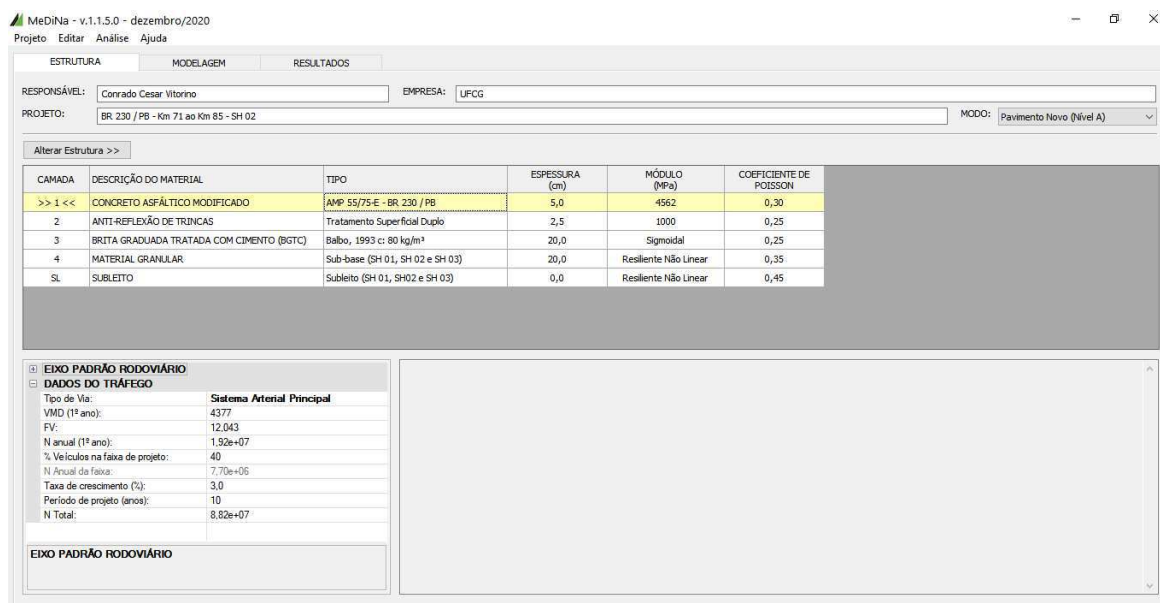
Figura 94 - Janela de edição da base reciclada no software MeDiNa



Segundo Nascimento e Albuquerque (2017) as bases cimentadas como BGTC são susceptíveis ao fenômeno do trincamento por fadiga e, por isso, um tratamento antirreflexivo de trincas é relevante no dimensionamento da estrutura de pavimento reconstruído. Neste aspecto, optou-se por um Tratamento Superficial Duplo como camada de prevenção de que as trincas da base cimentada sejam refletidas no revestimento. O trincamento por fadiga da base cimentada é tão conhecido ao ponto do software MeDiNa requerer do projetista uma estimativa do módulo de resiliência da mesma ao fim da vida útil do pavimento. No início a BGTC tem módulo de resiliência médio, segundo Balbo (1993), em torno de 7000 MPa. Com o passar do tempo, solicitações de tráfego e hidratação do cimento presente na mistura ocasionam o trincamento, tanto que ao final do período de projeto a BGTC comporta-se mais como uma BGS do que como uma camada cimentada. Sendo assim, foi considerado que o módulo de resiliência ao final dos 10 anos de vida do projeto, para a BGTC, fosse correspondente a 10% do valor inicial, ou seja, 700 MPa.

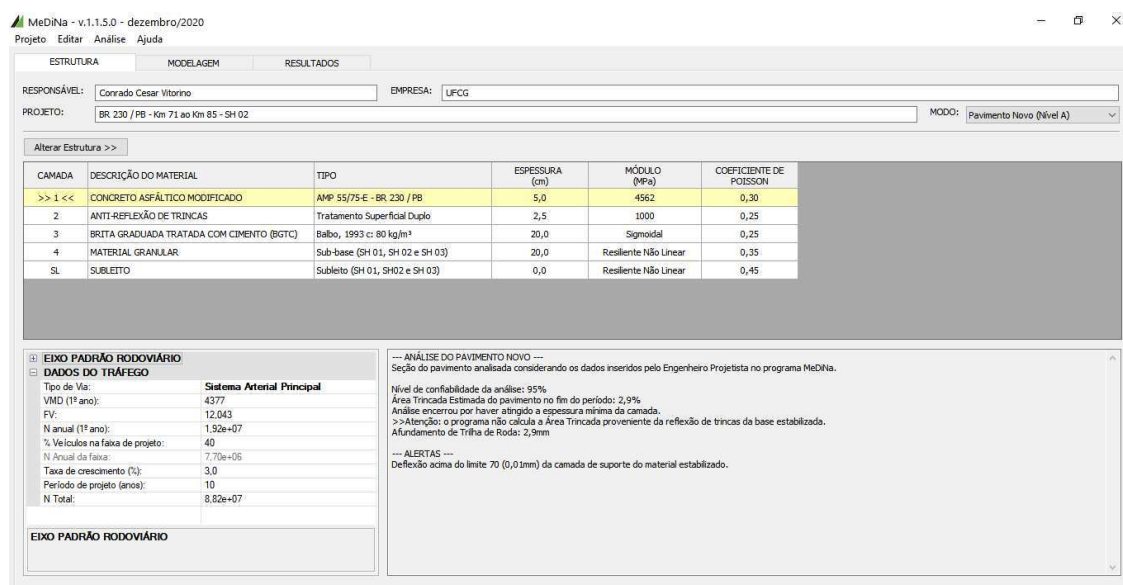
Após a edição de todos os materiais constituintes das camadas do pavimento a ser analisado, procedeu-se com dimensionamento do mesmo. Para o segmento homogêneo 02, cuja proposta para camada de base trata-se de BGTC, a tela principal do programa MeDiNa está ilustrada na Figura 95. Para análise do dimensionamento de todos os segmentos homogêneos, optou-se por um revestimento constituído inteiramente de CBUQ com asfalto modificado por polímero SBS (AMP 55-75-E), tendo em vista sua maior resistência à fadiga e deformação permanente em comparação ao CBUQ com CAP 50/70.

Figura 95 - Tela principal do software MeDiNa para o projeto de pavimento novo do SH-02



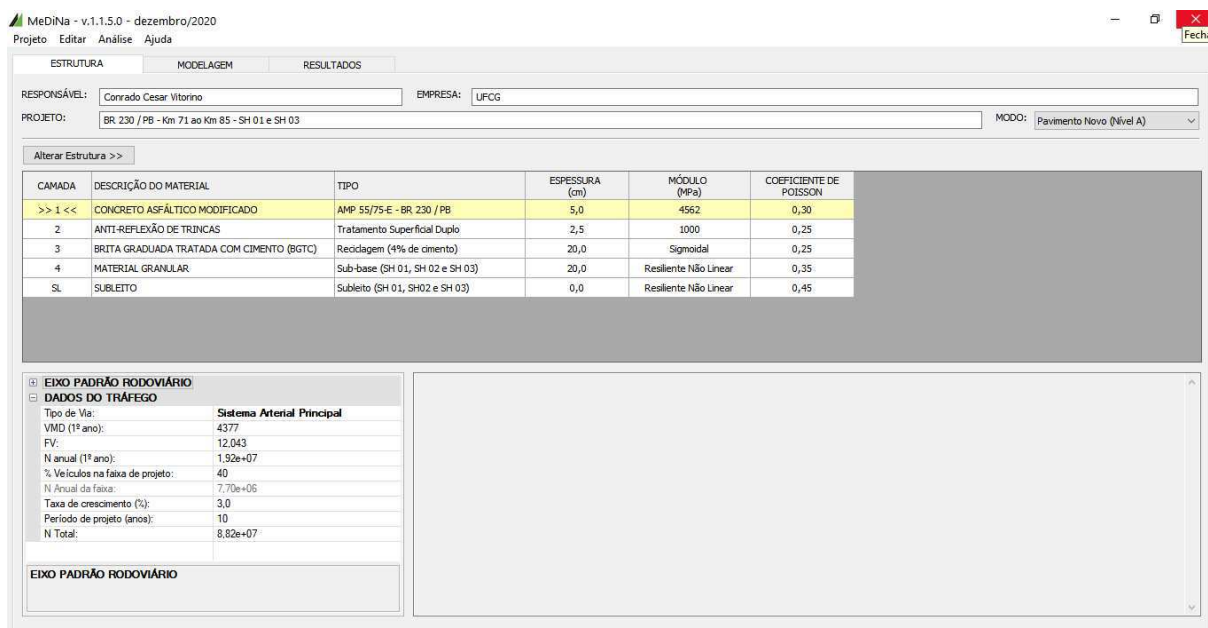
Ao dar o comando para o software dimensionar a camada asfáltica e avaliar a estrutura, é gerado um pequeno relatório, conforme ilustrado na Figura 96. Para a situação em questão do segmento homogêneo 02, o dimensionamento pelo MeDiNa solicitou um revestimento asfáltico na espessura mínima de 5,0 cm e a previsão de área trincada ao final da vida útil do pavimento foi de 2,9%.

Figura 96 - Tela de resultado do MeDiNa para o projeto de pavimento novo do SH-02



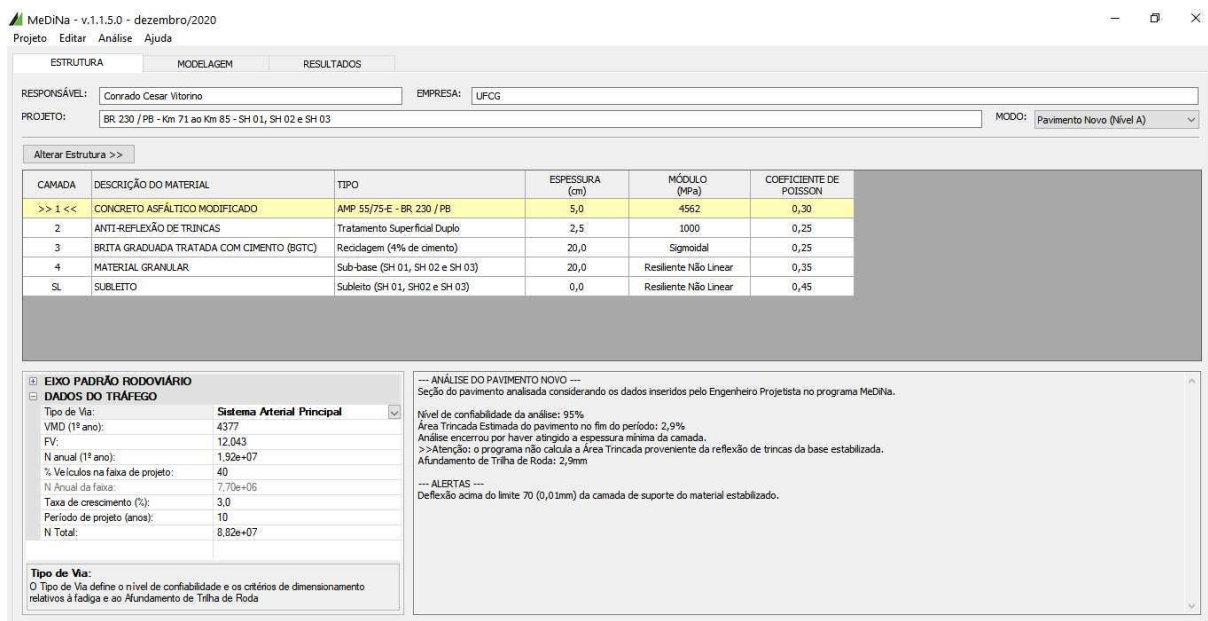
Para os demais segmentos homogêneos, cuja camada de base proposta é constituída de uma reciclagem com adição de cimento Portland, também com 20 cm de espessura, o dimensionamento apresentou resultado semelhante à situação onde se utilizou base de BGTC. Como exemplo está ilustrada na Figura 97 a tela principal com a estrutura a ser analisada para os segmentos homogêneos SH-01 e SH-03, que compartilham do mesmo modelo de módulo de resiliência para as camadas de sub-base e subleito.

Figura 97 - Tela principal do software MeDiNa para o projeto de pavimento novo do SH-01 e SH-03



A estrutura dimensionada pelo software MeDiNa para os SH-01 e SH-03 requer camada de revestimento asfáltico de CBUQ com AMP 55/75-E de 5cm de espessura, que é o mínimo possível, conforme ilustrado na Figura 98. A área trincada ao final da vida útil do pavimento prevista é de 2,9%, bem abaixo do limite estabelecido para o tipo de via, Sistema Arterial Primário, que é de 30%. Já a deformação permanente da estrutura é de 2,9 mm, abaixo dos 10 mm tidos como limite para o tipo de via. A análise da deformação permanente, por meio do Relatório de Análise constante na seção Anexos desta pesquisa, permite ao projetista vislumbrar a deformação de cada camada em separado e da estrutura de forma global, ferramenta relevante para solucionar questões específicas de cada camada para que a deformação final da estrutura esteja dentro de um limite previsto.

Figura 98 - Tela de resultado do MeDiNa para o projeto de pavimento novo do SH-01 e SH-03



Os demais segmentos homogêneos que compõem o trecho experimental, SH-04 ao SH-10, apresentaram dimensionamento semelhante ao que ocorreu no caso do SH-01 e SH-03, tendo espessura mínima de revestimento de 5 cm. A Tabela 43 resume as soluções propostas para todos os segmentos homogêneos, bem como traz dados da análise do pavimento dimensionado.

Tabela 43 – Dimensionamento do pavimento do trecho experimental pelo MeDiNa

Segmento Homogêneo	CBUQ com AMP 55-75-E	TSD	BGTC	Base Reciclada	Sub-base existente	Área Trincada (%)
	5 cm	2,5 cm	20 cm	20 cm	20 cm	
1	X	X		X	X	2,9
2	X	X	X		X	2,9
3	X	X		X	X	2,9
4	X	X		X	X	2,0
5	X	X		X	X	2,0
6	X	X		X	X	2,0
7	X	X		X	X	2,6
8	X	X		X	X	2,6
9	X	X		X	X	2,6
10	X	X		X	X	2,6

Por meio das especificações dos materiais e espessuras das camadas do pavimento novo dimensionado pelo MeDiNa, na sequência está discutido a viabilidade financeira desta proposta de intervenção, bem como dos outros métodos abordados nesta pesquisa, a fim de apontar o método que melhor atenda o binômio técnico-financeiro.

4.4.2.2 Pelo Método de Dimensionamento do DNIT (2006)

O dimensionamento da estrutura do pavimento foi realizado através do emprego do Método do DNIT, constante do seu Manual de Pavimentação, edição de 2006, que requer a definição das características geotécnicas do subleito e do tráfego, esta última, representada pelo número de operações do eixo padrão de 8,2t (Número N), para o período de projeto estabelecido, que é de 10 anos. De forma análoga ao dimensionamento da reconstrução do pavimento pelo método MeDiNa, optou-se por uma camada de base cimentada para compatibilizar a rigidez da estrutura do pavimento, diminuindo, assim, a relação modular entre revestimento e base.

Como já explanado, o método baseia-se em resguardar o subleito quanto a sua deformação apenas, não levando em consideração o fenômeno da fadiga ou fatores climáticos, por exemplo. Desta forma, os segmentos homogêneos onde o CBR do subleito foram os mais baixos são os locais onde a estrutura de reconstrução dimensionada é mais robusta. As planilhas com o dimensionamento de cada segmento homogêneo individualmente estão dispostas na seção Anexos e os resultados do dimensionamento estão apresentados na Tabela 44.

Tabela 44 –Dimensionamento do pavimento novo pelo método do DNIT

Segmento Homogêneo	Revestimento asfáltico	Base cimentada	Sub-base de solo estabilizado granulometricamente	Reforço do Subleito
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1	12,5	20	30	-
2	12,5	20	-	-
3	12,5	20	-	-
4	12,5	20	20	20
5	12,5	20	20	20
6	12,5	20	30	-
7	12,5	20	15	-
8	12,5	20	-	-
9	12,5	20	15	-
10	12,5	20	-	-

Ao se analisar os dados das estruturas requeridas, percebe-se grande variabilidade no dimensionamento. Nos segmentos homogêneos 04 e 05, que apresentam CBR do subleito inferior a 4%, recomenda-se a execução de um reforço de subleito na espessura de 20 cm com CBR mínimo de 10%, a fim de incrementar a capacidade de suporte do mesmo e mitigar os efeitos das cargas que o solicitam. Além do reforço do subleito, a estrutura prevê a execução de sub-base de solo estabilizado granulometricamente na espessura de 20 cm, seguido da base de cimentada também em 20 cm e, por último, 12,5 cm de CBUQ. Estas duas últimas camadas, inclusive, foram iguais em todos os segmentos homogêneos, tendo em vista que a espessura do CBUQ é função direta do número N de projeto, que foi considerado único em todo o trecho, bem como a base cimentada foi adotada no intuito de compatibilizar a rigidez global da estrutura.

Os segmentos homogêneos 01 e 06, cujos CBR do subleito estão entre 4 e 5%, tiveram como dimensionamento mínimo requerido uma sub-base de solo estabilizado granulometricamente com espessura de 30 cm, dispensando a adoção de reforço do subleito. Os SH-07 e SH-09, cujos subleitos são menores que 8%, a estrutura requerida é parecida com a última, sendo a espessura da sub-base de solo estabilizado granulometricamente de 15 cm. O restante dos segmentos homogêneos, SH-02, SH-03, SH-08 e SH-10, com CBR do subleito maiores que 8%, dispensam a utilização de sub-base e reforço do subleito, tendo sua estrutura mínima composta de revestimento em CBUQ na espessura de 12,5 cm seguido de camada de base cimentada de 20 cm de espessura.

4.5 Efeito da umidade dos solos no dimensionamento pelo MeDiNa

A umidade é um fator preponderante no que tange as propriedades físicas e mecânicas de um solo e, sendo assim, a mensuração dos efeitos de sua variação no dimensionamento de pavimentos é de pertinente relevância na engenharia rodoviária. Como já apresentado, o Segmento Homogêneo 02 apresenta ritmo de degradação superior em relação aos demais segmentos e a umidade elevada, principalmente na época das chuvas, é um fator agravador desta situação. Nesta perspectiva, decidiu-se avaliar qual a contribuição da variação

da umidade no módulo de resiliência das camadas de sub-base e de subleito do trecho e como isto reverbera no dimensionamento na espessura da camada de revestimento asfáltico em CBUQ do referido trecho.

Por meio do furo de sondagem 02, conforme Tabela 32, inserido dentro do SH-02, foram coletadas amostras dos solos constiuintes das camadas de sub-base e subleito, que foram submetidos ao ensaio de compactação, para a determinação de sua umidade ótima e peso específico seco máximo. Na Tabela 45 constam os resultados de três pontos específicos da curva de compactação do material de sub-base e de subleito, sendo R.S. (abreviatura de Ramo Seco) referente ao ponto imediatamente anterior à umidade ótima, U.O. referente ao ponto de umidade ótima e, por fim, R.U. (abreviatura de Ramo Úmido), relativo ao ponto da curva de compactação imediatamente posterior à úmidade ótima.

Tabela 45 - Pontos de interesse da curva de compactação dos solos do SH-02

Amostra	Ponto	h (%)	γ_s (g/cm³)
Sub-base	R.S.	5,68	2,060
	U.O.	7,20	2,086
	R.U.	9,37	2,037
Subleito	R.S.	5,94	1,891
	U.O.	7,69	1,918
	R.U.	9,63	1,851

A partir da determinação dos pontos de interesse nas curvas de compactação tanto do material de sub-base quanto de subleito, procedeu-se com a realização do ensaio de módulo de resiliência de tais solos compactados nas umidades de interesse. Os pontos de umidade adotados para a realização do ensaio de módulo de resiliência foram os mesmos pontos obtidos para traçar a curva de compactação dos solos de cada uma das camadas em estudo. Tal metodologia vislumbrou enxergar, de forma prática, como a variação de umidade nas camadas granulares de base e sub-base ao longo das estações do ano podem influenciar na espessura requerida de revestimento asfáltico para o bom funcionamento da estrutura do pavimento. A Tabela 46 apresenta os resultados do ensaio de módulo de resiliência dos solos das camadas de sub-base e subleito nas três condições de umidade avaliadas por meio dos parâmetros k1, k2 e k3 do modelo composto proposto por Macêdo (1996).

Tabela 46 - Parâmetros do modelo composto de módulo de resiliência ds solos do SH-02

Amostra	Ponto	h (%)	γ_s (g/cm³)	k1	k2	k3	R²
Sub-base	R.S.	5,68	2,060	833,871	0,451	-0,072	0,987
	U.O.	7,2	2,086	1088,493	0,539	-0,106	0,989
	R.U.	9,37	2,037	781,941	0,062	0,483	0,983
Subleito	R.S.	5,94	1,891	747,014	0,522	-0,061	0,987
	U.O.	7,69	1,918	882,774	0,451	-0,072	0,989
	R.U.	9,63	1,851	620,931	0,473	0,030	0,991

Assim como tratado no item 4.4.2.1, onde foi abordado o dimensionamento de uma reconstrução (pavimento novo) do pavimento pela metodologia MeDiNa, a camada de base da estrutura a ser utilizada na análise da influência da umidade no dimensionamento do pavimento foi composta por BGTC, na espessura de 20

cm, seguida de camada de TSD, camada antirreflexão de trincas, na espessura de 2,5 cm, sendo estas duas camadas adotadas em todas as estruturas analisadas. Sendo assim, as camadas que tiveram suas propriedades de módulo de resiliência variando em função da umidade foram apenas a sub-base e o subleito. Pelo fato de existirem 3 situações de umidade para a camada de sub-base e outras 3 situações de umidade para a camada de subleito, ao todo foram analisadas 9 situações de combinações, conforme dados apresentados na Tabela 47, onde estas combinações foram chamadas de Estruturas.

Tabela 47 - Estruturas analisadas no dimensionamento do pavimento do SH-02

Estrutura	Sub-base			Subleito		
	Ponto	h (%)	χ_s (g/cm ³)	Ponto	h (%)	χ_s (g/cm ³)
<u>A</u>	R.S.	5,68	2,060	R.S.	5,94	1,891
<u>B</u>	R.S.	5,68	2,086	U.O.	7,69	1,918
<u>C</u>	R.S.	5,68	2,086	R.U.	9,63	1,851
<u>D</u>	U.O.	7,20	2,086	R.S.	5,94	1,891
<u>E</u>	U.O.	7,20	2,086	U.O.	7,69	1,918
<u>F</u>	U.O.	7,20	2,086	R.U.	9,63	1,851
<u>G</u>	R.U.	9,37	2,037	R.S.	5,94	1,891
<u>H</u>	R.U.	9,37	2,037	U.O.	7,69	1,918
<u>I</u>	R.U.	9,37	2,037	R.U.	9,63	1,851

Por exemplo, a Estrutura A é composta pelo subleito no seu ponto R.S. (Ramo Seco), seguido de sua sub-base também no Ramo Seco da curva de compactação. Seguindo o raciocínio, a Estrutura F foi analisada segundo as propriedades do subleito em seu Ramo Úmido (R.U.) e a sub-base em sua Umidade Ótima (U.O.). Como último exemplo, a Estrutura I foi analisada considerando ambas as camadas em seu Ramo Úmido da curva de compactação. A Figura 99 ilustra a tela de configuração das propriedades da camada de sub-base avaliada no seu Ramo Seco e a Figura 100 ilustra a tela de configuração do subleito também no seu Ramo Seco., conforme parâmetros de módulo de resiliência apresentados na Tabela 46. O procedimento de configuração foi o mesmo para as situações da sub-base e subleito na Umidade Ótima e no Ramo Úmido.

Figura 99 - Tela de configuração da sub-base no Ramo Seco do SH-02

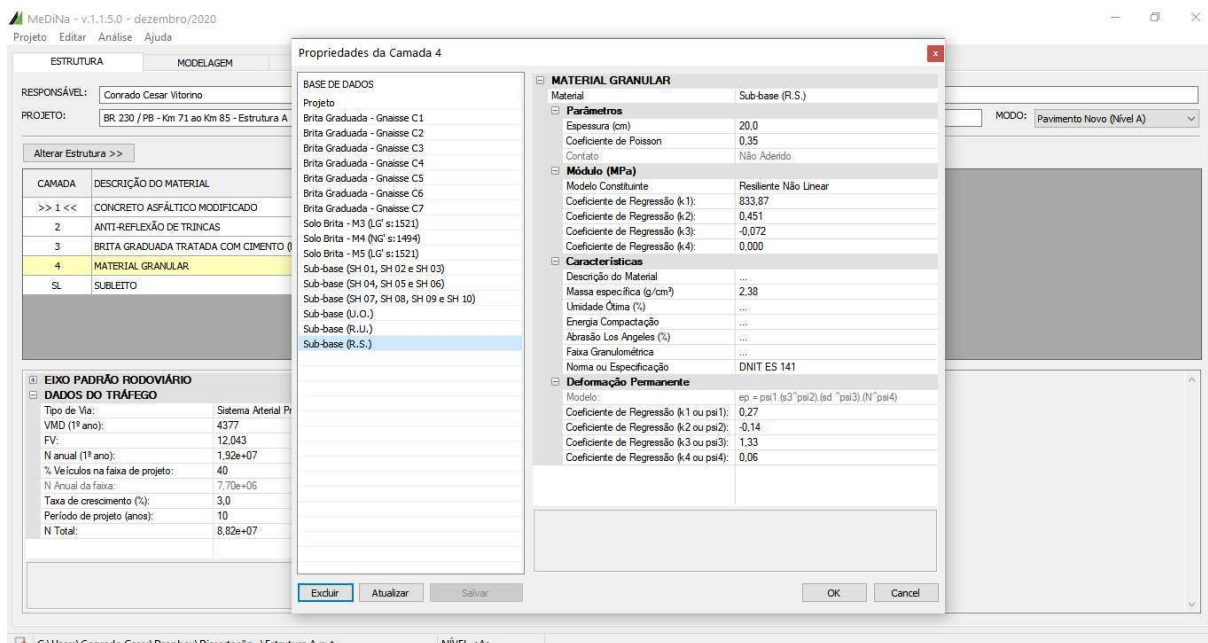
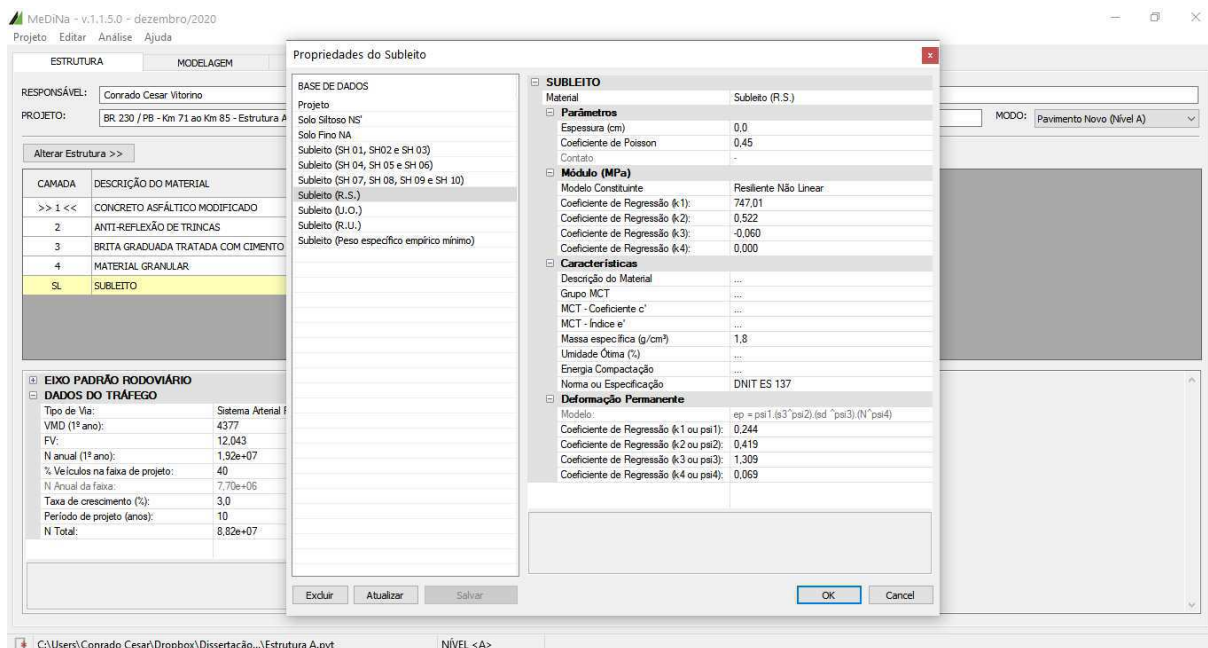
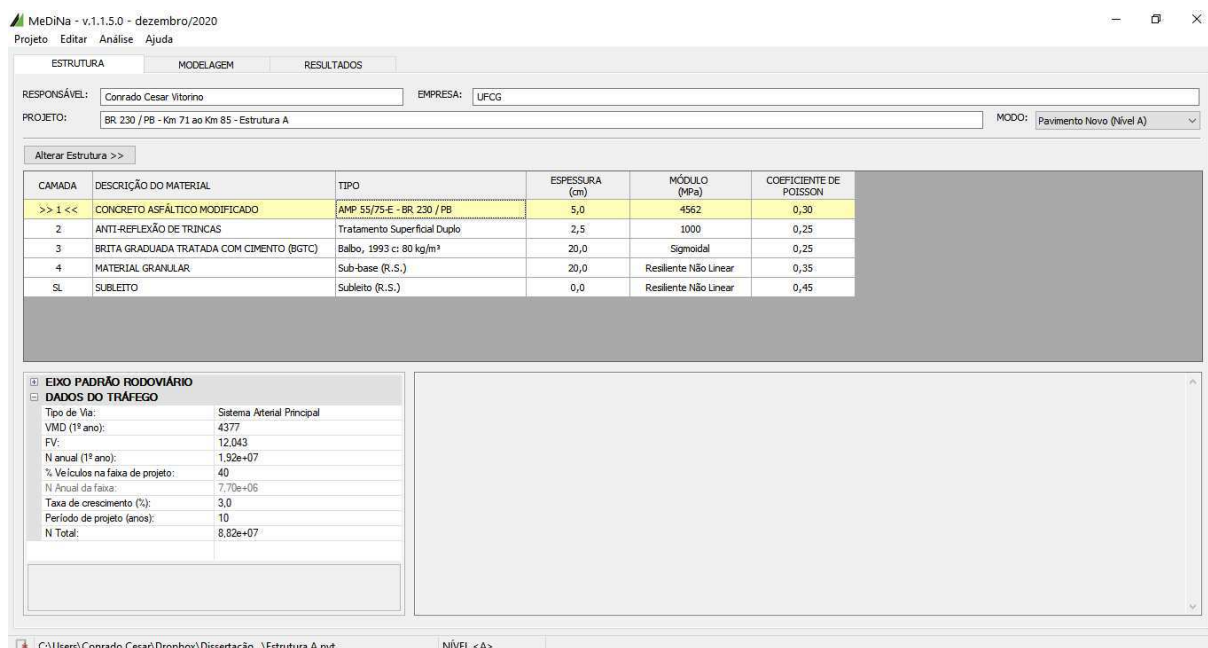


Figura 100 - Tela de configuração do subleito no Ramo Seco do SH-02



A ideia desta análise foi a verificação prática no MeDiNa do efeito da umidade no módulo de resiliência dos solos e conseqüentemente no dimensionamento da camada de revestimento em CBUQ e, para tanto, foi adotado que a camada de revestimento a ser dimensionada em todas as combinações de estruturas analisadas fosse constituída apenas de AMP 55-75-E. A Figura 101 ilustra a tela inicial no programa MeDiNa para a Estrutura A.

Figura 101 - Tela inicial do MeDiNa para dimensionamento do revestimento na Estrutura A do SH-02

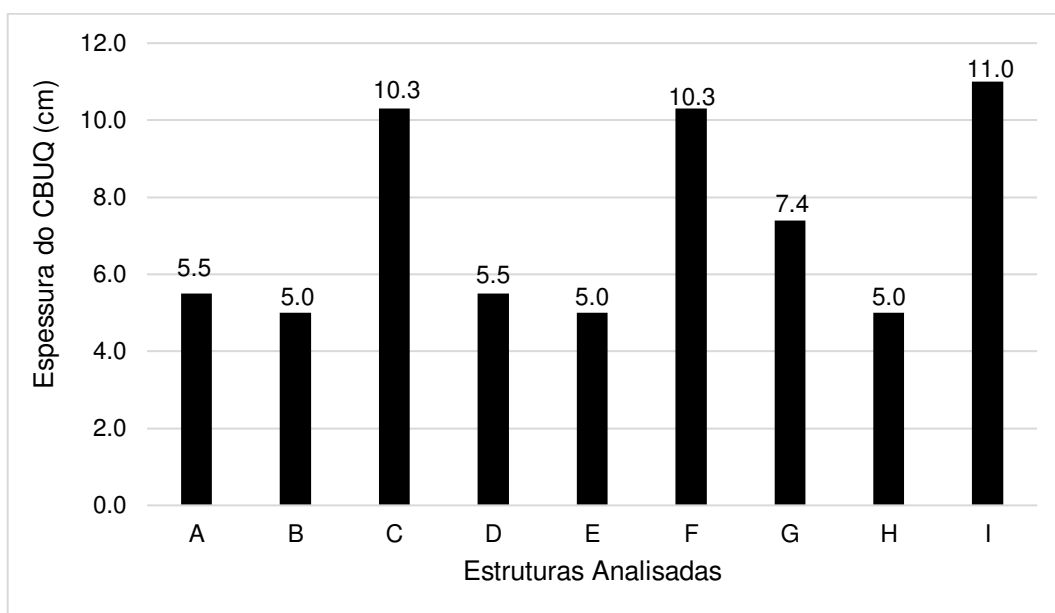


Após a configuração dos materiais foi dado o comando para o MeDiNa dimensionar a espessura da camada de CBUQ com AMP 55/75-E para atender às solicitações de tráfego do trecho. Os resultados resumidos estão apresentados na Tabela 48 e ilustrados graficamente na Figura 102.

Tabela 48 - Dimensionamento das Estruturas do SH-02

Estrutura	Espessura CBUQ	Área Trincada
	(cm)	(%)
<u>A</u>	5,5	5,1
<u>B</u>	5,0	3,1
<u>C</u>	10,3	5,2
<u>D</u>	5,5	5,1
<u>E</u>	5,0	3,1
<u>F</u>	10,3	5,2
<u>G</u>	7,4	5,7
<u>H</u>	5,0	3,3
<u>I</u>	11,0	5,0

Figura 102 - Dimensionamento das Estruturas do SH-02



A partir da análise dos resultados é possível perceber que a umidade das camadas de solos do pavimento influencia diretamente no dimensionamento pelo MeDiNa, principalmente se tratando da umidade do subleito. As Estruturas C, E e I, todas onde o subleito foi avaliado na situação do Ramo Úmido, onde o peso específico foi mínimo, apresentaram a maior espessura de CBUQ requerida pelo programa, ou seja, quando o teor de umidade do subleito está acima da umidade ótima suas propriedades de módulo de resiliência se deterioram ao ponto a análise mecanística-empírica realizada pelo MeDiNa apontar uma espessura de CBUQ de maior espessura.

Corroborando com a análise anterior, as Estruturas B, E e H, onde o subleito foi avaliado em sua umidade ótima, ou seja, onde os solos apresentaram seu peso específico seco máximo, resultaram nas estruturas onde a espessura de CBUQ requerido foram as menores, com valor de 5 cm, que é o mínimo requerido no dimensionamento pelo MeDiNa. Em outras palavras, quando a umidade do subleito está próxima da umidade ótima, o solo apresenta suas melhores propriedades de módulo de resiliência, ensejando em um dimensionamento de camada de revestimento mais delgado.

Já as estruturas restantes A, D e G, onde a umidade do subleito está abaixo da umidade ótima (ramo seco) e os pesos específicos apresentam valores intermediários, o dimensionamento pelo MeDiNa apontou espessuras de revestimento em CBUQ de valores também intermediários em comparação às situações anteriores.

Percentualmente falando, a comparação entre o dimensionamento da Estrutura E (sub-base e subleito na umidade ótima) e o dimensionamento da Estrutura I (sub-base e subleito no ramo úmido) exemplifica bem o impacto da variação da umidade no dimensionamento pelo MeDiNa. Enquanto que na Estrutura E o MeDiNa prevê um CBUQ com 5 cm de espessura, na Estrutura I o dimensionamento aponta CBUQ com espessura de 11 cm, ou seja, incremento de 120% na espessura do revestimento.

Do ponto de vista da análise da influência da umidade da camada de sub-base no dimensionamento do revestimento asfáltico do pavimento, percebe-se que as Estruturas A, B e C, que foram analisadas com a sub-

base em seu ponto no ramo seco, apresentaram os valores de 5,5, 5,0 e 10,3 cm, respectivamente, de espessura de CBUQ requerido. Já as Estruturas D, E e F, cujas sub-bases foram analisadas em sua umidade ótima, também apresentaram os mesmos valores de espessura de CBUQ, o que indica que a influência da variação da umidade da camada de sub-base para valores contidos no ramo seco até a umidade ótima é pequena. Já as Estruturas G e I, cujas sub-bases foram analisadas no ramo úmido da curva de compactação, apresentaram valores de CBUQ requerido no dimensionamento maiores que as situações onde a base se encontra em seu ramo seco e/ou em sua umidade ótima, o que indica que para valores de umidade acima da umidade ótima o material de sub-base perde significativamente em suas propriedades de módulo de resiliência a ponto de influenciar no dimensionamento da camada de revestimento asfáltico no programa MeDiNa.

Segundo Motta (1991) a umidade de equilíbrio de um solo varia pouco em torno da umidade ótima em situações normais. No caso do SH-02, conforme explanado no item 4.3.1 desta pesquisa, o trecho apresenta geometria que favorece o aumento do tempo de escoamento das águas pluviais no corpo estradal, bem como apresenta problemas de drenagem que dificultam o escoamento pluvial principalmente na época das chuvas, além de que o talude da rodovia é utilizado como barragem para pequenos açudes ao longo de todo o trecho em estudo, fatores que influenciam para o aumento da umidade das camadas do pavimento a valores provavelmente acima da umidade ótima, depreciando as propriedades de módulo de resiliência dos solos e agravando a deterioração do pavimento.

4.6 Comparativo técnico-financeiro entre as intervenções propostas

Para proceder com a comparação entre as intervenções propostas, foi realizada a cotação de preços dos serviços tanto para as intervenções de reforço do pavimento existente, por meio da metodologia MeDiNa, DNIT-PRO 11/79 e DNIT-PRO 269/94, como de reconstrução pela metodologia MeDiNa e pelo método do DNIT, utilizando as composições de custo do Sistema de Custos Referenciais de Obras – SICRO para o estado da Paraíba com data base Julho de 2020, que, até o momento da elaboração desta pesquisa, era a data mais atualizada de custos referenciais.

Foi tomada como modelo uma seção transversal de 10,0 m de largura para todo o trecho compreendido entre o km 71 e km 85 da BR-230/PB, não levando em consideração alargamentos provenientes de surperlarguras em curvas ou em seções de corte e aterro. A largura de 10,0 m foi adotada tendo em vista que a pista possui duas faixas de 3,50 m cada uma, totalizando 7,0 m e os 3,0 m restantes são divididos entre a faixa de segurança no bordo esquerdo e o acostamento no lado direito.

O preço de cada serviço foi composto em relação à uma seção modelo de 10,0 m de largura por 1000 m de extensão, obtendo-se assim o valor do serviço por quilômetro construído, para serviços medidos em área. Quando o serviço é medido em volume, a área obtida foi multiplicada pela espessura do mesmo. O orçamento e as discussões pertinentes são apresentados a seguir.

4.6.1 Métodos de Reforço

Conforme apresentado no item 4.4.1 sobre as propostas de reforço no pavimento existente, ficou constatado que o dimensionamento de reforço na rodovia pela metodologia MeDiNa é inviável, à exceção do Segmento Homogêneo 08. Tendo em vista que o intuito desta pesquisa é avaliar, na prática, as diferenças de dimensionamento das diferentes metodologias abordadas, a comparação entre o dimensionamento de reforço pelo MeDiNa, pelo DNIT-PRO 11/79 e pelo DNIT-PRO 269/94 só é possível para o referido segmento homogêneo, que será utilizado, então, para o fim de comparação econômica. As soluções aqui comparadas são as apresentadas na Tabela 39, para a metodologia MeDiNa, e na 45 para os demais métodos de reforço avaliados, que foram os dimensionados pela metodologia DNIT-PRO 11/79 e DNIT-PRO 269/94. Os valores dos serviços utilizados nas propostas de reforço estão apresentados na Tabela 49 e o resultado do orçamento para cada segmento homogêneo em separado está apresentado na Tabela 50. Os preços dos serviços que contém materiais asfálticos já incluem o transporte e aquisição dos mesmos. A estrutura de intervenção para o SH-08 proposta pelo método DNIT-PRO 269/94 utilizada para comparação foi a de 20 cm de reforço, que corresponde à situação em que não foi considerada fresagem no trecho.

Tabela 49 - Serviços e preços utilizados no orçamento das propostas de reforço

Serviço	Espessura (cm)	Preço/Km
Pintura de ligação (RR-1C)	-	R\$ 20.223
Concreto asfáltico com asfalto polímero	14,0	R\$ 877.444
Concreto asfáltico com asfalto polímero	14,6	R\$ 907.121
Concreto asfáltico com asfalto polímero	20,0	R\$ 1.174.219

Tabela 50 - Orçamento das propostas de reforço do pavimento

Segmento Homogêneo	Extensão (Km)	Metodologias de Dimensionamento de Reforço		
		MeDiNa	DNIT-PRO 11/79	DNIT-PRO 269/94
SH 01	1,20	-	-	-
SH 02	0,40	-	-	-
SH 03	0,90	-	-	-
SH 04	2,00	-	-	-
SH 05	2,30	-	-	-
SH 06	2,80	-	-	-
SH 07	1,80	-	-	-
SH 08	0,60	R\$ 544.273	R\$ 526.466	R\$ 704.532
SH 09	0,60	-	-	-
SH 10	1,40	-	-	-
Total	14,00	R\$ 544.273	R\$ 526.466	R\$ 704.532

A análise dos dados permite inferir que as intervenções de reforço dimensionadas pelos métodos MeDiNa e DNIT-PRO 11/79 apresentaram valores de execução próximos, sendo o primeiro 3,3% mais oneroso que o segundo. A pequena diferença se dá pelo fato da espessura de reforço em CBUQ dimensionada pelo MeDiNa ser de 14,6 cm para o SH-08, enquanto que pelo DNIT-PRO 11/79 a espessura dimensionada foi de 14,0 cm. Já em

comparação com o método do DNIT-PRO 269/94, o dimensionamento pelo MeDiNa se mostrou mais econômico em 29,4%, valor bastante significativo devido às dimensões do projeto.

4.6.2 Propostas de Reconstrução do Pavimento

Do ponto de vista das propostas de reconstrução do pavimento conforme dimensionamento apresentado no item 4.4.2 desta pesquisa, a comparação a ser realizada se dá entre o dimensionamento mediante a metodologia MeDiNa e o dimensionamento conforme metodologia do DNIT. Constam na Tabela 43 os serviços tomados para a composição dos preços da solução proposta pelo MeDiNa e na Tabela 44 os itens tomados para composição de custos da proposta de intervenção de reconstrução balizada pela metodologia do DNIT. Semelhante ao apresentado no item anterior, na Tabela 51 constam os valores de cada serviço utilizado nas propostas de reconstrução em separado e a Tabela 52 apresenta o resultado do orçamento de todos os segmentos homogêneos, bem como os valores do orçamento estão ilustrados graficamente na Figura 103.

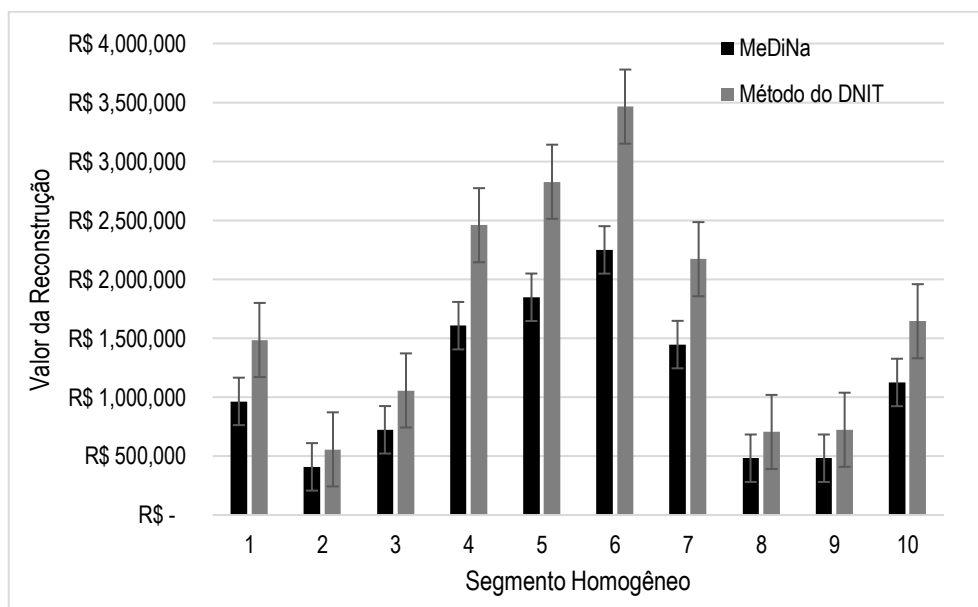
Tabela 51 - Serviços e preços utilizados no orçamento das propostas de reconstrução

Serviço	Espessura (cm)	Preço/Km
Reciclagem com adição de cimento e incorporação do revestimento asfáltico à base	20,0	R\$ 179.600,00
Base de brita graduada tratada com cimento com brita comercial	20,0	R\$ 397.580,00
Pintura de cura para base cimentada (RR-2C)	-	R\$ 39.382,00
Tratamento superficial duplo com emulsão	2,5	R\$ 131.791,40
Pintura de ligação (RR-1C)	-	R\$ 20.223,34
Concreto asfáltico com asfalto polímero	5,0	R\$ 432.280,80
Concreto asfáltico com asfalto polímero	12,5	R\$ 803.250,00
Sub-base de solo estabilizado granulometricamente	15,0	R\$ 31.590,00
Sub-base de solo estabilizado granulometricamente	20,0	R\$ 42.120,00
Sub-base de solo estabilizado granulometricamente	30,0	R\$ 63.180,00
Reforço do subleito com material de jazida	20,0	R\$ 12.960,00

Tabela 52 - Orçamento das propostas de reconstrução do pavimento

Segmento Homogêneo	Extensão (Km)	Metodologias de Reconstrução	
		MeDiNa	Método do DNIT
SH 01	1,20	R\$ 963.933	R\$ 1.484.912
SH 02	0,40	R\$ 408.503	R\$ 556.891
SH 03	0,90	R\$ 722.950	R\$ 1.056.822
SH 04	2,00	R\$ 1.606.555	R\$ 2.458.653
SH 05	2,30	R\$ 1.847.538	R\$ 2.827.451
SH 06	2,80	R\$ 2.249.177	R\$ 3.464.795
SH 07	1,80	R\$ 1.445.900	R\$ 2.170.506
SH 08	0,60	R\$ 481.967	R\$ 704.548
SH 09	0,60	R\$ 481.967	R\$ 723.502
SH 10	1,40	R\$ 1.124.589	R\$ 1.643.945
Total	14,00	R\$ 11.333.078	R\$ 17.092.026

Figura 103 - Gráfico comparativo do orçamento das soluções de reconstrução do pavimento



Ao analisar os dados é possível observar que as soluções propostas pela metodologia do DNIT são mais onerosas em todos os segmentos homogêneos, muito em função da espessura do CBUQ dimensionado, que é de 12,5 cm, que corresponde a um aumento de 150% em comparação à espessura dimensionada pelo método MeDiNa, que foi de 5,0 cm. Em se tratando do trecho completo da rodovia em estudo, compreendido entre o km 71,0 e o km 85,0 da BR-230/PB, a intervenção de reconstrução proposta pelo MeDiNa é 50,8% mais econômica do que a proposta de intervenção dimensionada pelo método do DNIT.

Como explanado no item 4.4.2 desta pesquisa, o dimensionamento do CBUQ pelo método MeDiNa apresentou resultado satisfatório para uma espessura de 5,0 cm para todos os segmentos homogêneos, tanto no que tange a resistência às solicitações do tráfego quanto à evolução da área trincada do pavimento ao longo dos anos. Sendo assim, como o dimensionamento proposto pelo método do DNIT apresenta estrutura de base, sub-

base, reforço de subleito (quando necessário) e subleito de espessura e propriedades semelhantes ou superiores às utilizadas no dimensionamento pelo MeDiNa, é possível afirmar que o dimensionamento pelo método DNIT com 12,5 cm de CBUQ também atende às solicitações do trecho satisfatoriamente, porém a camada de revestimento asfáltico apresenta espessura acima do que realmente é necessário, ensejando em aumento de custos evitáveis na proposta de reconstrução do referido pavimento.

Na engenharia, a busca constante pela eficiência das intervenções, ou seja, menor custo para a melhor solução técnica, é o que fomenta o desenvolvimento de novas ferramentas e conhecimentos mais acurados para que o projetista tenha segurança e economia em seus projetos. Neste sentido, o MeDiNa mostra-se bastante relevante e, muito embora as análises e variáveis que compõem seu arcabouço técnico sejam mais numerosas, efetivas e complexas do que os métodos predecessores de dimensionamento e análise de pavimentos, conforme constatado nesta pesquisa, o dimensionamento do pavimento pode ser mais econômico e, sem dúvidas, mais racional.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Consubstanciado nos conceitos apresentados nesta pesquisa e na análise dos resultados obtidos, foi possível chegar às conclusões apresentadas a seguir.

5.1 Conclusões

- ✓ A avaliação funcional junto da avaliação estrutural por meio de ensaios destrutivos e não destrutivos verificou que a incompatibilidade de rigidez principalmente da base com o revestimento frente ao número de solicitações na qual a estrutura é submetida foi um dos fatores que culminaram no trincamento prematuro do revestimento;
- ✓ A proposição de intervenção do tipo reforço se mostrou ineficaz para reestabelecer as condições estruturais do pavimento pelo método MeDiNa, tendo em vista que o dimensionamento atingiu a espessura limite em 9 dos 10 segmentos homogêneos estudados. No SH-08, único onde foi possível o dimensionamento de reforço pelo MeDiNa, pelo PRO 11/79 e pelo PRO 269/94, as espessuras dimensionadas para os dois primeiros foram 14,6 e 14,0 cm respectivamente, resultando num custo de execução bastante próximo, com vantagem para a metodologia PRO 11/79. Pela metodologia PRO 269/94 a espessura dimensionada foi de 20 cm, ensejando no maior valor de execução dentre as opções estudadas;
- ✓ Por meio do estudo das propostas de intervenção do tipo reconstrução foi possível constatar que o dimensionamento pelo MeDiNa mostrou-se mais econômico, tendo em vista que a espessura de CBUQ foi de 5,0 cm para todos os segmentos homogêneos, enquanto que no método do DNIT esta espessura foi de 12,5, resultando numa economia de 50,8% do primeiro em relação ao segundo em termos de valor gasto para execução dos serviços;
- ✓ Por meio da observação da variação do módulo de resiliência dos solos em função da variação de sua umidade e como isto impacta no dimensionamento pelo MeDiNa, foi constatado que, neste trecho em estudo, uma estrutura de pavimento dimensionada com propriedades dos solos obtidas em suas condições ideais de umidade (umidade ótima) apresenta espessura de revestimento inferior quando se comparado ao dimensionamento realizado por meio de propriedades dos solos obtidas em condição próxima à saturação.
- ✓ A metodologia MeDiNa representa um avanço no que tange o dimensionamento de pavimentos no Brasil, isto é fato. Do ponto de vista de limitações, a exigência de inserção de dados obtidos por meio de ensaios especiais como Módulo de Resiliência e Deformação Permanente dos Solos, Fadiga e Módulo de Resiliência de camadas asfálticas e cimentadas representa um gargalo para sua definitiva implementação, tendo em vista que atualmente poucos laboratórios, públicos e/ou privados, dispõem atualmente de equipamento e mão de obra qualificada para a realização destes ensaios no Brasil. Além disto, a condição de que projetos de reforço se limitem a apenas uma única camada asfáltica de no máximo 15 cm inviabiliza o MeDiNa na aplicação em algumas situações onde o pavimento está bastante deteriorado, como foi o caso nesta pesquisa. Por fim, a não consideração dos efeitos climáticos e/ou de

umidade nas camadas de solos constituintes do pavimento se configura como uma limitação, tendo em vista que, conforme demonstrado nesta pesquisa, a variação da umidade influencia diretamente no dimensionamento da estrutura do pavimento.

- ✓ Em se tratando de pontos positivos da implementação do MeDiNa, destaca-se a adição da consideração dos efeitos do trincamento por fadiga como critério de desempenho do pavimento, em consonância com o critério de afundamento de trilha de rodas. Além disto, a possibilidade de utilização de materiais alternativos na concepção do pavimento, como asfaltos borracha e asfaltos modificados com polímeros, é uma importante ferramenta que o projetista tem ao seu dispor, tendo em vista o vertiginoso crescimento da utilização destes materiais nos últimos anos. A previsibilidade da evolução dos defeitos do pavimento ao longo dos meses também é bastante relevante, levando em consideração que isto facilita a programação de operações de manutenção do pavimento, além de possibilitar o dimensionamento de pavimentos com maiores vidas úteis, da ordem de 15 a 20 anos.

5.2 Sugestões para Pesquisas Futuras

- ✓ Avaliar o efeito da umidade no dimensionamento de estrutura de pavimento novo pelo MeDiNa por meio de maior espaço amostral, com diferentes tipos de solos, inclusive de material de base;
- ✓ Realizar novas janelas de inspeção para conferência das espessuras das camadas do pavimento e coleta de materiais para identificação e ensaios em laboratório na rodovia analisada;
- ✓ Realizar o mesmo estudo em outros trechos desta ou de outras rodovias, com diferentes características funcionais e estruturais, para testar o MeDiNa em várias situações;
- ✓ Testar o dimensionamento das camadas de reforço e de pavimento novo com materiais alternativos, tipo asfalto borracha;
- ✓ Comparar a solução de engenharia adotada para o trecho com as propostas nesta pesquisa, com ênfase na previsão da deterioração do pavimento ao longo dos anos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBERNAZ, C.; CALDAS, J.; OLIVEIRA, S. **Avaliação Estrutural Simplificada de Pavimentos Através de Retroanálise**. 30ª Reunião Anual de Pavimentação Salvador – BA. 1996.

ALBERNAZ, C. A. V.; MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J. **Retroanálise: Uma Útil Ferramenta na Avaliação Estrutural de Pavimentos**. In: 29ª Reunião Anual de Pavimentação. v.1, p. 399-417. Cuiabá. 1995.

ALBUQUERQUE, F. S. **Sistema de gerência de pavimento para departamentos de estradas do nordeste brasileiro**. 303 f. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre - RS. 2007.

ALBUQUERQUE, T. P. **Índice de condição baseado em defeitos superficiais para gerência de pavimentos urbanos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa - PB. 2017.

ALMEIDA, A. F. M.; 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**. In: 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET. 2019.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO. **Guide for design of pavement structures**. Washington. 1986.

_____. **Guidelines for Traffic Data Programs**. Washington. 1992.

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 em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo, São Paulo. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 16018: **Misturas asfálticas – Determinação da rigidez por compressão diametral sob carga repetida**. Rio de Janeiro. 2011.

_____. NBR 16853: **Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional**. Rio de Janeiro. 2020.

_____. NBR 6467: **Agregados - Determinação do inchamento de agregado miúdo - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2006.

_____. NBR 6484: **Solo – Sondagem de Simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2020.

_____. NBR 7181: **Solo – Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro. 2016.

_____. NBR 9895: **Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2016.

BALBO, J. T. **Estudo das propriedades mecânicas das misturas de brita e cimento e sua aplicação aos pavimentos semi-rígidos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo, São Paulo. 1993.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2007.

BENEVIDES, S. A. S. **Modelos de desempenho de pavimentos asfálticos para um sistema de gestão de rodovias estaduais do Ceará**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 2006.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA; L. M. G. D.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro, 2ª edição. 2010.

BEZERRA NETO, R. S. **Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNIT e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo. 2004.

BORGES, C. B. S. **Estudo Comparativo Entre Medidas de Flexão Com Viga Benkelman e Fwd em Pavimentos da Malha Rodoviária Estadual de Santa Catarina**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Santa Catarina. 2001.

BRANCO, F., PEREIRA, P., e PICADO, L. S. **Pavimentos Rodoviários**. Edições Almedina. Coimbra. 2008.

BRASIL. **Lei nº 13.103, de 2 de março de 2015**. Dispõe sobre o exercício da profissão de motorista; altera a Consolidação das Leis do Trabalho - CLT, aprovada pelo Decreto-Lei no 5.452, de 1º de maio de 1943 [...] e dá outras providências. Diário Oficial União. 2015.

_____. **Lei nº 7.408, de 25 de novembro de 1985**. Permite a tolerância de 5% (cinco por cento) na pesagem de carga em veículos de transporte. Diário Oficial União. 1985.

BURMISTER, D. M. The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways. **Proceedings, Highway Research Board**. v. 23, Washington - D.C.1943.

BURMISTER, D. M. The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Soil Systems. **Journal of Applied Physics**. n. 16. USA. 1945.

CARDOSO, S. H. **Faixas de módulos dinâmicos (elásticos) obtidos por retroanálise durante sete anos**. 29a Reunião Anual de Pavimentação. v. 2, p. 377-401. 1995.

CAREY JR, W. N.; IRICK, P. E. **The pavement serviceability performance concept**. Highway Research Board Bulletin., n. 250, p. 40–58, 1960.

CASTELO BRANCO, V. T. F.; BHASIN, A; MASAD, E.; LITTLE, D. N. e SOARES, J. B. **Separation of Nonlinear Viscoelastic Response from Fatigue Damage Using Dynamic Mechanical Analysis (DMA)**. In: XXII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Vitória. 2008.

CAVALCANTE, F. P. **Efeito da adição dos óleos de Ricinus communis e Linus usitatissimum nas propriedades reológicas do cimento asfáltico de petróleo puro e modificado**. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia dos Materiais). Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande - PB. 2016.

CAVALCANTE, F. P. **Avaliação das características funcionais e estruturais da Rodovia BR-230 Lote III**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Pernambuco. Recife - PE. 2005.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES – CNT. ANUÁRIO CNT DO TRANSPORTE. **Anuário CNT do Transporte: Estatísticas Consolidadas**. Brasília, 2018. Disponível em: <anuariodotransporte.cnt.org.br/2018>

_____. **Anuário CNT do Transporte: Estatísticas Consolidadas**. Brasília, 2020. Disponível em: <anuariodotransporte.cnt.org.br/2020>

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Resolução nº 210/06 de 13/11/2006**. Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres e dá outras providências. Brasília, 2006.

COUTINHO, J. C. P. **Dimensionamento de pavimento asfáltico: comparação do método do DNIT com um método mecanístico-empírico aplicada a um trecho**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto - MG. 2011.

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Projeto Cadastro de Fontes de Abastecimento por Água Subterrânea. Paraíba.** Diagnóstico do Município de Caldas Brandão. 2005. 19p.

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Projeto Cadastro de Fontes de Abastecimento por Água Subterrânea. Paraíba.** Diagnóstico do Município de Riachão do Poço. 2005. 19p.

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Projeto Cadastro de Fontes de Abastecimento por Água Subterrânea. Paraíba.** Diagnóstico do Município de Sobrado. 2005. 19p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ME - 024/94. **Método de Ensaio – Pavimento – Determinação das Deflexões pela Viga Benkelman.** Rio de Janeiro. 1994.

_____. DNIT ME 082/94. **Solos - determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro. 1994

_____. DNIT ME 092/94. **Solo - determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego do frasco de areia.** Rio de Janeiro. 1994.

_____. DNIT ME 122/94. **Solos - determinação do limite de liquidez - método de referência e método expedito.** Rio de Janeiro. 1994.

_____. DNIT ME 162/94. **Solos - ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas.** Rio de Janeiro. 1994.

_____. DNIT ME 213/94. **Solos - determinação do teor de umidade.** Rio de Janeiro. 1994.

_____. DNIT-PRO – 10/79. **Procedimento – Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis – Procedimento A.** Rio de Janeiro. 1979a.

_____. DNIT-PRO – 11/79. **Procedimento – Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis – Procedimento B.** Rio de Janeiro. 1979b.

_____. DNIT-PRO - 159/85. **Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis e Semirígidos.** Rio de Janeiro. 1985.

_____. DNIT-PRO – 269/94. **Procedimento – Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis – TECNAPAV (Método da Resiliência).** Rio de Janeiro. 1994.

_____. DNIT-PRO - 273/96. **Determinação das deflexões utilizando deflectômetro de impacto do tipo “Fallinig Weight Deflectometer” (FWD).** Rio de Janeiro. 1996.

_____. DNIT 005/2003-TER. **Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia.** Rio de Janeiro. 2003.

_____. DNIT 006/2003-PRO. **Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento.** Rio de Janeiro. 2003

_____. DNIT 007/2003-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 008/2003-PRO. **Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos.** Rio de Janeiro. 2003

_____. DNIT 009/2003-PRO. **Avaliação subjetiva de superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento.** Rio de Janeiro. 2003.

_____. DNIT 031/2006-ES. **Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de Serviço**. Rio de Janeiro. 2006.

_____. DNIT 167/2013-ES. **Pavimentação - Reciclagem profunda de pavimentos "in situ" com adição de cimento Portland**. Rio de Janeiro. 2013.

_____. DNIT 179/2018-IE. **Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente**. Rio de Janeiro. 2018.

_____. DNIT ME 134/18. **Método de Ensaio - Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência**. Rio de Janeiro. 2018.

_____. DNIT ME 136/18. **Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral**. Rio de Janeiro. 2018.

_____. DNIT. **Manual de pavimentação**. 3. Ed. Rio de Janeiro. 274p. (Publ. IPR, 719). 2006.

_____. DNIT. Manual de projeto geométrico de travessias urbanas. - Rio de Janeiro, 2009.

_____. DNIT. **Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos**. 2. ed. Rio de Janeiro. 310 pp. (Publ. IPR., 720). 2006(b).

ECHVERRIA, J. A. S. **Avaliação do efeito de restaurações com fresagem e recapeamento nas condições funcional e estrutural de pavimentos com volume de tráfego médio**. Dissertação (Mestrado). Universidade federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre - RS. 2011.

ELLIOTT, R. P.; THORNTON, S. I. Simplification of subgrade resilient modulus testing. **Transportation Research Record**. v. 1192, p. 1-7. 1988.

FABRÍCIO, J. M.; SILVA, G. A.; GONÇALVES, E. A. **Método Simplificado de Retroanálise em Pavimentos Flexíveis**. In: 28ª Reunião Anual de Pavimentação. Belo Horizonte. 1994.

FABRÍCIO, J. M.; DUARTE, J. C.; SILVA, P. D. E. A. **Correlação entre Deflexões Características em Pavimentos Flexíveis com a Viga Benkelman e com o Falling Weight Deflectometer**. 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador. 1996.

FERNANDES JÚNIOR., J. L. **Investigação dos Efeitos das Solicitações do Tráfego Sobre o Desempenho de Pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos-SP. 1994.

FERNANDES, I. S; TRICHÊS, G. **Contribuição a Caracterização do Comportamento Mecânico Da Camada De Brita Graduada "In Situ"**. Reunião Anual de Pavimentação, v. 34, p. 1-23. 2000.

FRANCISCO, A. **Comportamento estrutural de pavimentos rodoviários flexíveis**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola Superior de Tecnologia e Gestão. Bragança. 2012.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos– SISPAV**. 294p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 2007.

FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. **Manual de Utilização do programa MeDiNa**. p. 1–78. 2020.

FRITZEN, M. A. **Desenvolvimento e Validação de Função de Transferência para Previsão do Dano por Fadiga em Pavimentos Asfálticos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 2016.

GAMA, D. A. **Efeito da adição de polímeros reativo, não-reativo e ácido polifosfórico e suas combinações nas propriedades de ligantes asfálticos**. Tese (Doutorado em Engenharia de Materiais). Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande - PB. 2016.

GOMES, A. F. S. S. **Tecnologia aplicada à avaliação das estruturas dos pavimentos aeroportuários**. Monografia (Especialização). Universidade de Brasília. Brasília. 2008.

GONÇALVES, F. J. P. **Diagnóstico e manutenção de pavimentos: ferramentas auxiliares**. Editora Universidade de Passo Fundo. Passo Fundo. 2007.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecanístico empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 2009.

HAAS, R.; HUDSON, W. R. Z. **Modern Pavement Management**. Krieger Publishing Company. Malabar, Florida. 1994.

HILDEBRAND, G. **Verification of Flexive Pavement Response From a Field Test Part 1**, Road Directorate, Danish Road Institute, 2002.

HIMENO, K.; IKEDA, T.; KAMIJIMA, T.; ABE, T. **Distribution of tire contact pressure of vehicles and its influence on pavement distress**. Proceedings, 8th International Conference on Asphalt Pavements. Washington. 1997.

HVEEM, F. N. **Pavement and Fatigue Failures**. Bulletin n.114, HRB (TRB), Washington, DC. 1955.

JEGATHEESAN, P.; GNANENDRAN, C. T. Permanent deformation study of pavement layers using laboratory pavement model testing. **International Journal of Geomechanics**. v. 16, n. 3. 2015.

JORDÃO, L. P. **Avaliação estrutural das pistas de pouso e decolagem, pátios e acessos do aeroporto Presidente Castro Pinto de João Pessoa**. (Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande – PB. 2004.

KARIM, F. M.; RUBASI, K. A. H.; SALEH, A. A. The road pavement condition index (PCI) evaluation and maintenance: a case study of Yemen. **Organization, Technology and Management in Construction: an International Journal**. v. 8, n. 1, p. 1446-1455, 2016.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates. **Journal of transportation engineering**. v. 126, n. 1, p. 76-83. 2000.

LIU, C.; REN, T. Z.; ZHANG, R.; GAO, Q. F.; ZHENG, J. L. **Influence of Gradation on Resilient Modulus of High Plasticity Soil-Gravel Mixture**. In: Advances in Civil Engineering. v. 2020. 2020.

MACÊDO, J. A. G. **Interpretação de Ensaios Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 1996.

MARCON, F. M. **Contribuição ao desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimentos para a malha rodoviária estadual de Santa Catarina**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Centro Técnico aeroespacial. Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São Paulo. 1996.

- MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos**. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1997.
- MEDINA, J., MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro, RJ. Editora Interciência. 3ª ed., 638 p. 2015.
- MEDINA, J.; MACÊDO, J. A. G; MOTTA, L. M. G.; ALBERNAZ, C. A. V. **Utilização de Ensaio Deflectométricos e de Laboratório para a Avaliação Estrutural de Pavimentos**. In 28ª Reunião Anual de Pavimentação. Belo Horizonte - MG. 1994.
- MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2ª Edição, Edição dos autores, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2005.
- MORAIS, C. A. S. **Uma proposta para avaliação, manutenção e restauração de pavimentos das vias urbanas**. 134f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande - PB. 2005.
- MONISMITH, C. L. **Evolution of long-lasting Asphalt Pavement Design methodology: A perspective**. Auburn University. Alabama. 2004.
- MOTTA, L. M. G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 1991.
- NASCIMENTO, L. A. H. **Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil**. Tese (Doutorado). North Carolina State University. Raleigh - NC. 2014.
- NASCIMENTO, R. S.; ALBUQUERQUE, F. S. Estudo de desempenho à fadiga de base cimentada tipo BGTC na BR-101/SE. **Revista Transportes**. v. 26, n. 1, p. 157-171. 2018.
- NG, A. K. Y.; FAXINA, A. L. **Comportamento À Fadiga Da Matriz De Agregado Fino De Misturas Asfálticas**. In: XVIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – Anpet. Curitiba. 2004.
- NORBACK, C. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ. 2018.
- PEREIRA, P.; MIRANDA, V. **Gestão da conservação dos pavimentos rodoviários**. Universidade do Minho. Braga, Portugal. 1999.
- PINTO, I. E.; DOMINGUES, F. A. A. **Uma Contribuição ao Estudo de Correlação entre Equipamentos Medidores de Deflexões: Viga Benkelman e Falling Weight Deflectometer - FWD**. Second International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control. Auburn. 2001.
- PINTO, S. **Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 1991.
- PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. **Pavimentação Rodoviária – Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis**. Copiarte, Copiadora e Artes Gráficas. Rio de Janeiro. 2002.
- PITTA, D. M.; BALBO, J. T. **Estudo de Caso de Retroanálise de Superfícies Deformadas em Pavimentos Asfálticos da Região Sul do Brasil**. 31ª Reunião Anual de Pavimentação. v. 2, p. 815-834. 1998.

PONTE, R. S.; BRANCO, V. T. F. C.; DE HOLANDA, Á. S.; SOARES, J. B. Avaliação de diferentes metodologias para obtenção do Módulo de Resiliência de misturas asfálticas. **Revista Transportes**. v. 22, n. 2, p. 85-94. 2014.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **IP-05/2004: Instrução de Projeto 05: Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis Tráfego Meio Pesado, Pesado, Muito Pesado e Faixa Exclusiva de Ônibus**. São Paulo: Secretaria de Infraestrutura Urbana. 2004

PREUSSLER, E. S. **Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço**. Rio de Janeiro, 1983.

ROCHA FILHO, N. R.; RODRIGUES, R. M. **A Avaliação Estrutural dos Pavimentos por Meio de Levantamento Deflectométricos**. In: 30ª Reunião Anual de Pavimentação. v. 3 pp.1119-1146. Salvador – BA. 1996.

RODRIGUES, R. M. **Aplicação da Mecânica dos Pavimentos ao Projeto e à Avaliação Estrutural dos Pavimentos Asfálticos**. 29ª Reunião Anual de Pavimentação. v. 2, p. 322-345. 1995.

RODRIGUES, R.M. **Estudo dos Trincamentos dos Pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 1991.

ROMERO, R.; RUIZ, A.; RODIL, R.; LECHUGA, M. A. **Variation of Deflection with Measuring Equipment and Load Speed on Test Track**. Transportation Research Board 1448, Washington. 1994.

RUSSEL, W. L. **Pavement Design Guide Manual**. Texas Department of Transportation; Construction Division. Texas: Texas Department of Transportation. 2011.

SALES, E. P. **Análise do comportamento mecanístico do novo pavimento da BR232/PE, trecho: Caruaru – São Caetano**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade federal de Campina Grande. Campina Grande - PB. 2008.

SANTOS, A. G. **Estudo do comportamento resiliente de três solos da região de Campo Grande-MS e de relações entre o módulo de resiliência e resultados de ensaios de compressão simples**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo. São Paulo. 2003.

SENÇO, W. R. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. 1. ed. PINI. São Paulo, 1997.

SEVERI, A. A.; BALBO, J. T.; RODOLFO, M. P. **Conceitos Mecanicistas Básicos Sobre Pavimentos Asfálticos**, Laboratório de Mecânica dos Pavimentos. Universidade de São Paulo. São Paulo. 1998.

SOUZA JÚNIOR, J. G. **Aplicação do Novo Método de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos a Trechos de Uma Rodovia Federal**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 2018.

SOUZA, V. S.; CASTRO, M. A. H.; SOARES, J. B.; MELO, L. T. B. **Análise de Tensões e Deformações de Pavimentos Utilizando o Modelo Plástico de Mohr-Coloumb**. In: Anais da 33ª reunião de pavimentação. ABPV, Florianópolis, 1999.

SUZUKI, C. Y. DAIBERT, R. F. **Análise paramétrica da influência da temperatura e velocidade de operação no dimensionamento de pavimentos asfálticos para tráfego pesado**. 44ª Reunião Anual de Pavimentação, Foz do Iguaçu. 2015.

TURNBULL, W. J.; FOSTER, C. R.; AHLVIN, R. G. **Design of flexible pavements considering mixed loads and traffic volume**. 1962.

ULLIDTZ, P.; COETZEE, N. F. Analytical Procedures in Nondestructive Testing Pavement Evaluation. **Transportation Research Record**. n. 1482, p. 61-66. 1995.

USACE. **Pavement Maintenance Management. Technical Manual – TM 5-623**. Washington: USACE, United State Army Corps of Engineers, Headquarters, Department of the Army, 1982.

VIJAYVERGIYA, V.N.; GHAZZALY, O.I. **Prediction of swelling potential for natural clays**. In: International Conference on Expansive Soils, nº 3., Hayfa. 1973.

YANG, W.-s. -"**Mechanistic Analysis of Nondestructive Pavement Deflection Data**", Dissertação (Mestrado). Cornell University. New York. 1988.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of pavement design**. 2nd Edition. John Wiley & Sons, Inc. New York. 1975.

ZANCHETTA, F. **Aquisição de dados sobre a condição dos pavimentos visando a implementação de sistemas de gerência de pavimento urbanos**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 2005.