

**MONITORAMENTO E ANÁLISE DO DESEMPENHO DE  
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS DA AMPLIAÇÃO DA RODOVIA  
BR-290/RS – A IMPLANTAÇÃO DO PROJETO REDE  
TEMÁTICA DE ASFALTO NO RIO GRANDE DO SUL**

**João Rodrigo Guerreiro Mattos**

Porto Alegre  
Abril 2014

**JOÃO RODRIGO GUERREIRO MATTOS**

**MONITORAMENTO E ANÁLISE DO DESEMPENHO DE  
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS DA AMPLIAÇÃO DA RODOVIA  
BR-290/RS – A IMPLANTAÇÃO DO PROJETO REDE  
TEMÁTICA DE ASFALTO NO RIO GRANDE DO SUL**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia  
Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte  
dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia na  
modalidade Acadêmico

Porto Alegre  
Abril 2014

### CIP - Catalogação na Publicação

Mattos, João Rodrigo Guerreiro  
Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS - A implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul / João Rodrigo Guerreiro Mattos. -- 2014.  
250 f.

Orientador: Jorge Augusto Pereira Ceratti.  
Coorientador: Washington Peres Núñez.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2014.

1. Pavimentação. 2. Materiais. 3. Desempenho. 4. Monitoramento. 5. Fato laboratório-campo. I. Ceratti, Jorge Augusto Pereira, orient. II. Núñez, Washington Peres, coorient. III. Título.

Elaborada pelo Sistema de Geração Automática de Ficha Catalográfica da UFRGS com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

**MONITORAMENTO E ANÁLISE DO DESEMPENHO DE  
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS DA AMPLIAÇÃO DA RODOVIA  
BR-290/RS – A IMPLANTAÇÃO DO PROJETO REDE  
TEMÁTICA DE ASFALTO NO RIO GRANDE DO SUL**

Porto Alegre, 15 de abril de 2014

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti  
DSc. pela COPPE/UFRJ  
Orientador

Prof. Washington Peres Núñez  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS  
Orientador

Prof. Armando Miguel Awruch  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Luiz Antônio Bressani (UFRGS)**  
PhD. pelo Imperial College UK

**Prof<sup>ª</sup>. Laura Maria Goretti da Motta (UFRJ)**  
DSc. pela COPPE/UFRJ

**Leni Figueiredo Mathias Leite (CENPES/PETROBRAS)**  
Dr<sup>ª</sup>. pelo IMA/UFRJ

Dedico este trabalho à minha noiva, Manu,  
e aos meus pais, Vili e Soeli.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, dentre os quais destaco as seguintes pessoas:

Aos Professores Washington e Ceratti, orientadores deste trabalho, pela confiança em mim depositada, bem como pela paciência e disponibilidade sempre nos momentos em que mais precisei deles.

Ao LAPAV que proporcionou o convívio com excelentes pesquisadores, tais como os doutorandos André e Matheus, os mestrandos Alex, Suliman e Rodrigo, além dos bolsistas e laboratoristas.

À CONCEPA, que forneceu o apoio logístico necessário para a coleta de dados. Destacando a colaboração do Engenheiro Fábio Hirsch.

Aos amigos Jose Echeverria, Lucas Festugato, Leandro Nervis, Rodrigo Barella e Luiz Fernando Pires.

À Emanuele, por todo seu amor e compreensão nessa fase da minha vida e por fazer com que meus dias sejam mais felizes. Sem dúvida ela continua sendo a minha grande fonte de inspiração.

E por fim, agradeço à CAPES pela bolsa de estudos que possibilitou a minha total dedicação às atividades ligadas ao PPGEC.

O pessimista queixa-se do vento, o otimista espera que ele mude  
e o realista ajusta as velas.

*William George Ward*

## RESUMO

MATTOS, J. R. G. **Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da Rodovia BR-290/RS – A implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul.** 2014. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A prática tem mostrado que pavimentos asfálticos dimensionados através do método vigente no País, baseado no CBR, não atendem às solicitações geradas pelo tráfego e o clima. Para superar o desafio de desenvolver-se um método empírico-mecanístico, no ano de 2009, com apoio da PETROBRAS, foi implantado o Projeto Rede Temática de Asfalto. O Projeto visa conhecer melhor os materiais empregados e o desempenho de pavimentos em diversas regiões do Brasil. Para tal, está sendo criado um banco de dados com abrangência nacional para, posteriormente, desenvolver um Sistema de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos. Neste contexto, a pesquisa relatada nesta Tese teve como objetivo acompanhar a execução e monitorar o desempenho de pavimentos na rodovia BR-290/RS. Ao longo de três anos, acompanhou-se a evolução da capacidade estrutural e da condição funcional de dois pavimentos constituídos por revestimento em concreto asfáltico polimerizado, base e sub-base granulares e reforço do subleito em areia ou pedra. Previamente, todos os materiais foram caracterizados em laboratório, com ênfase nos ensaios de fadiga na mistura asfáltica do revestimento, visando obter, no futuro, fatores laboratório-campo para estimativa da vida de fadiga dos pavimentos. A execução dos pavimentos foi acompanhada *in situ*, com um controle de qualidade muito completo. Com periodicidade, foram realizados levantamentos de deflexões, de deformações permanentes, de defeitos superficiais e de textura. O volume de tráfego também foi periodicamente avaliado, resultando em um tráfego da ordem de  $2,5 \times 10^6$  (N<sub>AASHTO</sub>) por ano. Os pavimentos vêm apresentando desempenho superior ao previsto por modelos, pois se estimava inicialmente que a vida de fadiga do pavimento seria inferior a dois anos, mas após três anos de tráfego, o trecho monitorado I apenas apresentou trincamento com grau de severidade baixo. Já em termos de deformações permanentes, ao final do segundo ano de tráfego a trilha de roda externa apresentava afundamento médio de 5 mm, considerado elevado para o tempo de uso. Ficou evidenciado que a irregularidade é muito mais afetada pela qualidade da construção do que pelo tráfego atuante. No global, foi comprovada a importância de se sistematizarem os monitoramentos com base nos manuais desenvolvidos no Projeto Rede Temática de Asfalto. Essa sistematização resultará em um futuro próximo na primeira versão do Sistema de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos.

Palavras-chave: pavimentação; materiais; desempenho; monitoramento; fator laboratório-campo.



## ABSTRACT

MATTOS, J. R. G. **Monitoring and analyzing the performance of new asphalt pavements on Highway BR-290 –The start up of the Asphalt Network Thematic Project in Rio Grande do Sul State, Brazil.** 2014. Thesis (Doctor Degree in Civil Engineering) – Post-Graduation Program of Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil, Porto Alegre.

Practice has proved that asphalt pavements designed according the Brazilian method, based in CBR curves, rarely stand stresses due to trucks traffic and the climate. With the purpose of facing the challenge of developing a mechanistic-empirical pavement design method, in 2009, the Asphalt Thematic Network Program was launched, counting on PETROBRAS support. The Program aims at better comprehending paving materials behavior and asphalt pavements performance under loading, considering the diverse regional climate conditions in Brazil. Thus, a national data base is being created, which will latter allow the development of a system for designing asphalt pavements. In this context, the research related in this Thesis had the objective of following the construction and monitoring the performance of asphalt pavements on Highway BR-290, in Rio Grande do Sul state. During three years, the evolutions of the bearing capacity and functional condition of asphalt pavements, with modified binders wearing courses, granular bases and sub-bases layers and subgrade reinforcements made of sand or rocks, were monitored. Previously, paving materials had been characterized by means of laboratory tests. Emphasis was given to fatigue tests on asphalt concrete specimens since shift factors will be needed to estimate the accumulated traffic volume that the pavements will stand until severe bottom-up cracking occurs. Pavements construction was carefully followed in order to fully know construction quality. Every 6 or 12 months, surveys were carried out to measure pavement deflections, permanent deformation (rutting and roughness) and texture and to identify surface distresses. It was evaluated that a yearly traffic volume of 2.5 millions of equivalent single axle load. Pavements performance has exceeded models predictions. It was expected that after two years of traffic the pavements would be severely cracked; however, just after three years of traffic only a few isolated fatigue cracks appeared on the surface of one section. Regarding permanent deformation, in the outer wheel path rut depth averaged 5 mm, a rather high value. It was shown that roughness is highly affected by construction quality, traffic having less effect. All in all, it was proved the importance of monitoring standardizing, based on manuals developed as a part of Asphalt Thematic Network Program. That standardization will produce, in a near future, the first version of a new Brazilian Mechanistic-Empirical Asphalt Pavements Design Method.

Key-words: pavements; materials; performance; monitoring; laboraty-field factor.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	13
LISTA DE TABELAS .....	18
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS .....	20
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>22</b>
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA .....	24
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	25
1.3 LIMITAÇÕES DA PESQUISA .....	27
1.4 ESTRUTURA DA PESQUISA .....	27
<b>2 DIMENSIONAMENTO E DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS ...</b>	<b>29</b>
2.1 MANUAL DE EXECUÇÃO DE TRECHOS MONITORADOS DO PROJETO REDE TEMÁTICA DE ASFALTO .....	29
2.1.1 Etapa de pré-execução .....	31
2.1.2 Etapa de execução .....	36
2.1.3 Etapa de pós-execução .....	37
2.2 BREVE HISTÓRICO DO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS .....	40
2.3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS .....	42
2.3.1 O início da evolução rumo ao dimensionamento mecânico-empírico no Brasil: Método da Resiliência (TECNAPAV, 1982) .....	47
2.3.2 Método de Motta (1991) .....	48
2.3.3 Método do SisPav (Franco, 2007) .....	49
2.3.4 Método da Austrália (AUSTROADS, 2004) .....	52
2.3.5 Método da Alemanha (RStO 11, 2011) .....	54
2.3.6 Método da França (METL, 1998) .....	55
2.3.7 Método do Reino Unido (DMRB, 2001) .....	57
2.3.8 Método da República da África do Sul (SAMDM, 2000) .....	58
2.3.9 Guia da AASHTO (2002) .....	61
2.3.10 Considerações sobre os métodos de dimensionamento de pavimentos .....	62
2.4 PRINCIPAIS MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS .....	63
2.4.1 Estado da superfície: serventia e defeitos .....	64
2.4.2 Irregularidade longitudinal .....	66
2.4.3 Aderência pneu-pavimento .....	70
2.4.4 Deformação permanente .....	74
2.4.5 Trincamento por fadiga ( <i>bottom-up cracking</i> ) .....	79

<b>2.4.6 Trincamento por cisalhamento (<i>top-down cracking</i>)</b> .....	83
<b>2.5 MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO DESENVOLVIDOS PARA PAVIMENTOS FLEXÍVEIS</b> .....	88
<b>2.5.1 Modelos de previsão de desempenho de Queiroz (1981)</b> .....	89
<b>2.5.2 Modelos de previsão de desempenho de Paterson (1987)</b> .....	89
<b>2.5.3 Modelos de previsão de desempenho de Marcon (1996)</b> .....	91
<b>2.5.4 Modelos de previsão de desempenho da AASHTO/M-EPDG (2002)</b> .....	92
<b>2.5.5 Modelos de previsão de desempenho de Yshiba (2003)</b> .....	95
<b>2.5.6 Modelos de previsão de Franco/SisPav (2007)</b> .....	96
<b>2.5.7 Modelos de previsão de desempenho de Victorino (2008)</b> .....	97
<b>2.5.8 Modelos de previsão de desempenho de Vitorello (2008)</b> .....	98
<b>2.5.9 Modelos de previsão de desempenho de Mattos (2009)</b> .....	100
<b>2.5.10 Considerações sobre os modelos de previsão de desempenho apresentados..</b>	101
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	103
<b>3.1 PROJETO BÁSICO UTILIZADO NA AMPLIAÇÃO DA BR-290/RS</b> .....	104
<b>3.1.1 Estrutura do pavimento</b> .....	104
<b>3.1.2 Condições de drenagem</b> .....	105
<b>3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EM LABORATÓRIO</b> .....	107
<b>3.2.1 Revestimento Asfáltico</b> .....	107
<b>3.2.2 Base de Brita Graduada</b> .....	110
<b>3.2.3 Sub-base de Macadame Seco</b> .....	112
<b>3.2.4 Reforço do Subleito com Areia</b> .....	112
<b>3.2.5 Reforço do Subleito com Rocha</b> .....	115
<b>3.2.6 Subleito</b> .....	115
<b>3.3 AVALIAÇÃO PRELIMINAR DO TRÁFEGO</b> .....	116
<b>3.4 DADOS DO CLIMA</b> .....	117
<b>3.5 ACOMPANHAMENTO DA EXECUÇÃO DO TRECHO MONITORADO</b> .....	119
<b>3.6 PLANO DE MONITORAMENTO DO TRECHO</b> .....	119
<b>3.6.1 Monitoramento do pavimento</b> .....	119
<b>3.6.2 Monitoramento dos efeitos climáticos no comportamento mecânico dos materiais empregados no trecho</b> .....	130
<b>3.7 SOFTWARES UTILIZADOS</b> .....	131
<b>3.7.1 SisPav</b> .....	131
<b>3.7.2 Everstress 5.0</b> .....	132
<b>3.7.3 Everstress FE</b> .....	134

<b>3.7.4 M-EPDG</b> .....	135
3.8 AVALIAÇÕES COMPLEMENTARES .....	138
<b>4 CONSTRUÇÃO, ANÁLISES INICIAIS E PREVISÃO DE DESEMPENHO DOS TRECHOS MONITORADOS</b> .....	139
4.1 EXECUÇÃO DOS TRECHOS MONITORADOS .....	140
<b>4.1.1 Reforço do Subleito</b> .....	141
<b>4.1.2 Sub-base de Macadame Seco</b> .....	145
<b>4.1.3 Base de Brita Graduada</b> .....	149
<b>4.1.4 Revestimento Asfáltico</b> .....	154
4.2 LEVANTAMENTO NO “TEMPO ZERO” .....	161
4.3 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DOS PAVIMENTOS RECÉM EXECUTADOS ..	168
<b>4.3.1 Deflexões admissíveis no pavimento</b> .....	169
<b>4.3.2 Propriedades do revestimento executado</b> .....	171
<b>4.3.3 Determinação dos Módulos de Elasticidade em campo</b> .....	181
4.4 AVALIAÇÃO FUNCIONAL .....	182
<b>4.4.1 Serventia</b> .....	183
<b>4.4.2 Irregularidade longitudinal</b> .....	183
<b>4.4.3 Aderência pneu-pavimento</b> .....	186
4.5 AVALIAÇÃO DOS EFEITOS CLIMÁTICOS .....	189
<b>4.5.1 Precipitação mensal média</b> .....	190
<b>4.5.2 Difusão de calor nas camadas do pavimento</b> .....	193
<b>4.5.3 Efeito da variação de umidade na camada de base</b> .....	194
<b>4.5.4 Efeito da variação de temperatura no comportamento resiliente da mistura asfáltica</b> .....	196
4.6 DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA PELO MÉTODO SUPERPAVE .....	197
4.7 ESTIMATIVA DO NÚMERO N .....	202
4.8 PREVISÃO DO DESEMPENHO .....	205
<b>4.8.1 Dano acumulado devido à fadiga do revestimento asfáltico</b> .....	205
<b>4.8.2 Trincamento devido à tensão de cisalhamento no revestimento asfáltico (<i>top-down cracking</i>)</b> .....	207
<b>4.8.3 Evolução da irregularidade longitudinal</b> .....	218
<b>4.8.4 Evolução dos afundamentos nas trilhas de roda</b> .....	219
<b>5 DESEMPENHO DOS TRECHOS MONITORADOS</b> .....	221
5.1 EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES .....	221
5.2 EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES .....	223
5.3 EVOLUÇÃO DA SERVENTIA E IRREGULARIDADE LONGITUDINAL .....	226

5.4 EVOLUÇÃO DA TEXTURA SUPERFICIAL .....	229
5.5 DEFEITOS NA SUPERFÍCIE .....	232
<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	239
6.1 CONCLUSÕES .....	240
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	243
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	245

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Abrangência do Projeto Rede Temática de Asfalto .....	30
Figura 2: Tela inicial do SRTA .....	38
Figura 3: Tela de inserção/consulta de dados no site SRTA .....	39
Figura 4: Fluxograma de dimensionamento mecânico de um pavimento .....	44
Figura 5: Degradação do pavimento em função do tempo .....	46
Figura 6: Políticas de manutenção do pavimento .....	46
Figura 7: Fluxograma do método de análise e dimensionamento de pavimentos flexíveis proposto por Franco .....	50
Figura 8: Exemplo do catálogo alemão de dimensionamento de pavimentos flexíveis ...	54
Figura 9: Exemplo do catálogo francês para tratamentos superficiais .....	56
Figura 10: Exemplo do catálogo inglês para pavimentos flexíveis com base estabilizada ou asfáltica .....	58
Figura 11: Faixas de variação de IRI para diversas condições de pavimentos .....	70
Figura 12: Interação pneu-fluido-pavimento.....	71
Figura 13: Variação da área de contato pneu-pavimento com o aumento da velocidade de tráfego .....	71
Figura 14: Diferença entre microtextura e macrotextura do pavimento .....	72
Figura 15: Tipos de superfícies possíveis em função da micro e macrotextura .....	73
Figura 16: Taxa de acidentes em função dos valores de micro e macrotextura .....	74
Figura 17: Comportamento típico da deformação permanente nos materiais de pavimentação em função do ciclo de carregamentos .....	77
Figura 18: Efeito do teor de ligante na deformação permanente em função do ciclo de carregamentos .....	78
Figura 19: Efeito do volume de vazios na deformação permanente em função do ciclo de carregamentos .....	79
Figura 20: Tensões atuantes no interior de um pavimento .....	80
Figura 21: Curvas típicas de fadiga .....	82
Figura 22: Efeito da variação de temperatura na vida de fadiga .....	82
Figura 23: Distribuição da tensão cisalhante em um plano transversal devido à carga e pressão de inflação de um pneu .....	85
Figura 24: Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb .....	86
Figura 25: Distribuição da tensão de contato considerando pneu com pressão de inflação de 620 kPa .....	87
Figura 26: Distribuição da tensão de contato considerando pneu com carregamento de 49 kN .....	87
Figura 27: Evolução dos trincamentos nos ensaios acelerados .....	97

Figura 28: Evolução dos afundamentos nas trilhas de roda nos ensaios acelerados .....	98
Figura 29. Mapa de situação do Estado do Rio Grande do Sul .....	103
Figura 30. Mapa de localização dos trechos monitorados .....	103
Figura 31: Estrutura do pavimento empregado na ampliação da BR 290/RS entre Porto Alegre-Osório .....	105
Figura 32. Sistema de drenagem no trecho monitorado – bueiro transversal .....	106
Figura 33. Sistema de drenagem no trecho monitorado – dreno longitudinal .....	106
Figura 34. Curvas granulométricas dos agregados da mistura asfáltica .....	109
Figura 35: Faixa granulométrica e curva da composição do material empregado na base .....	110
Figura 36. Comportamento resiliente da brita graduada utilizada na base .....	111
Figura 37. Curva de compactação da areia na energia normal .....	113
Figura 38. Comportamento resiliente da areia utilizada como reforço do subleito .....	114
Figura 39. Comportamento resiliente do subleito .....	116
Figura 40. Funcionamento dos sensores no perfilômetro a laser .....	121
Figura 41. Treliça de alumínio usada para medir afundamentos nas trilhas de roda .....	122
Figura 42. Posicionamento de sensores no levantamento de IRI com medição simultânea de ATR .....	123
Figura 43. Exemplo de evolução do trincamento em pavimento monitorado adotando-se o critério de Densidade de Trincamento .....	126
Figura 44. Execução do ensaio com o Pêndulo Britânico .....	127
Figura 45. Ensaio de Mancha de Areia .....	129
Figura 46. Interface do SisPav .....	131
Figura 47. Representação esquemática do semi-eixo padrão .....	133
Figura 48. Exemplo de resultados obtidos utilizando o Everstress FE .....	134
Figura 49. Execução do reforço em areia no trecho I .....	141
Figura 50. Tamanho do agregado empregado na camada de sub-base dos trechos I e II .....	145
Figura 51. Compactação do Macadame Seco no trecho I .....	146
Figura 52. Camada de Base com Brita Graduada .....	149
Figura 53. Primeira camada de revestimento asfáltico na faixa de ampliação da rodovia no trecho II .....	154
Figura 54. Amostras coletada de mistura asfáltica para ensaios em laboratório .....	155
Figura 55. Controle da temperatura da mistura no momento da chegada do caminhão...	156
Figura 56. Controle da temperatura da mistura antes de concluída a compactação .....	156
Figura 57. Compactação da camada de revestimento asfáltico .....	158
Figura 58. Controle da compactação em campo utilizando o densímetro não-nuclear.....	159

Figura 59. Fator de correção da deflexão em função da temperatura do revestimento asfáltico .....	162
Figura 60. Composição granulométrica da amostra 1 do trecho I - Faixa C do DNIT ....	173
Figura 61. Composição granulométrica da amostra 2 do trecho I - Faixa C do DNIT ....	173
Figura 62. Composição granulométrica da amostra 3 do trecho I - Faixa C do DNIT ....	174
Figura 63. Composição granulométrica da amostra 4 do trecho I - Faixa C do DNIT ....	174
Figura 64. Composição granulométrica da amostra 5 do trecho I - Faixa C do DNIT ....	175
Figura 65. Composição granulométrica da amostra 6 do trecho I - Faixa C do DNIT ....	175
Figura 66. Composição granulométrica da amostra 7 do trecho I - Faixa C do DNIT ....	176
Figura 67. Composição granulométrica da amostra 1 do trecho II - Faixa C do DNIT ...	177
Figura 68. Composição granulométrica da amostra 2 do trecho II - Faixa C do DNIT ...	177
Figura 69. Composição granulométrica da amostra 3 do trecho II - Faixa C do DNIT ...	178
Figura 70. Composição granulométrica da amostra 4 do trecho II - Faixa C do DNIT ...	178
Figura 71. Irregularidade longitudinal no topo do revestimento e da base ao longo do trecho I .....	184
Figura 72. Irregularidade longitudinal no topo do revestimento e da base ao longo do trecho II .....	184
Figura 73. Redução do IRI no topo do revestimento em função do IRI no topo da base .....	185
Figura 74. Medidas da macrotextura na TRD do trecho I .....	187
Figura 75. Medidas da macrotextura na TRD do trecho II .....	187
Figura 76. Medidas da microtextura na TRD do trecho I .....	188
Figura 77. Medidas da microtextura na TRD do trecho II .....	188
Figura 78. Balanço hídrico mensal de Osório .....	191
Figura 79. Extrato do balanço hídrico mensal de Osório .....	192
Figura 80. Gradientes térmicos no interior do revestimento asfáltico em Porto Alegre .....	194
Figura 81. Variação do MR da mistura asfáltica moldada em laboratório em função da temperatura .....	197
Figura 82. Compactador giratório Superpave (CGS) usado nesta pesquisa .....	198
Figura 83. Exemplo de granulometria com pontos de controle e zona de restrição .....	200
Figura 84. Composição granulométrica da mistura asfáltica – Superpave .....	200
Figura 85. Gráficos da dosagem da mistura asfáltica desta pesquisa pelo método Superpave .....	201
Figura 86. Volume médio diário de veículos no sentido da pista sul referentes ao ano de 2013 .....	202
Figura 87. Dano acumulado devido à fadiga do revestimento em função do tráfego .....	206



Figura 88. Moldagem dos CP's 100x150 utilizando o compactador giratório e extração dos CP's 50x100 .....	207
Figura 89. Ensaio triaxial na mistura asfáltica desta pesquisa .....	208
Figura 90. Corpos-de-prova rompidos no ensaio triaxial .....	209
Figura 91. Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com volume de vazios igual a 2% e temperatura de 25°C .....	209
Figura 92. Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com volume de vazios igual a 4% e temperatura de 25°C .....	210
Figura 93. Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com volume de vazios igual a 6% e temperatura de 25°C .....	210
Figura 94. Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com volume de vazios igual a 4% e temperatura de 40°C .....	211
Figura 95. Diagrama do tipo p-q da mistura asfáltica desta pesquisa com diferentes volumes de vazios (Vv) ensaiadas a 25°C .....	212
Figura 96. Diagrama do tipo p-q da mistura asfáltica desta pesquisa com 4% de volume de vazios ensaiada nas temperaturas de 25°C e 40°C .....	213
Figura 97. Envoltória de ruptura para uma mistura com ligante convencional (CAP 50/70) e outra com ligante modificado (FLEXPAVE 60/85) ensaiadas a 25°C .....	214
Figura 98. Exemplo de pressão de contato pneu-pavimento utilizando o Everstress FE .....	215
Figura 99. Exemplo de distribuição das tensões de cisalhamento no revestimento utilizando o software Everstress FE .....	216
Figura 100. Efeito da carga do pneu na tensão de cisalhamento atuante no revestimento asfáltico, considerando uma pressão de inflação de 620 kPa no pneu .....	216
Figura 101. Efeito da pressão de inflação do pneu na tensão de cisalhamento atuante no revestimento asfáltico, considerando uma carga de 49 kN no pneu .....	217
Figura 102. Estimativa da evolução do IRI em função do tráfego para o trecho monitorado I .....	218
Figura 103. Estimativa da evolução do IRI em função do tráfego para o trecho monitorado II .....	218
Figura 104. Estimativa da evolução do ATR em função do tráfego para os trechos monitorados I e II .....	219
Figura 105. Evolução das deflexões características corrigidas pela temperatura em função do tráfego nos trechos I e II .....	221
Figura 106. Evolução do ATR médio em função do tráfego nos trechos I e II .....	224
Figura 107. Evolução do ATR na trilha externa em função do tráfego nos trechos I e II .....	225
Figura 108. Evolução do IRI com o tráfego no trecho monitorado I .....	226
Figura 109. Evolução do IRI com o tráfego no trecho monitorado II .....	227

Figura 110. Evolução do VSA com o tráfego nos trechos monitorados .....	228
Figura 111. Comparativo do VSA com o IRI no trecho monitorado I .....	228
Figura 112. Comparativo do VSA com o IRI no trecho monitorado II .....	229
Figura 113. Evolução de HS com o tráfego no trecho I .....	230
Figura 114. Evolução de BPN com o tráfego no trecho I .....	230
Figura 115. Evolução de HS com o tráfego no trecho II .....	231
Figura 116. Evolução de BPN com o tráfego no trecho II .....	231
Figura 117. Desgaste superficial no centro da faixa de rolamento nos trechos monitorados, após 6 meses de tráfego .....	233
Figura 118. Polimento dos agregados nos trechos monitorados, após 1 ano de tráfego .....	233
Figura 119. Arrancamento dos agregados da mistura asfáltica nos trechos monitorados, após 2 anos de tráfego .....	234
Figura 120. Surgimento de panelas no trecho monitorado I a partir do arrancamento de agregados expostos, após 3 anos de tráfego .....	234
Figura 121. Remendo superficial no trecho monitorado I .....	235
Figura 122. Surgimento de trincas por fadiga no trecho monitorado I .....	236
Figura 123. Surgimento e evolução de trincas no trecho I .....	236

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Caracterização do FLEXPAVE 60/85 por ensaios de laboratório .....	108
Tabela 2. Distribuição granulométrica dos agregados da mistura asfáltica .....	108
Tabela 3. Caracterização da mistura asfáltica com diferentes teores de CAP – Método Marshall .....	109
Tabela 4. Características da mistura asfáltica com ligante FLEXPAVE 60/85 .....	110
Tabela 5. Distribuição granulométrica da areia empregada .....	113
Tabela 6. Dados mensais da precipitação média na estação meteorológica de Osório ....	118
Tabela 7. Estimativa das deflexões ( $D_0$ ) no topo de cada camada do trecho monitorado I .....	139
Tabela 8. Estimativa das deflexões ( $D_0$ ) no topo de cada camada do trecho monitorado II .....	140
Tabela 9. Grau de compactação da camada de reforço em areia no trecho I .....	142
Tabela 10. Deflexões medidas no topo da camada de reforço com areia no trecho I .....	143
Tabela 11. Deflexões no topo da camada de reforço com rocha no trecho II .....	144
Tabela 12. Deflexões medidas no topo da camada de sub-base no trecho I .....	147
Tabela 13. Deflexões medidas no topo da camada de sub-base no trecho II .....	148
Tabela 14. Grau de compactação da camada de base no trecho I .....	150
Tabela 15. Grau de compactação da camada de base no trecho II .....	150
Tabela 16. Deflexões medidas no topo da camada de base no trecho I .....	150
Tabela 17. Deflexões medidas no topo da camada de base no trecho II .....	151
Tabela 18. Irregularidade longitudinal medida no topo da camada de base no trecho I .....	152
Tabela 19. Irregularidade longitudinal medida no topo da camada de base no trecho II .....	153
Tabela 20. Controle da temperatura da mistura asfáltica no trecho I .....	157
Tabela 21. Controle da temperatura da mistura asfáltica no trecho II .....	157
Tabela 22. Grau de compactação dos CP's extraídos no trecho I .....	160
Tabela 23. Grau de compactação dos CP's extraídos no trecho II .....	160
Tabela 24. Análise dos volumes de vazios ( $V_v$ ) do revestimento asfáltico nos trechos monitorados .....	161
Tabela 25. Deflexões medidas no topo da camada do revestimento no trecho I .....	163
Tabela 26. Deflexões medidas no topo da camada do revestimento no trecho II .....	164
Tabela 27. Irregularidade longitudinal medida no topo da camada de revestimento no trecho I .....	165

Tabela 28. Irregularidade longitudinal medida no topo da camada de revestimento no trecho II .....	166
Tabela 29. Resultados de levantamentos de microtextura e macrotextura no trecho I .....	167
Tabela 30. Resultados de levantamentos de microtextura e macrotextura no trecho II .....	168
Tabela 31. Deflexão admissível dos trechos estudados .....	170
Tabela 32. Teor de ligante existente no revestimento executado no trecho I .....	171
Tabela 33. Teor de ligante existente no revestimento executado no trecho II .....	172
Tabela 34. Módulo de Resiliência e Resistência à Tração a 25°C para o trecho I .....	179
Tabela 35. Módulo de Resiliência e Resistência à Tração a 25°C para o trecho II .....	180
Tabela 36. Valores estimados de Módulo de Elasticidade através de retroanálise das deflexões em campo, conforme a execução das camadas no trecho monitorado I .....	181
Tabela 37. Valores estimados de Módulo de Elasticidade através de retroanálise das deflexões em campo, conforme a execução das camadas no trecho monitorado II .....	182
Tabela 38. Efeito da variação de umidade na base na vida de fadiga do revestimento asfáltico para o trecho I .....	195
Tabela 39. Efeito da variação de umidade na base na vida de fadiga do revestimento asfáltico para o trecho II .....	195
Tabela 40. Valores de MR medidos com diferentes temperaturas para a mistura asfáltica moldada em laboratório .....	196
Tabela 41. Síntese do registro de excesso de carga na balança da pista sul .....	204
Tabela 42. Estimativa do fator de veículo (FV) da frota considerando os fatores de carga (FC) da AASHTO e do USACE .....	204
Tabela 43. Parâmetros de ruptura para a mistura asfáltica ensaiada a 25°C .....	212
Tabela 44. Parâmetros de ruptura para a mistura asfáltica com 4% de volume de vazios ensaiada a 25°C e 40°C .....	213
Tabela 45. Evolução das deflexões com correção de temperatura no trecho monitorado I .....	222
Tabela 46. Evolução das deflexões com correção de temperatura no trecho monitorado II .....	222
Tabela 47. Variação da RT e do MR devido à pós-compactação da mistura asfáltica no trecho monitorado I .....	223
Tabela 48. Variação da RT e do MR devido à pós-compactação da mistura asfáltica no trecho monitorado II .....	223
Tabela 49. Ensaio de fadiga com tensão controlada na mistura asfáltica estudada .....	237

## **LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS**

- AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials
- ASCE: American Society of Civil Engineers
- ATR: Afundamento nas Trilhas de Roda
- BG: Brita Graduada
- BPN: British Pendulum Number (equivalente a VRD)
- CAP: Cimento Asfáltico de Petróleo
- CBR: California Bearing Ratio
- CBUQ: Concreto Betuminoso Usinado a Quente
- CP: Corpo de Prova
- CV: Coeficiente de Variação
- DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
- DNIT: Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
- FC: Fator Equivalente de Carga
- FMI: Fundo Monetário Internacional
- FV: Fator de Veículo
- FWD: Falling Weight Deflectometer
- GC: Grau de Compactação
- HDM: Highway Design and Maintenance
- HS: Hauteur au Sable (altura média da mancha de areia)
- IGG: Índice de Gravidade Global
- IRI: International Roughness Index
- ISC: Índice de Suporte Califórnia
- LCPC: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
- MR: Módulo de Resiliência
- MS: Macadame Seco
- $N_{AASHTO}$ : Número Equivalente de Solicitações de eixo padrão considerando FC da AASHTO

NCHRP: National Cooperative Highway Research Program

$N_{USACE}$ : Número Equivalente de Solicitações de eixo padrão considerando FC do USACE

PAC: Programa de Aceleração do Crescimento

QI: Quarter-car Index

RT: Resistência à Tração

SAMDM: South Africa Mechanistic Design Method

SDIMPA: Sistema de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos

SRTA: Sistema da Rede Temática de Asfalto

TRD: Trilha de Roda Direita TRE:

Trilha de Roda Esquerda USACE: US

Army Corps of Engineers VAM:

Volume do Agregado Mineral VDM:

Volume Diário Médio

VDMc: Volume Diário Médio de Veículos Comerciais

VRD: Valor de Resistência à Derrapagem

VSA: Valor de Serventia Atual

Vv: Volume de Vazios

## 1 INTRODUÇÃO

Como na maioria dos países do mundo, no setor de transportes brasileiro o modo rodoviário predomina nas movimentações de passageiros e cargas. Idealmente, a matriz de transportes deveria ser equilibrada entre os diferentes modais; entretanto a realidade brasileira ainda se mostra pouco desenvolvida na logística de transporte.

Contrariamente ao que se possa imaginar, mesmo com o modo predominante de transportes no Brasil sendo o rodoviário, esse setor apresenta carências históricas em termos de infraestrutura. Embora na década de 1950, durante o governo de Juscelino Kubitschek, tenha ocorrido a primeira grande expansão da malha viária brasileira, poucos foram os períodos com desenvolvimento e crescimento do setor rodoviário em nível nacional após a segunda metade dos anos de 1980. Com a crise econômica do Estado e com a extinção do denominado Fundo Rodoviário Nacional, observou-se um crescimento mínimo da malha rodoviária federal. Como consequência deste período de estagnação a malha brasileira não evoluiu, sua extensão pavimentada permaneceu praticamente inalterada e se escassearam os recursos até mesmo para a conservação da malha existente.

Este quadro de estagnação desde a década de 1980 vem sendo alterado com as obras implantadas pelo Programa de Aceleração do Crescimento (PAC), no segundo Governo do Presidente Luís Inácio “Lula” da Silva (2006-2010) e no atual Governo da Presidenta Dilma Rousseff (2010-2014). Através do PAC veem sendo destinados investimentos à recuperação da combalida infraestrutura nacional, com ênfase ao sistema rodoviário federal.

Conforme a Pesquisa Rodoviária da Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2006 e CNT, 2013), 75,0% dos trechos avaliados foram classificados como deficientes em 2006 e 63,8% em 2013. Desse percentual, 54,5% apresentaram alguma imperfeição no pavimento em 2006 e 46,9% em 2013. O mau estado de conservação da rede rodoviária tem causado diversos prejuízos econômicos ao país, tais como: perda de produção, aumento do custo operacional dos veículos, maiores riscos de acidentes, entre outros.

No Rio Grande do Sul, em particular, obras reivindicadas historicamente pela sociedade foram finalmente executadas, das quais se pode destacar: a obra de modernização e ampliação

de capacidade da BR-101/RS, a duplicação da BR-386/RS no trecho Tabai- Estrela, a construção da BR-448/RS no trecho Sapucaia do Sul-Porto Alegre (Rodovia do Parque) e a duplicação da BR-392/RS no trecho Rio Grande-Pelotas.

O PAC disponibiliza recursos para a recuperação e expansão da malha viária brasileira e, assim, os projetos de dimensionamento de pavimentos voltaram a ocupar um espaço importante no cenário nacional, enfrentando um novo desafio, visto que o tráfego comercial que solicita os pavimentos tem crescido de forma exponencial. No entanto, o método brasileiro para o dimensionamento de pavimentos asfálticos novos não apresentou evolução ao longo de quase 50 anos e sua forma atual é muito semelhante à proposta em 1966 pelo Engenheiro Murillo Lopes de Souza.

O método brasileiro vigente é baseado nas curvas do Índice de Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio* - CBR) de pesquisadores do Corpo de Engenheiros do Exército Norte-Americano (*US Army Corps of Engineers* - USACE). Daquela época até os dias de hoje, os conhecimentos acumulados sobre Pavimentação avançaram consideravelmente, podendo-se aplicar no dimensionamento de pavimentos princípios mecânicos, superando a fase de métodos puramente empíricos. Contudo, certa dose de empirismo é necessária para a obtenção e calibração de modelos de previsão de desempenho e, principalmente, para aplicar resultados de ensaios laboratoriais de fadiga no dimensionamento de pavimentos.

Procura-se, assim, desenvolver um método mecânico-empírico, o que pressupõe a existência de fatores laboratório-campo. Tais fatores têm sido propostos e ajustados para as especificidades de materiais, estruturas, tráfego e clima brasileiros, desde o início dos anos 1990. Destaca-se o trabalho pioneiro de pesquisadores da COPPE/UFRJ e, neste caso, especialmente o do notável pesquisador, professor e engenheiro Salomão Pinto. Mas os dados de monitoramento então empregados para propor fatores laboratório-campo não tinham abrangência nacional, o que dificulta sua aplicação no dimensionamento de pavimentos fora da região Sudeste.

No intuito de contribuir no desenvolvimento da tecnologia da Pavimentação, em 2009, a PETROBRAS pôs em prática o Projeto Rede Temática de Asfalto na procura de um método de dimensionamento de pavimentos asfálticos – SDIMPA (Sistema de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos). A fase I deste projeto consiste em construir e monitorar sistematicamente seções experimentais em várias rodovias do Brasil para montar um banco de



dados de materiais e de desempenho de pavimentos que servirá para, de médio a longo prazo, desenvolver um novo método brasileiro de dimensionamento mecanístico-empírico e de reforço de pavimentos asfálticos.

## 1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Muitos anos atrás, na década de 1960, foi lançado o Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis do antigo DNER, que buscava proporcionar ao engenheiro rodoviário ferramentas básicas para dimensionar pavimentos flexíveis, à luz da experiência desenvolvida nos Estados Unidos, especialmente pelo USACE e AASHO (coeficiente estrutural).

Sem desmerecer o avanço representado à época pelo surgimento do método, é consenso no meio profissional nacional que, em virtude do significativo crescimento do tráfego comercial rodoviário, da evolução dos veículos de transportes de cargas rodoviárias e da disponibilidade nos dias atuais de ferramentas mais avançadas (ensaios laboratoriais relevantes e *softwares* para dimensionamento mecanístico-empírico), é imperioso o desenvolvimento de um método racional que contemple as especificidades dos materiais de pavimentação empregados no país, do seu clima e do tráfego atuante.

Dispõe-se, há várias décadas, de *softwares* para análise mecanística-empírica de pavimentos; alguns, inclusive, desenvolvidos no Brasil. Contudo, os modelos de degradação (trincamento por fadiga, afundamentos nas trilhas de roda, etc.) precisam ser calibrados, contemplando as especificidades já mencionadas. Ou seja, é preciso determinar fatores laboratório-campo, que permitam empregar com confiabilidade os resultados de ensaios laboratoriais e de análises mecanísticas na previsão de vida de fadiga de camadas asfálticas, de evolução de deformações permanentes (ATR) e irregularidade longitudinal (IRI) na superfície do pavimento; contemplando ao mesmo tempo aspectos estruturais e funcionais como a serventia e a segurança.

Tal determinação implica o monitoramento sistemático da evolução da capacidade estrutural e da condição funcional de pavimentos construídos com materiais, espessuras de camadas e características mecânicas perfeitamente conhecidas, solicitados por tráfego medido com a maior acurácia possível, considerando ainda as condições ambientais circundantes (parâmetros do clima e condições de drenagem locais).

Frisa-se nesse contexto a grande relevância das atividades desenvolvidas pelas dezenas de universidades e centros de pesquisa brasileiros, as quais visam à criação de um amplo banco de dados com informações sobre materiais, estruturas, climas e desempenho de pavimentos em todas as regiões do nosso país. Esta evolução no dimensionamento de pavimentos é possível graças ao incentivo da PETROBRAS mediante o Projeto Rede Temática de Asfalto.

## 1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

No Brasil, um passo fundamental rumo ao dimensionamento racional de pavimentos foi dado em 1991, com a publicação da tese de Doutorado da Professora Laura Motta. Mais recentemente, sob orientação da Professora Laura Motta, Franco (2007) desenvolveu o *software* SisPav, que se destina ao dimensionamento empírico-mecânico de pavimentos.

O SisPav incorpora os resultados de décadas de pesquisas realizadas na Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). Seu emprego, ora ainda restrito ao meio acadêmico, pressupõe a determinação de fatores que transformem resultados de ensaios de laboratório em solos, agregados e misturas, seguidos de análises computacionais, em previsão de desempenho real dos pavimentos. Esses fatores são conhecidos como fatores laboratório-campo ou funções de transferência.

Dada à extensão continental do Brasil, os fatores laboratório-campo devem contemplar a grande diversidade de materiais e condições climáticas, ou seja, pavimentos experimentais devem ser construídos e monitorados em todas as regiões do País. Tal desafio somente se torna possível com o aporte significativo de recursos por parte da PETROBRAS. Pressupõe também a parceria com empresas construtoras de rodovias, fabricantes de insumos, órgãos públicos e concessionárias de rodovias, como a CONCEPA, parceira do Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) há mais de uma década.

Nesse contexto, a pesquisa relatada nesta Tese teve como objetivo geral acompanhar a execução e monitorar o desempenho ao longo do tempo de pavimentos construídos na rodovia BR-290/RS, trecho Porto Alegre-Osório, concedido à CONCEPA. Visando contribuir futuramente para o desenvolvimento de um método racional de dimensionamento de

pavimentos flexíveis. Para alcançar esse objetivo geral, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Caracterizar em laboratório os materiais empregados na construção dos pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS;
- b) Analisar a evolução da capacidade estrutural do pavimento, por meio de medições periódicas de deflexões;
- c) Verificar a evolução das deformações permanentes no topo do pavimento;
- d) Analisar a evolução da serventia do pavimento, por meio de medições periódicas de irregularidade longitudinal, de Valor de Serventia Atual (VSA) e do inventário de defeitos superficiais (trincamentos, panelas, remendos, etc.);
- e) Acompanhar a evolução do trincamento por fadiga para obter o fator laboratório-campo para o surgimento das primeiras trincas na superfície do pavimento monitorado;
- f) Analisar a evolução da segurança do pavimento quanto ao risco de derrapagem e hidroplanagem, através de medições periódicas de micro e macrotextura da superfície;
- g) Realizar estudos de tráfego (contagem e classificação de veículos comerciais), que possibilitem avaliar da forma mais acurada possível as solicitações às quais o pavimento foi submetido;
- h) Avaliar as condições de funcionamento das estruturas de drenagem; e
- i) Realizar ensaios triaxiais para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento da mistura asfáltica aplicada e estimar através de elementos finitos as tensões cisalhantes atuantes no revestimento asfáltico. Esse item traz originalidade à presente tese, pois, embora existam registros de análises dos efeitos das tensões cisalhantes para o surgimento do trincamento de cima para baixo (*top-down cracking*) em pavimentos flexíveis, é raro encontrar parâmetros de resistência ao cisalhamento para misturas asfálticas brasileiras.

### 1.3 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

No desenvolvimento da pesquisa relatada nesta tese enfrentaram-se as seguintes limitações:

- a) Devido ao atraso na execução dos trechos monitorados, os períodos de monitoração foram menores dos que planejados inicialmente;
- b) Por questões de logística foi possível realizar, em geral, apenas um levantamento a cada semestre, nem sempre respeitando rigorosamente a data prevista para a sua realização;
- c) Não foi possível realização de levantamento defletométrico com viga eletrônica ou FWD (*Falling Weight Deflectometer*), então para determinar o módulo de resiliência (MR) *in situ* recorreu-se ao *software* EVERSTRESS 5.0 no qual, através de tentativas e erros, buscou-se simular a deflexão medida em campo ( $D_0$ ) com a viga Benkelman convencional;
- d) As linhas de tendências de desempenho do pavimento são aplicáveis para estimativas apenas nos pavimentos estudados, no caso o pavimento da ampliação da rodovia BR-290/RS, trecho Porto Alegre-Osório;

Apesar das limitações citadas, os resultados apresentados nesta tese foram incluídos na base de dados nacionais e contribuirão para o melhor entendimento do comportamento de pavimentos flexíveis e para o desenvolvimento do novo método mecanístico-empírico brasileiro.

### 1.4 ESTRUTURA DA PESQUISA

Esta tese está estruturada em seis capítulos. Neste primeiro capítulo foi apresentado o tema da pesquisa, destacando sua relevância e os objetivos a serem atingidos.

Apresenta-se no Capítulo 2 uma breve descrição do Projeto Rede Temática de Asfalto da PETROBRAS, destacando-se suas finalidade e abrangência e os procedimentos, pois os dados coletados nesta Tese integrarão o banco de dados desta ampla pesquisa. Ainda nesse capítulo, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre o tema estudado. Foi dada ênfase a um breve histórico do dimensionamento de pavimentos, descrevem-se métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis existentes em alguns países, discutem-se os principais mecanismos de

degradação dos pavimentos e apresentam-se alguns modelos de previsão de desempenho para pavimentos flexíveis.

No Capítulo 3 descrevem-se os materiais e métodos utilizados no desenvolvimento da pesquisa. Destaca-se a importância do monitoramento da condição funcional e da capacidade estrutural de pavimentos monitorados e da caracterização dos materiais empregados na construção dos pavimentos monitorados. Ainda, apresenta-se a estrutura do pavimento monitorado e descrevem-se as condições de drenagem. Complementarmente, são apresentadas as etapas da presente pesquisa.

No Capítulo 4 apresentam-se as etapas construtivas e os dados iniciais dos pavimentos monitorados. Além disso, realizam-se previsões para o desempenho dos trechos quanto a danos por trincamentos, evolução da irregularidade e deformações permanentes.

No Capítulo 5 apresentam-se os resultados de levantamentos de campo que integraram o banco de dados para as análises de evolução do desempenho, dando ênfase para às avaliações estrutural e funcional dos pavimentos monitorados. Ainda foram apresentadas as linhas de tendências obtidas para diversos parâmetros de desempenho.

Por fim, no Capítulo 6, apresentam-se as considerações finais, explicitando as conclusões e sugerindo futuras pesquisas para complementar as análises e explicar comportamentos de pavimentos, que ainda não foram plenamente compreendidos.

## **2 DIMENSIONAMENTO E DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

### **2.1 MANUAL DE EXECUÇÃO DE TRECHOS MONITORADOS DO PROJETO REDE TEMÁTICA DE ASFALTO**

O Projeto Rede Temática de Asfalto é uma iniciativa viabilizada através do Centro de Pesquisa e Desenvolvimento (CENPES) da PETROBRAS. A Rede Temática tem como finalidade projetar, construir e monitorar sistematicamente um conjunto de pistas experimentais em várias regiões do Brasil, visando a criação de um banco de dados de materiais, tecnologias e desempenho de pavimentos asfálticos. A médio e longo prazo, pretende-se correlacionar essas informações coletadas em campo com os ensaios laboratoriais de modo a desenvolver um Sistema de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos (SDIMPA), criando assim um método brasileiro para dimensionamento que leve em consideração aspectos mecânicos dos materiais empregados e também condições climáticas e de tráfego as quais o pavimento for submetido.

Segundo Ceratti (2012), o SDIMPA tem como objetivos:

- i. Estudo de solos, agregados e cimentos asfálticos de petróleo dos diversos Estados participantes do projeto;
- ii. Estudo dos comportamentos e desempenhos mecânicos das misturas asfálticas formadas pelos agregados e asfaltos estudados;
- iii. Execução e acompanhamento de trechos experimentais executados com os materiais estudados em laboratório;
- iv. Elaboração de um sistema de banco de dados para armazenamento de todas as informações de caracterização dos materiais em laboratório e em trechos experimentais correspondentes;

- v. Adaptação e validação do projeto de dimensionamento SisPav a partir do banco de dados gerados pelas pistas experimentais, tanto em termos de projeto de reforço como de construção;
- vi. Treinamento da cadeia produtiva local através de cursos específicos de curta duração, ministrados por professores das Universidades locais (material do curso Asfalto na Universidade); e
- vii. Aperfeiçoamento do *software* SisPavBR para análise de pavimentos e que componha um método de dimensionamento a ser usado pela comunidade rodoviária.

A origem do projeto foi em 2006, através da parceria com a COPPE/UFRJ no denominado Projeto Fundão. Atualmente, o projeto tem uma abrangência em nível nacional, envolvendo a parceria da empresa PETROBRAS com diversas Universidades e Instituições de Pesquisa e Desenvolvimento. Conforme se pode observar na Figura 1, o projeto vem sendo desenvolvido em 19 Estados brasileiros.

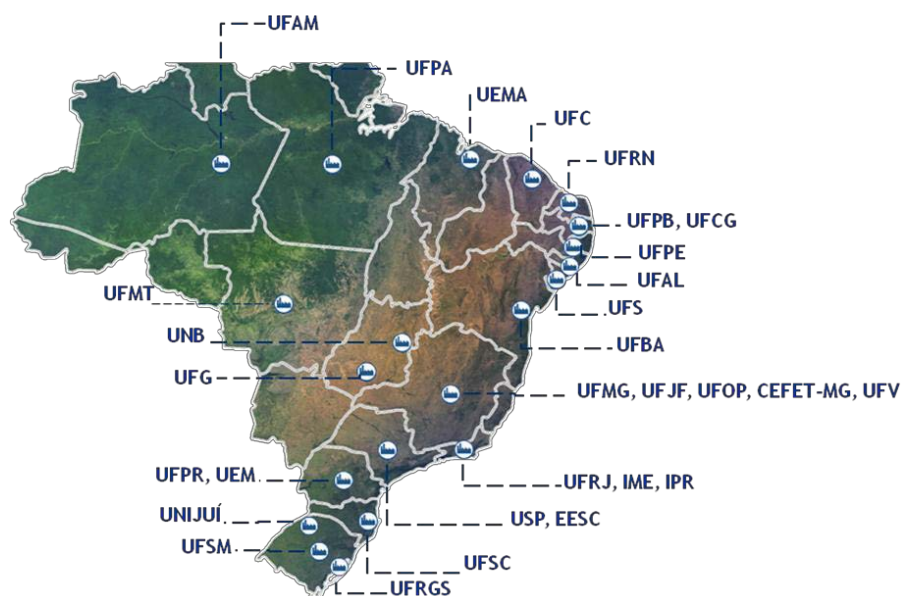


Figura 1: Abrangência do Projeto Rede Temática de Asfalto (Ceratti, 2012 *apud* Vidal e Vania, 2011)

Para a implantação do projeto de forma eficiente e padronizada, o projeto da Rede Temática teve uma fase inicial de planejamento para produção do Manual de Execução de Trechos Monitorados (2010). Nessa fase inicial envolveram-se apenas quatro universidades, a saber: COPPE/UFRJ, UFC, Poli/USP e UFRGS, ou seja, grupos de pesquisas reconhecidos

nacionalmente na área de pavimentação e antigos parceiros do CENPES/PETROBRAS. Essas universidades também tiveram a função de supervisionar o desenvolvimento da pesquisa nos seus respectivos núcleos regionais.

Segundo Leite (2013), o Projeto Rede Temática de Asfalto tem, atualmente, no seu banco de dados, 50 trechos referentes ao Projeto Fundão e 25 trechos experimentais construídos e monitorados em diversos Estados brasileiros. O projeto pretende até o ano de 2017 ampliar seu cadastro de dados no Sistema da Rede Temática de Asfalto (SRTA) com mais 55 trechos experimentais e lançar o *software* SisPavBR com os modelos nacionais completos.

O Manual de Execução de Trechos Monitorados foi elaborado durante a primeira etapa do Projeto Rede Temática de Asfalto, o mesmo foi concluído em setembro de 2010. Este manual é de grande importância para a presente Tese, pois, ao contrário de monitorações de pavimentos relatadas em outras pesquisas, o procedimento seguido para acompanhamento do trecho monitorado seguiu o especificado pelo Projeto Rede Temática de Asfalto. Portanto, o fato de adotar um procedimento padronizado para acompanhar o desempenho antes mesmo de executar o pavimento proporciona maior rigor científico à pesquisa apresentada.

O Manual de Execução de Trechos Monitorados descreve e padroniza todas as etapas envolvidas na construção de trechos experimentais, desde o período de pré-execução até o de pós-execução.

### **2.1.1 Etapa de pré-execução**

A etapa de pré-execução do trecho monitorado aborda as informações preliminares de tráfego e clima, amostras dos materiais empregados e a estrutura do pavimento a ser executado.

As informações preliminares consistem na identificação e parcerias entre a instituição (Universidade) participante e um órgão ou empresa que viabilize a execução do trecho monitorado. Além disso, busca-se coletar informações sobre a localização do trecho de modo a se obter uma estimativa do tráfego (expresso através do número N) deste trecho e das condições climáticas a que estará submetido, tais como: pluviometria e temperaturas.



Outra informação relevante nesta etapa é quanto ao fato de se o projeto é referente a um pavimento novo ou se trata de um reforço estrutural para um pavimento existente. No caso de ser um pavimento existente, deve-se realizar uma série de levantamentos das condições desse pavimento antes da atividade de restauração. No Quadro 1, constam as normas de avaliação especificadas no manual.

Quadro 1: Normas de avaliações funcional e estrutural dos pavimentos (REDE, 2010)

Código	Norma	Método de Ensaio
PAV 01	DNIT xxx /2010 (antiga DNER ME 024/94)	Determinação das deflexões pela Viga Benkelman
PAV 02	DNIT PRO 006/04	Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos
PAV 03	DNER PRO 269/94	Projeto de Restauração de pavimentos flexíveis - TECNAPAV
PAV 04	DNIT PRO xxx /2010 (antiga DNER PRO 273/96)	Determinação das deflexões utilizando o deflectômetro de impacto tipo <i>Falling Weight Deflectometer</i> - FWD
PAV 05	ASTM E 303-08	<i>Standard Test Method for Measuring Surface Frictional Properties Using the British Pendulum Tester</i> (Pêndulo Britânico - Procedimento REDE)
PAV 06	ASTM E 965-06	<i>Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique</i> (Mancha de areia - Procedimento REDE)
PAV 07	DNIT PRO xxx /2010 (antiga DNER PRO 175/94)	Pavimento - Aferição de Viga <i>Benkelman</i> .
PAV 08	ABNT NBR 9604:1986	Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas.
PAV 09	TRRL 229 Procedimento REDE 02/2010	<i>The Merlin Road Roughness Machine - User Guide</i> . Transport Research Laboratory Library (Uso do equipamento MERLIN - Procedimento REDE)
PAV 10	ASTM E 950-04	<i>Standard Test Method for Measuring the Longitudinal Profile of Traveled Surfaces with an Accelerometer Established Inertial Profiling Reference</i> (Uso de sensores laser para avaliação do IRI - Procedimento REDE)
PAV 11	AASHTO R 41-05	<i>Standard Practice for Measuring Pavement Profile Using a Dipstick®</i> (Uso do Dipstick - Procedimento REDE)
PAV 12	NLT 327-88	<i>Permeabilidad in situ de pavimentos drenantes con el permeámetro</i> (Permeabilidade método espanhol)
PAV 13	Permeabilidade Procedimento REDE 12/2010	Procedimento REDE – método NCAT adaptado CENPES

Nessa etapa também deve-se coletar amostras que combinadas fornecem os materiais empregados para execução do pavimento. As amostras podem ser: asfalto, agregados ou solos, sendo que para cada uma delas o manual recomenda a realização dos ensaios apresentados nos Quadros 2 ao 4, respectivamente.

Quadro 2: Normas para ensaios nas amostras de asfalto (REDE, 2010)

<b>Código</b>	<b>Norma</b>	<b>Ensaio</b>
ASFA 01	ABNT NBR 6293:2001	Materiais betuminosos - Determinação da ductilidade
ASFA 02	ABNT NBR 6560:2008	Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do Anel e Bola
ASFA 03	ABNT NBR 6570:2010	Emulsões asfálticas - Determinação da sedimentação e estabilidade a estocagem
ASFA 04	ABNT NBR 6576:2007	Materiais asfálticos - Determinação da penetração
ASFA 05	ABNT NBR 11341:2008	Derivados de petróleo - Determinação do ponto de fulgor em vaso aberto de Cleveland
ASFA 06	ABNT NBR 15086:2006	Materiais betuminosos - Determinação da recuperação elástica pelo dutilômetro
ASFA 07	ABNT NBR 15166:2004	Asfalto Modificado - Ensaio de separação de fase
ASFA 08	ABNT NBR 15184:2004	Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperatura elevada usando um viscosímetro rotacional
ASFA 09	ABNT NBR 15235:2009	Materiais asfálticos - Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional
ASFA 10	ABNT NBR 15529:2007	Asfalto borracha - Propriedades reológicas de materiais não newtonianos por viscosímetro rotacional
ASFA 11	AASHTO M 320-09	<i>Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder</i> (Determinação do Grau de Performance (PG) de ligantes asfálticos - Procedimento REDE)
ASFA 12	ABNT NBR-6296-04	Massa específica do Cimento Asfáltico de Petróleo
ASFA 13	ASTM D 6521-08	<i>Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV)</i> (Envelhecimento acelerado de ligantes asfálticos utilizando o vaso pressurizado de envelhecimento - PAV - Procedimento REDE)
ASFA 14	ASTM D 6648-08	<i>Standard Test Method for Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR)</i> (Determinação da rigidez flexural à fluência de ligantes asfálticos utilizando reômetro de Viga em flexão - BBR Procedimento REDE)
ASFA 15	ASTM D 7175-08	<i>Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer</i> (Determinação das características reológicas de ligantes asfálticos utilizando o reômetro de cisalhamento dinâmico - DSR - Procedimento REDE)
ASFA 16	ASTM D 7405-08 Rev. A	<i>Standard Test Method for Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR) of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer</i> (Fluência e Relaxação sob Múltipla Tensão - MSCR - Procedimento REDE)

Quadro 3: Normas para ensaios nas amostras de agregado (REDE, 2010)

<b>Código</b>	<b>Norma</b>	<b>Ensaio</b>
AGRE 01	ASTM C 88-05	<i>Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate</i> (Determinação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio - Procedimento REDE)
AGRE 02	ASTM C 127-07	<i>Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate</i> (Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de agregados graúdos - Procedimento REDE)
AGRE 03	ASTM C 128-07 REV A	<i>Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate</i> (Determinação da massa específica de agregados miúdos - Procedimento REDE)
AGRE 04	ASTM C 131-06	<i>Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine</i> (Determinação da abrasão Los Angeles - Procedimento REDE)
AGRE 05	ASTM C 136-06	<i>Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates</i> (Análise granulométrica de agregados - Procedimento REDE)
AGRE 06	ASTM C 1252-06	<i>Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading)</i> (Determinação da angularidade do agregado miúdo - Procedimento REDE)
AGRE 07	ASTM D 4791-07	<i>Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate</i> (Determinação da lameridade da fração graúda: partículas chatas e alongadas - Procedimento REDE)
AGRE 08	AASHTO T 176-08	<i>Standard Method of Test for Plastic Fines in Graded Aggregates and Soils by Use of the Sand Equivalent Test</i> (Determinação do equivalente de areia - Procedimento REDE)
AGRE 09	ABNT NBR NM 45:2006	Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios
AGRE 10	AASHTO T 326:2005	<i>Standard Method of Test for Uncompacted Void Content of Coarse Aggregate (As Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading)</i> (Determinação da angularidade do agregado graúdo)
AGRE 11	DNER-ME 085-94	Determinação da massa específica real de material finamente pulverizado
AGRE 12	DNER ME 196-98	Agregados - Determinação do teor de umidade total, por secagem, em agregado graúdo
AGRE 13	DNER ME 197-97	Agregados - Determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos
AGRE 14	DNER ME 397-99	Agregados - Determinação do índice de degradação Washington - IDW
AGRE 15	DNER ME 398-99	Agregados - Índice de degradação após compactação Proctor (IDP)
AGRE 16	DNER ME 399-99	Agregados - Determinação da perda ao choque no aparelho Treton
AGRE 17	DNER ME 400-99	Agregados - Desgaste após fervura de agregado petróleo natural
AGRE 18	ABNT NBR 14949:2003	Microrrevestimentos asfálticos - Caracterização da fração fina por meio da absorção de azul de metileno.
AGRE 19	DNER PRO 120-97	Coleta de amostras de agregados
AGRE 20	ABNT NBR 10004:2004	Análise ambiental Resíduo

Quadro 4: Normas para ensaios nas amostras de solos (REDE, 2010)

<b>Código</b>	<b>Norma</b>	<b>Ensaio</b>
SOLO 01	DNER PRO 003-94	Coleta de amostras deformadas de solos
SOLO 02	DNER ME 041-94	Solos - Preparação de amostras para ensaios de caracterização
SOLO 03	DNER ME 049-94	Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas
SOLO 04	DNER ME 080-94	Análise granulométrica por peneiramento
SOLO 05	DNER ME 082-94	Determinação do limite de plasticidade
SOLO 06	DNER ME 083-94	Solos - análise granulométrica por sedimentação
SOLO 07	DNER ME 087-94	Solos - Determinação dos fatores de contração
SOLO 08	DNER ME 092-94	Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia
SOLO 09	DNER ME 093-94	Determinação da densidade real
SOLO 10	DNER ME 122-94	Determinação do limite de liquidez - método de referência e método expedito
SOLO 11	DNER ME 129-94	Compactação utilizando amostras não trabalhadas
SOLO 12	DNIT xxx /2009 (antiga DNER ME 131/94)	Determinação do módulo de resiliência de solos
SOLO 13	Procedimento REDE 03/2010	Determinação da deformação permanente e acomodamento de solos
SOLO 14	DNER ME 201-94	Solo-cimento - compressão axial de corpos de prova cilíndricos
SOLO 15	DNER ME 202-94	Solo-cimento - moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos
SOLO 16	DNER ME 213-94	Determinação do teor de umidade
SOLO 17	DNER ME 228-94	Compactação em equipamento miniatura
SOLO 18	DNER ME 256-94	Solos compactados com equipamento miniatura: determinação da perda de massa por imersão
SOLO 19	DNER ME 258-94	Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-MCV
SOLO 19	DNER CLA 259-96	Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura
SOLO 20	DNER PRO 003-94	Coleta de amostras deformadas de solos
SOLO 21	ABNT NBR 14949:2003	Microrrevestimentos asfálticos - Caracterização da fração fina por meio da absorção de azul - de - metileno
SOLO 22	DNER ME 180-94	Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada - Determinação da resistência à compressão simples
SOLO 23	DNER ME 181-94	Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada - determinação da resistência à tração por compressão diametral
SOLO 24	Procedimento REDE 04/2010	Módulo de Resiliência de solos e materiais não estabilizados quimicamente

Após a análise de amostras, iniciam-se os ensaios em materiais, que se referem à dosagem definida no projeto para cada camada do pavimento monitorado. Uma vez definido o material que será utilizado no revestimento asfáltico, deve-se realizar os ensaios apresentados no Quadro 5.

Quadro 5: Normas para ensaios das misturas asfálticas (REDE, 2010)

CODIGO	Norma	Método de Ensaio
MIST 01	ABNT NBR 15087:2004	Determinação da resistência à tração por compressão diametral
MIST 02	ABNT xxx / 2010	Determinação do módulo de resiliência de mistura asfáltica
MIST 03	ABNT NBR 12891:1993	Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall
MIST 04	ABNT 15617/2008	Determinação do dano por umidade induzida de misturas asfálticas
MIST 05	AASHTO R 35-09	<i>Superpave Volumetric Design for Hot Mix Asphalt (HMA)</i> (Dosagem de misturas betuminosas pelo método Superpave - Procedimento REDE)
MIST 07	ABNT NBR 15785:2010	Misturas asfálticas a quente - Utilização da aparelhagem Marshall para preparação dos corpos de prova com diferentes dimensões e aplicações
MIST 09	ABNT NBR 15140:2004	Determinação do desgaste por abrasão <i>Cântabro</i>
MIST 10	ABNT NBR 15573:2008	Determinação da massa específica aparente de corpos de prova compactados
MIST 11	ABNT NBR 15619:2008	Determinação da massa específica máxima medida em amostras não compactadas (Rice)
MIST 12	ASTM D 2726-08	<i>Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures</i> (Determinação da massa específica e densidade aparente de misturas betuminosas - Procedimento REDE)
MIST 13	ASTM D 3203-94	<i>Standard Test Method for Percent Air Voids in Compacted Dense and Open Bituminous Paving Mixtures</i> (Porcentagem de vazios - Procedimento REDE)
MIST 14	AASHTO TP 62-09	<i>Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures</i> (Determinação do módulo complexo de mistura asfáltica - Procedimento REDE)
MIST 15	Procedimento REDE 05/2010	Método Bailey de escolha granulométrica
MIST 16	Procedimento REDE 06/2010	Determinação do <i>Flow Number</i> (AASHTO 2002 <i>Design Guide</i> )
MIST 17	Procedimento REDE 07/2010	Determinação do Módulo Dinâmico
MIST 18	Procedimento REDE 08/2010	Método LPC deformação permanente de misturas
MIST 19	Procedimento REDE 09/2010	Determinação da fadiga de misturas betuminosas
MIST 20	Procedimento REDE 10/2010	Determinação do <i>Compaction Densification Index</i> - CDI e do <i>Traffic Densification Index</i> - TDI
MIST 21	AASHTO T 305-09	<i>Draindown Sensivity</i> (Procedimento REDE)

Por fim, o manual especifica nessa etapa que seja definida a estrutura do projeto do pavimento (novo ou restaurado) e os materiais empregados em cada uma das camadas para utilizá-los no *software* SisPav e ter uma estimativa do desempenho do pavimento.

### 2.1.2 Etapa de execução

A etapa de execução do trecho monitorado envolve a confirmação dos materiais previamente escolhidos para serem utilizados e o controle da execução para reduzir a possibilidade de uma falha executiva.

O item de confirmação dos materiais trata de conferir se os materiais empregados realmente são os previamente escolhidos. Para tanto, será necessário realizar uma nova coleta de amostras dos materiais durante a execução do pavimento. O controle de execução em campo visa garantir que a execução das camadas do pavimento sejam realizadas da forma correta, ou seja, atendendo às recomendações das normas. No Quadro 6, encontra-se uma lista das normas de alguns procedimentos de controle de execução recomendados pelo manual.

Quadro 6: Normas para de controle de execução (REDE, 2010)

<b>Código</b>	<b>Norma</b>	<b>Método de Ensaio</b>
PAV 01	DNIT ME xxx /2010 (antiga DNER ME 024/94)	Determinação das deflexões pela Viga Benkelman
CONT 01	DNER PRO 013-94	Coleta de amostras de misturas betuminosas para pavimentação
CONT 02	Procedimento REDE 11/2010	Controle de grau de compactação com densímetro não nuclear
PAV 04	DNIT PRO xxx /2010 (antiga DNER PRO 273/96)	Determinação das deflexões utilizando o deflectômetro de impacto tipo <i>Falling Weight Deflectometer</i> - FWD
PAV 05	ASTM E 303-08	<i>Standard Test Method for Measuring Surface Frictional Properties Using the British Pendulum Tester</i> (Pêndulo Britânico)
PAV 06	ASTM E 965-06	<i>Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique</i> (Mancha de areia - Procedimento REDE)
PAV 07	DNIT PRO xxx /2010 (antiga DNER PRO 175/94)	Pavimento - Aferição de Viga Benkelman

Logo após a execução do trecho monitorado, e imediatamente antes de abrir ao tráfego, deve-se avaliar a condição inicial do trecho monitorado em relação à irregularidade longitudinal, deflexões na superfície, macrotextura, microtextura e defeitos superficiais.

### 2.1.3 Etapa de pós-execução

A etapa de pós-execução do trecho monitorado consiste basicamente na avaliação das condições estruturais e funcionais do pavimento. A avaliação deve ser realizada periodicamente após a liberação ao tráfego no trecho monitorado, seguindo o cronograma apresentado no Quadro 7.

Quadro 7: Periodicidade das avaliações pós-execução dos trechos monitorados (adaptado de REDE, 2010)

Avaliação	Tempo 0 ou uma semana	1 mês	6 meses	Ano 1	Ano 2 ao 5
Extração de CPs do revestimento	X		X	X	X
Deflexão	X		X	X	X
Irregularidade longitudinal	X		X	X	X
Microtextura e macrotextura	X	X	X	X	X
Levantamento de defeitos	X	X	X	X	X
Permeabilidade	X		X	X	X
Levantamento visual		X		X	

Conforme vão sendo coletadas informações referentes ao monitoramento dos trechos experimentais, os mesmos devem ser adicionados ao Sistema da Rede Temática de Asfalto (SRTA) para serem inseridos no projeto em âmbito nacional. O SRTA é uma página da web disponibilizada no domínio <http://srta.petrobras.com.br>, que foi desenvolvida especialmente para inserir informações no banco de dados em âmbito nacional do Projeto Rede Temática de Asfalto. Para acessar o SRTA é necessário inserir a chave, que identifica a instituição participante do projeto, e a respectiva senha na tela inicial do site, conforme pode-se observar na Figura 2.



Figura 2: Tela inicial do SRTA

Após a identificação, o SRTA disponibiliza a página para inclusão de informações no banco de dados. Conforme pode ser visto na Figura 3, existem botões flutuantes para inserir (e também consultar) informações referentes às amostras, materiais, trechos monitorados, relatórios e administração.



Figura 3: Tela de inserção/consulta de dados no site SRTA

Através do SRTA, o CENPES/PETROBRAS tem acesso a todos os dados dos trechos experimentais que estão sendo monitorados no Projeto Rede Temática de Asfalto e que futuramente servirão como base para o desenvolvimento do SDIMPA, uma proposta embasada em princípios mecânicos para atualizar o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis brasileiro.

Por fim, destaca-se que, embora o Manual de Execução de Trechos Monitorados do Programa Rede Temática de Asfalto seja importante para homogeneizar as técnicas de monitoramento de pavimentos flexíveis de modo a contribuir para um banco de dados nacional único, algumas recomendações contidas no mesmo são difíceis de serem atendidas por instituições que não possuem uma estrutura muito bem consolidada em termos de pesquisa em pavimentação. Dessa forma, entende-se que o Manual exige ensaios muito específicos e só conseguirá ser perfeitamente atendido com o auxílio da PETROBRAS. Ainda vale ressaltar que a criação de um banco de dados com muitos parâmetros pode dificultar consideravelmente a modelagem da previsão do desempenho, fazendo com que algumas informações coletadas em campo e laboratório sejam desnecessárias e, portanto, excluídas posteriormente nas análises.



## 2.2 BREVE HISTÓRICO DO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

O dimensionamento de um pavimento consiste, basicamente, na determinação de espessuras e escolha de materiais para múltiplas camadas que devem atender, simultaneamente, a aspectos estruturais e funcionais. Portanto, por definição, essas camadas de diferentes características que compõem o pavimento devem interagir da forma mais harmônica possível de modo a resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais oriundos do tráfego, melhorar as condições de rolamento e resistir aos esforços horizontais de modo a tornar mais durável a superfície de rolamento.

Quanto aos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, percebe-se uma natural evolução rumo a métodos mais completos e com incorporação de princípios mecânicos. Fazendo uma comparação entre o estado-da-prática e estado-da-arte, atualmente, no Brasil há um método puramente empírico e trabalha-se para migrar gradativamente para métodos mecânicos-empíricos.

Os principais aspectos do histórico do dimensionamento de pavimentos são notavelmente apresentados na *Rankine Lecture* apresentada por Brown (1996), na qual é apresentada uma visão da evolução das metodologias de dimensionamento de pavimentos flexíveis ao longo dos tempos. Os pontos mais destacados dessa *Rankine Lecture* são reproduzidos a seguir.

- A lenta marcha rumo a um dimensionamento racional de pavimentos flexíveis iniciou em 1938, quando o engenheiro Porter apresentou recomendações quanto à espessura de revestimentos asfálticos, baseadas na experiência acumulada no Estado da Califórnia e nos ensaios de CBR (ou ISC) e expansão.
- É importante destacar que, já em 1938, o próprio Porter reconhecia que os valores de CBR não são uma medida direta de capacidade de suporte dos materiais.
- Mais tarde, em 1950, Porter acrescentaria que os resultados (do CBR) são pouco influenciados pela deformação elástica. No mesmo ano, o renomado pesquisador Turnbull observaria que o ensaio de CBR é essencialmente um ensaio de cisalhamento simples e o CBR é um índice de tensão cisalhante.

- Entre muitas apreciações sobre o ensaio, em 1982, os pesquisadores Hight e Stevens chamaram a atenção para o fato de que o estado de tensões efetivas dentro do cilindro CBR é desconhecido e não há controle de drenagem. Nutt complementarmente afirmando que não existe uma relação direta entre o CBR e a resistência ou a deformabilidade.

Em face dessas importantes limitações, cabe perguntar-se como surgiu a “cultura do CBR”?

- Durante a 2ª Guerra Mundial, o *United States Army Corps of Engineers* (USACE) decidiu estender o emprego das curvas de dimensionamento de Porter, baseadas no CBR, para enfrentar o desafio de pavimentar pistas aeroportuárias, na frente do Pacífico.
- Em um simpósio da *American Society of Civil Engineers* (ASCE), realizado em 1950, enfatizou-se que as curvas de dimensionamento baseadas no CBR destinavam-se a proporcionar condições de tráfego a pavimentos aeroportuários, que deveriam durar dias ou semanas, não anos. Ficou evidente que o CBR deveria ser entendido como um índice de resistência ao cisalhamento e que as curvas de dimensionamento apresentadas por Porter destinavam-se exclusivamente a proteger o subleito de pavimentos delgados contra a ruptura por cisalhamento. Vale salientar que nessa época já se empregava a teoria da elasticidade aplicada para soluções de sistemas de múltiplas camadas.

É importante destacar que no Estado da Califórnia, o CBR deixou de ser usado há mais de 60 anos. Entretanto, deve-se destacar que o dimensionamento de pavimentos através de soluções por ábacos é muito importante e prático para boa parte dos casos.

Ainda, conforme Brown (1996), a longa marcha rumo a metodologias racionais para dimensionamento de pavimentos flexíveis tem como ponto de partida as soluções gráficas, apresentadas, nos anos 1940, por Burmister, nas quais se considera o pavimento como um sistema constituído por duas ou três camadas.

- Em 1955, o engenheiro Francis Hveem, estabeleceu relações entre o trincamento por fadiga de revestimentos asfálticos e a magnitude dos deslocamentos elásticos superficiais (deflexões), para os quais contribuem as propriedades resilientes de todas as camadas do pavimento e do subleito. Na década de 30, o próprio Hveem já havia

constatado a ruptura do subleito e o efeito da fadiga no revestimento asfáltico associados à falta de compactação das camadas dos pavimentos.

- De 1958 a 1960, realizou-se, no Estado de Illinois, o *AASHO Road Test*, no qual pavimentos flexíveis e rígidos foram solicitados por tráfego real aplicado por caminhões. O legado do *AASHO Road Test* inclui a introdução de conceitos como serventia, a proposta de fatores de equivalência de carga e de modelos de previsão de desempenho. Ainda forneceu elementos para desenvolver o Guia para Dimensionamento de Pavimentos da AASHO (*AASHO Guide for Design of Pavement Structures*). Esse procedimento empírico foi revisto em várias oportunidades e a versão foi substituída pelo procedimento mecanístico-empírico: *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures* (NCHRP, 2004).
- Os resultados do *AASHO Road Test* motivaram a realização da 1ª Conferência Internacional sobre Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos, em Ann Arbor, Michigan. Nessa Conferência, foram apresentadas soluções para cálculo de tensões e deformações em sistemas de múltiplas camadas, aproveitando os avanços computacionais.

Nos anos 1960-1970, ocorreu uma grande evolução de programas computacionais com modelagem elástico-linear (como, por exemplo, o ELSYM5), elástico não linear (como, por exemplo, o ILLIPAVE) e visco-elástica (como o VESYS). Isso abriu caminho para o progressivo avanço dos métodos mecanísticos para o dimensionamento de pavimentos flexíveis.

Nas últimas décadas novos *softwares* surgiram, permitindo, por exemplo, considerar a distribuição não uniforme das tensões de contato pneu-pavimento, menciona-se, como exemplo, o Everstress FE e o 3-D Move.

## 2.3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Os métodos mais antigos, e mais difundidos, para dimensionamento de pavimentos flexíveis são puramente empíricos, sendo que o mais conhecido é com base no valor do CBR,

desenvolvido inicialmente apenas para pavimentos com revestimentos asfálticos delgados. Em geral, os métodos empíricos requerem poucos dados de entrada, no caso bastam a capacidade de suporte do subleito (CBR) e o tráfego estimado para o período de projeto (número N). Outro método empírico, e comumente empregado, é o antigo método da AASHTO, que resultou da conhecida pesquisa AASHO *Road Test* realizada no final da década de 1950 nos Estados Unidos. O então chamado AASHTO *Interim Guide*, apresenta soluções em forma de ábacos, nos quais se obtém o número estrutural do pavimento necessário para suportar um determinado volume de tráfego, sem sofrer variação de serventia (PSI) maior do que a prevista no projeto. O método da AASHTO, de 1962 a 1993, introduziu significativos avanços no desenvolvimento de pavimentos flexíveis e rígidos, como: conceito de serventia, coeficiente de camada, fatores de equivalência de carga, módulo equivalente do subleito (contemplando variações sazonais da umidade), confiabilidade (para contemplar as incertezas relativas às características dos materiais e ao tráfego) e coeficientes de drenagem para camadas granulares. Contudo, o método permaneceu empírico em sua essência.

Os métodos mecanísticos utilizam uma teoria com embasamento mecânico para prever as tensões e deformações no pavimento devido às condicionantes de clima e tráfego. Estes métodos buscam compatibilizar as tensões que atuam no pavimento com a resistência dos materiais empregados. Ao empregar conceitos mecanísticos, busca-se o melhor desempenho de cada material para que o pavimento seja solicitado de forma equilibrada, evitando, portanto, atuação de cargas elevadas em apenas uma das camadas a ponto de levar a estrutura à ruptura. As vantagens dos métodos mecanísticos consistem em proporcionar uma maior confiabilidade ao projeto, melhor utilização dos materiais devido às suas características e previsão de defeitos específicos para a estrutura dimensionada.

O objetivo do dimensionamento de pavimentos através de um método mecanístico é obter uma estrutura economicamente viável e com um nível satisfatório de serventia durante a vida de projeto. Para tanto, o pavimento é considerado um sistema de múltiplas camadas e se obtém a resposta desse sistema em termos de tensões e deformações devido às cargas do tráfego. A partir da resposta estrutural obtida é possível estimar o desempenho do pavimento através de funções de transferências (Huang, 2003). Os elementos de entrada para o dimensionamento mecanísticos são, geralmente, os seguintes:

- a) Parâmetros resilientes (módulo de resiliência e coeficiente de Poisson) do subleito e dos materiais empregados em cada camada do pavimento;

desenvolvido inicialmente apenas para pavimentos com revestimentos asfálticos delgados. (irregularidade longitudinal e deflexão, por exemplo);

- c) Tráfego previsto para o período de projeto, com distribuição em classes de veículos e por volumes diários médios (VDM) por mês;
- d) Espessuras arbitradas para as camadas do pavimento;
- e) Condições climáticas, expressas, em geral, pela temperatura e precipitação pluvial média mensal;
- f) Confiabilidade do projeto.

A Figura 4 apresenta um exemplo de fluxograma para o dimensionamento de pavimentos por métodos mecânicos, concebido por Motta (1991).

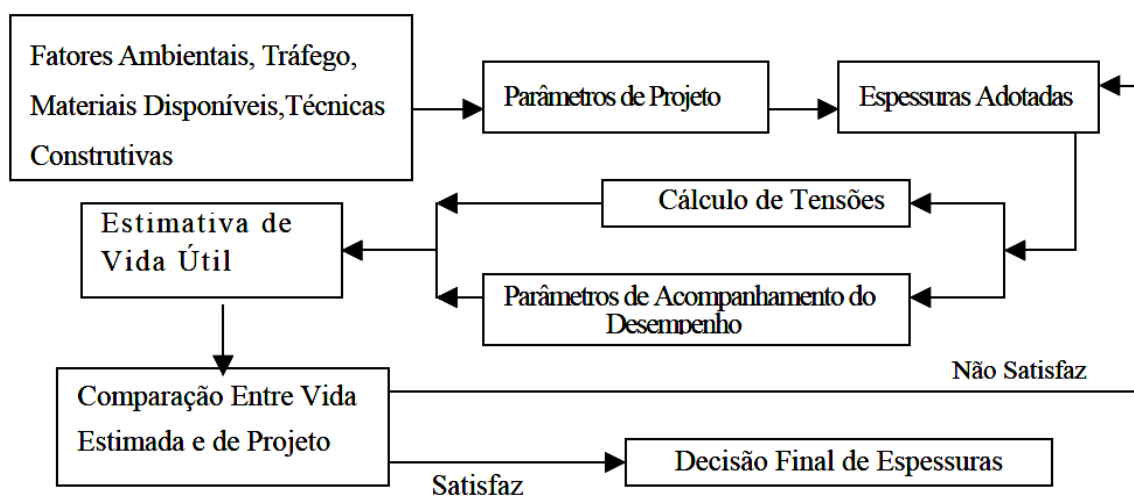


Figura 4: Fluxograma de dimensionamento mecânico de um pavimento (Motta, 1991)

O processo de dimensionamento (adaptado de Motta, 1991; Huang, 2003; Franco, 2007) consiste em:

- I. Propor uma estrutura inicial para as condições particulares da região em que será construído o pavimento, determinar em laboratório ou por bibliografia o módulo de resiliência (MR) do subleito e das camadas granulares, as características mecânicas da

mistura asfáltica empregada no revestimento, a composição do tráfego, os aspectos climáticos e as técnicas executivas;

- II. Utilizar um *software* que calcule as tensões e deformações atuantes no interior do pavimento e que, preferivelmente, permita estimar o desempenho do pavimento;
- III. Estabelecer os critérios de aceitação para o desempenho do pavimento ao final da vida de projeto (geralmente critérios de trincamento por fadiga, deformações permanentes e irregularidade);
- IV. Escolher o nível de confiabilidade desejado para cada um dos critérios de aceitação para o desempenho; e
- V. Determinar as espessuras das camadas do pavimento que atendam aos critérios de aceitação e o nível de confiabilidade.

Após o dimensionamento do pavimento deve-se realizar uma análise adicional para verificar a viabilidade técnico-econômica da estrutura projetada. A viabilidade técnica fica condicionada à disponibilidade de materiais considerados no dimensionamento e equipamentos necessários para a técnica executiva adotada. A viabilidade econômica fica por conta do valor de investimento necessário para implantar o pavimento e para a sua conservação e manutenção. Nesse contexto, pode ser escolhida, por exemplo, uma estrutura de pavimento que tenha uma longa vida útil, realizando-se, para tanto, apenas pequenas atividades rotineiras de manutenção e conservação. A política de conservação escolhida deve ser respeitada, pois, conforme pode ser visto na Figura 5, se determinada atividade de conservação não for executada no momento oportuno (valor de serventia definido como “gatilho”), o custo para a sua execução posterior pode custar até 10 vezes mais, uma vez que a evolução da degradação do pavimento é exponencial.

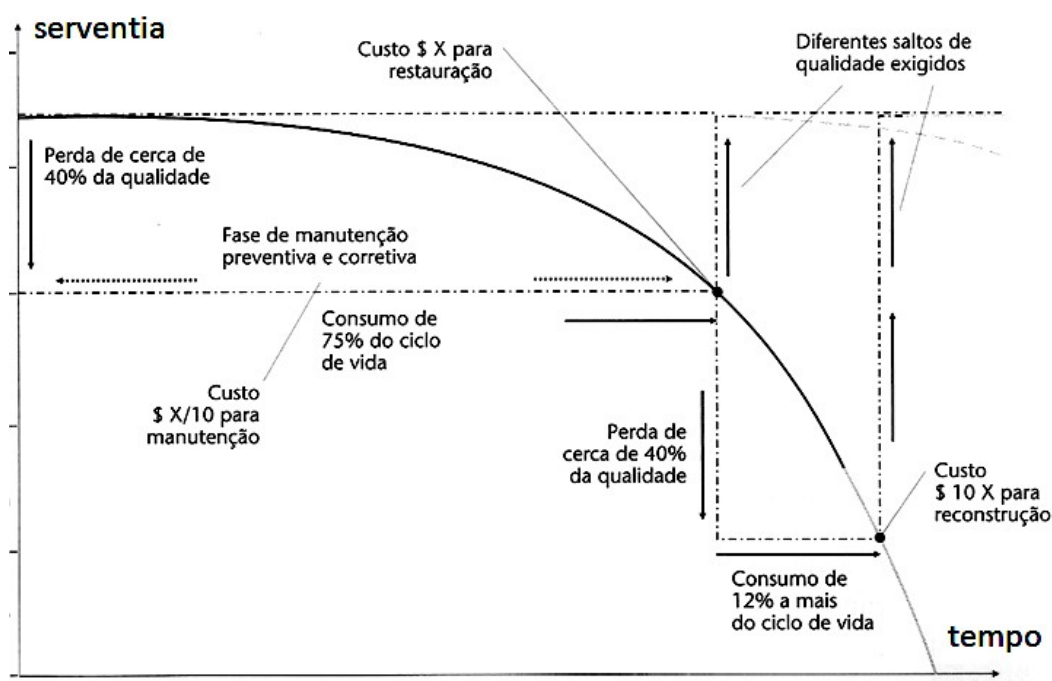
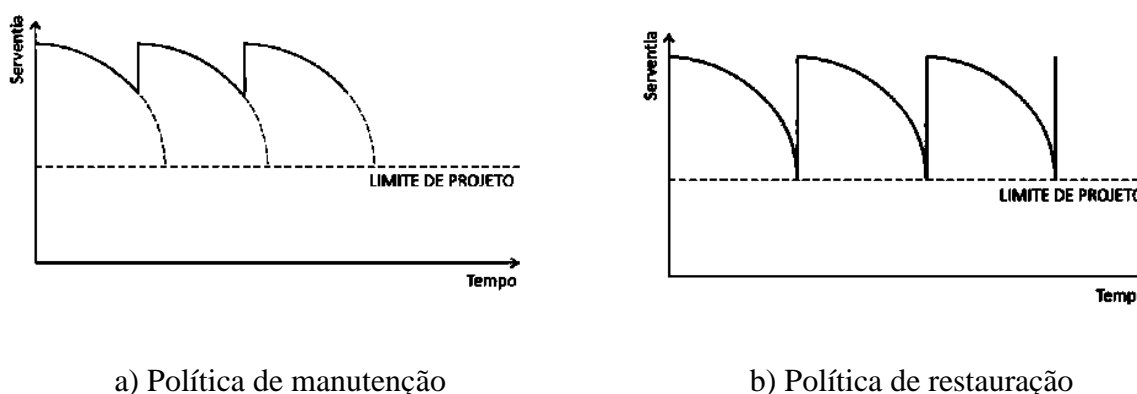


Figura 5: Degradação do pavimento em função do tempo (Haas e Hudson, 1978 adaptado por Balbo, 2007)

Dessa forma, pode-se optar por duas políticas distintas para a gerência do pavimento: de manutenção ou de restauração. Na primeira política não se deixa o parâmetro de serventia atingir o limite de projeto exigindo, assim, investimentos mais frequentes, porém de menor vulto. A segunda política deixa o parâmetro de serventia atingir o limite de projeto para só então realizar um investimento. Na Figura 6, observam-se graficamente a diferença das duas políticas que podem ser adotadas para a manutenção do valor de serventia do pavimento.



a) Política de manutenção

b) Política de restauração

Figura 6: Políticas de manutenção do pavimento (adaptado de Haas e Hudson, 1978)

Na sequência, apresenta-se uma breve descrição de alguns métodos nacionais e internacionais conhecidos para o dimensionamento de pavimentos flexíveis.

### **2.3.1 O início da evolução rumo ao dimensionamento mecanístico-empírico no Brasil: Método da Resiliência (TECNAPAV, 1982)**

A aplicação do método prevê a avaliação objetiva da superfície do pavimento, medidas das deflexões recuperáveis, ensaios de caracterização, inclusive granulometria com sedimentação, sendo que o dimensionamento é feito em função principalmente da deflexão. Os modelos de resiliência propostos visam calcular a deflexão máxima prevista através de análises mecânicas de uma determinada estrutura proposta para a expectativa da vida de fadiga.

O conhecido método da resiliência foi elaborado pelos engenheiros Salomão Pinto e Ernesto Preussler e foi preconizado pelo procedimento DNER PRO-269 (DNER, 1994). Trata-se de um procedimento mecanístico-empírico simplificado baseado nos modelos de fadiga de misturas asfálticas, no comportamento resiliente de materiais granulares e solos finos e no cálculo de tensões e deformações considerando a teoria da elasticidade não-linear.

No PRO-269, por questões de ampliar e facilitar a aplicação do método da resiliência, a espessura total do pavimento ( $H_t$ ) é calculada em função do CBR do subleito e do parâmetro de tráfego  $N$ , enquanto que a espessura mínima de revestimento betuminoso ( $H_{cb}$ ) é calculada em função das características resilientes do subleito, representadas pelas constantes  $I_1$  e  $I_2$ . E por fim, a espessura da camada granular ( $H_{cg}$ ) é calculada em função de  $H_{cb}$ ,  $H_t$  e do valor estrutural ( $V_E$ ) da camada betuminosa, conforme as Equações 1, 2 e 3, respectivamente.

$$H_t = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot CBR^{-0,598} \quad (1)$$

$$H_{cb} = -5,737 + \frac{807,961}{D_p} + 0,972 \cdot I_1 + 4,101 \cdot I_2 \quad (2)$$



$$H_{cb} \times V_E + H_{cg} = H_t \quad (3)$$

Os modelos de fadiga foram obtidos pelos resultados de ensaios de compressão diametral de cargas repetidas sob tensão controlada, permitindo relacionar a deflexão do pavimento com o número de aplicações de carga. Assim foi possível estabelecer uma equação para quantificar o número cumulativo de repetições de carga (Número N) para determinada deflexão admissível (D), que provoca a ruptura do revestimento asfáltico pelo processo de fadiga, conforme a Equação 4.

$$\log D = 3,148 - 0,188 \cdot \log N \quad (4)$$

Assim, para fins de projeto, deve-se ter a deflexão de projeto ( $D_p$ ) satisfazendo a condição de que  $D_p \leq D$ . O método em questão apresentou um avanço significativo no caminho até um método mecânico, porém, ainda é simplificado, uma vez que o comportamento resiliente só é avaliado para o subleito.

### 2.3.2 Método de Motta (1991)

Motta, em 1991, sugeriu um método mecânico de dimensionamento de pavimentos flexíveis consolidando os estudos de mecânica dos pavimentos realizados por várias décadas na Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). O método proposto incorpora técnicas avançadas de ensaios de materiais para pavimentação, cálculo da tensão-deformação nas camadas do pavimento, influência de aspectos ambientais, conceitos de desempenho, parâmetros de tráfego e confiabilidade do projeto.

Neste método de dimensionamento, adota-se uma estrutura inicial, define-se a variabilidade dos dados e nível de confiabilidade do projeto. Após, realiza-se a análise mecânica utilizando um *software* que considera modelo elástico linear para o revestimento asfáltico e elástico não-linear para as camadas subjacentes, verificando então as tensões e deformações

em comparação com os critérios de aceitação estabelecidos. Se a estrutura não atende a algum critério, deve-se modificar as espessuras e/ou materiais das camadas e refazer os cálculos.

No caso da pesquisa de Motta (1991), foi utilizado o *software* FEPAVE2 (*Finite Element Analysis of Pavement*), que permite a modelagem elástica não-linear aplicando o métodos dos elementos finitos, para calcular as tensões e deformações em pavimentos com até doze camadas e características elásticas de materiais ensaiados em laboratório com amostras extraídas de pavimentos existentes. A partir dos resultados, foi possível avaliar o procedimento proposto através de uma série de 64 gráficos analisando 16 casos escolhidos como exemplos.

O método proposto por Motta (1991) permite estimar as deflexões, deformações específicas de tração no revestimento e tensão vertical no topo do subleito. Salienta-se que o método apresentado não pretendeu abranger toda a variedade de materiais empregados em pavimentação existentes, mas destaca-se que os resultados foram obtidos de casos reais, ou seja, com amostras obtidas de pavimentos que foram construídos (Medina e Motta, 2005).

### **2.3.3 Método do SisPav (Franco, 2007)**

O método proposto por Franco (2007) visa reunir em um programa computacional, chamado de SisPav, o estado da arte referente ao dimensionamento de pavimentos flexíveis, possibilitando dimensionar mecanisticamente as espessuras das camadas do pavimento através de parâmetros de tráfego, condições ambientais e de características dos materiais. Para tanto, conta com informações baseadas em análises de dados coletados em laboratório e em campo de pesquisas realizadas no Brasil. A Figura 7 apresenta o fluxograma do método proposto por Franco (2007).

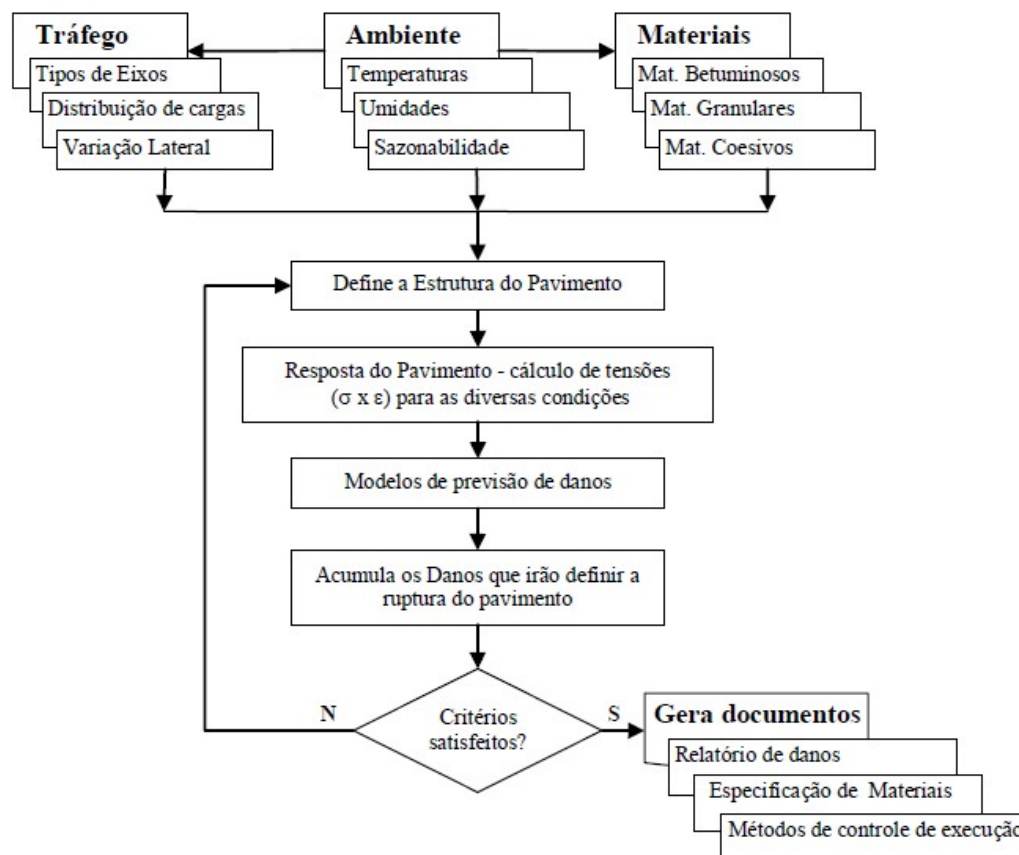


Figura 7: Fluxograma do método de análise e dimensionamento de pavimentos flexíveis proposto por Franco (2007)

Na sequência apresentam-se os critérios de ruptura utilizados no *software* SisPav (Franco, 2007) para a realização de um dimensionamento mecanístico-empírico. Salienta-se que o modelo de deflexão admissível na superfície do pavimento empregado é o apresentado na Equação 4, que foi desenvolvido por Preussler em 1983, e também é utilizado no TECNAPAV.

### 2.3.3.1 Deformação vertical admissível no topo do subleito (modelo proposto por Heukelom e Klomp em 1962)

$$\sigma_{vm\acute{a}x} = \frac{0,006 \times MR_{SL}}{1 + 0,7 \times \log N} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (5)$$

Onde:

$\sigma_{vm\acute{a}x}$  é tensão vertical de compressão admissível no topo do subleito;

$MR_{SL}$  é módulo de resiliência do subleito; e

$N$  é número de aplicações de carga por eixo-padrão.

### 2.3.3.2 Deformação específica permanente na superfície do pavimento (modelo proposto por Monismith *et al.* em 1975)

$$\varepsilon_p = A.N^B \quad (6)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  é deformação específica permanente;

$A$  e  $B$  são parâmetros do modelo; e

$N$  = número de aplicações de carga em laboratório.

### 2.3.3.3 Vida de fadiga do concreto asfáltico em laboratório (modelo proposto por Pinto em 1991, atualizado por Franco)

$$N_{lab} = 9,07 \cdot 10^{-9} \cdot \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,65} \cdot \left( \frac{1}{MR} \right)^{-0,033} \quad (7)$$

Onde:

$N_{lab}$  é vida de fadiga em laboratório,

$\varepsilon_t$  é deformação específica de tração; e

MR é módulo de resiliência da mistura asfáltica (em kgf/cm<sup>2</sup>).

O SisPav é uma ferramenta de fácil interface e com entrada de dados simplificada, possibilitando realizar análises e dimensionamentos de estruturas de pavimentos flexíveis (Franco, 2007). Além disso, disponibiliza o recurso de análise de tensões-deformações pelo *software* AEMC, que utiliza a teoria da elasticidade com base na rotina JULEA desenvolvida por Uzan (1978).

### 2.3.4 Método da Austrália (AUSTROADS, 2004)

Inicialmente, a *Australian Road Agencies* utilizava apenas a deflexão medida com viga Benkelman para avaliar estruturalmente os pavimentos existentes, comparando o valor medido com o valor de deflexão admissível definido em projeto. Durante a década de 1980, incorporaram-se nas avaliações curvas com estimativas de vida do pavimento em termos de fadiga, ainda agregou-se na avaliação a deformação permanente. Todos estes elementos serviram de base para o *Austroroads Pavement Design Guide* de 1992 (Jameson, 1996).

A versão mais atual do *Austroroads* foi revisada em 2004, considerando-se que o pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas que tem finalidade de suportar as cargas do tráfego. Para tanto, utiliza recursos de um método mecanístico-empírico, pois analisa a estrutura em termos de tensões e deformações e, através de modelos de previsão de desempenho obtidos empiricamente, realiza previsões da vida útil dos pavimentos.

O *Austroroads* (2004) adota como critério de dimensionamento a avaliação da resposta mecânica de um pavimento submetido a um carregamento de eixo simples de rodado duplo,



que gera deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico ou de camada estabilizada quimicamente e deformação vertical de compressão no topo do subleito. As deformações estimadas utilizando-se o *software* CIRCLY servem como parâmetros de entrada para verificação do desempenho do pavimento. Portanto, a deformação horizontal máxima de tração na fibra inferior da camada cimentada (asfáltica ou estabilizada quimicamente) e a deformação vertical máxima de compressão no topo do subleito são correlacionadas com o número de passagens do eixo padrão admissíveis, quanto ao trincamento por fadiga e à deformação permanente.

As deformações calculadas através do *software* são correlacionadas empiricamente com critérios de previsão de desempenho do pavimento através de modelos do tipo:

$$N = RF \cdot \left( \frac{k}{\varepsilon} \right)^m \quad (8)$$

Onde:

N é vida útil do pavimento,

RF é fator de confiabilidade;

k é constante do material;

m é constante de dano do material; e

$\varepsilon$  é deformação específica devido ao carregamento.

Os parâmetros k e m foram obtidos através de calibrações empíricas com base nas observações de desempenho de pavimentos executados.

Conforme o *Transit New Zealand* (2007), as melhores práticas para reduzirem a probabilidade de falha do revestimento asfáltico são bem simples, a saber: projetar a mistura asfáltica de forma adequada para a sua aplicação, ou seja, a mistura deve ser compatível com a velocidade de tráfego dos veículos e com as condições climáticas a que estará submetida, as especificações do desempenho devem ter pelo menos a garantia de dois anos e deve ocorrer auditoria do controle de qualidade da mistura asfáltica.

### 2.3.5 Método da Alemanha (RStO 11, 2011)

Na Alemanha, o dimensionamento de pavimentos é especificado pela norma *Richtliniem für die Standardisierung des Oberbaues Von Verkehrsflächen* (RStO 11), que foi editada pelo *Forschungsgesellschaft für Strassen und Verkehrswesen* e está vigente desde 2001, tendo sido atualizada em 2011. O método consiste no emprego de um catálogo com tabelas distintas para pavimentos flexíveis, rígidos e semirígidos. As soluções se baseiam na experiência prática, em investigações e cálculos analíticos, sendo o único parâmetro de entrada nas tabelas a variável tráfego (CEDEX, 2006 *apud* Soares *et al.*, 2009).

O método ainda adota o parâmetro denominado de módulo de compressibilidade obtido através de ensaio de placa estática com 30 cm de diâmetro. Para o subleito exige-se que o mesmo alcance uma capacidade de suporte mínima de 45 MPa. Quando não se atinge o valor mínimo, deve-se adotar medidas tais como: a substituição do solo, compactação ou estabilização química. Por outro lado, quando o subleito atingir mais de 80 MPa para a capacidade de suporte, admite-se a redução das espessuras recomendadas no catálogo (RStO 11, 2011).

Quanto ao tráfego, esse é definido a partir do número de eixos padrão de 10 tf, acumulados para um período de projeto de 30 anos. Na Figura 8, apresenta-se um exemplo do catálogo de dimensionamento de pavimentos flexíveis pela norma alemã.






















Grupo	Classe da construção	SV	I	II	III	IV	V	VI
	<b>B</b>	> 32	> 10 - 32	> 3,2 - 10	> 1,8 - 3,2	> 1,0 - 1,8	> 0,3 - 1,0	≤ 0,3
	Espessura da superestrutura	55   65   75   85	55   65   75   85	55   65   75   85	45   55   65   75	45   55   65   75	35   45   55   65	35   45   55   65
1	Base de asfalto na camada de proteção contra gelo							
	Revestimento asfáltico							
	Base de asfalto							
	Proteção contra gelo							
	Espessura da camada de proteção	-   31 <sup>2</sup>   41   51	25 <sup>3</sup>   35   45   55	29 <sup>3</sup>   39   49   59	-   31 <sup>2</sup>   41   51	25 <sup>3</sup>   35   45   55	27 <sup>2</sup>   37   47   57	21   31   41   51

Figura 8: Exemplo do catálogo alemão de dimensionamento de pavimentos flexíveis (adaptado de RStO, 2011)



### 2.3.6 Método da França (METL, 1998)

O *Catalogue des structures types de chaussées neuves* foi editado pelo *Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement* (METL) em conjunto com o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) em 1988, tendo sido atualizado em 1998. O método consiste na utilização de catálogos, deixando a possibilidade de adotar soluções diferentes do catálogo desde que sejam apresentados procedimentos analíticos conforme especificado no *Guide Technique et Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussées* (LCPC e SETRA, 1997).

O avanço computacional facilitou o emprego de análises mecânicas através de modelagens para sistemas de múltiplas camadas elásticas desenvolvidas a partir da solução de Burmister. Contribuição valiosa nesse sentido foi o desenvolvimento do *software* ALIZE pelo LCPC em 1964. Já em 1977, graças ao ALIZE, a França introduzia no dimensionamento os riscos de trincamentos por fadiga do revestimento asfáltico.


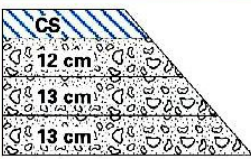


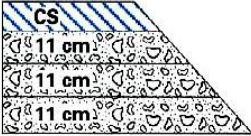


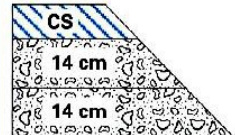
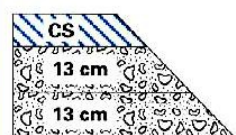


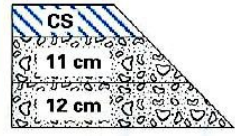
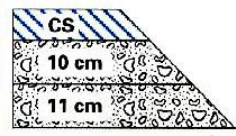


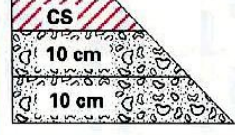
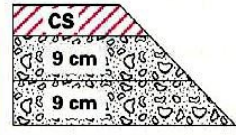


Segundo Ramos (2003), o catálogo francês para dimensionamento de pavimentos apresenta distintas estruturas de pavimentos, de forma a permitir a escolha da melhor solução de pavimento com base nas condições econômicas ou particularidades locais. O catálogo oferece soluções para pavimentos flexíveis, semirígidos, rígidos e invertidos. Os critérios de rupturas dos pavimentos estão associados à fadiga dos materiais e à deformação permanente do subleito.

O subleito deve apresentar requisitos mínimos de capacidade de suporte que devem ser medidos pelo módulo de compressibilidade com ensaio de placa ou pela deflexão máxima medida com deflectógrafo Lacroix ou com viga Benkelman. Salienta-se que na França o eixo padrão é de 13 tf. Na Figura 9, apresentam-se, como exemplos do catálogo, as estruturas de pavimentos com tratamentos superficiais em função do módulo de compressibilidade do subleito (PF) e do tráfego acumulado (TC) para vias arteriais.



# Fiche

VRS

	50 MPa	120 MPa	200 MPa
	PF 2	PF 3	PF 4
 <b>TC8<sub>30</sub></b> <b>94 millions PL</b> (75 millions NE)			
 <b>TC7<sub>30</sub></b> <b>38 millions PL</b> (30 millions NE)			
 <b>TC6<sub>30</sub></b> <b>14 millions PL</b> (11,3 millions NE)			
 <b>TC5<sub>30</sub></b> <b>6 millions PL</b> (4,5 millions NE)			
 <b>TC4<sub>30</sub></b> <b>3 millions PL</b> (2,2 millions NE)			
 <b>TC3<sub>30</sub></b> <b>1 million PL</b> (0,7 million NE)			
 <b>TC2<sub>30</sub></b>			

NE : Nombre d'essieux équivalents calculé avec CAM= 0,8

Figura 9: Exemplo do catálogo francês para tratamentos superficiais (METL, 1998 *apud* Ramos, 2003)

### 2.3.7 Método do Reino Unido (DMRB, 2001)

O método inglês é especificado pelo *Design Manual for Roads and Bridges*, editado em conjunto pela *Highway Agency* e outros departamentos rodoviários da Escócia, País de Gales e Irlanda. A especificação para o dimensionamento de pavimentos flexíveis está no volume 7 do manual mencionado, sendo que a última versão é do ano de 2001.

Na seção 2 do manual estão especificados os tipos de materiais utilizados para pavimentação, os critérios para consideração do tráfego atuante durante a vida de projeto e as técnicas construtivas recomendadas para os serviços de pavimentação. Os revestimentos asfálticos considerados são: macadame betuminoso denso, concreto asfáltico e mistura de alto módulo (Brito e Graeff, 2009).

Embora o método considere que o mais adequado seja caracterizar o subleito através do módulo de resiliência e pela resistência ao cisalhamento, ainda assim, caracteriza o subleito pelo valor do CBR. O manual solicita que o CBR do subleito seja superior a 15%, sendo que quando não atender a essa solicitação deve-se recorrer à utilização de um reforço do subleito com material que atenda.

Quanto ao dimensionamento, o mesmo é realizado através de ábacos que determinam a espessura total das camadas em função do tráfego acumulado (expresso em milhões de eixos com carga de 8,0 tf) e da capacidade de suporte do subleito. O método ainda deixa em aberto a adoção de outras soluções não necessariamente obtidas pelos ábacos apresentados no manual, desde que demonstrados analiticamente os cálculos utilizados para se chegar à estrutura do pavimento e comprovada a validade da técnica empregada.

Os dimensionamentos de pavimentos para rodovias com alto volume de tráfego devem considerar uma vida útil de 40 anos e as demais rodovias podem ser projetadas para 20 anos. A partir da definição do tráfego e da caracterização do subleito, parte-se então para a escolha dos materiais empregados e definem-se as espessuras das camadas do pavimento através dos modelos de ábacos, conforme apresentado na Figura 10.

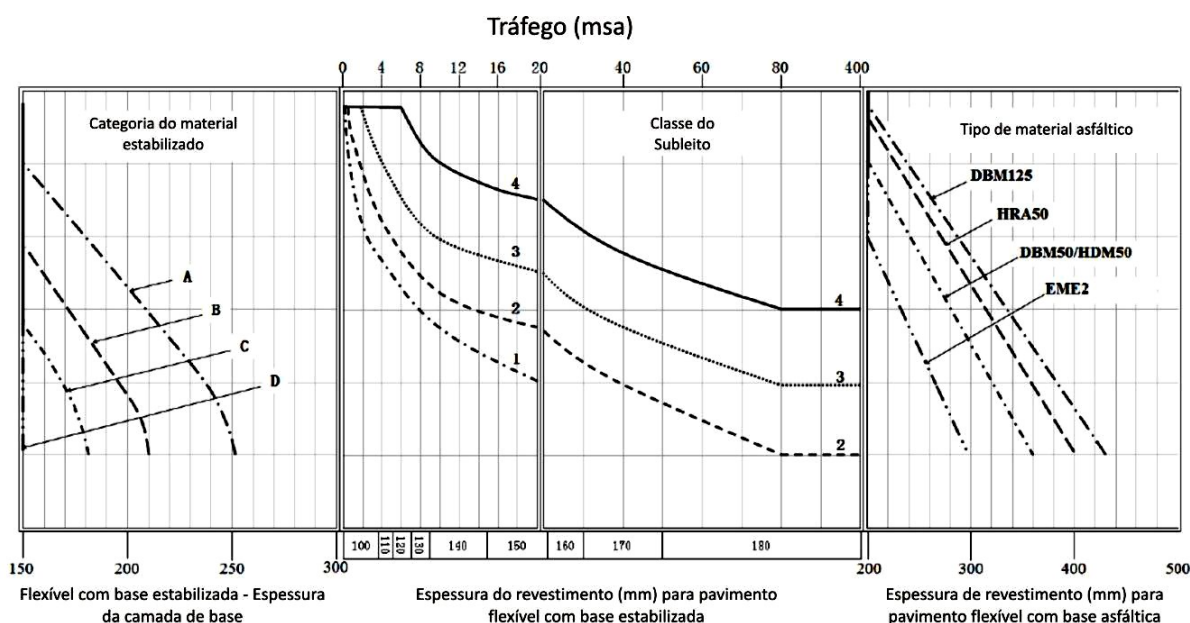


Figura 10: Exemplo do catálogo inglês para pavimentos flexíveis com base estabilizada ou asfáltica (Brito e Graeff, 2009)

### 2.3.8 Método da República da África do Sul (SAMDM, 2000)

O Método de Dimensionamento Mecanístico de Pavimentos da República da África do Sul (SAMDM – *South Africa Mechanistic Design Method*) para pavimentos flexíveis teve seu desenvolvimento tecnológico e de modelagem durante as décadas de 1970 e 1980 e foi sendo atualizado constantemente com o passar dos anos (Theyse *et al.*, 2007). O SAMDM é um método mecanístico-empírico que se baseia na utilização das características elásticas dos materiais, realizando análises estruturais (tensões, deformações e deslocamentos) e previsão de vida útil. O método propõe valores estimados de módulos de elasticidade, modelos de ruptura, incluindo a fadiga para materiais asfálticos e cimentados, além de limites de deformações em materiais granulares e artificialmente cimentados.

Ao iniciar o processo de dimensionamento é necessário informar o carregamento e as características dos materiais, incluindo os módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson para cada camada do pavimento. A seguir, deve-se realizar uma análise de tensões e deformações do pavimento, utilizando-se o *software* que realize avaliações estruturais estáticas no regime elástico através de sistemas de múltiplas camadas. Como respostas do *software* obtém-se as tensões ( $\sigma$ ), deformações ( $\epsilon$ ) e deslocamentos ( $U$ ) nos locais críticos da

estrutura. De posse dos dados de tensão e deformação pode-se fazer uso dos modelos de previsão de vida útil para o sistema de múltiplas camadas, obtendo como resultado os valores estimados de ciclos de aplicação de cargas até a ruptura (fadiga de materiais artificialmente cimentados, ruptura por cisalhamento de camadas granulares ou deformações permanentes excessivas no topo do subleito). Na análise estrutural do sistema de múltiplas camadas do pavimento, são determinados os parâmetros críticos de vida útil para cada material. Nas camadas asfálticas e cimentadas, o parâmetro crítico é a deformação horizontal ( $\epsilon_h$ ) de extensão máxima analisada na fibra inferior destas camadas. A forma geral do modelo de previsão para o início do trincamento por fadiga é dado pela Equação 9.

$$N_f = 10^{A \left( 1 - \frac{\log \epsilon_h}{B} \right)} \quad (9)$$

Onde:

$N_f$  é número de operações do eixo padrão até o início do trincamento por fadiga; e

A e B são coeficientes de regressão do modelo.

Os parâmetros dos modelos de previsão do SAMDM são determinados em função do Módulo de Resiliência (MR) da mistura asfáltica e da confiabilidade do projeto, que é função do nível de tráfego previsto. Os valores de A e B podem ser verificados em Theyse e Muthen (2000).

Como normalmente a camada de revestimento asfáltico dimensionada é espessa, e o modelo descrito acima prevê o início do trincamento na fibra inferior do mesmo, o trincamento levará mais algum tempo até ficar visível na superfície do pavimento. Portanto, após o uso das funções de vida útil para relacionar o valor do parâmetro crítico calculado e o número de aplicações de carga que pode ser suportado sem que ocorra a ruptura específica deve-se adotar um fator de correção, que correlaciona o início da fissura de fadiga na parte inferior da camada e o limite de fissuramento geral na superfície da camada de rolamento. Assim sendo, a vida útil do pavimento, em termos de fadiga, é obtida através da Equação 10.

$$N_{\text{trinc}} = N_f \cdot F \quad (10)$$

Onde:

N é número de operações de eixo padrão ( $N_{\text{AASHTO}}$ ) até o aparecimento do trincamento na superfície; e

F é fator de correção da espessura.

A variação do fator de correção da espessura (F) é dada em função da espessura da camada asfáltica e alguns de seus valores constam no Quadro 8.

Quadro 8: Fatores de correção em função da espessura da camada asfáltica (baseado em Theyse *et al.*, 1996)

Espessura da mistura asfáltica (cm)	Fator de correção da espessura (F)
10	4,7
11	5,2
12	5,7
13	6,2
14	6,7
15	7,2

Por fim, ressalta-se que, conforme descrito por Theyse *et al.* (1996), o SAMDM avalia a vida útil das camadas do pavimento individualmente e também a vida útil do pavimento como um sistema multicamadas.

### 2.3.9 Guia da AASHTO (2002)

O Guia de projetos de pavimentos empírico-mecanístico foi elaborado pelo projeto NCHRP (*National Cooperative Highway Research Program*) e é amplamente difundido como Guia da AASHTO 2002. Consiste em um manual para projeto de pavimentos novos e restaurações. Foi um dos primeiros métodos a incorporar de forma mais abrangente o conceito mecanístico aos materiais utilizados no pavimento.

O guia da AASHTO (NCHRP, 2004) atualizado inclui os seguintes aspectos:

- aplicar de forma abrangente o conhecimento consolidado com tecnologias no estado-da-prática;
- fornecer ao projetista uma grande variabilidade de materiais e conceitos de projeto;
- abranger dimensionamento para pavimentos novos bom como reabilitações de pavimentos;
- o guia e o *software* são de uso amigável; e
- estabelecer três níveis hierárquicos de dados de entrada para o projeto.

Associado ao novo guia de projetos foi lançado um *software* que integra toda a metodologia proposta, trata-se do M-EPDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*), recentemente renomeado como DARWin-ME. O *software* combina os elementos de modelagem mecânica e análises do desempenho de pavimentos, utilizando modelos numéricos para analisar os dados de entrada e obter a estimativa dos danos acumulados durante a sua vida útil.

Como aspecto restritivo do método destaca-se a complexidade dos dados de entrada no nível mais detalhado de projeto. Por outro lado, destaca-se que o princípio mecanístico do método é o mais próximo do estado-da-arte para o dimensionamento de pavimentos.

### **2.3.10 Considerações sobre os métodos de dimensionamento de pavimentos**

Analisando os métodos internacionais apresentados, percebe-se que todos vem sofrendo aprimoramentos constantes, com o objetivo de torná-los métodos mais racionais (mecanísticos), mesmo que fortemente embasados ainda em aspectos empíricos (a calibração dos modelos continua sendo realizada com dados de campo). Em geral, os métodos tem sido revisados com uma frequência de 10 a 20 anos. Entretanto, o método vigente no Brasil é de 1966, tendo sido revisado pela última vez em 1981 apenas para inclusão de fatores de carga para o eixo triplo, portanto, está completando quase 50 anos sem a inclusão de novos conhecimentos.

Salienta-se que esta estagnação não se deve ao fato de faltarem estudos de pavimentação no Brasil, pois, nas últimas décadas, várias pesquisas foram desenvolvidas no sentido de atualizar o método brasileiro, como, por exemplo, os trabalhos realizados na Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ) de Motta (1991) e Franco (2007).

Outro aspecto que chama bastante a atenção é que os pavimentos rodoviários, pelos métodos internacionais, são dimensionados para um período de projeto de no mínimo 20 anos, mostrando uma preocupação econômica, com maior planejamento em termos de gerência dos pavimentos, para proporcionar maior durabilidade e minimizar os gastos com restaurações. Enquanto isso no Brasil, o período de projeto de pavimentos flexíveis é, geralmente, de 10 anos, muitas vezes não atingindo na prática nem a metade da sua vida útil.

Muitos métodos de dimensionamento de pavimentos incorporam aspectos de caráter mecânico para avaliação da estrutura do pavimento, prevendo, assim, falhas comumente observadas. Por exemplo, a fadiga do revestimento asfáltico tem sido incluída nos métodos desde a década de 1980. No Quadro 9, apresenta-se um comparativo entre os critérios de falha estrutural considerados nos métodos apresentados.



Quadro 9: Critérios de falha estrutural considerados em diversos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis

Método\Critério de falha estrutural	Tensão de compressão no topo do subleito	Tensão de tração na base do revestimento	Tensão de cisalhamento no revestimento
DNER (1981)	Sim	Não	Não
TECNAPAV (1982)	Sim	Sim	Não
MOTTA (1991)	Sim	Sim	Não
SISPAV (2007)	Sim	Sim	Não
AUSTRALIANO (2004)	Sim	Sim	Não
ALEMÃO (2011)	Sim	Não	Não
FRANCÊS (1998)	Sim	Sim	Não
REINO UNIDO (2001)	Sim	Não	Não
SUL-AFRICANO (2000)	Sim	Sim	Não
AASHTO (2002)	Sim	Sim	Sim

Pela análise do Quadro 9, percebe-se que quase todos os métodos referenciados incluem como critério de falha estrutural o trincamento por fadiga associado à tensão de tração na base do revestimento asfáltico. As exceções são os métodos vigentes no Brasil, Alemanha e Reino Unido. No entanto, salienta-se que as estruturas sugeridas nos métodos alemão e inglês são com emprego de bases estabilizadas quimicamente, fato que reduz o efeito da fadiga no revestimento asfáltico. Mediante o exposto, pode-se notar que o método brasileiro precisa ser atualizado e complementado, de forma a permitir o dimensionamento de pavimentos capazes de suportar as solicitações crescentes do tráfego comercial.

## 2.4 PRINCIPAIS MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Os principais mecanismos de degradação de pavimentos flexíveis que devem ser levados em consideração no desenvolvimento de um método de dimensionamento de pavimentos considerado racional são aqueles que afetam o nível de serventia em termos funcionais ou que

geram falhas estruturais durante a vida útil do pavimento. Para serem desenvolvidos bons modelos de previsão de desempenho é necessária a obtenção frequente de dados de campo, de modo a esclarecer a evolução do comportamento de cada tipo de material utilizado e desenvolver modelos matemáticos que retratem com boa precisão o comportamento futuro do pavimento com o tráfego e as condições climáticas. Portanto, um bom modelo de previsão sempre deve ser alimentado com dados mais recentes de campo, de modo a ir calibrando constantemente os seus parâmetros. Na sequência, apresentam-se alguns dos mecanismos de degradação mais importantes que devem ser considerados para estabelecer a vida útil de um determinado pavimento flexível. Em termos de falhas funcionais, considerou-se o estado da superfície, irregularidade longitudinal e aderência pneu-pavimento; enquanto que em termos de falhas estruturais, considerou-se a deformação permanente, trincamento por fadiga e trincamento por cisalhamento da camada asfáltica próxima à superfície.

#### **2.4.1 Estado da superfície: serventia e defeitos**

A avaliação funcional de um pavimento refere-se a sua função para o usuário da rodovia, ou seja, é a capacidade de proporcionar conforto ao rolamento. Este conforto é atribuído às condições superficiais do pavimento relacionadas com a dinâmica do veículo. Segundo Gontijo *et al.* (1994), a avaliação funcional é uma análise preliminar e básica das características de degradação superficial e deformação no perfil da rodovia. As primeiras avaliações funcionais sistemáticas de pavimentos foram desenvolvidas nas pistas experimentais da AASHO (*American Association of State Highways Officials*) durante a década de 1960, nas quais Carey e Irick criaram o conceito de serventia (Bernucci *et al.*, 2010). Anteriormente a isso, não se dava muita atenção para a evolução do desempenho do pavimento, considerando-se apenas o pavimento como satisfatório ou insatisfatório ao longo do período de projeto (Haas *et al.*, 1994).

O Valor de Serventia Atual (VSA), ou originalmente denominado como *Present Serviceability Ratio* (PSR), é uma nota de 0 a 5 que é atribuída por cinco avaliadores dentro de um veículo de passeio, portanto, tem um forte caráter subjetivo. Esta nota classifica o estado da superfície de um determinado pavimento em determinada época quanto ao seu conforto ao rolamento. Segundo a norma DNIT 009/2003 – PRO (DNIT, 2003c), os níveis de avaliação da serventia são os apresentados no Quadro 10.

Quadro 10: Níveis de avaliação da serventia (DNIT, 2003c)

Faixa do VSA	Conceito
4 – 5	Ótimo
3 – 4	Bom
2 – 3	Regular
1 – 2	Ruim
0 – 1	Péssimo

Conforme apresentado no Quadro 10, a condição de perfeição, pavimento sem nenhum problema construtivo, seria representado por um VSA igual a 5, condição essa que não existe na prática. O VSA da superfície do pavimento varia com o tempo, o valor vai reduzindo devido, principalmente, às solicitações de tráfego e às condições climáticas. A forma da redução do valor de serventia em função do tempo pode ser verificada na Figura 5, e a esta curva dá-se o nome de curva de desempenho.

Outra forma de avaliar o estado superficial do pavimento é através do inventário de defeitos, que avalia a condição superficial pela presença de uma série de defeitos quantificados e medidos de forma objetiva. Nesse sentido destaca-se o Índice de Gravidade Global (IGG) descrito na norma DNIT 006/2003 – PRO (DNIT, 2003b). Este índice consiste em quantificar a frequência de ocorrência de cada tipo de defeito e, atribuindo um fator de ponderação para cada defeito, estabelecer um índice acumulado que permite atribuir um conceito ao estado da superfície do pavimento, conforme apresentado no Quadro 11.

Quadro 11: Níveis de avaliação da degradação em função do IGG (DNIT, 2003b)

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

Os tipos de defeitos estão definidos na norma DNIT 005/2003 – TER (DNIT, 2003a) e são: fissura, trinca, afundamento, ondulação, panela, exsudação, desgaste e remendo. Vale destacar que os defeitos aos quais se atribui maior peso neste tipo de avaliação são: ondulações, panelas, afundamentos e trincas couro de jacaré com erosão nas bordas, uma vez que são os que mais causam desconfortos aos usuários. A identificação dos tipos de defeitos de um pavimento é de extrema importância para um bom planejamento da sua gerência, pois permite diagnosticar corretamente as causas dos defeitos e adotar a melhor medida corretiva. Dessa forma, é possível garantir maior vida útil do pavimento realizando as atividades de manutenção adequadas.

#### **2.4.2 Irregularidade longitudinal**

Conforme definido no procedimento DNER-PRO 182/94 (DNER, 1994), a irregularidade de um pavimento consiste no desvio da superfície da rodovia em relação a um plano de referência. Esta irregularidade afeta a dinâmica dos veículos, a qualidade de rolamento e as cargas dinâmicas sobre o pavimento. A irregularidade longitudinal pode ser influenciada por diversas situações, como, por exemplo: problemas construtivos, trincamentos na superfície, desgastes, deformações, entre outros.

O termo longitudinal se deve ao fato de, em geral, as medidas serem feitas paralelas ao eixo longitudinal da rodovia, portanto, no mesmo sentido que os veículos trafegam. A irregularidade poderia ser medida também transversalmente ao eixo, assim, mediria os afundamentos permanentes nas trilhas de roda.

Também durante os estudos da *AASHO Road Test*, além do acompanhamento da evolução do PSR, realizaram-se avaliações objetivas da irregularidade longitudinal com o perfilômetro CHLOE. O perfilômetro CHLOE, que leva o nome dos principais engenheiros que trabalharam no seu desenvolvimento (Carey, Hutckins, Lathers *and Others Engineers*), foi derivado do primeiro equipamento a operar com o princípio de um plano imaginário fixo, trata-se do perfilômetro AASHO (Barella, 2008).

Atualmente, podem ser utilizados diversos tipos de equipamentos para obtenção do parâmetro de irregularidade, porém, os mais usuais são os equipamentos tipo resposta como o *Bump Integrator*, equipamentos sem contato como o perfilômetro inercial e os com contato como o

MERLIN (*Machine for Evaluating Roughness using Low-cost Instrumentation*) e o perfilógrafo da Califórnia, sendo que os dois primeiros são mais recomendados para levantamentos em nível de rede e os dois últimos em nível de projeto.

Com certeza pode-se apontar a irregularidade como um dos parâmetros funcionais mais importantes na gerência de pavimentos, pois afeta de modo negativo a qualidade de rolamento e aumenta os custos de transporte. Esse parâmetro funcional afeta de forma direta a percepção do usuário quanto à serventia do pavimento, portanto, é um parâmetro que pode ser usado como elo entre os usuários e os gestores da rodovia. Segundo Finn (1998), após os experimentos da AASHO *Road Test*, muitas agências rodoviárias norte-americanas passaram a utilizar a irregularidade longitudinal como parâmetro para estimar a serventia de seus pavimentos e atribuindo grande peso a esse parâmetro para tomar as decisões.

Historicamente, a medida de irregularidade no Brasil era dada pelo *Quarter-car Index* (QI), porém, atualmente, há uma tendência de se adotar o *International Roughness Index* (IRI). Em grande parte esta mudança se deve ao fato do QI não ser um índice utilizado nos países desenvolvidos, impossibilitando, assim, comparações diretas entre situações de malhas rodoviárias estrangeiras (Barella, 2008). Desse modo, vem-se utilizando correlações entre os dois índices, conforme as correlações apresentadas nas Equações 11 e 12 (Sayers *et al.*, 1986):

$$IRI = \frac{(QI + 10)}{14} \quad (11)$$

e

$$IRI = \frac{QI}{13} \quad (12)$$

Segundo Barella (2008), o modelo apresentado na Equação 11 mostrou-se melhor correlacionado a baixos valores de IRI, enquanto que o modelo 12 apresenta melhor correlação com altos valores de IRI. Portanto, o modelo expresso na Equação 12 estaria mais de acordo com a situação dos pavimentos brasileiros. Barella ainda reuniu 4000 km de

medidas com perfilômetro inercial de sensores laser em rodovias brasileiras e calculou o QI e o IRI para trechos de 200m, destes resultados, aplicando ferramentas estatísticas, obteve o modelo de correlação da Equação 13

$$IRI = \frac{(QI + 10)}{15,42} \quad (13)$$

Recentemente, Barella (2011) analisou todos os levantamentos de irregularidade longitudinal na rodovia BR-290/RS realizados para a concessionária CONCEPA, trecho entre os municípios de Porto Alegre e de Osório, durante os anos de 2007 e 2011. Também utilizando análises estatísticas para correlacionar o IRI e o QI, pode-se inferir que o valor de irregularidade expresso em IRI que representa o valor de QI igual a 35 cont/km é o valor médio de 3,12 m/km, conforme o modelo desenvolvido para a rodovia em questão, expresso na Equação 14.

$$IRI = \frac{(QI + 12,225)}{15,126} \quad (14)$$

Ainda sobre irregularidade, pode-se citar que os dois principais custos associados a ela são os custos operacionais dos veículos e os custos envolvidos na gerência dos pavimentos. O primeiro custo é o que mais interessa aos usuários da via, enquanto que o segundo é de interesse dos gestores da via.

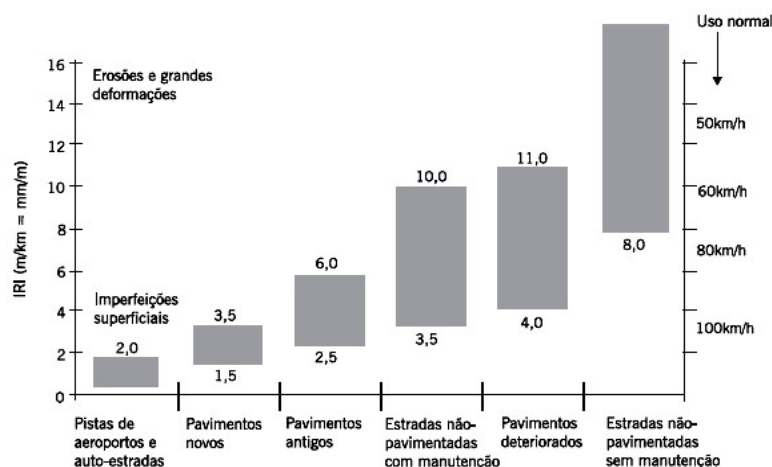
Segundo Paterson (1987), os custos operacionais dos veículos são estudados desde a década de 1970 e ainda menciona que o custo operacional total dos veículos que usam uma rodovia com elevada irregularidade pode ser de 10 a 20 vezes superior ao custo que o gestor da rodovia teria para mantê-la dentro de condições aceitáveis de irregularidade. O assunto é tão importante que o Bando Mundial em conjunto com outras entidades patrocinou um amplo estudo em países subdesenvolvidos, incluindo o Brasil, que resultou nos modelos utilizados no *The Highway Design and Maintenance Standards Model* (HDM). Segundo relatado por Watanatada *et al.* (1987), os estudos realizados entre 1975 e 1984 possibilitaram a criação de

modelos não-lineares para a predição da velocidade e o consumo de combustível em função da irregularidade.

Quanto ao efeito da irregularidade na gerência do pavimento, o mesmo ocorre devido à ação de cargas dinâmicas que reduzem a vida útil do pavimento. Conforme Saleh *et al.* (2000), um veículo trafegando sobre uma superfície plana e regular causa um determinado dano no pavimento devido à carga aplicada pelos seus pneus, no entanto, se a superfície for irregular o dano será maior devido à suspensão do veículo aplicar sobre alguns pontos do pavimento uma carga maior que a da situação anterior. Isso resulta numa degradação mais acelerada da estrutura do pavimento, ou seja, reduz a vida útil deste pavimento. Sabendo disso, em alguns países empregam-se os chamados fatores de pagamento, que são tabelas que estabelecem um prêmio ou uma penalidade econômica aos prestadores de serviços de pavimentação em função no nível de irregularidade longitudinal com a qual ele entrega a obra rodoviária. Nesse sentido, destacam-se os resultados apresentados por Smith *et al.* (2002) que evidencia a diminuição da irregularidade longitudinal após a implantação da política dos fatores de pagamento nos departamentos americanos de transportes e destaca a influência da irregularidade inicial na vida útil do pavimento, pois, na maioria dos casos, a irregularidade inicial influi na irregularidade futura do pavimento.

Entretanto, conforme afirma Barella (2008), devido ao péssimo estado de conservação da malha rodoviária brasileira, a discussão realizada em países desenvolvidos acerca de qual deve ser a irregularidade inicial de um pavimento para que se obtenha o maior benefício sócio-econômico está longe de ser um assunto que preocupe os técnicos ou gestores brasileiros, uma vez que precisamos nos preocupar em tapar muitos buracos ainda para deixar a malha em condições mínimas de tráfego.

O DNIT estabelece em suas especificações de serviços que o valor máximo admissível de irregularidade (IRI) de um pavimento novo é de 2,7 m/km. Ao estabelecer tal valor, considera-se, então, que é permitido um certo nível de problemas construtivos. Ainda atribui-se que o valor máximo de IRI para rodovias em uso seja de 4,0 m/km (DNIT, 2005), ou seja, atingindo esse valor máximo de irregularidade deve ser executada alguma atividade na via que recupere a funcionalidade da mesma em termos de rolamento. Na Figura 11, podem ser verificadas as faixas comuns de variação de IRI para diversas condições de pavimentos.



**Figura 9.5 Diversas faixas de variação do IRI dependendo do caso e situação**  
 (Sayers e Karamihas, 1998)  
 Figura 11. Faixas de variação de IRI para diversas condições de pavimentos (Sayers e Karamihas, 1998 *apud* Bernucci *et al.*, 2010)

em diversas linhas paralelas imaginárias. A linha de levantamento longitudinal possui uma largura variável de alguns milímetros a centímetros e depende do tipo de equipamento empregado. Pela Figura 11, percebe-se que, em geral, pavimentos rodoviarhos novos podem apresentar valores de IRI entre 1,5 e 3,5 m/km, dependendo da qualidade construtiva. Ainda, destaca-se que pavimentos com IRI acima de 4,0 m/km são classificados como pavimentos deteriorados.

### 2.4.3 Aderência pneu-pavimento

Ao avaliar a segurança viária, um dos principais itens relacionados ao pavimento que deve ser levado em consideração é a condição da superfície quanto à aderência pneu-pavimento, pois esse fator possibilita ao motorista manter a trajetória do veículo mesmo em condições adversas. Portanto, a boa interação entre o pneu do veículo e a superfície de rolamento do pavimento deve ser assegurada e a forma mais eficaz para que isso ocorra é com os gestores da rodovia garantindo a boa qualidade da textura da superfície de contato. Portanto, a boa interação entre o pneu e a superfície do pavimento depende basicamente da qualidade da área de contato entre esses dois elementos. Dessa forma, quando existem elementos que atuam como lubrificante entre o pneu e o pavimento, embora o mecanismo da perda progressiva da aderência pneu-pavimento seja complexo, pode-se, de modo simplificado, atribuir essa perda de aderência à redução da área de contato pneu-pavimento.

As variações na área de contato pneu-pavimento com o aumento da velocidade ocorrem devido à ascensão do fluido na parte anterior do pneu. Como pode ser visto na Figura 12, quando a roda do veículo passa sobre uma lâmina d'água acumulada na superfície do



pavimento ocorre uma perturbação no fluido, causando a sua ascensão pelo pneu e gerando forças hidrodinâmicas que levantam parcial ou totalmente a parede do pneu do veículo.

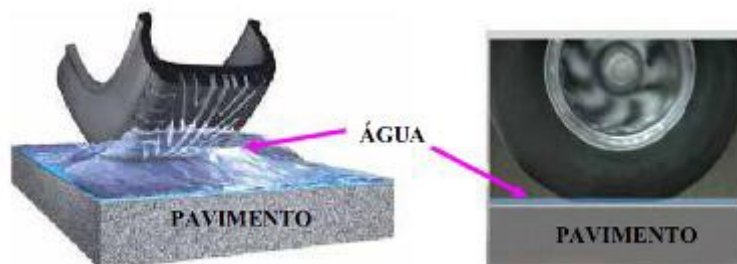


Figura 12: Interação pneu-fluido-pavimento (Silva, 2008)

Assim sendo, quanto mais elevada for a velocidade de tráfego do veículo, maior será a reação das forças hidrodinâmicas atuantes na parede dos pneus e, por consequência, menor será a área de contato entre o pneu e o pavimento. A interação pneu-fluido-pavimento descrita acima pode ser verificada na Figura 13.

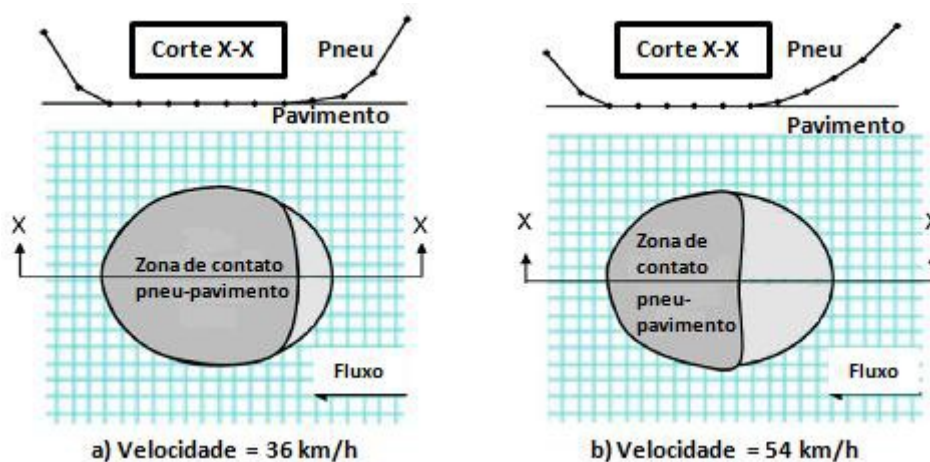


Figura 13: Variação da área de contato pneu-pavimento com o aumento da velocidade de tráfego (adaptado de Fwa e Ong, 2008)

Conforme demonstrado por Fwa e Ong (2008), através de uma simulação numérica por elementos finitos, a área de contato pneu-pavimento sofre uma redução com o aumento da velocidade. Nota-se que para baixas velocidades de tráfego ( $V \leq 36$  km/h) a área de contato não sofre grandes variações, no entanto, vale lembrar que a redução da área de contato também é influenciada pela altura da lâmina d'água existente sobre o pavimento. Dentre os mais diversos fenômenos físicos que ocorrem na interação entre o pneu e o pavimento,

merecem atenção especial a hidroplanagem e a viscoplanagem. Ambos os fenômenos estão relacionados com a presença de água na superfície do pavimento.

Então fica evidente que a superfície de contato com o pneu deve proporcionar características adequadas para evitar os fenômenos descritos. Vale salientar que as características de aderência superficial de um pavimento são definidas através de duas escalas de textura: a microtextura e a macrotextura. Na Figura 14, ilustra-se a diferença entre essas duas escalas de textura.

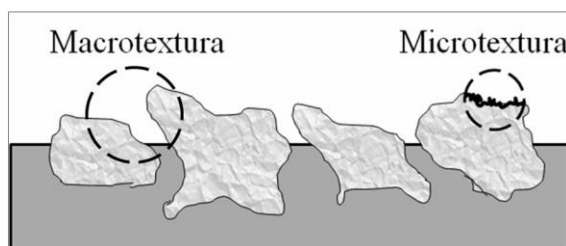


Figura 14: Diferença entre microtextura e macrotextura do pavimento (Mattos, 2009)

O consenso geral considera que a microtextura é o fator predominante na resistência à derrapagem quando a velocidade de deslocamento do veículo é inferior a 50 km/h. No entanto, a ruptura do filme d'água se torna mais difícil para velocidades maiores, devido ao menor tempo de contato entre o pneu e o pavimento, cabendo, então, à macrotextura garantir a drenagem superficial do pavimento. A microtextura da superfície do pavimento depende da aspereza dos agregados utilizados na mistura asfáltica do revestimento. A aspereza da superfície é em função, principalmente, da composição mineralógica e da estrutura dos agregados, tais como existência de arestas vivas ou não. Conforme Berthier (1998 *apud* Ferreira 2002), os agregados são responsáveis pelo bom desempenho da microtextura e devem, portanto, satisfazer os seguintes requisitos:

- a) apresentar e conservar as arestas vivas pelo maior tempo possível;
- b) resistir ao tráfego (dureza e resistência); e
- c) proporcionar boa resistência ao polimento acelerado.

Já a macrotextura da superfície do pavimento depende da dimensão dos agregados e do teor de betume utilizado na mistura asfáltica do revestimento. A macrotextura do pavimento é responsável pela aderência pneu-pavimento para velocidades médias ou altas, devendo

facilitar o escoamento das águas superficiais e evitar a derrapagem do veículo. Segundo Fernandes (1998 *apud* Ferreira, 2002), o tipo de macrotextura apresentada inicialmente por um revestimento asfáltico depende dos seguintes fatores:

- a) origem mineralógica;
- b) processo de britagem;
- c) projeto das misturas do revestimento;
- d) método de preparação e de execução do revestimento.

Quanto à superfície do pavimento em termos de microtextura, a mesma pode ser classificada por rugosa ou polida, sendo rugosa quando apresenta arestas vivas e polida quando a superfície é lisa. E quanto à macrotextura, a superfície pode ser classificada por aberta ou fechada, sendo denominada aberta quando apresenta agregados graúdos e fechada quando possui elevada quantidade de finos.

Dessa forma, a superfície resultante avaliando conjuntamente as características de microtextura e macrotextura pode ser de quatro diferentes tipos: rugosa e aberta, rugosa e fechada, polida e aberta e, por fim, polida e fechada. Na Figura 15, pode-se observar todas as combinações possíveis e os tipos de superfícies resultantes.


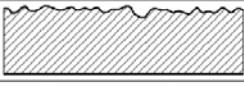


Microtextura	Macrotextura	Superfície	Tipo de Textura
Rugosa	Aberta		Rugosa e Aberta
	Fechada		Rugosa e Fechada
Polido ou Lisa	Aberta		Polido e Aberta
	Fechada		Polido e Fechada

Figura 15: Tipos de superfícies possíveis em função da micro e macrotextura (Aps, 2006)

Por fim, apresenta-se, na Figura 16, a contribuição nos acidentes devido aos valores de microtextura e macrotextura expressos em termos de valores medidos com pêndulo britânico (BPN) e mancha de areia (HS), respectivamente (Kokkalis e Panagouli, 1998). Hosking (1986) chama a atenção para o fato de que uma melhoria de 10% no nível de resistência à

derrapagem do pavimento pode resultar numa redução de 13% na taxa de acidentes com pavimentos molhados, isso ressalta a importância adequada da mistura asfáltica que deve ser adotada em pontos rodoviários considerados críticos em questão de segurança.

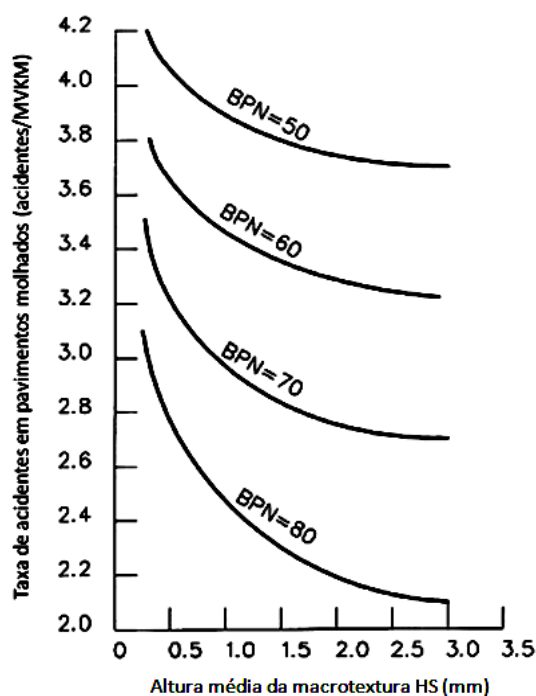


Figura 16: Taxa de acidentes em função dos valores de micro e macrotextura (adaptado de Kokkalis e Panagouli, 1998)

Por exemplo, considerando um revestimento de mistura asfáltica que apresente valor de microtextura igual a 60 BPN e comparando o valor de macrotextura de 0,5 mm com o de 1,0 mm, conforme os dados compilados na Figura 16, a taxa de acidentes em pavimentos molhado será reduzida de 3,7 para 3,5 acidentes por milhares de veículos por quilômetros (MVKM).

#### 2.4.4 Deformação permanente

As deformações permanentes são caracterizadas, principalmente, pelos afundamentos nas trilhas de roda (ATR), ou seja, por uma depressão longitudinal na superfície do pavimento devido à ação repetida da passagem das cargas de roda dos pneus e ao fluxo canalizado dos veículos pesados. Tratam-se de deformações acumuladas no pavimento que podem ter origem

na consolidação das camadas granulares, ruptura do subleito e por deformação na camada asfáltica.

As deformações permanentes do pavimento estão intimamente ligadas a dois aspectos funcionais do pavimento simultaneamente: desconforto e segurança. O desconforto se deve ao fato de que o ATR resulta em aumento da irregularidade, enquanto que a segurança se deve ao risco de hidroplanagem devido ao acúmulo de água no ATR. Entretanto, conforme relatado por Elvik *et al.* (2009), a relação entre a profundidade do afundamento e a taxa de ocorrência de acidentes é muito difícil de definir, pois existem muitas inconsistências nos resultados. Ao revisar três pesquisas, constataram que em estudos americanos ocorreram 16% a mais de acidentes devido ao aumento de 2,5 mm no ATR, enquanto que em um estudo norueguês ocorreram 5% a mais de acidentes por aumentos entre 5 e 10 mm no ATR, ainda em outro estudo, agora sueco, observou-se um aumento de acidentes devido ao ATR no inverno e uma diminuição no verão. Estes estudos indicam que a contribuição dos afundamentos na taxa de acidentes dependerá também de uma série de outros fatores, como, por exemplo, irregularidade e condições climáticas (Cenek *et al.*, 2014).

Os estudos apontam que os afundamentos em misturas de concreto asfáltico geralmente ocorrem em profundidades próximas à superfície. Então se a mistura asfáltica utilizada for de baixa qualidade, aumentar simplesmente a espessura da camada asfáltica não é suficiente para reduzir a ocorrência dos afundamentos. Portanto, a melhoria das propriedades dos materiais e das características da mistura asfáltica é fundamental para prevenir a ocorrência de ATR (Kennedy *et al.*, 1996).

Existem várias classificações e limites atribuídos para os afundamentos nas trilhas de rodas. Segundo Silva (2005), os valores críticos de ATR em relação ao risco de hidroplanagem são de 12 mm e 15 mm para as velocidades de 120 km/h e 80 km/h, respectivamente. Alguns países admitem o valor máximo de 10 mm para o ATR em auto-estradas e de 16 mm para estradas com menor volume de tráfego (Medina e Motta, 2005). Ainda a *Federal Highway Administration* classifica em três níveis de gravidade o ATR (Hafeez, 2009):

- 1) Baixa: entre 6 e 12,5 mm;
- 2) Média: entre 12,5 e 25 mm; e
- 3) Alta: mais de 25 mm.

Conforme mencionado, uma das possíveis causas para o aparecimento das deformações permanentes na superfície do pavimento pode ser devido à consolidação de uma ou mais camadas granulares. Nesse caso, a deformação ocorre porque alguma camada inferior do pavimento não obteve o grau de compactação adequado e as passagens das rodas dos veículos fizeram com que esse material sofresse uma consolidação.

Outro fator que pode levar ao aparecimento de deformações permanentes é a ocorrência de ruptura do subleito. Quando a tensão vertical de compressão que chega ao topo do subleito é superior à resistência do material que compõe o subleito, então, devido ao tráfego que solicita o pavimento, pode ocorrer a ruptura desse material.

Por fim, a deformação permanente pode ocorrer devido ao afundamento plástico da mistura asfáltica. O afundamento plástico da mistura asfáltica é de difícil previsão de comportamento em campo, pois além das características dos materiais que compõem a mistura depende, também, das condições ambientais a que está submetida. Para fins de dosagem em laboratório, conforme Medina e Motta (2005), os simuladores do tipo LCPC e de *creep* tem mostrado que há grande influência do cimento asfáltico de petróleo (CAP) empregado na mistura asfáltica. A dependência do CAP refere-se também ao fato de apresentarem comportamento em função da temperatura e do tempo de carregamento da carga, por isso verifica-se que os afundamentos são mais predominantes em regiões com elevadas temperaturas e/ou locais com predominância de canalização dos veículos pesados. Desse modo, o afundamento resultante da acumulação de deformações plásticas na camada do revestimento asfáltico tem sido considerado nos últimos tempos um dos principais componentes para a escolha da mistura asfáltica (Abed e Al-Azzawi, 2012).

O comportamento da deformação permanente dos materiais asfálticos no M-EPDG está definido por três fases distintas. Na primeira fase ocorre um elevado nível inicial de deformações com uma diminuição da taxa de deformações permanentes, predominantemente associadas à mudança volumétrica da mistura asfáltica. Na segunda fase existe uma pequena taxa de deformações, quase constante, que também está associada às alterações volumétricas, porém, as deformações cisalhantes aumentam essa taxa. Enquanto que na terceira fase verifica-se um elevado nível de deformações permanentes, que está associada exclusivamente às deformações cisalhantes. Na Figura 17 é possível verificar as três fases descritas.

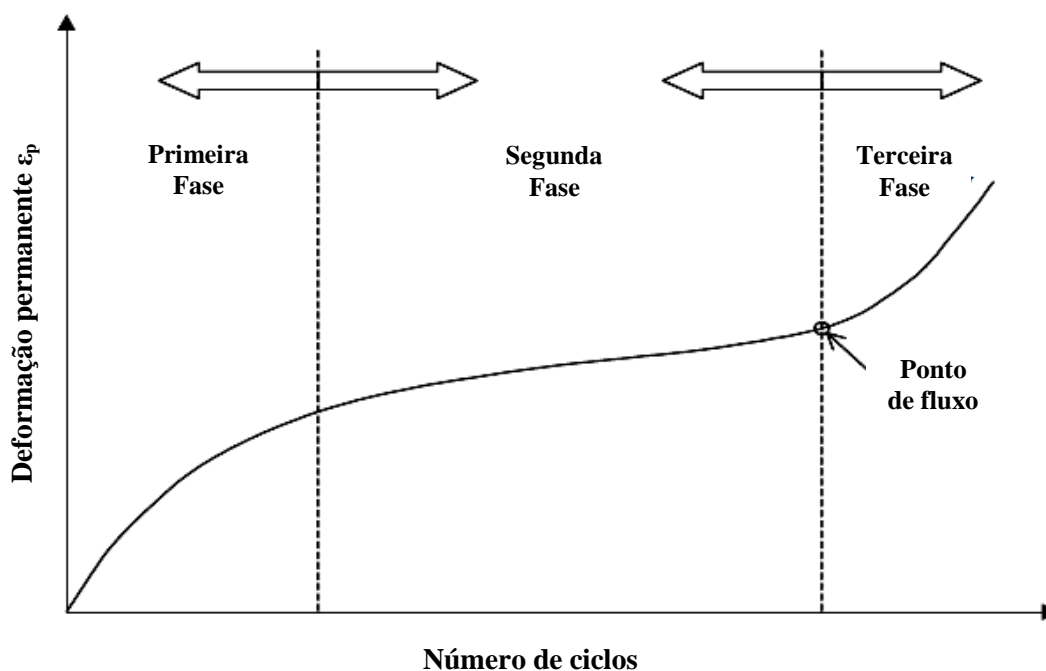


Figura 17: Comportamento típico da deformação permanente nos materiais asfálticos em função do ciclo de carregamentos (AASHTO, 2002)

Analisando a Figura 17, observa-se que se a mistura asfáltica é solicitada por um carregamento em determinada temperatura que gere deformações, as primeiras deformações serão rápidas e elevadas, em seguida ocorre novamente um entrosamento dos agregados e ligante, então o material fica com fluência estável e a partir de um terceiro momento a mistura torna-se instável e o resultado é uma ruptura rápida.

A deformação permanente na camada de asfalto é gerada em misturas que apresentam pouca resistência ao cisalhamento para suportarem as cargas oriundas do tráfego (Sousa *et al.*, 1991). Conforme Kirkner *et al.* (1996), alguns dos fatores que contribuem para a ocorrência de afundamentos nas misturas asfálticas são: granulometria da mistura asfáltica, absorção do agregado, coesão entre o agregado e o ligante asfáltico, tamanho e forma do agregado, propriedades minerais do agregado, teor de ligante asfáltico, volume de vazios da mistura asfáltica e desempenho do ligante asfáltico. Nesse sentido, Garba (2002), apresenta resultados que demonstram a influência do teor de ligante e do volume de vazios no comportamento da deformação permanente.

O estudo analisou os teores de ligante para uma mistura asfáltica com 5% de volume de vazios, cujo teor ótimo é de 4,7% pelo método de Marshal, e também com temperaturas de ensaio diferentes, de 25°C (Figura 18a) e de 50°C (Figura 18b).

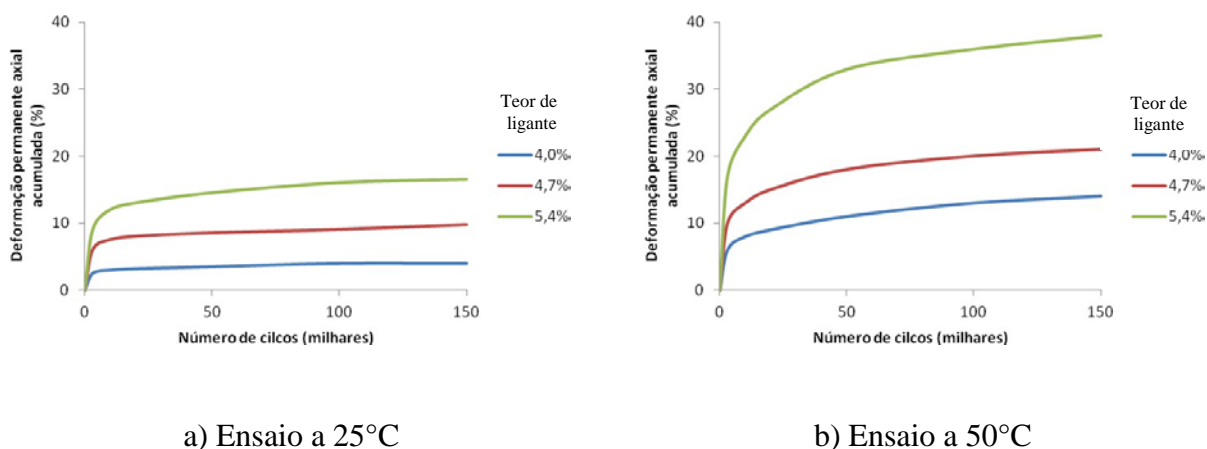


Figura 18: Efeito do teor de ligante na deformação permanente em função do ciclo de carregamentos (adaptado de Garba, 2002)

Na Figura 18, observa-se que a deformação permanente aumenta consideravelmente com o aumento do teor de ligante, mas isso não significa, necessariamente, que seja recomendado utilizar menos ligante na mistura asfáltica para se obter uma menor deformação permanente. Ainda percebe-se que o aumento da temperatura da mistura asfáltica de 25°C (Figura 18a) para 50°C (Figura 18b) resulta em um aumento da deformação permanente em aproximadamente duas vezes.

Sabendo que o volume de vazios de uma mistura asfáltica é uma das propriedades que mais afeta o seu desempenho, realizou-se também a verificação do efeito de sua variação na deformação permanente. Para tanto, utilizou-se uma mistura com o teor de ligante de 4,7% ensaiada nas temperaturas de 25°C (Figura 19a) e de 50°C (Figura 19b).



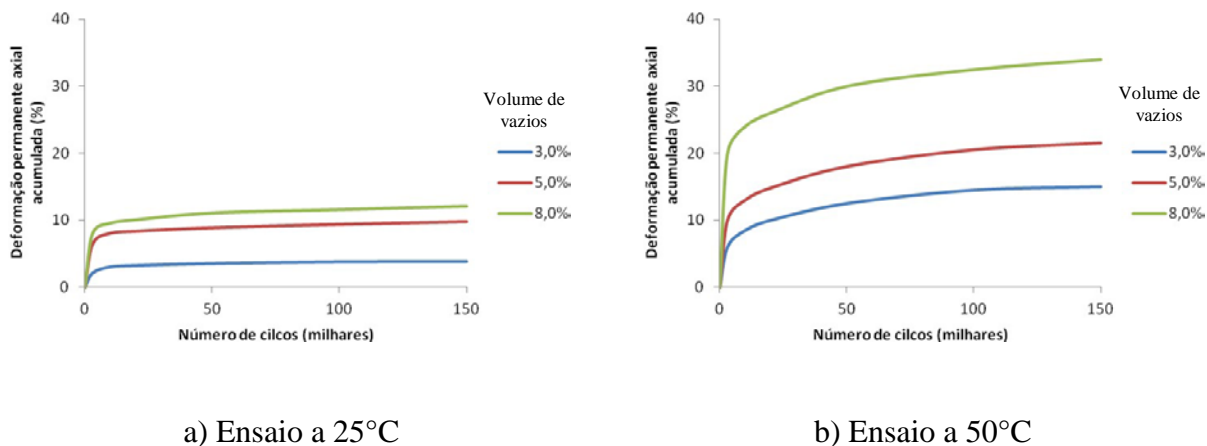


Figura 19: Efeito do volume de vazios na deformação permanente em função do ciclo de carregamentos (adaptado de Garba, 2002)

Na Figura 19, observa-se que a deformação permanente aumenta com o aumento do volume de vazios da mistura asfáltica. Como era esperado, uma mistura asfáltica com teor de vazios muito alto pode apresentar grande deformação permanente devido à compactação, principalmente com temperaturas elevadas. Tal comportamento pode induzir a pensar que utilizando baixos volumes de vazios seja possível reduzir ou eliminar o problema de deformação. Entretanto, deve-se lembrar que para volumes de vazios mais baixos podem ocorrer deformações permanentes devido à tensão cisalhante.

#### 2.4.5 Trincamento por fadiga (*bottom-up cracking*)

A fadiga do revestimento asfáltico consiste num processo de deterioração estrutural de um material que está submetido a um estado de tensões e de deformações repetidas, ocasionando o aparecimento de fissuras na parte tracionada do material asfáltico cuja progressão resulta na ruptura do material após um determinado número de repetições deste carregamento (Pinto e Preussler, 2002). A repetição de carregamentos dado pelas rodas dos veículos solicita à flexão o revestimento asfáltico, portanto, conforme vai sendo solicitado o pavimento, geralmente, começam a surgir fissuras na fibra inferior que se propagam de baixo para cima (*bottom-up cracking*) até atingirem a superfície do pavimento.

Alguns estudos em misturas asfálticas baseiam-se na mecânica da fratura para modelagem da previsão de vida de fadiga. Segundo Pinto (1991), foi constatado por Porter (1942), Nijboer (1953), Van der Poel (1953) e Hveem (1955) que os trincamentos ocorridos nos revestimentos asfálticos eram decorrentes da fadiga do material provocada pelo número de repetições de cargas e das deformações elásticas. Também foi comprovada nos estudos rodoviários da *AASHO Road Test*, que demonstraram a ocorrência do trincamento por fadiga em pavimentos com elevadas deflexões elásticas.

Na Figura 20, apresenta-se a distribuição de tensões atuantes em um pavimento devido a um carregamento de uma roda. Conforme se pode observar, surgem tensões de tração na fibra inferior do revestimento e a partir da consideração do estado de tensões cíclicas é possível entender melhor o fenômeno do trincamento por fadiga.

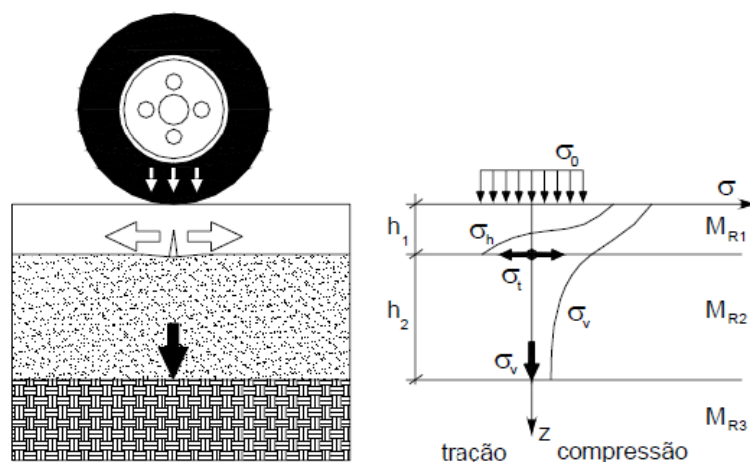


Figura 20: Tensões atuantes no interior de um pavimento (Medina e Motta, 2005)

A resistência à tração (RT) do material asfáltico é um dos principais parâmetros para caracterizar a fadiga das misturas asfálticas. No entanto, verificou-se em laboratório que para melhorar a fadiga pode ser acrescentado maiores teores de CAP, porém, o aumento do CAP gera maiores problemas de deformação permanente (Medina e Motta, 2005). O efeito da fadiga também é agravado pelo comportamento resiliente dos materiais empregados no pavimento, uma vez que as tensões de tração serão tão maiores quanto for maior a razão entre o comportamento resiliente da mistura asfáltica e do material da base. Além disso, Tonial (2001) chama a atenção para o efeito da temperatura na vida de fadiga, bem como pelo

envelhecimento do ligante asfáltico, que podem resultar em aumento do módulo de resiliência (MR) da mistura asfáltica.

As tensões de tração que surgem na fibra inferior do revestimento, dependendo das suas magnitudes, podem dar origem a fissuras localizadas (microfissuras) que contribuem para a perda de resistência do material asfáltico resultando na progressão da trinca até atingir a ruptura do material. Embora surjam várias microfissuras, quando elas crescem as mesmas se unem formando apenas uma trinca que se propaga numa direção perpendicular às tensões de tração até atingir a superfície do pavimento.

O processo de trincamento por fadiga pode ser dividido em três fases distintas: formação das microfissuras, propagação da trinca e ruptura. Vale salientar que as microfissuras sempre vão ocorrer devido aos carregamentos cíclicos que solicitam o pavimento, então, o que se deve buscar no revestimento asfáltico é que os materiais escolhidos propiciem o maior tempo possível na fase da propagação da trinca, garantindo, assim, maior vida útil do pavimento em termos de fadiga.

É de conhecimento geral que a vida de fadiga de uma mistura asfáltica depende de diversas variáveis, tais como:

- Carregamento: histórico, tipo, forma e magnitude do carregamento;
- Características da mistura: volume de vazios, rigidez, teor de ligante, tipo e granulometria dos agregados;
- Condições ambientais: temperatura e umidade.

Devido à variedade de equipamentos de ensaios utilizados e dos materiais ensaiados, muitos modelos de fadiga são encontrados na literatura. Na Figura 21 apresentam-se alguns modelos de fadiga para demonstrar essa variabilidade nos resultados obtidos em laboratório. Geralmente, admite-se que o número de ciclos de carregamentos que causa o trincamento por fadiga no revestimento asfáltico submetido ao tráfego real é maior que o número de ciclos obtidos para a fadiga em laboratório. Portanto, para uma satisfatória aplicação dos resultados de laboratório é necessária a determinação de fatores laboratório-campo.

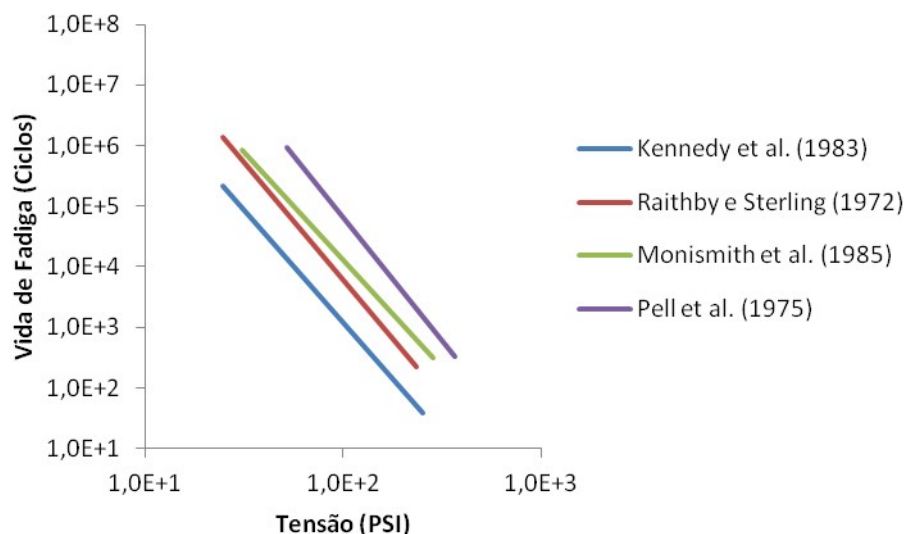


Figura 21: Curvas típicas de fadiga (adaptado de Matthews *et al.*, 1993)

Além da diversidade dos métodos de ensaios e de materiais, que, por consequência, resultam em curvas de fadiga diferentes, conforme apresentado na Figura 21, outro elemento muito importante na vida de fadiga da mistura é a temperatura. Na Figura 22 apresenta-se como exemplo um resultado de Romanoschi *et al.* (2006).

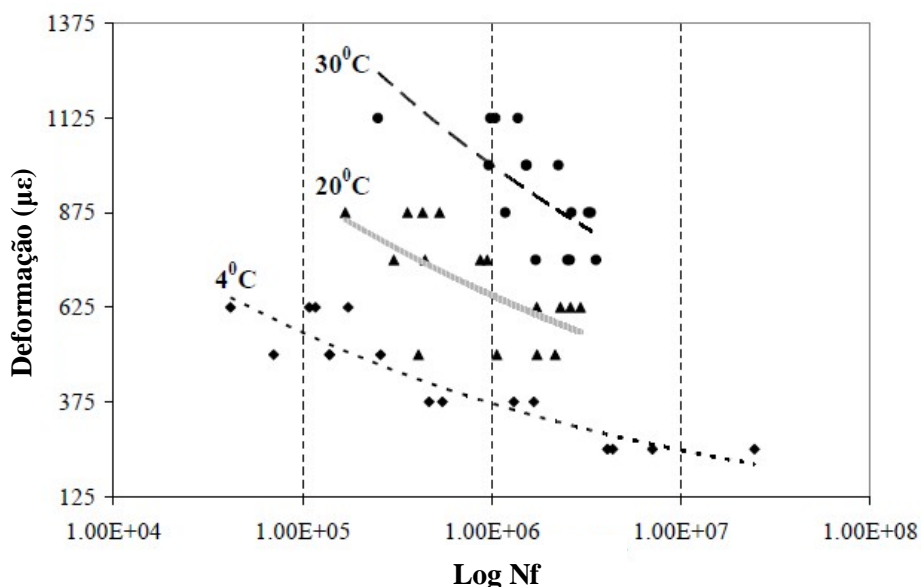


Figura 22: Efeito da variação de temperatura na vida de fadiga (adaptado de Romanoschi *et al.*, 2006)

Como a mistura asfáltica é um material visco-elástico, então a sua rigidez é influenciada pela temperatura e magnitude do carregamento, logo, o nível de deformação dependerá da temperatura. Analisando a Figura 22, nota-se que ao aumentar a temperatura de ensaio, o nível de deformações aumenta, logo, a tensão de tração atuante também aumentará.

Conforme já informado, a vida de fadiga é influenciada por diversos fatores, nesse sentido alguns aspectos relacionados ao fator laboratório-campo (ou funções de transferência) vem sendo incorporados nos modelos de previsão da vida de fadiga, tais como os intervalos de tempo em que não passam veículos sobre o pavimento e as fissuras do revestimento asfáltico se fecham naturalmente (*healing*). Existem outros fatores que merecem estudos mais aprofundados, pois não vem sendo incorporados com a devida atenção nos modelos, como, por exemplo, o espectro de veículos e cargas (normalmente o tráfego e cargas são convertidos para o número N), envelhecimento do ligante asfáltico e a diferença de comportamento entre misturas fechadas e abertas (Baburamani, 1999).

#### **2.4.6 Trincamento por cisalhamento (*top-down cracking*)**

Muitos dos métodos que consideram o mecanismo de degradação por trincamento consideram que o mecanismo mais crítico é a fadiga, entretanto, várias pesquisas recentes tem descrito a ocorrência de defeitos prematuros em pavimentos flexíveis com origem na superfície de rolamento dos pavimentos e que se propagam para a base, ou seja, de cima para baixo no revestimento asfáltico (*top-down cracking*). Segundo Roque *et al.* (NCHRP, 2010), o fenômeno do trincamento de cima para baixo tem sido relatado em muitas partes do Estados Unidos, da Europa, do Japão e em outros países. Pela descrição do modo de degradação apresentado nestas pesquisas não é possível explicar tal mecanismo pelo tradicional conceito da fadiga. No mecanismo de degradação por fadiga o trincamento se origina na base da camada de concreto asfáltico e se propaga para o topo da camada, ou seja, o inverso do que ocorre no *top-down cracking*.

Assim, por falta de modelos apropriados para o mecanismo de trincamento de cima para baixo, a sua consideração na etapa de dimensionamento do pavimento torna-se pouco viável até o momento. No entanto, já é de conhecimento que esse defeito ocorre, geralmente, na direção longitudinal e nas trilhas de rodas. Portanto, esse trincamento está associado às

tensões cisalhantes atuantes na camada asfáltica. Uma vez que os métodos mecânicos tendem a resultar em dimensionamentos de camadas de concreto asfáltico mais espessas para retardar o efeito da fadiga, torna-se fundamental entender o efeito da ruptura por cisalhamento da camada de concreto asfáltico, pois esse passa a ser um importante fator para o desempenho destes pavimentos.

Geralmente, esse mecanismo de degradação tem sido observado em pavimentos com espessas camadas de concreto asfáltico. No entanto, conforme mostrado por Su *et al.* (2008), não é o simples fato da elevação da espessura do revestimento asfáltico que favorece o surgimento do trincamento de cima para baixo, pois através de análises por elementos finitos, por exemplo, é possível verificar que para pavimentos com revestimento acima de 10 cm de espessura pode-se ir aumentando a espessura do revestimento que a tensão cisalhante máxima permanece praticamente a mesma. Então, esse tipo de trincamento pode estar mais associado ao gradiente de temperatura dentro da camada asfáltica do que apenas a espessura do mesmo. A ruptura por cisalhamento em camadas asfálticas é um fenômeno complexo de trincamento que se inicia próximo à superfície do pavimento e vai propagando para a base da camada de concreto asfáltico. Em geral, os fatores que causam a ruptura por cisalhamento são:

- a) Tensões de contato pneu-pavimento: influenciadas pela pressão de inflação dos pneus e carga atuante no eixo do veículo;
- b) Características do concreto asfáltico: determinadas pelos parâmetros de Mohr-Coulomb ( $c$  e  $\phi$ ); e
- c) Condições ambientais: efeito da temperatura no comportamento viscoelástico do concreto asfáltico.

Estudos de Wang e Al-Qadi (2010) apontam que um dos principais fatores que causam degradação na superfície do pavimento são as tensões de contato pneu-pavimento, que são influenciadas pela pressão de inflação do pneu e as cargas atuantes nos eixos dos veículos. Cabe salientar que, conforme estudos de Su *et al.* (2008), as tensões cisalhantes nas camadas asfálticas apresentam uma distribuição não-uniforme. Na Figura 23, pode-se observar a distribuição da tensão cisalhante obtida através de simulações numéricas.

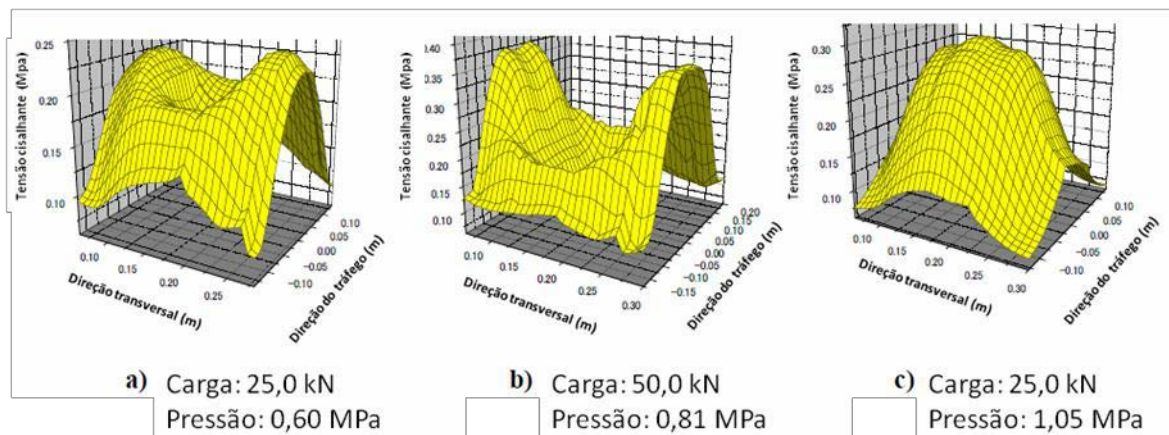


Figura 23: Distribuição da tensão cisalhante em um plano transversal devido à carga e pressão de inflação de um pneu (adaptado de Su *et al.*, 2008)

A teoria de ruptura por cisalhamento de Mohr-Coulomb estabelece a envoltória de ruptura do círculo de Mohr, que é regida pela Equação 15.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (15)$$

Onde:

$\tau$  é a tensão de cisalhamento na ruptura;

$c$  é o intercepto coesivo;

$\sigma$  é a tensão normal na ruptura; e

$\phi$  é o ângulo de atrito.

De acordo com essa teoria, a ruptura do material ocorrerá quando o círculo de Mohr tangenciar a envoltória, conforme a Figura 24. Uma forma alternativa de representar a envoltória de ruptura é através da trajetória de tensões (diagrama p-q), no qual p e q são determinados pelas Equações 16 e 17, respectivamente.

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (16)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (17)$$

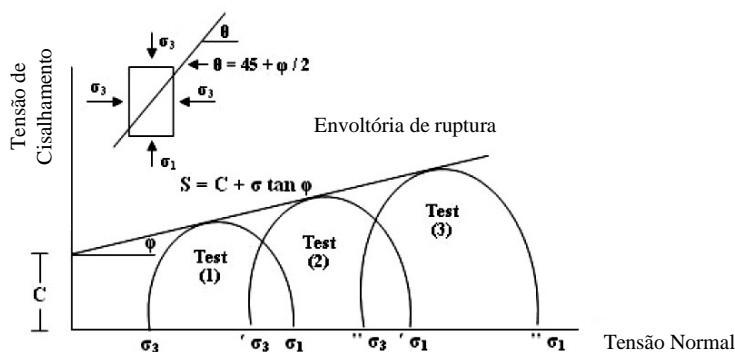


Figura 24: Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb

Os valores representativos do intercepto coesivo ( $c$ ) e do ângulo de atrito ( $\phi$ ) para concretos asfálticos são da ordem de 200 kPa a 800 kPa e de  $40^\circ$  a  $55^\circ$ , respectivamente (Novak *et al.*, 2003; Haryanto e Takahashi, 2007; Wang e Al-Qadi, 2010).

Ainda, estudos apontam que o aumento da temperatura reduz a coesão do concreto asfáltico devido as suas propriedades viscoelásticas (viscosidade do ligante), entretanto, não se observa redução significativa no ângulo de atrito (Wang e Al-Qadi, 2010), pois está vinculado ao esqueleto mineral do concreto asfáltico. Por exemplo, em 1977, Elvira e Campo mostraram que um CBUQ 60/80 apresentava uma variação de intercepto coesivo de 1,45 a 0,13 MPa ao variar a temperatura de  $15^\circ\text{C}$  a  $50^\circ\text{C}$  (Motta, 1991).

Ao analisar a resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas é de extrema importância saber o estado de tensões aplicado no ensaio, pois o concreto asfáltico não apresenta um comportamento perfeitamente linear para a envoltória de ruptura Mohr-Coulomb. Em geral, as análises através de simulação numérica por elementos finitos avaliam os pontos críticos em termos de resistência ao cisalhamento, ou seja, são pontos próximos à superfície e aos pneus dos veículos, nos quais a resistência da mistura asfáltica é dada apenas pela coesão do material.

Por fim, Núñez (2012) salienta a importância de analisar a resistência ao cisalhamento de misturas considerando o comportamento não uniforme da pressão de contato dos pneus com o



pavimento. Tal comportamento será definido em função da carga e da pressão de inflação do pneu, conforme mostrado por Beer *et al.* (2004).

Na Figura 25, apresenta-se o comportamento da pressão de contato de um pneu com pressão de inflação de 620 kPa e tendo sua carga variada entre 18, 30 e 49 kN.

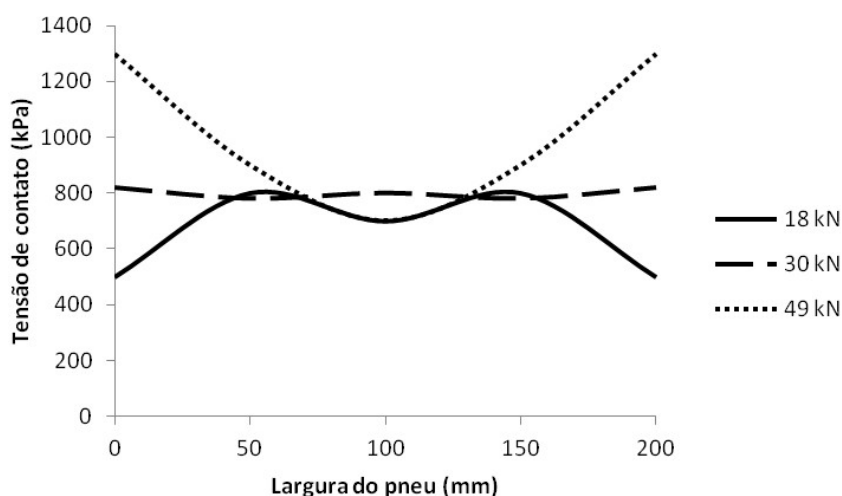


Figura 25: Distribuição da tensão de contato considerando pneu com pressão de inflação de 620 kPa (adaptado de Beer *et al.*, 2004)

Na Figura 26, apresenta-se o comportamento da pressão de contato de um pneu com carregamento de 49 kN e tendo sua pressão de inflação variando entre 520, 620 e 720 kPa.

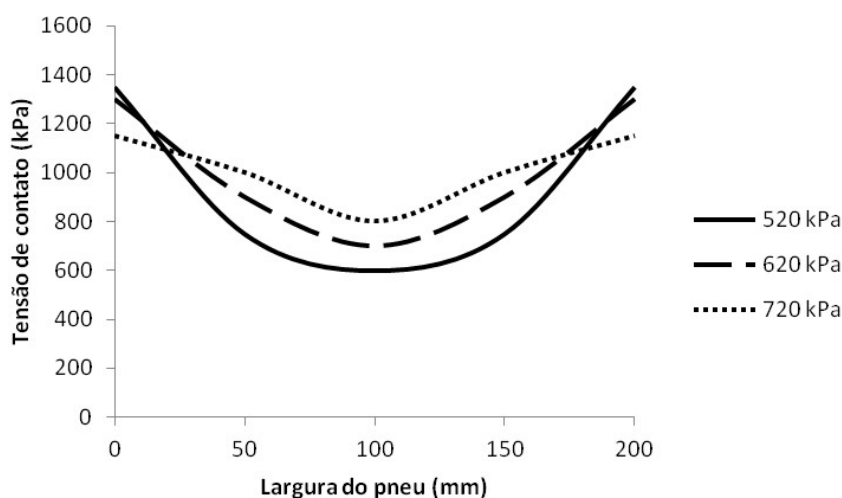


Figura 26: Distribuição da tensão de contato considerando pneu com carregamento de 49 kN (adaptado de Beer *et al.*, 2004)

Analisando as Figuras 25 e 26, percebe-se que o efeito do aumento da carga no pneu tem um impacto maior na pressão de contato, a ponto de fazer com que a maior pressão de contato varie da borda do pneu (para o de carregamentos mais baixos) até o centro do pneu (para carregamentos maiores). Enquanto que a variação da pressão de inflação não resulta em grandes modificações no comportamento da pressão de contato, apenas altera um pouco a sua magnitude. Desse modo, conclui-se que o comportamento da pressão de contato influenciará diretamente o nível de tensões cisalhantes atuantes no revestimento.

## 2.5 MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO DESENVOLVIDOS PARA PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Para o desenvolvimento de um método racional de dimensionamento de pavimentos flexíveis é fundamental estabelecer os critérios de projeto com base em modelos de previsão de desempenho adequados. Nesse sentido, destacam-se os modelos utilizados no guia de projeto da AASHTO (NCHRP, 2004), que são empregados no *software* M-EPDG, e os escolhidos por Franco (2007) para serem usados no *software* SisPav.

Os modelos de previsão de desempenho desenvolvidos no Brasil com maior reconhecimento internacional foram os elaborados por Queiroz (1981) e Paterson (1987). Estes modelos foram incorporados ao *Highway Design and Management* (HDM) com algumas adaptações.

Outros trabalhos nacionais de grande relevância foram desenvolvidos por Marcon (1996) e Yshiba (2003), desenvolvidos com pavimentos dos Estados de Santa Catarina e Paraná, respectivamente.

Ainda, em termos regionais, dois importantes trabalhos foram desenvolvidos por Victorino (2008) e Vitorello (2008), no qual o primeiro avaliou parâmetros de desempenho em uma seção-teste da rodovia BR-290/RS submetida a um simulador de tráfego, enquanto o segundo estabeleceu linhas de tendências para alguns trechos da rodovia BR-290/RS. Por fim, apresentam-se os modelos de microtextura e macrotextura desenvolvidas por Mattos (2009) para a rodovia BR-290/RS.

Na sequência, apresentam-se todos os modelos citados em ordem cronológica.

### 2.5.1 Modelos de previsão de desempenho de Queiroz (1981)

A partir de dados de irregularidade longitudinal (QI), Queiroz (1981) desenvolveu modelos de desempenho com base em rodovias dos Estados de Goiás, Minas Gerais, São Paulo e Distrito Federal. Com o banco de dados, foram desenvolvidos três modelos, sendo que o mais completo está apresentado na Equação 18.

$$QI = 12,63 - 5,16 \cdot ER + 3,31 \cdot TR + 0,393 \cdot A + 8,66 \cdot \left( \frac{\log N_{\text{acum}}}{SNC} \right) + 7,17 \times 10^{-5} \cdot (B \times \log N_{\text{acum}})^2 \quad (18)$$

$$R^2 = 0,52$$

Onde:

QI é o quociente de irregularidade;

ER é uma variável que indica se o pavimento é restaurado ou não (ER=0, original; ER=1, restaurado);

A é a idade do pavimento desde a construção ou reabilitação (anos);

$N_{\text{acum}}$  é o número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf, calculado com os fatores de equivalência de carga da AASHTO;

SNC é o número estrutural corrigido; e

B é a deflexão com viga Benkelman ( $10^{-2}$  mm).

### 2.5.2 Modelos de previsão de desempenho de Paterson (1987)

A partir de regressões estatísticas, Paterson (1987) desenvolveu modelos para os principais defeitos em pavimentos flexíveis, como a evolução das deformações permanentes em trilhas de roda e irregularidade longitudinal.

A estimativa da deformação permanente média nas trilhas de roda é apresentada na Equação 19.

$$RDM = 1,0 \times AGE^{0,166} \times SNC^{-0,502} \times COMP^{-2,30} \times NE_4^{ERM} \quad (19)$$

$$R^2 = 0,42$$

Na qual:

$$ERM = 0,0902 + 0,0384 \times DEF - 0,009 \times RH + 0,00158 \times MMP \times CRX \quad (20)$$

Onde:

RDM é a profundidade média das trilhas de roda (mm);

AGE é a idade do pavimento desde a construção ou restauração (anos);

SNC é o número estrutural corrigido;

COMP é o índice de compactação de Paterson;

$NE_4$  é o número equivalente acumulado de solicitações do eixo-padrão de 8,2 tf, calculado pelos fatores de equivalência de carga da AASHTO (milhões por faixa);

DEF é a deflexão máxima média medida com viga Benkelman ( $10^{-2}$  mm);

RH é a variável que indica se o pavimento é restaurado ou não (RH=0, original; RH=1, restaurado);

MMP é a precipitação média mensal (m/mês); e

CRX é a área de trincamento indexado proposto em Paterson (1987).

A estimativa da irregularidade longitudinal é apresentada na equação 21.

$$IRI = \left[ IRI_0 + 725(1 + SNC)^{-4,99} \times NE_4 \right] \times e^{0,0153 \cdot AGE} \quad (21)$$

$$R^2 = 0,75$$

Onde:

$IRI_0$  é a irregularidade longitudinal inicial (m/km);

SNC é o número estrutural corrigido;

$NE_4$  é o número equivalente acumulado de solicitações do eixo-padrão de 8,2 tf, calculado pelos fatores de equivalência de carga da AASHTO (milhões por faixa); e

AGE é a idade do pavimento desde a construção ou restauração (anos).

### 2.5.3 Modelos de previsão de desempenho de Marcon (1996)

Os modelos de previsão de desempenho propostos por Marcon (1996) foram desenvolvidos por curvas de tendências de pavimentos para uma malha de 2.500 km no Estado de Santa Catarina. Estes modelos relacionaram parâmetros de desempenho do pavimento com a idade do revestimento ou com o número equivalente de operações do eixo-padrão. Como a relação dos modelos foi melhor considerando o número N, serão apresentados apenas esses modelos.

A estimativa da irregularidade longitudinal é apresentada na equação 22.

$$QI = 25,783 + 4,0 \times 10^{-6} \times NA - 5,0 \times 10^{-14} \times NA^2 \quad (22)$$

$$R^2 = 0,32$$

A estimativa da deflexão máxima média é apresentada na equação 23.

$$\text{DEFM} = 44,928 + 1,0 \times 10^{-5} \times \text{NA} \quad (23)$$

$$R^2 = 0,50$$

A estimativa da profundidade média das trilhas de roda é apresentada na equação 24.

$$\text{TRI} = 3,3051 + 5,0 \times 10^{-7} \times \text{NA} \quad (24)$$

$$R^2 = 0,26$$

Onde:

QI é o quociente de irregularidade (cont./km);

DEFM é a deflexão máxima média ( $10^{-2}$  mm);

TRI é a profundidade média nas trilhas de roda (mm); e

NA é o número equivalente acumulado de solicitações do eixo-padrão de 8,2 tf, calculado pelos fatores de equivalência de carga da AASHTO.

#### **2.5.4 Modelos de previsão de desempenho da AASHTO/M-EPDG (2002)**

Os modelos de previsão de desempenho empregados pelo guia de projetos da AASHTO são relações constitutivas com validade estatística que foram desenvolvidas com base em dados laboratoriais calibrados com dados observados em campo. Nas equações 25 e 29, apresentam-se os modelos de previsão para a fadiga e a deformação permanente do revestimento asfáltico, respectivamente.

$$N_f = 0,00432 \cdot k_1' \cdot C \cdot \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,9492} \cdot \left( \frac{1}{E} \right)^{1,281} \quad (25)$$

Onde:

$N_f$  é a vida útil do pavimento quanto à fadiga;

$k_1'$  é um coeficiente em função da espessura do revestimento;

$C$  é um coeficiente em função dos parâmetros volumétricos da mistura asfáltica;

$\varepsilon_t$  é a deformação de tração no revestimento; e

$E$  é o módulo de rigidez do revestimento.

O coeficiente  $k_1'$  é em função da espessura do revestimento asfáltico ( $h_{ac}$ ), dado de forma diferente para o *bottom-up* (Equação 26) e para o *top-down* (Equação 27), e  $C$  em função dos parâmetros volumétricos (Equação 28):

$$k_1' = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{11,02 - 3,49h_{ac}}}} \quad (26)$$

$$k_1' = \frac{1}{0,01 + \frac{12}{1 + e^{15,676 - 2,8186h_{ac}}}} \quad (27)$$

$$C = 10^{4,84 \left( \frac{V_b}{V_a + V_b} - 0,69 \right)} \quad (28)$$

implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul



$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = k_1 \cdot 10^{-3,51108} \cdot T^{1,5606} \cdot N^{0,479244} \quad (29)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  é a deformação permanente devido à repetição de carga;

$\varepsilon_r$  é a deformação específica resiliente;

$k_1$  é um coeficiente em função da espessura do revestimento;

$T$  é a temperatura (°F); e

$N$  é o número de repetições de carga.

Na Equação 29, o  $k_1$  é dado em função da profundidade ( $z$ ) em polegadas, conforme a Equação 30.

$$k_1 = (C_1 + C_2 \cdot z) \cdot 0,328196^z \quad (30)$$

Com:

$$C_1 = -0,1039 \cdot h_{ac}^2 + 2,4868 \cdot h_{ac} - 17,342 \quad (31)$$

$$C_2 = 0,0172 \cdot h_{ac}^2 - 1,7331 \cdot h_{ac} + 27,428 \quad (32)$$

### 2.5.5 Modelos de previsão de desempenho de Yshiba (2003)

Com um banco de dados formado pela malha rodoviária do Estado do Paraná, Yshiba (2003) desenvolveu modelos estatísticos para previsão da irregularidade longitudinal e deflexão com viga Benkelman. Os modelos estão apresentados nas equações 33 e 34.

$$IRI = 2,8 + 0,38 \cdot P(I) + 0,31 \cdot P(N) - 0,16 \cdot P(S) + 0,09 \cdot P(I) \cdot P(N) - 0,08 \cdot P(I) \cdot P(S) \quad (33)$$

$$R^2 = 0,75$$

$$DEF = 56,0 + 8,7 \cdot P(I) + 4,25 \cdot P(N) - 4,75 \cdot P(S) + 1,81 \cdot P(I) \cdot P(S) \quad (34)$$

$$R^2 = 0,62$$

Onde:

IRI é a irregularidade longitudinal (m/km);

DEF é a deflexão determinada com viga Benkelman ( $10^{-2}$  mm);

$P(I) = \frac{I-13}{8}$ , sendo I a idade do revestimento (anos);

$P(N) = \frac{N-5 \times 10^4}{10^5}$ , sendo N o número equivalente de solicitações de tráfego; e

$P(S) = \frac{S-5,5}{2}$ , sendo S o número estrutural corrigido.

### 2.5.6 Modelos de previsão de desempenho de Franco/SisPav (2007)

Os modelos de previsão de desempenho empregados por Franco no *software* SisPav (Franco, 2007) foram calibrados com base nos ensaios de laboratório da COPPE/UFRJ. Na Equação 35, apresenta-se o modelo de previsão para a fadiga do revestimento asfáltico.

$$N_f = 10000 \cdot 1,904 \times 10^{-6} \cdot \varepsilon_t^{-2,821} \cdot MR^{-0,740} \quad (35)$$

Onde:

$N_f$  é a vida útil do pavimento quanto à fadiga;

$f_{cl}$  é o fator campo-laboratório;

$k_i$  são os coeficientes de regressão;

$\varepsilon_t$  é a deformação específica de tração no revestimento; e

MR é o módulo de resiliência da mistura asfáltica.

Para a deformação permanente da mistura asfáltica e dos solos, Franco utilizou o modelo de Uzan (1982) calibrado a partir dos dados de Cardoso (1987), conforme a Equação 36.

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu \cdot (N)^{-\alpha} \quad (36)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  é a deformação permanente devido à repetição de carga;

$\varepsilon_r$  é a deformação específica resiliente;

N é o número de repetições de carga; e

$\mu$  e  $\alpha$  são coeficientes de regressão.

### 2.5.7 Modelos de previsão de desempenho de Victorino (2008)

Victorino (2008) realizou a avaliação do desempenho com simulador de tráfego em uma seção-teste na rodovia BR-290/RS. Embora não tenha desenvolvido modelos de previsão, é interessante analisar as tendências obtidas para a evolução do trincamento e para as deformações permanentes, podendo ser realizado um modelo de regressão para comparar a evolução dos mecanismos de degradação. Salienta-se que a estrutura analisada é a mesma que foi estudada nesta Tese, a única diferença tendo sido a mistura asfáltica do revestimento. Nas Figuras 27 e 28, apresentam-se a evolução do trincamento e da deformação permanente, respectivamente.

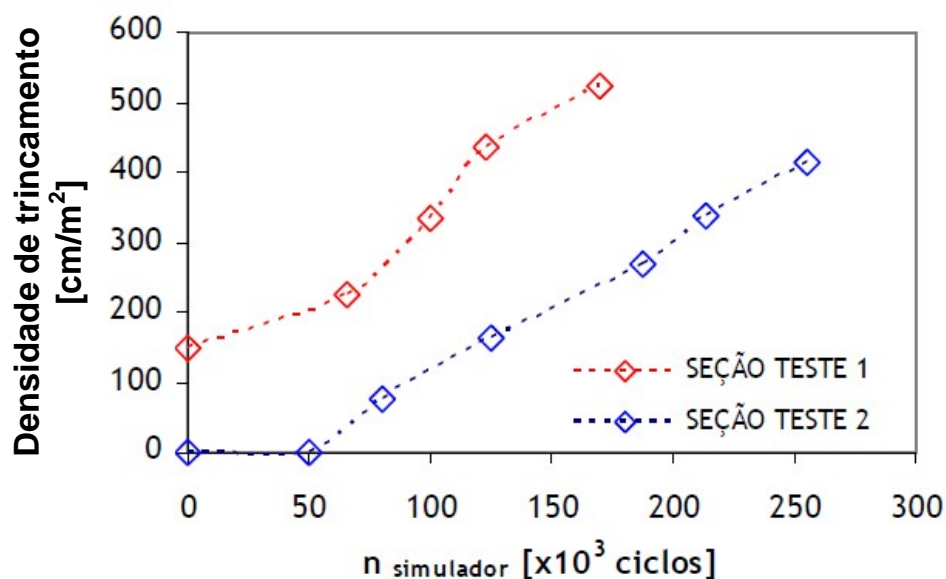


Figura 27: Evolução dos trincamentos nos ensaios acelerados (Victorino, 2008)

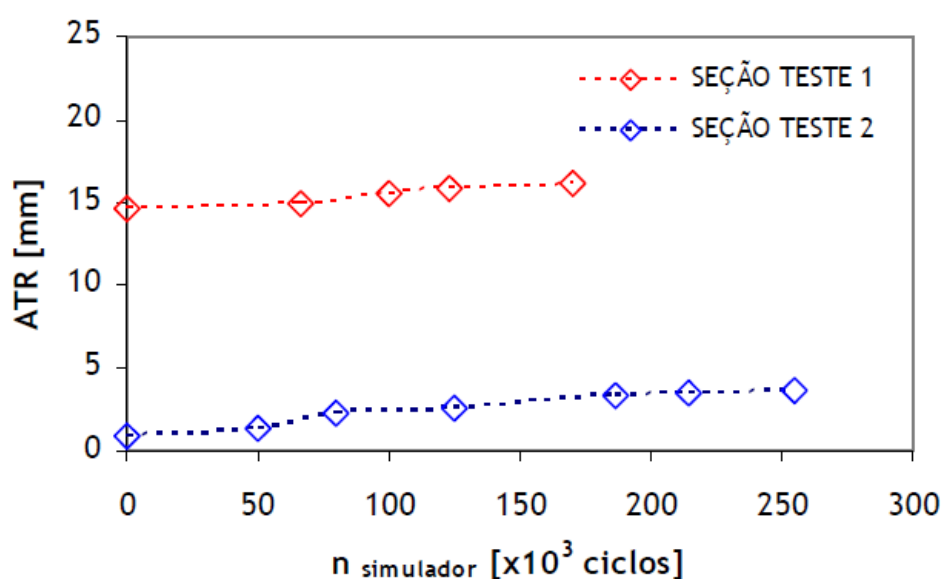


Figura 28: Evolução dos afundamentos nas trilhas de roda nos ensaios acelerados (Victorino, 2008)

Através de uma análise complementar o autor sugeriu que para o pavimento estudado, e considerando a velocidade do rodado do simulador, cada ciclo de carga do simulador seria equivalente a aproximadamente 34 passagens do eixo padrão utilizando os fatores de equivalência de carga da AASHTO.

### 2.5.8 Modelos de previsão de desempenho de Vitorello (2008)

As linhas de tendência desenvolvidas por Vitorello (2008) tiveram como base as medidas defletométricas com FWD e de irregularidade longitudinal e de ATR com perfilômetro inercial em trechos da rodovia BR-290/RS. Os modelos foram desenvolvidos apenas em função do número acumulado de solicitações do eixo-padrão de 8,2 tf ( $N_{acum}$ ).

O modelo de previsão para a deflexão com FWD em função do Número N pode ser observado na Equação 37.

$$DEF = 47,87 + 1,65 \cdot N_{acum} \quad (37)$$

$$R^2 = 0,46$$

Onde:

DEF é a deflexões medidas com FWD ( $10^{-2}$  mm); e

$N_{acum}$  é o número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf obtido com os fatores de equivalência de carga da AASHTO.

O modelo de previsão para a irregularidade longitudinal em função do Número N pode ser observado na Equação 38.

$$QI = 19,35 + 0,82 \cdot N_{acum} + 5,81 \cdot i \quad (38)$$

$$R^2 = 0,51$$

Onde:

QI é o quociente de irregularidade (cont./km);

$N_{acum}$  é o número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf obtido com os fatores de equivalência de carga da AASHTO; e

$i$  é uma variável *dummy* ( $i = 0$ , original;  $i = 1$ , restaurado).

O modelo de previsão para a evolução do afundamento em trilhas de roda em função do Número N pode ser observado na Equação 39.

$$ATR = 2,36 + 0,56 \cdot N_{\text{acum}} \quad (39)$$

$$R^2 = 0,50$$

Onde:

ATR é o afundamento médio nas trilhas de rodas (mm); e

$N_{\text{acum}}$  é o número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf obtido com os fatores de equivalência de carga da AASHTO.

A grande vantagem dos modelos de Vitorello em relação aos demais, além da praticidade de aplicação, consiste no fato de terem sido desenvolvidos para a rodovia estudada nesta Tese, ou seja, para a BR-290/RS.

### 2.5.9 Modelos de previsão de desempenho de Mattos (2009)

Mattos (2009) desenvolveu modelos de previsão de desempenho para a estimativa da aderência pneu-pavimento dada em termos de microtextura e macrotextura. Os modelos foram desenvolvidos a partir de dados de campo coletados em trechos da rodovia BR-290/RS.

O modelo desenvolvido para a estimativa da microtextura dos pavimentos flexíveis da rodovia BR-290/RS está expresso na Equação 40.

$$BPN_{\text{Final}} = 2,67 + 0,95 \cdot BPN_{\text{inicial}} - 0,70 \cdot \Delta T \quad (40)$$

$$R^2 = 0,82$$

Onde:

$BPN_{Final}$  é a previsão do atrito após determinado tempo;

$BPN_{Inicial}$  é o valor do atrito medido; e

$\Delta T$  é o intervalo de tempo (em meses).

O modelo desenvolvido para a estimativa da macrotextura dos pavimentos flexíveis da rodovia BR-290/RS está expresso na Equação 41.

$$HS_{Final} = 0,14 + 0,70 \cdot HS_{Inicial} - 0,008 \cdot \Delta T \quad (41)$$

$$R^2 = 0,87$$

Onde:

$HS_{Final}$  é a previsão da macrotextura após determinado tempo (em mm);

$HS_{Inicial}$  é o valor da macrotextura medida; e

$\Delta T$  é o intervalo de tempo (em meses).

### **2.5.10 Considerações sobre os modelos de previsão de desempenho apresentados**

Com a apresentação dos modelos de previsão de desempenho realizada, buscou-se na literatura modelos que vem sendo aplicados com o intuito de esclarecer um pouco os parâmetros de calibração laboratório-campo para o presente estudo. Dessa forma, foram escolhidos modelos de previsão dos principais mecanismos de degradação de pavimentos flexíveis para contribuir no árduo caminho até o desenvolvimento de um método brasileiro para dimensionamento de pavimentos flexíveis através de critérios mecânicos.



A etapa do desenvolvimento de modelos que apresentem boa confiabilidade para serem empregados em um método mecanístico-empírico com abrangência nacional é de grande importância. Entretanto, para isso é necessária calibração de fatores laboratório-campo em situações variadas de clima e tráfego.

Uma vez que se entende o comportamento de materiais de pavimentação em laboratório, faz-se necessário modelar esse comportamento para determinada situação real, ou seja, em campo. A disponibilidade de *softwares* para ajudar nessa transferência de parâmetros de laboratório para campo é muito importante, nesse sentido o SisPav será de grande valia para ajudar a vencer essa etapa proposta no Projeto Rede Temática de Asfalto.

Por fim, salienta-se que para viabilizar a aplicação do SisPav para fins de dimensionamento e de previsão de vida útil para pavimentos brasileiros, será necessário empregar modelos calibrados no nosso País, pois os modelos empregados foram, na maioria das vezes, gerados no exterior em condições de clima, materiais, construtivas e de tráfego muito diferentes. Dessa forma, essa pesquisa pretende contribuir para que seja possível, através deste projeto em nível nacional, determinar, a médio e longo prazo, fatores de laboratório-campo com boa confiabilidade.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

A pesquisa consiste em acompanhar a execução e o desempenho de três trechos monitorados na Pista Sul (sentido Porto Alegre - Osório) da Rodovia BR-290/RS. Na Figura 29, apresenta-se o mapa de situação e na Figura 30 visualiza-se o mapa de localização dos trechos monitorados.



Figura 29. Mapa de situação do Estado do Rio Grande do Sul

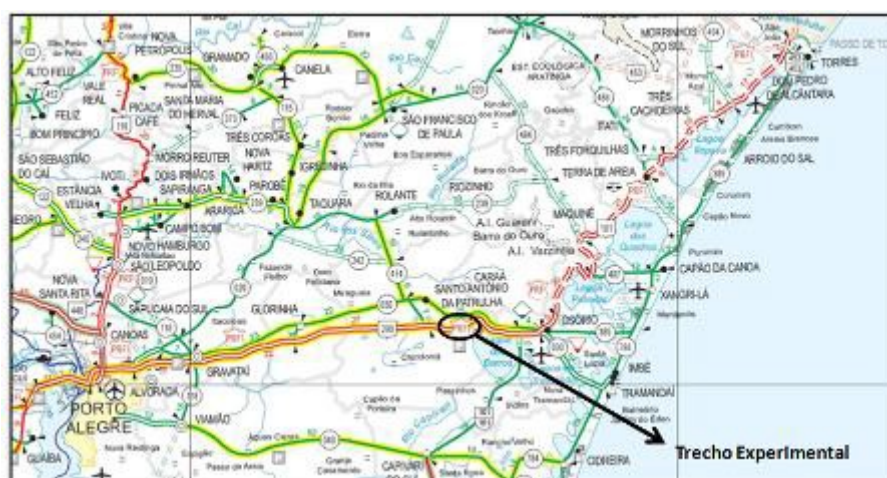


Figura 30. Mapa de localização dos trechos monitorados

A definição da localização dos trechos monitorados levou em conta alguns aspectos, tais como:

- a) Evitar que o trecho ficasse em uma seção de terraplenagem de corte para minimizar problemas de drenagem;
- b) Preferir que o trecho fosse próximo às Praças de Pedágio para garantir maior controle do tráfego;
- c) Conciliar com as obras de ampliação da rodovia BR-290/RS.

Sendo assim os trechos monitorados foram definidos como locados entre o km 14+700 e km 14+400 (trecho I) e entre o km 5+500 e km 5+000 (trecho II) da terceira faixa da pista sul (sentido Porto Alegre-Osório).

Uma vez definida a localização dos trechos a serem monitorados, na etapa de pré-execução do trecho buscou-se caracterizar os materiais que seriam utilizados no pavimento estudado. Essa etapa visa coletar amostras e materiais para realização dos ensaios laboratoriais de asfalto, agregados e solos.

### 3.1 PROJETO BÁSICO UTILIZADO NA AMPLIAÇÃO DA BR-290/RS

#### 3.1.1 Estrutura do Pavimento

Devido à proximidade e ao bom relacionamento existente entre a CONCEPA e o LAPAV, tem-se um bom acervo técnico da caracterização dos materiais comumente empregados na rodovia BR-290/RS. Desta forma, buscou-se, inicialmente, coletar projetos e estudos antigos para conhecer os materiais que compõem os trechos monitorados. Posteriormente, foram realizados ensaios de laboratório.

A BR-290/RS apresenta uma estrutura típica do pavimento empregado na ampliação das faixas de rolamento entre Porto Alegre e Osório, que consiste em 60 cm de espessura de areia usada como reforço do subleito, 30 cm de espessura de material originado do britador primário aplicado na sub-base, 15 cm de espessura de brita graduada empregada como base e

8 cm de espessura de revestimento com CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente), conforme apresentado na Figura 31.



Figura 31. Estrutura do pavimento empregado na ampliação da BR 290/RS entre Porto Alegre-Osório

A estrutura apresentada na Figura 31 caracteriza perfeitamente o trecho monitorado I. No entanto, o trecho II difere na camada de reforço que ao invés de areia é composto por pedras devido à proximidade com a lagoa, mas no restante das camadas os materiais são da mesma origem e composição.

Os materiais pétreos empregados nas camadas de revestimento, base e sub-base são provenientes de rochas basálticas básicas, originárias da jazida próxima ao km 30+000 da rodovia, no município de Santo Antônio da Patrulha.

### 3.1.2 Condições de Drenagem

No trecho monitorado I, o sistema de drenagem consiste em Bueiros Transversais de Concreto para a passagem de água e drenos do tipo MacDrain da Maccaferri, além de vala lateral. Já no trecho monitorado II, o sistema de drenagem consiste apenas em Bueiros Transversais de Concreto.

As Figuras 32 e 33 apresentam os dispositivos de drenagem existentes no local de estudo e no Quadro 12 pode-se verificar a localização dos mesmos.



Figura 32. Sistema de drenagem no trecho monitorado – bueiro transversal



Figura 33. Sistema de drenagem no trecho monitorado – dreno longitudinal

Quadro 12. Localização dos dispositivos de drenagem nos trechos monitorados

ESTACA (KM)	DISPOSITIVO	DIÂMETRO (mm)
14+684	Dreno	-
14+662	Bueiro	1200
14+644	Dreno	-
14+627	Dreno	-
14+600	Dreno	-
14+584	Bueiro	600
14+581	Dreno	-
14+520	Dreno	-
14+444	Bueiro	1200
14+442	Dreno	-
5+470	Bueiro	1000
5+250	Bueiro	1200
5+110	Bueiro	1000

### 3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EM LABORATÓRIO

A seguir apresenta-se a caracterização dos materiais por ensaios laboratoriais.

#### 3.2.1 Revestimento Asfáltico

Conforme já foi mencionado, o revestimento asfáltico tem espessura de 8 cm, sendo que sua execução foi realizada em duas camadas idênticas de 4 cm. Ambas as camadas foram executadas com ligante modificado por polímero, no caso, o FLEXPAVE 60/85 da Greca Asfaltos. Na Tabela 1 constam as principais propriedades do ligante empregado na mistura asfáltica.

Tabela 1. Caracterização do FLEXPAVE 60/85 por ensaios de laboratório

Propriedade	Limite de especificação	Valor do Ensaio
Penetração 25°C (1/10mm) Ponto de amolecimento, mín. (°C) Massa específica aparente (g/cm <sup>3</sup> )	40 a 70 60 --	70 64 1,03
Viscosidade Brookfield a 135°C, spindle 21, 20 rpm, máx., cP	3000	1600
Viscosidade Brookfield a 155°C, spindle 21, 50 rpm, máx., cP	2000	570
Viscosidade Brookfield a 175°C, spindle 21, 100 rpm, máx., cP	1000	293
Recuperação elástica a 25°C, 20 cm, mín. (%)	85	89
Temperatura de operação na mistura (°C)	--	157
Temperatura de operação na compactação (°C)	--	176

A faixa granulométrica da mistura asfáltica adotada nas obras de ampliação consiste na faixa “C” do DNIT (DNIT - ES 031/2006). Na Tabela 2 constam as informações referentes à faixa granulométrica empregada na mistura asfáltica e na Figura 34 constam as curvas granulométricas dos agregados.

Tabela 2. Distribuição granulométrica dos agregados da mistura asfáltica

Peneiras		Brita ¾”	Brita 3/8”	Pó de pedra
Polegadas	mm	25%	35%	40%
3/4”	19,10	100,00	100,00	100,00
1/2”	12,70	46,46	99,92	100,00
3/8”	9,50	13,06	95,76	100,00
n 4	4,76	1,63	19,41	99,43
n 10	2,00	1,61	1,58	67,99
n 40	0,420	1,61	1,58	30,37
n 80	0,180	1,61	1,58	20,51
n 200	0,075	1,59	1,55	14,69

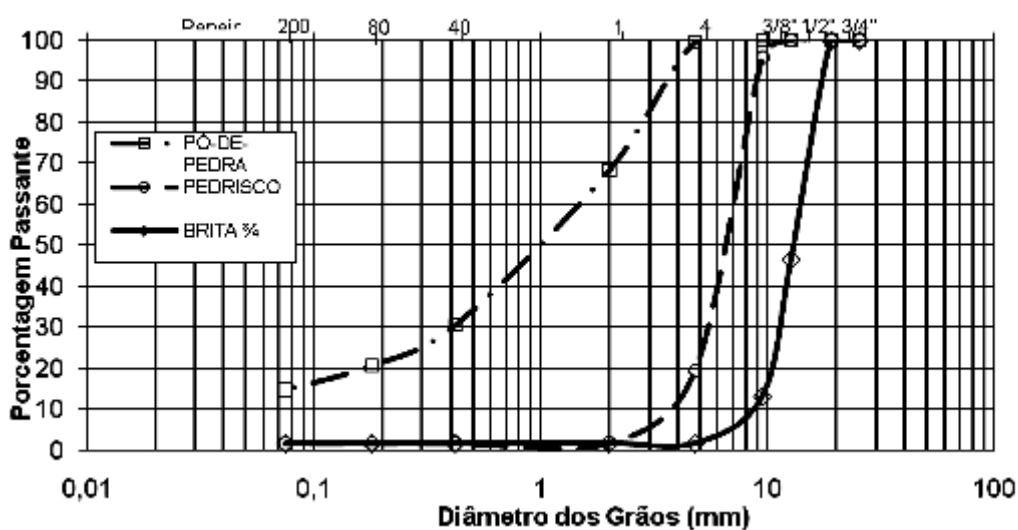


Figura 34. Curvas granulométricas dos agregados da mistura asfáltica

O projeto de dosagem da mistura asfáltica apresentou as características da Tabela 3.

Tabela 3. Caracterização da mistura com diferentes teores de CAP – Método Marshall

Propriedades	Teor de Ligante (%)				
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
Volume de Vazios (%) Relação	5,1	4,6	4,2	3,1	1,9
Ligante Vazios (%) Vazios do	65	70	74	81	88
Agregado Mineral (%) Massa	14,72	15,36	16,18	16,27	16,35
Esp. Máx. Teórica (g/cm <sup>3</sup> ) Massa	2,560	2,540	2,520	2,500	2,481
Esp. Aparente (g/cm <sup>3</sup> )	2,430	2,424	2,413	2,423	2,434
Estabilidade (kgf)	1315	1377	1061	1519	1393
Fluência (1/100 in)	15	14	18	17	21
Resistência à Tração (MPa)	1,88	1,85	2,00	1,71	1,41
Módulo de Resiliência (MPa)	3.620	3.342	3.336	2.649	2.153
Relação Est/Fluência (kgf.m)	122	125	121	159	189

Após a realização dos ensaios, foi selecionada a mistura asfáltica que se enquadrou nos limites das especificações, conforme propriedades apresentadas na Tabela 4. Na mesma,



apresentam-se também os valores aceitáveis de cada característica da mistura asfáltica selecionada.

Tabela 4. Características da mistura asfáltica com ligante FLEXPAVE 60/85

Propriedade	DNIT 031/2006 - ES	Valor de Projeto
Teor de Ligante (%) Volume	--	4,70
de Vazios (%) Relação	3 a 5	4,50
Ligante Vazios (%)	75 a 82	72,00
Vazios do Agregado Mineral (%) Massa	>15	15,70
Específica Máxima Teórica (g/cm <sup>3</sup> ) Massa	--	2,53
Específica Aparente (g/cm <sup>3</sup> ) Estabilidade	97% (mínimo)	2,42
(kgf)	>500	1250
Fluência (1/100 in)	--	16
Resistência à Tração (MPa)	>0.65	--

### 3.2.2. Base de Brita Graduada

A camada de base é composta por brita graduada cuja granulometria aproxima-se do centro da Faixa A do DNER (1997). Na Figura 35, apresenta-se a faixa granulométrica do material usado na base do pavimento.

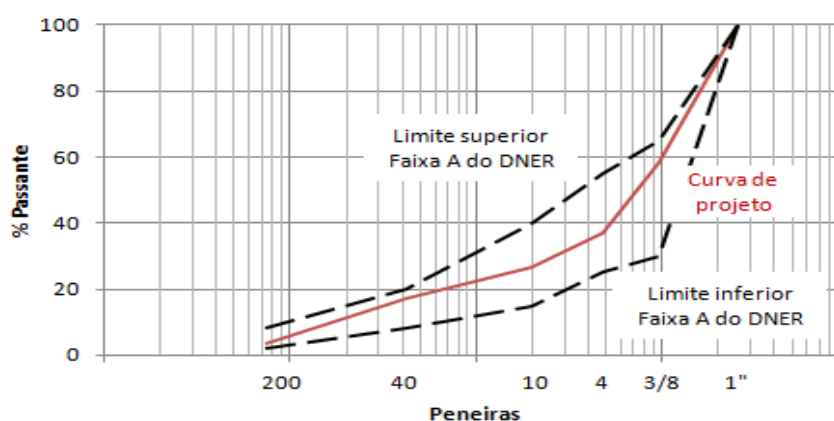


Figura 35. Faixa granulométrica e curva da composição do material empregado na base

O material em questão foi exaustivamente estudado por Casagrande (2003). A camada de brita no ensaio de proctor modificado apresentou o valor de umidade ótima de 5,9% e o ensaio de ISC teve como resultado o valor de 188%. Analisando o comportamento do Módulo de Resiliência desse material, apresentado na Figura 36, obteve-se o modelo para o módulo de resiliência apresentado na Equação 42.

$$MR = 1501,32 \cdot \sigma_3^{0,56} \cdot \sigma_d^{0,15} \quad (42)$$

Onde:

MR é módulo de resiliência (em MPa);

$\sigma_3$  é tensão confinante (em MPa); e

$\sigma_d$  é tensão desvio (em MPa).

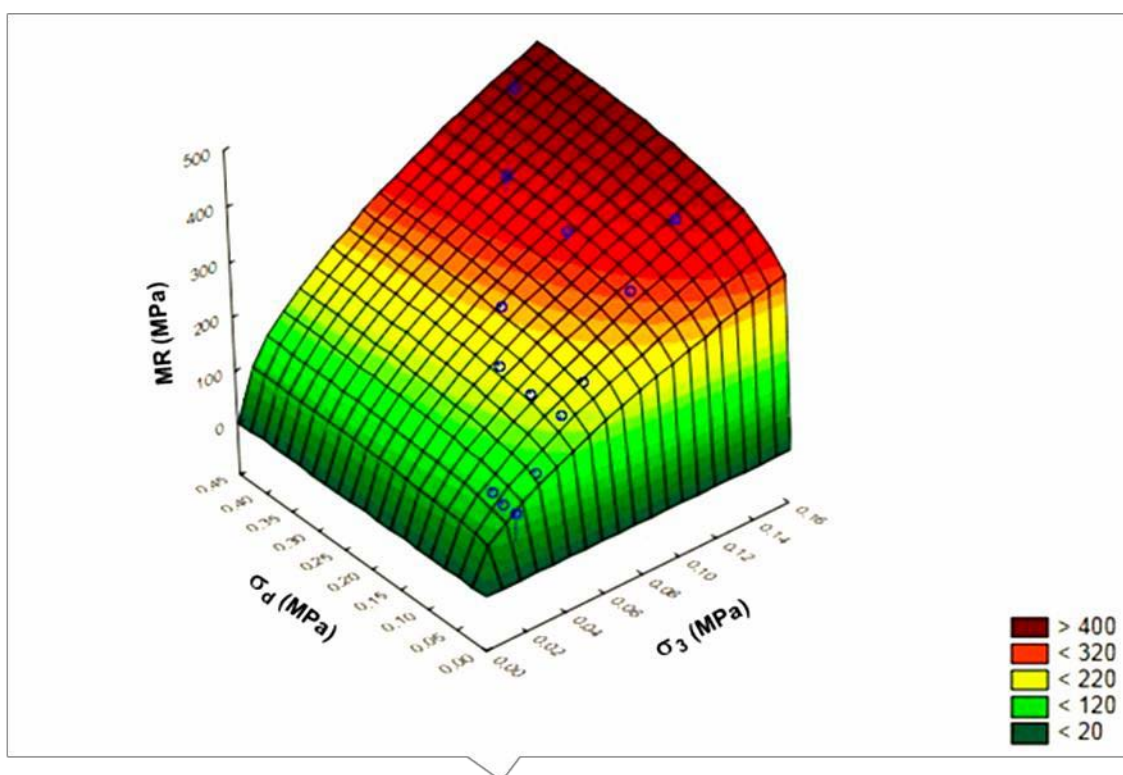


Figura 36. Comportamento resiliente da brita graduada utilizada na base

Como era esperado, o modelo para o MR é fortemente dependente da tensão confinante ( $\sigma_3$ ), uma vez que se trata de um material granular. Pode-se apresentar também o modelo de MR em função do estado de tensões ( $\theta$ ), conforme apresentado na Equação 43.

$$MR = 105 \cdot \left( \frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{0,71} \quad (43)$$

Onde:

MR é módulo de resiliência (em MPa);

$\theta$  = soma das tensões principais (em MPa).

$P_{atm}$  = pressão atmosférica (0,101 MPa)

### 3.2.3. Sub-Base de Macadame Seco

A camada de sub-base do pavimento monitorado é composta por Macadame Seco, ou seja, agregados obtidos no processo primário de britagem. Também se utilizaram pedriscos na execução desta camada para preencher os vazios e proporcionar maior intertravamento da estrutura. A experiência construtiva na Região Sul do Brasil com esse material tem apresentado bom desempenho, o valor do MR pode chegar a valores relativamente altos, inclusive superiores a 400 MPa (Núñez, 1997).

### 3.2.4. Reforço do Subleito com Areia

A camada de reforço do subleito comumente empregada no pavimento da BR-290/RS é formada por material arenoso, originário do litoral norte do RS. Na Tabela 5, apresenta-se a distribuição granulométrica da areia empregada como reforço do subleito.

Tabela 5. Distribuição granulométrica da areia empregada (Fonte: CONCEPA)

Peneiras		Passante (%)
n°	mm	Areia
8	2,38	100,0
30	0,59	99,9
50	0,297	96,2
100	0,149	24,8
200	0,074	1,8

Conforme mostrado na Figura 37, o ensaio de compactação com Energia Normal apresentou como resultados: a massa específica aparente seca máxima de 1,64 g/cm<sup>3</sup> e umidade ótima de 13,5%. Nessas condições, esse material apresentou o ISC de 10%.

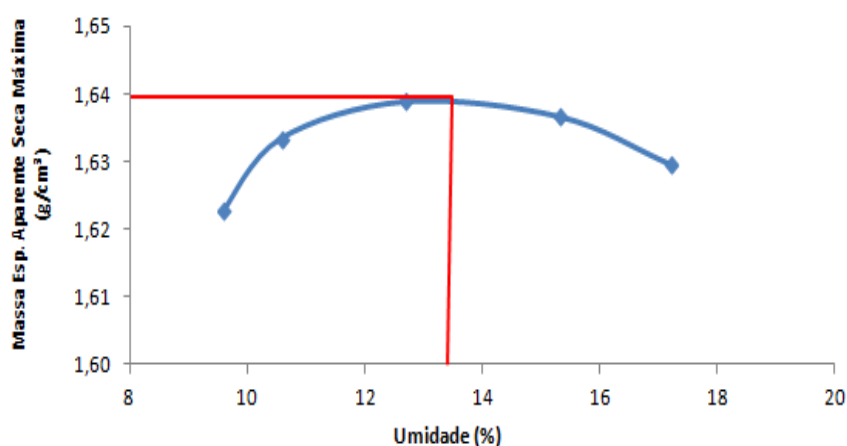


Figura 37. Curva de compactação da areia na energia normal

Ainda visando caracterizar a areia do município de Osório utilizada no trecho I, realizaram-se ensaios de Módulo de Resiliência, conforme Figura 38, que resultou no modelo apresentado na Equação 44.

$$MR = 864,08 \cdot \sigma_3^{0,64} \cdot \sigma_d^{0,03} \quad (44)$$

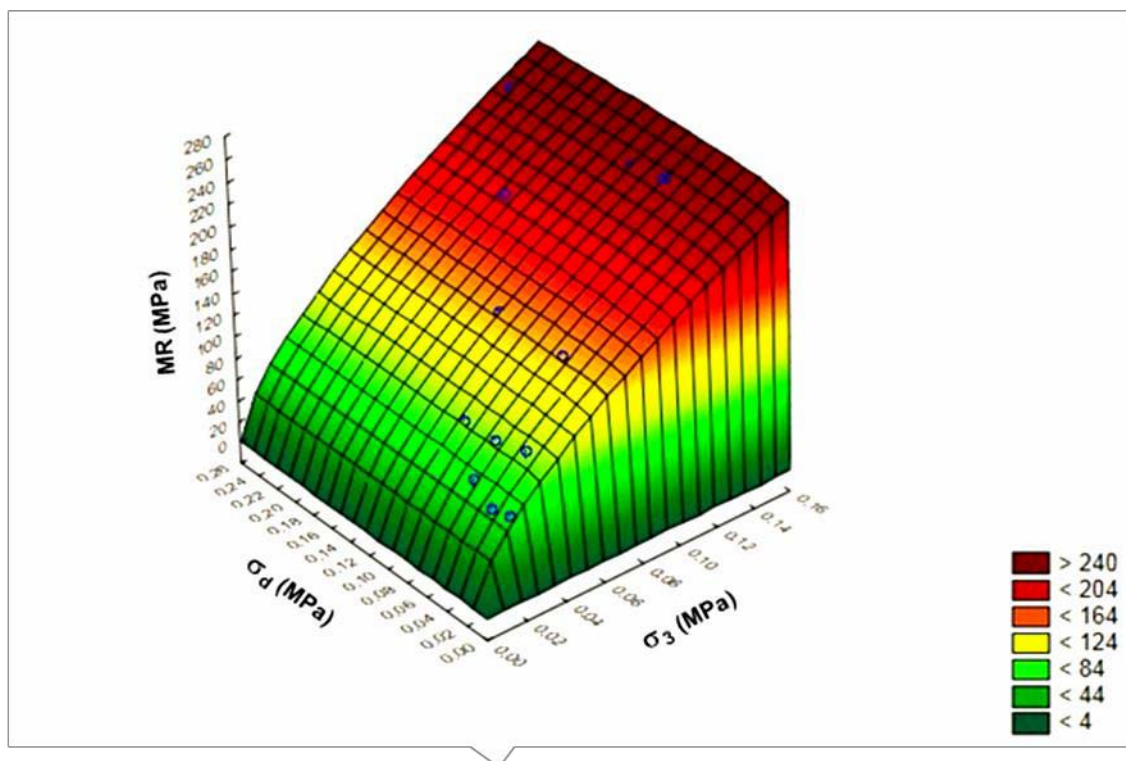


Figura 38. Comportamento resiliente da areia utilizada como reforço do subleito

Novamente verificou-se que para o material granular o modelo do MR é fortemente dependente da tensão confinante ( $\sigma_3$ ). A Equação 45 apresenta o MR em função do estado de tensões ( $\theta$ ).

$$MR = 68 \cdot \left( \frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{0.68} \quad (45)$$

Constatou-se que para valores da soma de tensões principais ( $\theta$ ) inferiores a 0,2 MPa ( $\theta/P_{atm} = 2$ ) os módulos da areia são inferiores a 100 MPa, ou seja, bastante baixos. O emprego de areia como reforço do subleito se deve a pouca disponibilidade de materiais melhores e economicamente viáveis na região.

A região apresenta solos muito compressíveis, que devem ser reforçados e parcialmente substituídos por materiais granulares com alto coeficiente de condutividade hidráulica (permeabilidade), sendo por essa razão empregadas areias (solos A-3, com granulometria uniforme) mesmo que não apresentam elevada resistência. Vale destacar que o reforço de areia tecnicamente não é a melhor solução, pois historicamente constatou-se que essa camada de areia contribui muito no aumento da deflexão no topo do pavimento e, por consequência, ocasiona uma rápida degradação do pavimento em termos de deformações permanentes e fadiga do revestimento asfáltico.

### 3.2.5. Reforço do Subleito com Rocha

No trecho monitorado II, devido à proximidade com a lagoa, o reforço do subleito foi executado com “pedra de mão”. Essa camada de reforço apresenta agregados com dimensão de várias polegadas e, portanto, facilita a drenagem subterrânea. Além disso, por ser um material basáltico apresenta módulo de resiliência muito superior ao da areia, podendo ser comparado em magnitude com o do Macadame Seco.

### 3.2.6. Subleito

O subleito da rodovia é composto por um solo sedimentar típico do litoral regional. O material em questão apresenta baixa capacidade de suporte, seu ISC é de 4%. Ainda visando caracterizar esse material, realizaram-se ensaios de Módulo de Resiliência, conforme Figura 39, o qual resultou o modelo apresentado na Equação 46.

$$MR = 92,28 \cdot \sigma_3^{0,52} \cdot \sigma_d^{-0,38} \quad (46)$$

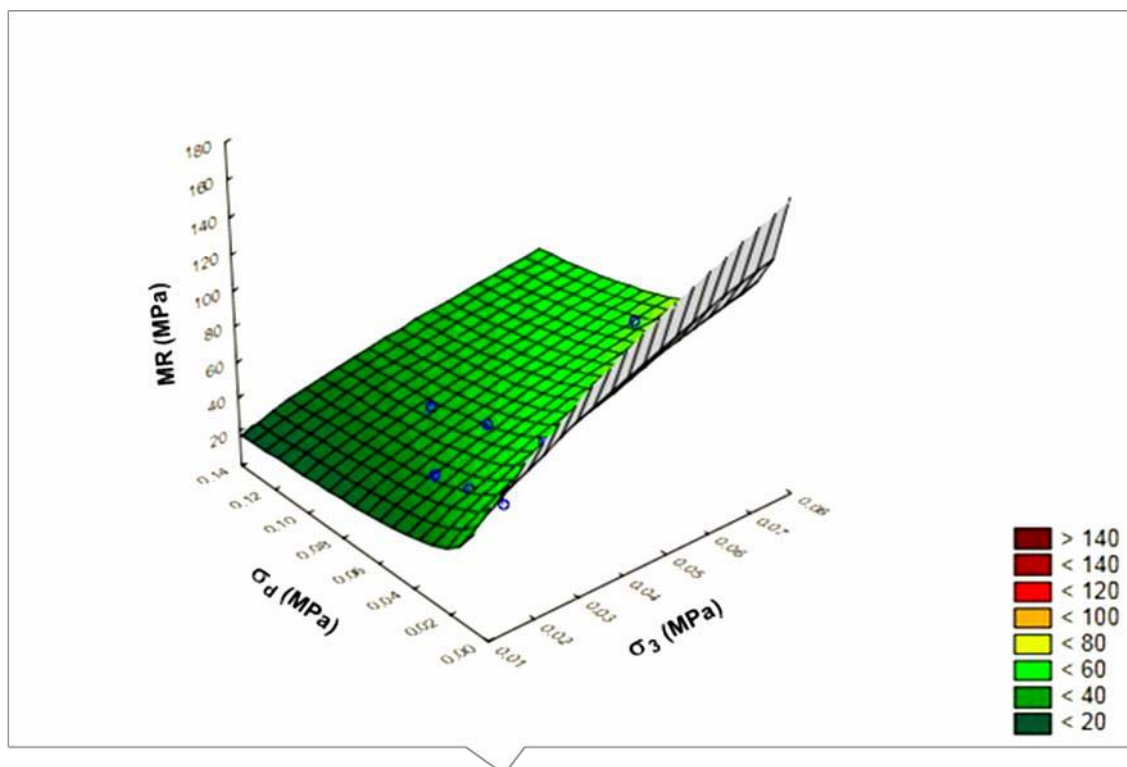


Figura 39. Comportamento resiliente do subleito

Analisando o modelo da Equação 46, percebe-se que o material em questão tem certa porcentagem de argila, visto o expoente  $K_3$  ser expressivo. O comportamento resiliente não apresenta predominância da tensão confinante apenas, também apresenta influência considerável da tensão desvio.

### 3.3. AVALIAÇÃO PRELIMINAR DO TRÁFEGO

A Rodovia BR-290/RS é uma das principais vias do Rio Grande do Sul, cruzando o Estado do litoral Norte em sentido Oeste até Uruguaiana. A Rodovia é uma rota estratégica para o Mercosul e principal acesso à região metropolitana de Porto Alegre. Desta forma, trata-se de uma via com elevado volume de tráfego, principalmente no que se refere ao tráfego comercial.

Particularmente, o trecho da rodovia BR 290/RS (segmento Osório-Porto Alegre) no qual se construíram os trechos monitorados apresenta características sazonais em termos de volume de tráfego. Por se tratar de uma via de acesso ao Litoral do Estado, a rodovia apresenta

intenso fluxo de veículos no verão, chegando a apresentar um volume médio diário (VMD) acima de 35 mil veículos nos meses desta estação e VMD próximo a 20 mil veículos nos meses de inverno. Entretanto, quando se considera apenas o tráfego comercial, a sazonalidade não é percebida e o VMDc (apenas veículos comerciais) é de aproximadamente 5 mil veículos por dia nos dois sentidos (Vitorello, 2008).

Analisando-se os dados coletados junto ao Pedágio de Santo Antônio da Patrulha (km 19+000) estima-se que o Número  $N_{DNIT}$  (empregando os fatores de equivalência de carga do USACE) da rodovia, para um período de projeto de 10 anos, seja da ordem de  $1,0 \times 10^8$ , considerando uma taxa de crescimento do tráfego de 2,0 % a.a.

### 3.4 DADOS DO CLIMA

Para entender melhor o comportamento de determinados materiais empregados no pavimento, buscou-se informações sobre o clima da região na qual foram construídos os trechos monitorados. Segundo dados secundários (bibliografia), o trecho da rodovia BR-290/RS, próximo ao município Osório, situa-se numa localidade onde o relevo apresenta poucas variações e existe a ocorrência das chamadas “chuvas de verão”, que duram menos de uma hora. Porém, muitas vezes essas chuvas causam transtornos devido à sua intensidade e concentração em curtos intervalos de tempo.

Na Tabela 6 apresentam-se os dados médios de precipitação pluviométrica e de temperatura mensal na estação meteorológica do município de Osório entre 1961 a 1990, que consta no Banco de Dados Climáticos do Brasil (EMBRAPA, 2011).



Tabela 6. Dados mensais da precipitação e temperatura média na estação meteorológica de Osório (EMBRAPA, 2011)

Mês	Precipitação (mm)	Temperatura Média (°C)
Janeiro	124,5	22,9
Fevereiro	121,4	23,3
Março	164,9	22,6
Abril	82,8	20,1
Maió	104	17,5
Junho	119,9	15,0
Julho	122,8	14,8
Agosto	157,9	15,2
Setembro	155,6	16,3
Outubro	116,1	18,2
Novembro	102,6	20,0
Dezembro	131,9	21,4
Média	150,4	20,2

A análise dos elementos climáticos (precipitação e temperatura) foi feita com base nos dados da estação meteorológica de Osório. A região estudada fica no micro clima tropical e a temperatura média em Osório é de 20,2°C, sendo a média anual das temperaturas mínimas igual a 15,9°C e a média das máximas igual a 25°C. As temperaturas amenas estão relacionadas ao tipo de relevo em que se encontra a região.

Os ventos predominantes nesta região são de quadrante nordeste. A velocidade média do vento situa-se entre 6,0 e 7,0 m/s. Nos meses de maio e março a velocidade média é de 3,5 m/s (EMBRAPA, 2011). A título de curiosidade, o município de Osório é conhecido como a “terra dos bons ventos”, devido ao grande investimento em energia eólica neste município.

### 3.5 ACOMPANHAMENTO DA EXECUÇÃO DO TRECHO MONITORADO

Conforme recomendações contidas no Manual da Rede de Asfalto (2010), na etapa de execução do trecho monitorado, acompanhou-se o procedimento executivo dos dois trechos monitorados e foram coletados materiais para confirmação em laboratório das propriedades dos materiais utilizados.

Além disso, determinaram-se propriedades que poderiam impactar o desempenho do pavimento, tais como: espessura e grau de compactação das camadas, temperatura de chegada da massa asfáltica em campo, medidas defletométricas, entre outros.

### 3.6 PLANO DE MONITORAMENTO DO TRECHO

O monitoramento dos trechos na etapa de pós-execução compreende:

I. Avaliação de evolução das condições funcional e estrutural dos pavimentos monitorados, através do acompanhamento e da análise de degradações relacionadas.

II. Avaliação dos efeitos climáticos no comportamento mecânico dos materiais empregados nas camadas do pavimento, especialmente, nas camadas asfálticas, tais como envelhecimento das misturas e dos ligantes asfálticos.

#### 3.6.1 Monitoramento do Pavimento

Este monitoramento destina-se a acompanhar a evolução das condições funcionais e estruturais dos pavimentos submetidos ao tráfego; identificando quanto tempo após a abertura ao tráfego (ou após que volume de tráfego, representado por um número equivalente de eixos padrão) surgem algumas degradações (como, por exemplo, os trincamentos) e qual a taxa de evolução das mesmas com o tráfego. Portanto, o monitoramento dos pavimentos é uma etapa fundamental na definição do fator laboratório-campo e na calibração de modelos de previsão de desempenho.

### 3.6.1.1 Avaliação da Condição Estrutural do Pavimento Monitorado

#### a) Levantamentos de deflexões pontuais com Viga Benkelman

Para avaliar a condição estrutural dos pavimentos monitorados foram realizados levantamentos defletométricos com Viga Benkelman antes da abertura do pavimento ao tráfego e posteriormente com uma periodicidade de aproximadamente 6 meses. Os levantamentos de deflexões pontuais seguiram o prescrito pela norma DNER-ME 024/94 (Pavimento – Determinação das deflexões pela Viga Benkelman). Antes de cada levantamento, o equipamento deve ser aferido, seguindo o disposto no DNER-PRO 175/94 (Pavimento – Aferição de Viga Benkelman).

Durante os levantamentos de deflexões foram medidas as temperaturas do ar e da superfície do pavimento, preferencialmente com termômetro digital, em intervalos de tempo não superiores a 15 minutos; cuidando-se para que as leituras fossem feitas próximas às rodas traseiras do caminhão.

### 3.6.1.2 Avaliação da Condição Funcional do Pavimento Monitorado

Para avaliar a condição funcional dos pavimentos monitorados, foram feitos os seguintes levantamentos:

#### I. Levantamentos de Irregularidade e de Afundamentos nas Trilhas de Roda

Estes levantamentos foram realizados antes da abertura do pavimento ao tráfego e, posteriormente, a cada 6 meses, preferencialmente, com perfilômetro de 5 lasers. A medida da Irregularidade adotada foi o *International Roughness Index* (IRI), por ser mais utilizado internacionalmente.

Conforme foi visto no Capítulo anterior, a Irregularidade de um pavimento é conceituada como o desvio da superfície da rodovia com relação a um plano de referência, que afeta a dinâmica dos veículos, a qualidade de rolamento e as cargas dinâmicas sobre a via.

Os perfilômetros inerciais a laser são equipamentos de uso mais recente, que aliam alta tecnologia com a maior precisão nos levantamentos de dados. Este tipo de equipamento é composto por uma unidade de transdutores (em uma barra), equipada com sensores a laser (com pelo menos dois, sendo um em cada trilha de roda), dois acelerômetros e um sensor de

movimento inercial, e um computador com *slots* para expansão de capacidade. Todos os equipamentos são instalados em um veículo.

O funcionamento do perfilômetro consiste na leitura simultânea do deslocamento longitudinal, da altura do veículo até o pavimento e da aceleração vertical do veículo, conforme Figura 40. Os dados são processados para que a aceleração vertical registrada seja transformada em deslocamento vertical do veículo. Com esta última medida, corrigem-se todos os valores de altura para obter-se o perfil longitudinal.

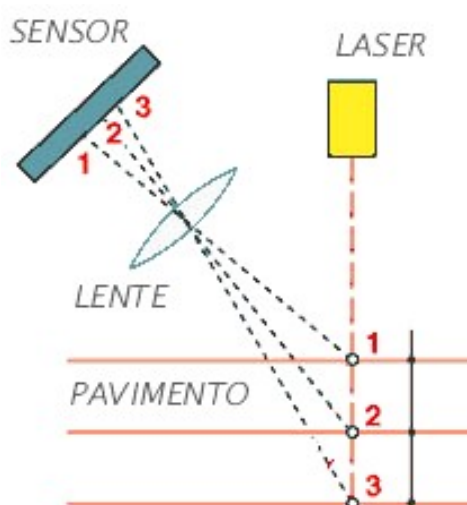


Figura 40. Funcionamento dos sensores no perfilômetro a laser (Barella, 2008).

As leituras dos perfis do pavimento são realizadas com o veículo em movimento, preferencialmente na velocidade da via, para posterior determinação dos índices de irregularidade.

Os Afundamentos nas Trilhas de Roda são deformações permanentes ocorridas no pavimento deixando como consequência um sulco onde passam os pneus dos veículos. São causadas pela consolidação inicial relativo ao grau de compactação das camadas granulares, por deformações estruturais e deformações plásticas das camadas asfálticas. Os afundamentos foram medidos antes da abertura do pavimento ao tráfego e, posteriormente, em média, a cada 6 meses.

Os afundamentos de trilha de roda podem ser levantados por dois procedimentos diferentes. O primeiro é o referente à norma DNIT 006/2003-PRO, que determina a utilização de uma

treliça de alumínio (apresentada na Figura 41), padronizada, tendo 1,20 m de comprimento na base, dotada de régua móvel instalada em seu ponto médio, e que permite medir, em milímetros, as flechas de trilha de roda.

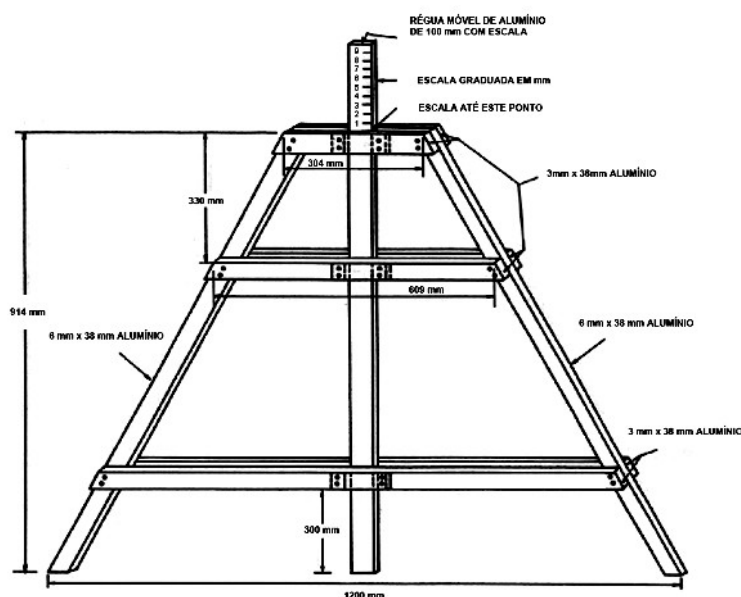


Figura 41. Treliça de alumínio usada para medir afundamentos nas trilhas de roda (DNIT, 2003b)

O segundo procedimento, igualmente ao levantamento de irregularidade, também utiliza o perfilômetro a laser. Neste procedimento os sensores devem ter o posicionamento na barra de forma que simule uma treliça (conforme o que se faz na norma DNIT 006/2003-PRO quando se utiliza a treliça de alumínio). Portanto utilizam-se 5 módulos laser, dos quais dois são posicionados diagonalmente à barra rígida, sendo que os módulos 3 e 4 ficam medindo diagonalmente próximo à borda da faixa de rolamento, os módulos 1 e 5 ficam posicionados sobre as trilhas de roda e por fim, o módulo 3 fica no meio da barra.

Na Figura 42, consta o equipamento utilizado para medição de irregularidade com os 5 lasers montados em um veículo de passeio.



Figura 42. Posicionamento de sensores no levantamento de IRI com medição simultânea de ATR

## II. Avaliação Subjetiva das Superfícies dos Trechos Monitorados

Também foi realizada a avaliação subjetiva da serventia dos trechos monitorados, seguindo o disposto na Norma DNIT 009/2003-PRO, com a mesma frequência dos outros levantamentos. A serventia de um pavimento consiste na capacidade de um trecho específico da rodovia de proporcionar, na opinião do usuário, rolamento suave e confortável em determinado momento, para quaisquer condições de tráfego.

Ao empregar-se a norma do DNIT, a serventia é interpretada em termos de Valor de Serventia Atual (VSA), que é uma medida subjetiva das condições de superfície de um pavimento asfáltico, feita por um grupo de avaliadores que percorrem o trecho, registrando suas opiniões sobre a capacidade do pavimento de atender às exigências do tráfego que sobre ele atua, no momento da avaliação, quanto à suavidade e ao conforto.

As condições impostas para a avaliação do pavimento foram as seguintes:

- O trecho de pavimento deve ser avaliado determinando o VSA como se fosse para uma rodovia de tráfego intenso e constituído de veículos comerciais e de passageiros;

- O avaliador deve considerar somente o estado atual da superfície e, conseqüentemente, pode classificar um pavimento como “bom”, embora suspeite que o mesmo possa romper-se em futuro próximo;
- A avaliação não deve ser feita em condições climáticas desfavoráveis, como chuva, neblina, nevoeiro, etc;
- O avaliador deve ignorar os aspectos do projeto geométrico do trecho da rodovia que está sendo avaliada (alinhamento, largura do acostamento, largura da faixa de rolamento, etc.);
- O avaliador não deve considerar, na avaliação, a resistência à derrapagem do revestimento;
- Os avaliadores devem considerar principalmente os “buracos”, saliências, irregularidades transversais e longitudinais da superfície;
- Os avaliadores devem desprezar os cruzamentos ferroviários, irregularidades nos acessos das pontes e irregularidades ocasionais devidas a recalques de bueiros;
- Na avaliação de uma série de trechos pavimentados, o avaliador não deve levar em conta os valores assinalados para os trechos anteriormente avaliados, devendo cada trecho ser avaliado independentemente; e
- O avaliador não deve comentar nada de sua avaliação com outro avaliador, nem procurar o auxílio de ninguém para ter informações sobre as condições de projeto de qualquer trecho.

As avaliações, em sua maior parte, são afetadas pelas condições de rolamento da superfície do pavimento. Provavelmente, são também influenciadas por sulcos profundos e, até certo ponto, pela quantidade e condições de trincas ou remendos. Estas condições não devem ser mentalmente balanceadas na determinação do Valor de Serventia Atual. O avaliador deve somente expressar uma opinião global ou parecer de como o pavimento está se comportando no momento da avaliação.

Os veículos utilizados na avaliação foram de passeio, do tipo médio-padrão dentre os fabricados no País.

Imediatamente após ter percorrido o trecho, o avaliador assinalou a nota dada ao pavimento, marcando-a na escala vertical em números decimais. A nota foi marcada levando-se em consideração os conceitos descritos anteriormente. A interpretação de cada conceito pode ser mais bem entendida pelo Quadro 13.

Quadro 13. Interpretação do conceito do VSA.

Conceito	Descrição	VSA
Ótimo	Necessita apenas de manutenção rotineira	$VSA > 4,0$
Bom	Desgaste superficial, trincas não muito severas em áreas não muito extensas (lama asfáltica)	$3,0 < VSA \leq 4,0$
Regular	Pavimento trincado, com painelas pouco frequentes e com irregularidade longitudinal e/ou transversal (correção de pontos localizados ou recapeamento)	$2,0 < VSA \leq 3,0$
Ruim	Defeitos generalizados com correções prévias em áreas localizadas – remendos superficiais ou profundos (recapeamento com correções prévias)	$1,0 < VSA \leq 2,0$
Péssimo	Defeitos localizados com correções prévias em toda a extensão. Deterioração do revestimento e das demais camadas – infiltração de água e descompactação da base (Reconstrução)	$VSA \leq 1,0$

### III. Avaliação da condição de superfície dos Trechos Monitorados

A condição de superfície do trecho monitorado foi avaliada em intervalos médios de aproximadamente 6 meses, empregando-se um procedimento semelhante àquele preconizado no estabelecimento do IGG, fazendo-se, contudo, o levantamento em toda a extensão do trecho monitorado. Isto é, todo o trecho monitorado será avaliado, sem se aplicar o conceito de sub-trechos homogêneos.

Complementarmente, a severidade do trincamento foi avaliada através de um critério denominado de “Densidade de Trincamento”, desenvolvido na França. Em cada levantamento todas as trincas foram medidas (cm) e o somatório dos comprimentos das mesmas (em cm) será dividido pela área da superfície trafegada ( $m^2$ ). A Figura 43 exemplifica a evolução da densidade de trincamento em pavimentos monitorados.



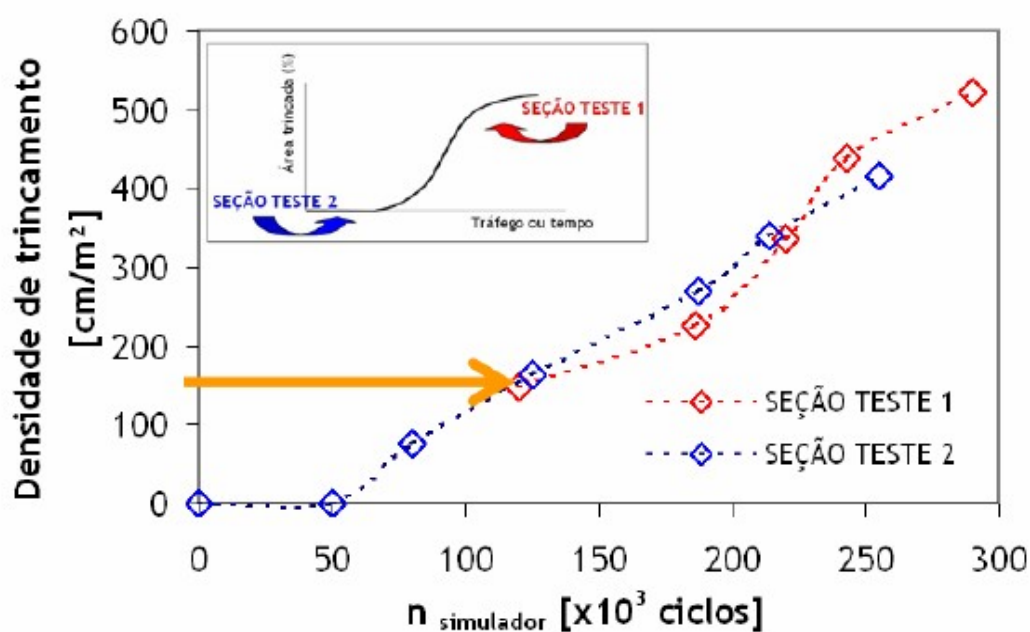


Figura 43. Exemplo de evolução do trincamento em pavimento monitorado adotando-se o critério de Densidade de Trincamento (Victorino, 2008)

Este critério apresenta a vantagem de explicitar a severidade do trincamento, permitindo diferenciar uma condição de trincamento incipiente de outra de trincamento avançado. A crítica em utilizar a densidade de trincamento consiste que ainda não existem dados consolidados para definir qual seria a densidade máxima admissível. No caso, a concessionária da rodovia admite que  $150 \text{ cm/m}^2$  é o valor máximo para a densidade de trincamento (Victorino, 2008). Ainda para fins comparativos, será calculado o percentual de área trincada dos trechos.

Na fase inicial dos trincamentos (trincas isoladas) é possível medir apenas a extensão dos trincamentos e obter tanto a densidade de trincamento quanto a área trincada, pois o Manual (REDE, 2010) especifica que a área trincada para os casos de trincas isoladas é obtida pela extensão dos trincamentos multiplicada por  $0,2\text{m}$ . No entanto, quando a severidade dos trincamentos for mais severa (trincas interligadas), deverão ser executadas em separado as duas metodologias para avaliar o trincamento.

#### IV. Avaliação da resistência à derrapagem dos Trechos Monitorados

A resistência à derrapagem do trecho monitorado foi avaliada antes da abertura do pavimento ao tráfego e, aproximadamente, a cada 6 meses. Inicialmente, mediu-se alternadamente nas

duas trilhas de roda para avaliar se não havia uma diferença muito expressiva entre elas, porém, ao longo do monitoramento, as medições foram realizadas apenas na trilha de roda externa. Essa medida foi tomada porque se sabe que a maior variação de textura causada pelo tráfego é justamente na trilha externa.

A avaliação da Microtextura foi realizada com o Pêndulo Britânico, que é o equipamento mais difundido para determinação da microtextura. As suas vantagens são a rapidez e a facilidade de realizar o ensaio; a sua desvantagem é o baixo rendimento em nível de rede.

O princípio de funcionamento do Pêndulo Britânico é a perda de energia de um pêndulo com base emborrachada ao deslizar sobre o pavimento. O ensaio determina a resistência à derrapagem na superfície e o valor de atrito medido por este equipamento é expresso em BPN (*British Pendulum Number*) ou, em português, VRD (Valor de Resistência à Derrapagem).

A medição do valor de atrito representativo do local ensaiado é obtido realizando-se cinco lançamentos da sapata contra o pavimento, sendo a primeira medição descartada e com as demais se calcula o valor médio do VRD. A Figura 44 mostra o Pêndulo Britânico após o lançamento da sapata contra a superfície do pavimento.



Figura 44. Execução do ensaio com o Pêndulo Britânico (Mattos, 2009)

Conforme especificado no Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (DNIT, 2006), a microtextura de uma superfície pode ser classificada em função do VRD obtido no ensaio com Pêndulo Britânico. As classes de microtextura podem ser verificadas no Quadro 14.

Quadro 14. Classes de microtextura pelo método do Pêndulo Britânico (DNIT, 2006)

Classificação	Limites de VRD
Perigosa	< 25
Muito Lisa	25 – 31
Lisa	32 – 39
Insuficientemente Rugosa	40 – 46
Medianamente Rugosa	47 – 54
Rugosa	55 – 75
Muito Rugosa	> 75

O Manual do DNIT (2006) recomenda valores de  $VRD \geq 55$ , ou seja, as superfícies devem apresentar características medianamente rugosa a rugosa.

A avaliação da Microtextura foi realizada pela Mancha de Areia, que consiste em espalhar um volume conhecido de material (areia limpa e seca ou microesferas de vidro) sobre a superfície do pavimento de modo a preencher os vazios da superfície. Salienta-se que os movimentos para espalhar a areia são circulares e contam com o auxílio de um disco. Quando os movimentos não espalham mais o material, mede-se então o diâmetro do círculo formado no pavimento em 4 direções e calcula-se o diâmetro médio da mancha. Dessa forma, é possível obter a altura média da mancha de areia pela Equação 47.

$$HS = \frac{V}{D_m^2} \frac{4}{\pi} \quad (47)$$

Onde:

HS é altura média da mancha (mm);

V é volume de areia (25.000 mm<sup>3</sup>);

D<sub>m</sub> é diâmetro médio da mancha (mm).

Na Figura 45, pode-se observar a técnica de execução do ensaio de Mancha de Areia e os aparatos utilizados.



Figura 45. Ensaio de Mancha de Areia (Mattos, 2009)

A classificação da macrotextura de uma superfície também está especificada no Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (DNIT, 2006), sendo que os limites são definidos em função do HS. As classes de macrotextura podem ser verificadas no Quadro 15.

Quadro 15. Classes de macrotextura pelo método da Mancha de Areia (DNIT, 2006)

Classificação	Limites de HS
Muito Fina	< 0,20
Fina	0,21 – 0,40
Média	0,41 – 0,80
Grossa	0,81 – 1,20
Muito Grossa	> 1,20

A faixa recomendada pelo Manual do DNIT (2006) para os valores da altura média da mancha de areia é  $0,6 \text{ mm} < HS < 1,2 \text{ mm}$ , ou seja, as superfícies devem apresentar textura média a grossa.

### **3.6.2 Monitoramento dos efeitos climáticos no comportamento mecânico dos materiais empregados no trecho**

Com a finalidade de se avaliar de forma separada os efeitos climáticos (temperatura, irradiação solar, teor de umidade, etc.) no comportamento mecânico dos materiais empregados nos trechos monitorados, propôs-se a execução e monitoramento de acostamento próximo aos trechos monitorados e com a mesma estrutura de pavimento deles. Trata-se de um curto trecho (aproximadamente 100 m de extensão), sem grande exposição ao tráfego, que permitirá:

- a) A extração de corpos-de-prova de camadas asfálticas para avaliar o envelhecimento de ligantes e misturas asfálticas;
- b) Medir deflexões em diferentes épocas do ano (consequentemente, com diferentes temperaturas de pavimentos), de forma a avaliar os efeitos do clima (temperatura das camadas asfálticas e teor de umidade de camadas granulares e de solos) nas deflexões, sem interferência do fator tráfego;
- c) Realização de estudos complementares, como, avaliação da carga de eixo nas deflexões, por exemplo.

#### *3.6.2.1 Avaliação do envelhecimento do ligante asfáltico e efeitos no comportamento mecânico das camadas asfálticas*

Antes da abertura ao tráfego e, posteriormente, foram extraídos CPs cilíndricos com diâmetro 10 cm, para a realização dos seguintes ensaios mecânicos:

- a) Ensaios de Resistência à Tração a 25 °C na condição seca, seguindo a Norma DNER-ME 138/94; e
- b) Módulo de Resiliência na Compressão Diametral a 25 °C na condição seca, seguindo a Norma DNER-ME 133/94.

### 3.7 SOFTWARES UTILIZADOS

#### 3.7.1 SisPav

Dentre as etapas mais importantes da pesquisa está verificar o dimensionamento e o desempenho do pavimento utilizando o *software* SisPav. Esse *software* foi desenvolvido na COPPE/UFRJ por Franco (2007) e utiliza a teoria da elasticidade para o dimensionamento de pavimentos, além de verificar a vida útil de pavimentos através de modelos de previsão de desempenho.

O SisPav apresenta uma interface amigável e fácil de usar, consiste basicamente em fornecer dados básicos da estrutura do pavimento, ou seja, as características dos materiais utilizados. Na Figura 46, apresenta-se a interface do SisPav quanto à entrada de dados referentes à estrutura do pavimento previamente dimensionado.

Camada	Tipo	Espessura (m)	Coef Poisson	Modelo	k1 / Mr / Ei (MPa)	k2 / Ef (MPa)	k3	k4	k5	Aderência
1	Material asfáltico	0.075	0.337	3	4193.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
2	Material granular	0.180	0.350	1	1000.00	0.3000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
3	Solo laterítico	0.200	0.350	3	130.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
SL	Solos finos, siltosos ou argilosos	0.000	0.400	3	52.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00

Figura 46. Interface do SisPav

O critério obrigatório que governará o dimensionamento é a fadiga do revestimento asfáltico ou das camadas cimentadas. Como opção ao projetista, o *software* permite utilizar outros três critérios adicionais quando selecionados, como a tensão limite no topo do subleito, a deflexão

máxima na superfície do pavimento e a deformação permanente, ou afundamento de trilha de roda. O SisPav utiliza a teoria da elasticidade, por meio do programa AEMC, cuja base foi a rotina JULEA desenvolvida por UZAN (1978).

A análise pelo SisPav consistiu em prever o desempenho do pavimento monitorado, considerando os fatores campo-laboratório inclusos no programa, de modo, a observar se na prática ocorre realmente o previsto pelos modelos de previsão utilizados.

Para complementar as análises com dados obtidos em laboratório e campo, utilizou-se outro *software* de análise mecânica, o Everstress 5.0, para verificar os módulos de elasticidade *in situ*, para tanto se avaliaram as deflexões em campo de cada camada executada do pavimento. No estudo do *top-down cracking* recorreu-se ao *software* Everstress FE, pois esse permite a consideração da pressão de contato do pneu não ser uniforme. Ainda estudou-se o desempenho pelo *software* M-EPDG, pois esse leva em consideração as propriedades peculiares da mistura asfáltica.

### 3.7.2 Everstress 5.0

Nas análises mecânicas os pavimentos são caracterizados pelas espessuras, módulos de resiliência e coeficientes de Poisson de cada camada, assim como do subleito. Os carregamentos são caracterizados através dos seguintes dados: número de rodas, carga por roda e coordenadas dos centros das rodas. Considera-se que as cargas transmitidas ao pavimento são uniformemente distribuídas em áreas circulares e que a tensão de contato roda-pavimento é igual à pressão de inflação dos pneus.

Para as análises mecânicas deste dimensionamento foi empregado o *software* Everstress 5.0, desenvolvido pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Washington (EUA). O *software* considera o pavimento como sendo um sistema elástico de múltiplas camadas, permitindo que se avaliem os efeitos de até dez rodas em estruturas com até cinco camadas.

Um aspecto muito interessante do *software* é que permite a inclusão de modelos não-lineares, possibilitando assim a variação do módulo de resiliência no interior de camadas de solos e britas, em função do estado de tensões que atua à profundidade considerada.

Como dados de entrada, incluem-se as características elásticas (módulo de resiliência e coeficiente de Poisson) e as espessuras das camadas. As características adotadas para o carregamento foram as seguintes:

- Pressão de inflação dos pneus considerada constante, igual a 80 psi (0,56 MPa);
- Duas cargas uniformemente distribuídas sobre áreas circulares, pois se considera apenas o efeito do semi-eixo padrão;

As magnitudes das cargas por rodas foram definidas dividindo-se a carga do eixo padrão pelo número de rodas, resultando assim:  $8.200/4 = 2.050$  kgf ou 20.500 N.

Na Figura 47, apresentam-se esquematicamente as coordenadas das cargas consideradas e o afastamento entre as rodas para o semi-eixo padrão considerado.

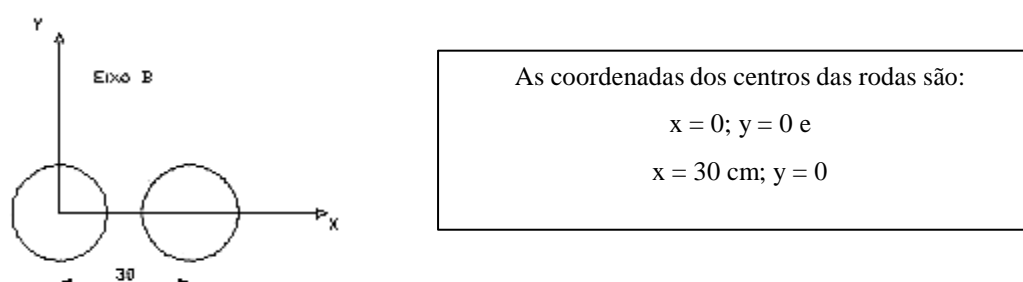


Figura 47. Representação esquemática do semi-eixo padrão

As coordenadas (x; y) dos pontos de avaliação são:

- $x = 0$ ;  $y = 0$  (diretamente abaixo do centro de uma das rodas); e
- $x = 15$  cm ;  $y = 0$  (no ponto médio entre os centros das duas rodas).

O *software* estima, entre outras, as seguintes respostas estruturais:

- a deflexão superficial ( $U_z$ ) em milésimos de milímetro;
- a tensão de tração ( $\sigma_{xx}$  ou  $\sigma_{yy}$ ) na fibra inferior da camada asfáltica, em MPa;
- a deformação de extensão ( $\epsilon_h$ ) na fibra inferior da camada asfáltica, em microstrain ( $\mu$ strain);
- a tensão vertical ( $\sigma_{zz}$ ) no topo do subleito, em MPa, e
- a deformação vertical de compressão ( $\epsilon_{zz}$ ) no topo do subleito, em  $\mu$ strain.



### 3.7.3 Everstress FE

O Everstress FE é um *software* de elementos finitos que possibilita análises 3D, o mesmo tem como base a teoria de sistemas de pavimentos flexíveis submetido a várias combinações de carga por eixo. Assim, é possível simular carregamentos complexos, como considerando a não uniformidade da tensão de contato.

Algumas das principais características do Everstress FE são: interface amigável, facilidade para modelar problemas com até 4 camadas, malha simétrica e de intuitiva definição, possibilitar variações de carga e pressão de inflação com seus impactos na pressão de contato, entre outros.

Os dados de entrada são semelhantes aos utilizados em outros programas, basicamente: espessura das camadas, coeficiente de Poisson e módulo elástico. O ponto negativo é não ser possível entrar com modelos de módulo de resiliência. Por questões de otimização do tempo de processamento, empregou-se módulos constantes em cada camada.

A visualização dos resultados é em termos de deformações e deslocamentos através de mapas de cores que representam faixas de magnitudes de determinado parâmetro de saída. Na Figura 48 é possível verificar a forma da saída dos dados neste *software*.

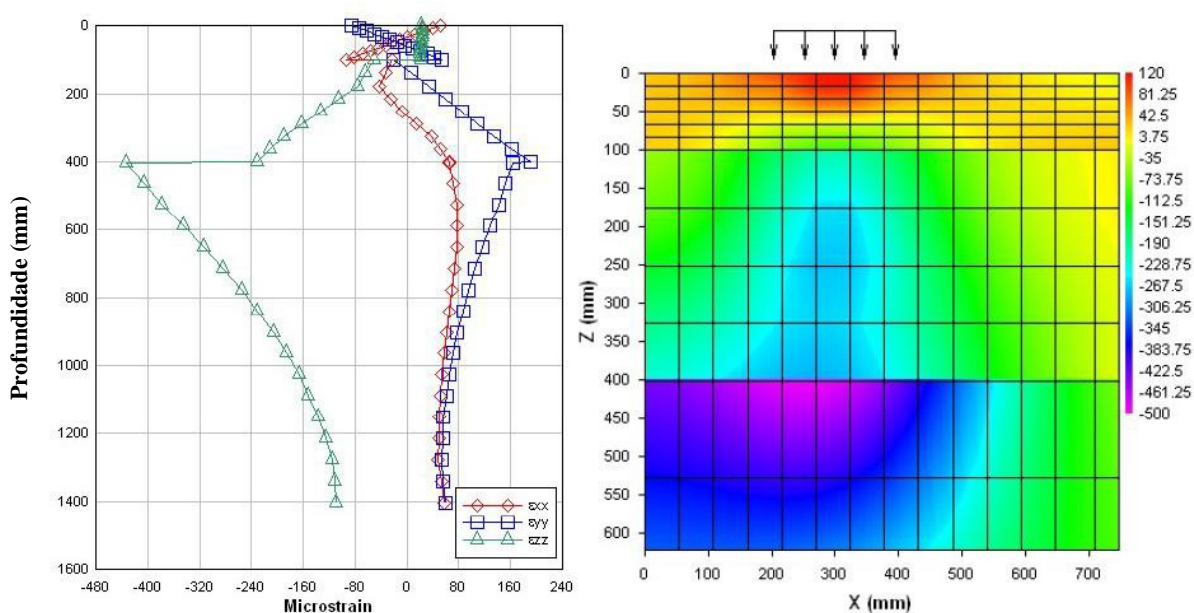


Figura 48. Exemplo de resultados obtidos utilizando o Everstress FE

### 3.7.4 M-EPDG

Com base nos resultados obtidos nas pistas experimentais da AASHO, monitorada sob ação de tráfego de veículos comerciais no período de outubro de 1958 a novembro de 1960, em Ottawa, no Estado de Illinois (EUA), foi elaborado o Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da AASHO (1972), após tratamento e análise estatística dos dados obtidos na pista, gerando um método de dimensionamento com base empírica. Métodos de dimensionamento empíricos tem deficiências, que certamente foram mais evidenciadas nas últimas duas décadas, com o desenvolvimento de *softwares* de análise de tensões e deformações, bem como de modelos de desempenhos elaborados com auxílio de programas computacionais.

Diante das limitações do método empírico da AASHO, buscaram-se novas alternativas para o dimensionamento de pavimentos. A AASHO em cooperação com a FHWA (*Federal Highway Administration*), através da *National Cooperative Highway Research Program*, projeto 1-37 A, desenvolveu o *Guide Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures*, com incorporação de soluções mecanísticos-empíricas e, seus modelos e dados refletem o estado da arte de projeto de pavimentos. Além disto, também teve como objetivo a elaboração de um programa computacional que incorporasse as novas técnicas de projeto do Guia da AASHO (NCHRP, 2004).

Os modelos numéricos são utilizados para analisar os dados de entrada do tráfego, clima e comportamento dos materiais e para estimar os danos acumulados ao longo da vida útil dos pavimentos novos e os restaurados, de uma proposta de estrutura. É aplicado tanto para pavimentos rígidos, flexíveis e semi-rígidos, podendo ser novos ou a restaurar. As previsões de desempenho são realizadas tendo como base alguns defeitos e a qualidade ao rolamento, através da irregularidade longitudinal. Sobre os danos aos pavimentos flexíveis, cita-se a seguir alguns inclusos no programa: deformação permanente (afundamento de trilha de roda), fadiga (trincamento de baixo para cima e de cima para baixo) e trincas térmicas.

Para utilização do programa em pavimentos flexíveis é necessária a entrada de dados de tráfego (espectros de carga para eixos simples, os eixos tandem-duplos e eixos tandem-

triplos), os fatores climáticos e as caracterizações e comportamentos dos materiais integrantes da estrutura. Inclui ainda os critérios de desempenho, baseados na experiência e sensibilidade de cada projetista.

Em resumo, para utilização do M-EPDG no dimensionamento de pavimentos flexíveis, deve seguir a rotina abaixo:

- a) Obtenção de dados de tráfego, clima e materiais de construção, e proposição de uma estrutura de pavimento a ser testada;
- b) Definição de parâmetros de desempenho e sua previsão para toda a vida útil de projeto, com base no nível de confiabilidade, em termos de afundamento na trilha de roda, trincamento por fadiga, trincamento térmico e irregularidade longitudinal;
- c) Processamento de dados de entrada para obtenção de valores mensais do tráfego, variações sazonais, climáticas e dos materiais da estrutura, necessários nas avaliações durante o desenrolar da vida útil do projeto;
- d) Computação de respostas estruturais (tensões, deformações e deslocamentos) utilizando-se teoria das multicamadas elásticas ou elementos finitos baseados nos modelos de respostas dos pavimentos, para cada tipo de carga por eixo e para cada cálculo de incremento de danos durante toda a vida útil de projeto;
- e) Cálculo acumulado dos danos e/ou defeitos no final de cada período de análise durante a vida útil de projeto;
- f) Previsão dos danos ao final de cada período de análise, durante toda a vida útil de projeto, utilizando-se modelos calibrados de desempenho (mecânico-empírico);
- g) Previsão de desempenho do conforto ao rolamento através da irregularidade longitudinal (IRI), além de defeitos acumulados ao longo do tempo, ao final de cada incremento de análise;
- h) Análise do desempenho esperado da estrutura proposta e comparação com os limites estabelecidos inicialmente para os parâmetros em avaliação, no nível de confiabilidade pré-estabelecido;

- i) No caso de não atendimento, a estrutura de pavimento é alterada e uma nova proposição deve ser avaliada, procedendo desta forma até que se obtenha uma estrutura que atenda aos níveis estabelecidos.

Segundo Peterlini (2006), dentro do programa está clara a divisão em camadas, ou subcamadas, para possibilitar a avaliação das propriedades individuais que podem variar com a profundidade devido às variações da temperatura. Através da utilização do Modelo Avançado e Integrado de Clima (EICM), um grande banco de dados de várias cidades dos Estados Unidos, incorporado no programa, são realizadas análises climáticas que ajustam as divisões em subcamadas. Ainda, uma grande contribuição do programa é a utilização de aproximação incremental de dano, que permite considerar as mudanças de muitos parâmetros no dimensionamento (clima, carregamento, propriedades dos materiais) durante toda a vida de projeto. O mais curto incremento é de uma semana e o mais longo de um mês para pavimentos flexíveis.

Os três diferentes níveis hierárquicos são descritos a seguir:

- Nível 1: requer do projetista a obtenção de dados com maior acurácia, tais como, propriedades obtidas através de ensaios de laboratório, contagem do tráfego (volume e pesagens, levantamento deflectométrico com FWD e outros). Este nível pode ser utilizado para pistas experimentais ou para rodovias de alto volume de tráfego.
- Nível 2: destinado a utilização em projetos correntes, requer ensaios, mas o uso de correlações é permitido. Correlações regionais entre propriedades dos materiais de pavimentação são aceitas, como exemplo, módulo do subleito podendo ser estimado através de correlação empírica com o CBR. Possui moderado nível de confiança de desempenho.
- Nível 3: consiste de valores totalmente estimados. Na falta, adotam-se os oferecidos pelo próprio programa com base na experiência norte-americana. Apresenta o menor nível de confiança dos 3, devendo ser utilizado para rodovias de baixo volume de tráfego.

Portanto, no nível 1 tem-se a probabilidade de ocorrer menos erros do que nos níveis 2 e 3. Desta forma o nível escolhido para entrada de dados está relacionado à precisão do projeto

final. No caso desta Tese, por não possuir todas informações necessárias somente foi possível realizar as análises pelo nível 3 do M-EPDG.

### 3.8 AVALIAÇÕES COMPLEMENTARES

A partir de dados da praça de pedágio localizada no km 19 da rodovia BR-290/RS foi estimada a quantidade de veículos comerciais que passa pelos trechos monitorados e calculado o valor de número N para ser comparado com a estimativa inicial, a partir de uma suposta taxa de crescimento de 2,0% a.a.

Antes da abertura ao tráfego e, posteriormente em cada levantamento, foi feita uma avaliação subjetiva do sistema de drenagem da região de influência junto aos trechos monitorados; observando se esse sistema está operando adequadamente (valetas íntegras, bueiros desobstruídos, etc.) e se há evidências de água presa no interior do pavimento.

Como uma rodovia muito próxima aos trechos monitorados apresentou problemas de trincamentos de cima para baixo (*top-down cracking*), foram moldados corpos de prova com o projeto da mistura empregado nos trechos monitorados para realização de ensaios triaxiais. As moldagens foram realizadas utilizando o compactador giratório variando o volume de vazios nos corpos de prova para verificar o efeito dessa variação na resistência ao cisalhamento da mistura. Para cada volume de vazios, foram moldados 3 corpos de prova de modo a poder definir a envoltória de ruptura para cada volume de vazios e, por consequência, definir os parâmetros de Mohr-Coulomb: ângulo de atrito e intercepto coesivo.

Outra avaliação complementar realizada foi a de projetar a mistura asfáltica pela tecnologia Superpave, mesmo não tendo sido empregada no trecho monitorado, para fins de comparação com a Marshall.

Por fim, foi registrada, com o máximo detalhamento possível, toda intervenção realizada nos trechos monitorados (por exemplo: execução de remendos) ao longo do período de monitoramento.

## 4 CONSTRUÇÃO, ANÁLISES INICIAIS E PREVISÃO DE DESEMPENHO DOS TRECHOS MONITORADOS

Com base na caracterização dos materiais em laboratório, apresentada no item 4.2, utilizou-se o *software* Everstress 5.0 para verificar quais seriam as deflexões esperadas na superfície de cada uma das camadas construídas. Desse modo, apresentam-se na Tabela 7 os resultados da previsão de deflexão na superfície ( $D_0$ ) medida com viga Benkelman para o trecho monitorado I.

Tabela 7. Estimativa das deflexões ( $D_0$ ) no topo de cada camada do trecho monitorado I

Camada	Espessura (cm)	MR (MPa)	Coef. De Poisson	$D_0$ ( $10^{-2}$ mm)
Revestimento/CA	8	3.340	0,30	57
Base/BG	15	Equação (43)	0,35	63
Sub-base/MS	30	300	0,35	72
Reforço/Areia	60	Equação (45)	0,40	110
Subleito	$\infty$	50	0,40	155

Para a situação apresentada na Tabela 7, a tensão de tração atuante na fibra inferior da camada asfáltica é de 0,93 MPa, valor considerado bastante elevado, porém, coerente com o nível de deflexões apresentado pelo pavimento. A tensão vertical atuante no topo da camada de reforço do subleito é 33 kPa e no subleito é zero. Analisando os dados, verifica-se que deflexão é muito elevada e que, possivelmente, o pavimento apresentará problemas prematuros de fadiga se essa condição se confirmar em campo.

Do mesmo modo, realizou-se a análise para o trecho monitorado II. Na Tabela 8, pode-se observar os resultados para a previsão de deflexão na superfície ( $D_0$ ) medida com viga Benkelman.

Tabela 8. Estimativa das deflexões ( $D_0$ ) no topo de cada camada do trecho monitorado II

Camada	Espessura (cm)	MR (MPa)	Coef. De Poisson	$D_0$ ( $10^{-2}$ mm)
Revestimento/CA	8	3.340	0,30	46
Base/BG	15	Equação (43)	0,35	47
Sub-base/MS	30	300	0,35	49
Reforço/Rocha	60	200	0,35	64
Subleito	$\infty$	50	0,40	155

Para a situação prevista para o trecho II com o Everstress, a tensão de tração atuante na fibra inferior da camada asfáltica é de 0,91 MPa, valor ainda considerado bastante elevado, embora o nível de deflexões de pavimento tenha diminuído um pouco em relação ao trecho I. A tensão vertical atuante no topo do subleito continua sendo zero, então a estrutura do pavimento cumpre bem a função de dissipar a tensão vertical ao longo das camadas granulares. Analisando os dados, verifica-se que, mesmo utilizando só materiais britados, a deflexão ainda é considerável, demonstrando que para essa estrutura seria necessário um revestimento com maior espessura.

A necessidade de um revestimento mais espesso é verificada através de análises mecânicas utilizando-se, por exemplo, o método da República da África do Sul ou o da AASHTO (com o *software* M-EPDG), e ainda com o *software* SisPav. Utilizando-se as ferramentas mencionadas para dimensionamento, constata-se que o revestimento deveria ter espessura entre 16 e 20 cm para atender a vida útil de 10 anos.

#### 4.1 EXECUÇÃO DOS TRECHOS MONITORADOS

Visando obter um pleno conhecimento das características funcionais e estruturais dos trechos monitorados, realizou-se o acompanhamento da execução das camadas do pavimento. Todos os trechos tem a mesma estrutura a partir da sub-base, sendo que o trecho I possui reforço do subleito com areia, enquanto o trecho II possui reforço em rocha.

## 4.1.1 Reforço do Subleito

### 4.1.1.1 Reforço do Subleito com Areia

A execução da camada de reforço do subleito com areia no trecho monitorado I foi executada no dia 29/06/2010. Conforme pode ser visto na Figura 49, essa camada foi assentada sobre os dispositivos de drenagem.



Figura 49. Execução do reforço em areia no trecho I

Para verificar a compacidade dessa camada realizou-se o ensaio de Frasco de Areia e obtidos os seguintes resultados apresentados na Tabela 9 para o Grau de Compactação (GC). Destaca-se que os resultados dos ensaios realizados pelo consórcio construtor (TRS) se referem apenas aos 15 cm superiores, desconhecendo-se o GC inicial das camadas inferiores.



Tabela 9. Grau de compactação da camada de reforço em areia no trecho I (Fonte: TRS)

Estaca (km)	Grau de compactação (%)
14+700	102,3
14+500	100,4
14+400	101,2

Realizou-se também o levantamento defletométrico no topo da camada de reforço para estimar-se o módulo de elasticidade da mesma na condição recém compactada. Já que a compactação das camadas subjacentes (sub-base principalmente) deve aumentar, posteriormente, o módulo do reforço em areia. O levantamento defletométrico no topo de cada camada, durante o procedimento construtivo, permite, igualmente, definir locais com deficiência estrutural, assim, ao identificar as causas da mesma é possível a adoção de correções pontuais.

Na Tabela 10, apresentam-se os resultados defletométricos obtidos no topo da camada de areia com espessura de 60 cm. Não é prática do consórcio construtor se preocupar com a compactação do subleito antes de depositar o material de reforço, apenas é feita uma limpeza, com remoção de vegetação e tocos de árvores existentes, e nivelamento do local.

A deflexão característica do trecho monitorado é determinada pela Equação 48. A deflexão característica servirá como parâmetro de análise dos trechos monitorados.

$$D_{car} = D_{média} + \sigma \quad (48)$$

Onde:

$D_{car}$  = deflexão característica (em 0,01 mm);

$D_{média}$  = deflexão média do segmento (em 0,01 mm);

$\sigma$  = desvio padrão das deflexões (em 0,01 mm).

Tabela 10. Deflexões medidas no topo da camada de reforço com areia no trecho I

Estaca (km)	Deflexão (0,01 mm)	Trilha de Roda
14+700	580	LD
14+680	552	LE
14+660	790	LD
14+640	260	LE
14+620	542	LD
14+600	630	LE
14+580	374	LD
14+560	526	LE
14+540	776	LD
14+520	408	LE
14+500	526	LD
14+480	340	LE
14+460	500	LD
14+440	346	LE
14+420	640	LD
14+400	464	LE
Análise dos dados		
Deflexão Média na TRD (0,01 mm):	591	
Deflexão Média na TRE (0,01 mm):	441	
Deflexão Média do Trecho (0,01 mm):	516	
Desvio Padrão (0,01 mm):	150	
Coefficiente de Variação (%):	29,07	
Deflexão Característica (0,01 mm):	666	

Como pode ser observado na Tabela 10, o trecho monitorado apresenta uma variabilidade defletométrica relativamente alta na camada de reforço de areia, sendo que a deflexão característica deste trecho apresenta o valor de  $666 \times 10^{-2}$  mm, com Coeficiente de Variação de aproximadamente 29%. As deflexões são muito mais elevadas do que poderia supor-se antes da execução da camada, considerando os ensaios de MR em corpos de prova compactados do subleito e da areia de reforço, conforme pode ser visto na Tabela 7. Pode-se supor que tanto o subleito quanto o reforço não foram compactados adequadamente. Esta conclusão pode ser evidenciada ao analisar se ocorreu aumento do módulo de elasticidade *in situ* da camada de areia após a construção das camadas subjacentes do pavimento.

#### 4.1.1.2 Reforço do Subleito com Rocha

No trecho monitorado II foi realizada a camada de reforço do subleito com Rochas, no dia 22/07/2011. Porém, devido às dimensões dos agregados não foi possível realizar o ensaio de compactação em laboratório. Portanto, alternativamente, acompanhou-se a compactação dessa camada indiretamente através das medidas defletométricas utilizando a Viga Benkelman. Os resultados são apresentados na Tabela 11. Conforme se pode observar, por questões do andamento da obra, não foi possível realizar a avaliação em todo o trecho II.

Tabela 11. Deflexões no topo da camada de reforço com rocha no trecho II

Estaca (km)	Deflexão (0,01 mm)	Trilha de Roda
5+460	60	LD
5+440	62	LE
5+420	46	LD
5+400	60	LE
5+380	50	LD
5+360	50	LE
5+340	46	LD
5+320	80	LE
5+300	84	LD
Análise dos dados		
Deflexão Média na TRD (0,01 mm):		65
Deflexão Média na TRE (0,01 mm):		61
Deflexão Média do Trecho (0,01 mm):		63
Desvio Padrão (0,01 mm):		13
Coeficiente de Variação (%):		20,38
Deflexão Característica (0,01 mm):		76

Como pode ser visto na Tabela 11, o trecho monitorado que tem reforço do subleito com rocha apresenta uma variabilidade defletométrica relativamente baixa, sendo que a deflexão característica deste trecho apresenta o valor de  $76 \times 10^{-2}$  mm, com Coeficiente de Variação de aproximadamente 20%. Os resultados evidenciam que, aparentemente, a camada de reforço teve bom entrosamento e deu maior contribuição estrutural ao pavimento do que o reforço com areia. De fato, o consórcio construtor tem, há vários anos, por prática compactar com mais cuidado as camadas britadas.

#### 4.1.2 Sub-base de Macadame Seco

A camada de sub-base de Macadame Seco do trecho monitorado I foi executada no dia 15/07/2010 e também devido ao tamanho dos agregados não foi possível o controle da compactação de forma tradicional, realizando-se, então, o levantamento defletométrico. Isso também permite avaliar estruturalmente essa camada. O mesmo vale para a camada de sub-base do trecho monitorado II que foi executada no dia 27/07/2011.

Na Figura 50 é possível ter uma noção da dimensão média dos agregados utilizados e, na Figura 51, apresenta-se o processo de compactação da camada, que contou com a utilização inicial de um rolo de tambor liso com vibração seguido de um rolo pneumático.



Figura 50. Tamanho do agregado empregado na camada de sub-base dos trechos I e II



Figura 51. Compactação do Macadame Seco no trecho I

Conforme visto na Figura 51, foi colocado material de granulometria fina (enchimento) sobre os agregados graúdos para garantir maior travamento e uma superfície de acabamento mais nivelada.

Nas Tabelas 12 e 13, apresentam-se os resultados defletométricos obtidos na camada de macadame seco, com espessura de 30 cm, nos trechos monitorados I e II, respectivamente. Nota-se que o Macadame Seco proporcionou maior ganho estrutural, em termos de deflexão, para o trecho I, que tinha reforço do subleito com areia. No trecho I a redução da deflexão característica foi de  $585 \times 10^{-2}$  mm, valor bastante representativo. Entretanto, no trecho II notou-se uma elevação da deflexão após a execução da camada de Macadame Seco, tanto em termos de deflexão característica quanto em termos de deflexão média.

Tabela 12. Deflexões medidas no topo da camada de sub-base no trecho I

Estaca (km)	Deflexão (0,01 mm)	Trilha de Roda
14+700	60	LD
14+680	64	LE
14+660	54	LD
14+640	82	LE
14+620	88	LD
14+600	88	LE
14+580	64	LD
14+560	50	LE
14+540	64	LD
14+520	58	LE
14+500	82	LD
14+480	60	LE
14+460	86	LD
14+440	52	LE
14+420	52	LD
14+400	70	LE
Análise dos dados		
Deflexão Média na TRD (0,01 mm):	69	
Deflexão Média na TRE (0,01 mm):	66	
Deflexão Média do Trecho (0,01 mm):	67	
Desvio Padrão (0,01 mm):	14	
Coefficiente de Variação (%):	20,41	
Deflexão Característica (0,01 mm):	81	

Como pode ser observado na Tabela 12, o trecho I apresenta uma variabilidade defletométrica relativamente baixa na sub-base de macadame seco. A deflexão característica do trecho é de  $81 \times 10^{-2}$  mm e o Coeficiente de Variação é de aproximadamente 20%.

Tabela 13. Deflexões medidas no topo da camada de sub-base no trecho II

Estaca (km)	Deflexão (0,01 mm)	Trilha de Roda
5+500	64	LD
5+480	90	LE
5+460	54	LD
5+440	66	LE
5+420	80	LD
5+400	68	LE
5+380	60	LD
5+360	78	LE
5+340	70	LD
5+320	80	LE
5+300	86	LD
5+280	60	LE
5+260	40	LD
5+240	60	LE
5+220	56	LD
5+200	46	LE
5+180	68	LD
5+160	86	LE
5+140	80	LD
5+120	60	LE
5+100	56	LD
5+080	74	LE
5+060	72	LD
Análise dos dados		
Deflexão Média na TRD (0,01 mm):	66	
Deflexão Média na TRE (0,01 mm):	70	
Deflexão Média do Trecho (0,01 mm):	68	
Desvio Padrão (0,01 mm):	13	
Coefficiente de Variação (%):	19,31	
Deflexão Característica (0,01 mm):	81	

Como pode ser observado na Tabela 13, o trecho monitorado II apresenta uma variabilidade defletométrica relativamente baixa na sub-base de macadame seco. A deflexão característica do trecho também é  $81 \times 10^{-2}$  mm e o Coeficiente de Variação é de cerca de 19%.

O fato das deflexões características nos dois trechos serem iguais permite concluir que a compactação da sub-base resultou também em aumento da compacidade da camada de areia

do trecho I. Também se pode supor que o reforço em rocha no trecho II reduzirá os efeitos nocivos que a presença de água poderia ter no desempenho futuro do pavimento.

### 4.1.3 Base de Brita Graduada

A camada de Base com Brita Graduada do trecho monitorado I foi executada no dia 08/08/2010, e logo após foi imprimada, enquanto no trecho II foi executada no dia 07/09/2011. Na Figura 52, observa-se a camada de Brita Graduada finalizada e à espera da imprimação.



Figura 52. Camada de Base com Brita Graduada

Para avaliar o GC da camada de base, além do levantamento defletométrico, realizou-se o ensaio de Frasco de Areia. Os resultados obtidos para a compactação podem ser vistos nas Tabelas 14 e 15. Nas Tabelas 16 e 17, apresentam-se as deflexões medidas no topo da camada de brita graduada, com espessura de 15 cm, nos trechos monitorados I e II, respectivamente.



Tabela 14. Grau de compactação da camada de base no trecho I (Fonte: TRS)

Estaca (km)	Grau de compactação (%)
14+700	100,0
14+480	100,5

Tabela 15. Grau de compactação da camada de base no trecho II (Fonte: TRS)

Estaca (km)	Grau de compactação (%)
5+420	99,8
5+320	100,8
5+220	101,4
5+120	101,0

Tabela 16. Deflexões medidas no topo da camada de base no trecho I

Estaca (km)	Deflexão (0,01 mm)	Trilha de Roda
14+700	78	LD
14+680	74	LE
14+660	72	LD
14+640	74	LE
14+620	78	LD
14+600	74	LE
14+580	80	LD
14+560	74	LE
14+540	70	LD
14+520	72	LE
14+500	70	LD
14+480	64	LE
14+460	66	LD
14+440	70	LE
14+420	64	LD
14+400	66	LE
Análise dos dados		
Deflexão Média na TRD (0,01 mm):		72
Deflexão Média na TRE (0,01 mm):		71
Deflexão Média do Trecho (0,01 mm):		72
Desvio Padrão (0,01 mm):		5
Coeficiente de Variação (%):		6,86
Deflexão Característica (0,01 mm):		77

Como pode ser observado na Tabela 16, o trecho I apresenta variabilidade defletométrica baixa na camada de brita graduada, sendo a deflexão característica no trecho igual a  $77 \times 10^{-2}$  mm e com o Coeficiente de Variação cerca de 7%. Nota-se que a adição da camada de base representou pouca redução da deflexão em relação à camada de sub-base.

Tabela 17. Deflexões medidas no topo da camada de base no trecho II

Estaca (km)	Deflexão (0,01 mm)	Trilha de Roda
5+500	60	LD
5+480	80	LE
5+460	78	LD
5+440	68	LE
5+420	66	LD
5+400	76	LE
5+380	68	LD
5+360	70	LE
5+340	64	LD
5+320	72	LE
5+300	74	LD
5+280	66	LE
5+260	58	LD
5+240	60	LE
5+220	56	LD
5+200	62	LE
5+180	56	LD
5+160	70	LE
5+140	60	LD
5+120	56	LE
5+100	66	LD
5+080	68	LE
5+060	70	LD
5+040	60	LE
5+020	72	LD
5+000	70	LE
Análise dos dados		
Deflexão Média na TRD (0,01 mm):	65	
Deflexão Média na TRE (0,01 mm):	67	
Deflexão Média do Trecho (0,01 mm):	66	
Desvio Padrão (0,01 mm):	7	
Coeficiente de Variação (%):	10,33	
Deflexão Característica (0,01 mm):	73	

Como pode ser observado na Tabela 17, no trecho monitorado II a variabilidade defletométrica também é baixa na camada de brita graduada, sendo a deflexão característica igual a  $73 \times 10^{-2}$  mm e o Coeficiente de Variação valendo aproximadamente 10%. Neste trecho a camada de base apresentou uma maior redução da deflexão em relação à sub-base.

Observa-se que a execução da camada de brita graduada reduziu ligeiramente a deflexão de  $81 \times 10^{-2}$  mm para  $77 \times 10^{-2}$  mm no trecho I e de  $81 \times 10^{-2}$  mm para  $73 \times 10^{-2}$  mm no trecho II. Mais importante é o fato de que a camada de base com BG homogeneizou as deflexões (verificado através do baixo CV) e, em consequência, a capacidade estrutural do pavimento.

Embora não seja prática na construção de pavimentos, nem esteja previsto no Manual de Execução dos Trechos Monitorados (REDE, 2010), visando obter maior base de dados para análise de desempenho, realizou-se levantamento de Irregularidade longitudinal no topo das camadas de Brita Graduada imprimadas dos trechos monitorados I e II, antes da execução do revestimento asfáltico. Utilizou-se um perfilômetro inercial com 3 sensores lasers para obtenção da irregularidade. Nas Tabelas 18 e 19, constam os resultados destes levantamentos.

Tabela 18. Irregularidade longitudinal medida no topo da camada de base no trecho I

Estaca inicial (km)	Estaca final (km)	QI <sub>médio</sub> (cont/km)	IRI <sub>médio</sub> (m/km)
14+700	14+680	43	4,2
14+680	14+660	31	3,3
14+660	14+640	48	5,3
14+640	14+620	38	3,6
14+620	14+600	33	4,1
14+600	14+580	31	3,7
14+580	14+560	41	4,4
14+560	14+540	27	3,2
14+540	14+520	30	3,4
14+520	14+500	30	3,1
14+500	14+480	42	4,2
14+480	14+460	24	2,9
14+460	14+440	38	4,1
14+440	14+420	31	3,8
14+420	14+400	25	3,0
Análise dos dados			
Irregularidade Média do Trecho:		34	3,7
Desvio Padrão:		7	0,64
Coeficiente de Variação (%):		20,72	17,19

Tabela 19. Irregularidade longitudinal medida no topo da camada de base no trecho II

Estaca inicial (km)	Estaca final (km)	QI <sub>médio</sub> (cont/km)	IRI <sub>médio</sub> (m/km)
5+500	5+480	22	2,3
5+480	5+460	15	1,8
5+460	5+440	18	2,0
5+440	5+420	19	2,0
5+420	5+400	32	2,9
5+400	5+380	18	2,0
5+380	5+360	15	1,8
5+360	5+340	19	2,1
5+340	5+320	21	2,2
5+320	5+300	19	2,1
5+300	5+280	15	1,8
5+280	5+260	17	1,9
5+260	5+240	27	2,6
5+240	5+220	29	2,7
5+220	5+200	15	1,8
5+200	5+180	23	2,3
5+180	5+160	10	1,5
5+160	5+140	17	1,9
5+140	5+120	47	3,9
5+120	5+100	17	1,9
5+100	5+080	19	2,1
5+080	5+060	38	3,3
5+060	5+040	32	2,9
5+040	5+020	32	2,9
5+020	5+000	24	2,4
Análise dos dados			
Irregularidade Média do Trecho:		22	2,3
Desvio Padrão:		8	0,56
Coeficiente de Variação (%):		37,69	24,34

Vale salientar que, no Plano de Exploração da Rodovia, para fins funcionais da superfície de rolamento, admite-se valor de irregularidade de até 2,7 m/km, equivalente ao valor 35 cont/km na escala QI (*Quarter-Index-Car* ou, ainda, Quociente de Irregularidade). Salienta-se que os valores de IRI e QI foram calculados individualmente, sem empregar relações entre os dois índices, como, por exemplo, o modelo apresentado na Equação 12.

Na camada de base com brita graduada, o IRI médio do trecho I foi de 3,7 m/km, valor bastante alto para ser reduzido apenas com uma camada esbelta de revestimento asfáltico. No

trecho II, o IRI médio foi 2,3 m/km, valor mais adequado, embora ainda um pouco elevado. Ambos os trechos apresentaram elevada dispersão dos resultados ao serem processados de 20 em 20m. Após a execução da camada de revestimento asfáltico procurou-se averiguar se as irregularidades medidas na camada de base foram refletidas no revestimento asfáltico.

#### 4.1.4 Revestimento Asfáltico

A execução da camada de revestimento asfáltico no trecho monitorado I ocorreu no dia 03/12/2010, quando foi feita a primeira camada com espessura de 4,0 cm sobre a base do pavimento e na sequência a segunda camada também de 4,0 cm. Já a camada de revestimento asfáltico no trecho monitorado II ocorreu no dia 28/11/2011. Na Figura 53, observa-se que o processo de ampliação da rodovia BR-290/RS consiste em uma faixa adicional com acostamento.



Figura 53. Primeira camada de revestimento asfáltico na faixa de ampliação da rodovia no trecho II

Durante a execução do revestimento dos trechos monitorados foi realizado um controle tecnológico na usina, adotando-se como referência o seguinte *check list*:

- Controlar a temperatura do ligante no tanque;
- Coletar ligante no tanque;
- Coletar agregados nos silos quentes ou nas pilhas;
- Controlar a temperatura do material nas calhas;
- Coletar mistura asfáltica na usina;
- Extração de ligante e análise granulométrica de amostras de mistura asfáltica na usina;
- Controlar a temperatura da mistura asfáltica antes do caminhão sair da usina, quando o caminhão chegar ao local de execução do trecho e antes da compactação.

Ainda para complementar o controle foram coletados 30 kg de mistura asfáltica da usina para a realização de ensaios em laboratório. A Figura 54 mostra amostras de materiais, no caso mistura asfáltica, que foram coletadas para realizar ensaios laboratoriais.



Figura 54. Amostras coletada de mistura asfáltica para ensaios em laboratório

Nas Figuras 55 e 56, apresentam-se atividades de controle de temperatura da mistura asfáltica em campo, no momento que o caminhão chegou ao trecho e no momento após o espalhamento e antes da compactação da mistura asfáltica.



Figura 55. Controle da temperatura da mistura no momento da chegada do caminhão



Figura 56. Controle da temperatura da mistura antes de concluída a compactação

Conforme os resultados apresentados nas Tabelas 20 e 21, não ocorreram grandes perdas de temperatura no deslocamento do caminhão da usina até o trecho monitorado. As baixas quedas de temperatura da mistura asfáltica justificam-se pela época em que os revestimentos foram executados (outubro a dezembro) e pela proximidade entre a usina (localizada no km 30 da rodovia) e os trechos monitorados.

Tabela 20. Controle da temperatura da mistura asfáltica no trecho I

Placa do caminhão	T (°C) na saída da usina	T (°C) na chegada no trecho	T (°C) na compactação	Perda de temperatura (°C)
MXM 0211	167,0	165,9	165,0	2,0
IDB 5257	165,0	161,8	160,8	4,2
MEF 2563	162,0	158,5	158,2	3,8
IMB 6045	165,0	164,4	164,0	1,0
IQN 5591	166,0	163,1	161,0	4,0
IFL 9835	168,0	165,1	165,0	3,0

Tabela 21. Controle da temperatura da mistura asfáltica no trecho II

Placa do caminhão	T (°C) na saída da usina	T (°C) na chegada no trecho	T (°C) na compactação	Perda de temperatura (°C)
IKS 5013	155,0	151,0	151,0	4,0
IQS 1442	160,0	159,0	158,0	2,0
IHM 7469	170,0	168,0	166,0	4,0
IFB 3014	155,0	154,0	154,0	1,0
IFY 6375	158,0	155,0	155,0	3,0
IDV 8226	154,0	153,0	150,0	4,0
JJC 4815	155,0	152,0	152,0	3,0
MBE 6300	160,0	158,0	157,0	3,0
IJV 9310	155,0	152,0	150,0	5,0
IBR 6507	154,0	151,0	151,0	3,0



Em geral, a temperatura da mistura asfáltica na saída do caminhão da usina foi de aproximadamente 155°C, a temperatura de chegada de aproximadamente 150° C e a temperatura no momento de compactação foi de aproximadamente 150°C. Chama-se atenção que a temperatura da mistura asfáltica na saída da usina do trecho I é mais alta que do trecho II, o mesmo ocorre na temperatura de compactação.

A compactação de cada camada de revestimento asfáltico foi executada por um rolo liso, cuja função é apenas nivelar a superfície, e por dois rolos pneumáticos que realizaram 10 passagens sobre a camada. Na Figura 57, mostram-se os equipamentos utilizados na compactação da camada final do pavimento.



Figura 57. Compactação da camada de revestimento asfáltico

Imediatamente após a compactação, utilizou-se ao longo do segmento monitorado o densímetro não-nuclear para averiguar se a camada asfáltica atingiu o grau de compactação em campo. Na Figura 58, observa-se uma medição utilizando tal equipamento, sendo que em cada ponto medido foi solicitada a extração de corpos de prova (CP's) para determinar o Grau de Compactação dessa camada em laboratório. A coleta de CP's prosseguiu na continuidade da pesquisa, com a finalidade de observar se está ocorrendo a densificação do revestimento.



Figura 58. Controle da compactação em campo utilizando o densímetro não-nuclear

Em campo, analisaram-se sete pontos de controle defasados em 50 m, ao longo dos 300 m do trecho monitorado I. Os resultados apresentaram Grau de Compactação superior aos 97% exigidos por norma. Já no trecho monitorado II, os seis pontos de controle foram defasados em 100m, ao longo dos 500 m de trecho monitorado. Nas Tabelas 22 e 23, consta o GC medido para cada CP de diâmetro de 10,10 cm extraído do revestimento nos trechos monitorados, como se pode observar, todos apresentaram o GC exigido.

Vale destacar que a extração dos CPs, durante o decorrer da pesquisa, foi realizada sempre na trilha de roda direita (trilha externa), pois entende-se que deste lado ocorrem, em geral, as maiores deformações no pavimento.

Tabela 22. Grau de compactação dos CPs extraídos no trecho I

n° CP	Estaca (km)	Massa Ar (g)	Massa Imerso (g)	Massa espec. (g/cm <sup>3</sup> )	Grau de compactação (%)
1	14+700	1357,93	792,99	2,404	99,3
2	14+650	1342,60	785,85	2,411	99,6
3	14+600	1479,46	868,04	2,420	100,0
4	14+550	1260,42	740,65	2,425	100,2
5	14+500	1418,35	826,51	2,397	99,0
6	14+450	1293,21	754,87	2,402	99,3
7	14+400	1231,20	715,47	2,387	98,6

Tabela 23. Grau de compactação dos CPs extraídos no trecho II

n° CP	Estaca (km)	Massa Ar (g)	Massa Imerso (g)	Massa espec. (g/cm <sup>3</sup> )	Grau de compactação (%)
1	5+500	1342,90	785,85	2,411	99,5
2	5+400	1428,35	826,51	2,397	99,2
3	5+300	1342,80	785,85	2,411	99,3
4	5+200	1431,35	826,51	2,397	99,7
5	5+100	1479,46	861,44	2,420	100,2
6	5+000	1260,42	741,35	2,425	100,5

Vale ressaltar que a massa específica aparente de projeto é de 2,42 g/cm<sup>3</sup> e que o grau de compactação é obtido pela razão entre a massa específica medida nos CPs extraídos e a de projeto.

Como quase todos os pontos ficaram com GC inferior a 100%, então, por consequência, o volume de vazios médio de cada trecho ficou acima dos 4,0% estipulado no projeto. Na Tabela 24, apresentam-se o resumo dos dados.

Tabela 24. Análise dos volumes de vazios (Vv) do revestimento asfáltico nos trechos monitorados

Trecho	Volume de vazios médio (%)	Desvio-padrão do Vv	Coef. De variação do Vv
I	4,8	0,52	10,83
II	4,7	0,46	9,62

Analisando a Tabela 24, nota-se que o revestimento asfáltico em termos de volume de vazios apresenta boa homogeneidade (visto pelo CV). Em geral, os volumes de vazios dos trechos monitorados ficaram em torno de 4,8%, o que demonstra que a camada foi bem compactada. A recomendação é de que o GC seja superior a 97% e não ultrapasse 100% durante o processo executivo para evitar a ocorrência de exsudação.

#### 4.2 LEVANTAMENTO NO “TEMPO ZERO”

Passados poucos dias da execução dos trechos monitorados realizaram-se os primeiros levantamentos destinados a avaliar a capacidade estrutural e a condição funcional do pavimento no momento de abertura ao tráfego. Os levantamentos executados foram: defletométrico, de irregularidade longitudinal e aderência pneu-pavimento.

Como o asfalto é um material viscoelástico sensível à temperatura, faz-se necessário aplicar um fator de correção para as medidas de deflexão realizadas com temperatura diferente de 25°C. Na Figura 59, apresentam-se os fatores de correção em função da temperatura e da espessura do revestimento asfáltico.

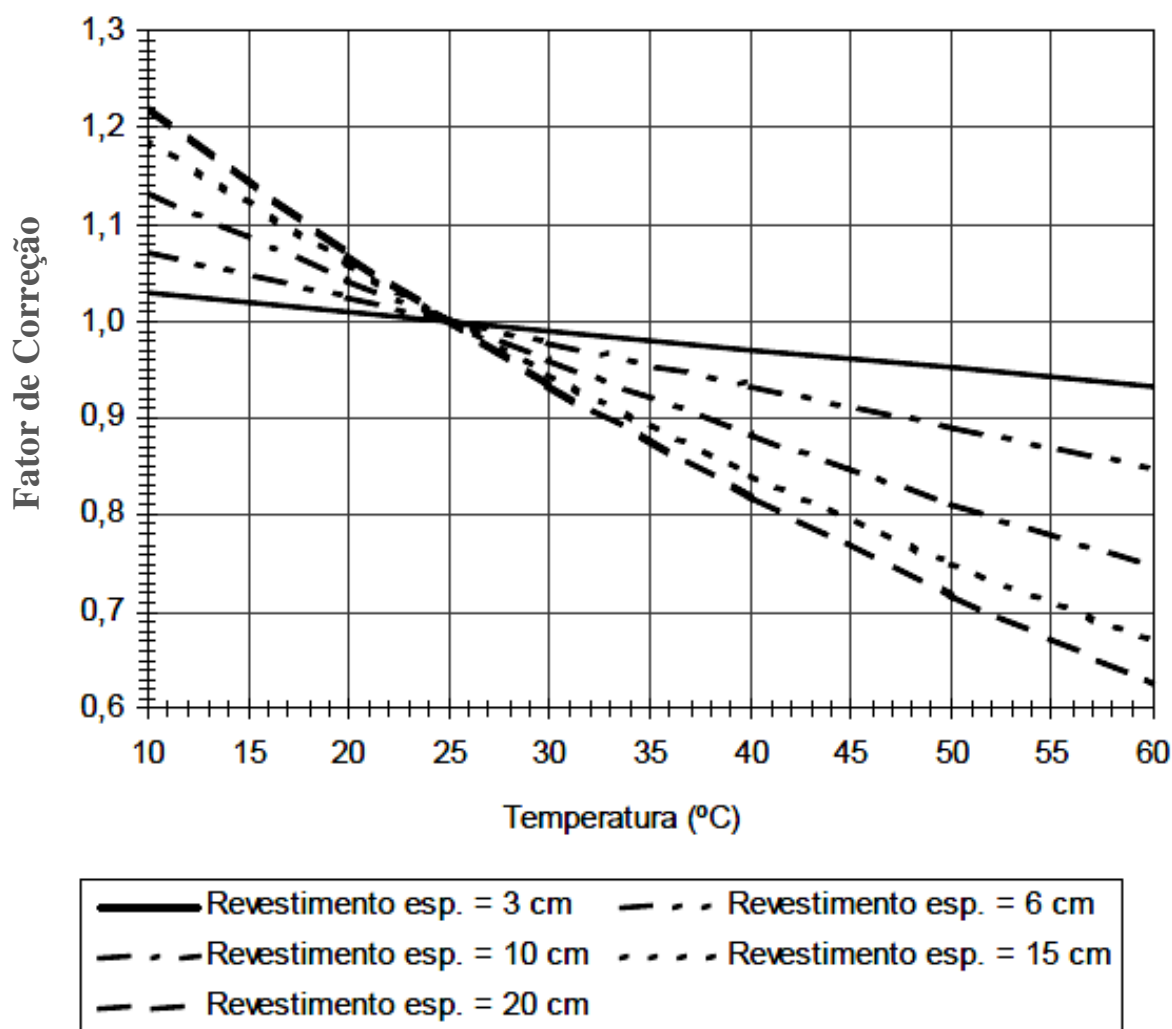


Figura 59. Fator de correção da deflexão em função da temperatura do revestimento asfáltico (DER/SP, 2006)

Na Tabela 25, apresentam-se as deflexões medidas com viga Benkelman na camada de revestimento asfáltico, com espessura de 8 cm, no trecho monitorado I. Durante o levantamento defletométrico, no dia 05/01/2011, a temperatura do revestimento variou de 44°C a 50°C, o que resulta em fatores de correção de 0,88 e 0,85.

Tabela 25. Deflexões medidas no topo da camada do revestimento no trecho I

Estaca (km)	Deflexão (0,01 mm)	Deflexão corrigida p/ 25°C (0,01 mm)	Trilha de Roda
14+700	70	62	LD
14+680	44	39	LE
14+660	72	63	LD
14+640	42	37	LE
14+620	62	55	LD
14+600	40	35	LE
14+580	62	55	LD
14+560	34	30	LE
14+540	58	49	LD
14+520	38	32	LE
14+500	58	49	LD
14+480	26	22	LE
14+460	60	51	LD
14+440	28	24	LE
14+420	64	54	LD
14+400	26	22	LE
Análise dos dados			
Deflexão Média Corrigida na TRD (0,01 mm):			55
Deflexão Média Corrigida na TRE (0,01 mm):			30
Deflexão Média Corrigida do Trecho (0,01 mm):			42
Desvio Padrão (0,01 mm):			13,99
Coeficiente de Variação (%):			32,98
Deflexão Característica Corrigida (0,01 mm):			56

Como pode ser observado na Tabela 25, o trecho I apresenta variabilidade defletométrica bastante elevada (CV de 33%) na camada de revestimento asfáltico. A variabilidade observada entre as trilhas de roda direita (TRD) e esquerda (TRE) deve-se, possivelmente, ao fato do lado direito estar mais próximo ao acostamento e, por conseguinte, estar menos confinado. A deflexão característica corrigida deste segmento apresenta o valor de  $56 \times 10^{-2}$  mm, valor muito próximo ao estimado na Tabela 7 com base nos ensaios de MR em laboratório.

Na Tabela 26, apresentam-se os resultados defletométricos obtidos, em 06/12/2011, na camada de revestimento asfáltico, com espessura de 8 cm, no trecho II. A temperatura do revestimento durante as medições era de 29°C, o que equivale a um fator de correção de 0,97.

Tabela 26. Deflexões medidas no topo da camada do revestimento no trecho II

Estaca (km)	Deflexão (0,01 mm)	Deflexão corrigida p/ 25°C (0,01 mm)	Trilha de Roda
5+500	36	35	LD
5+480	24	23	LE
5+460	46	45	LD
5+440	28	27	LE
5+420	40	39	LD
5+400	26	25	LE
5+380	34	33	LD
5+360	26	25	LE
5+340	40	39	LD
5+320	26	25	LE
5+300	54	52	LD
5+280	30	29	LE
5+260	36	35	LD
5+240	32	31	LE
5+220	40	39	LD
5+200	30	29	LE
5+180	42	41	LD
5+160	30	29	LE
5+140	40	39	LD
5+120	26	25	LE
5+100	46	45	LD
5+080	32	31	LE
5+060	46	45	LD
5+040	28	27	LE
5+020	48	47	LD
5+000	28	27	LE
Análise dos dados			
Deflexão Média Corrigida na TRD (0,01 mm):			37
Deflexão Média Corrigida na TRE (0,01 mm):			22
Deflexão Média Corrigida do Trecho (0,01 mm):			34
Desvio Padrão (0,01 mm):			8,07
Coeficiente de Variação (%):			23,66
Deflexão Característica Corrigida (0,01 mm):			42

Como pode ser observado na Tabela 26, o trecho II apresenta variabilidade defletométrica média (CV de aproximadamente 24%) na camada de revestimento asfáltico. A variabilidade observada entre as trilhas de roda direita e esquerda deve-se, possivelmente, ao fato do lado direito estar mais próximo ao acostamento e, por conseguinte, estar menos confinado. Entretanto, essa variabilidade nas trilhas é inferior a do trecho I, muito possivelmente devido

ao trecho II ter reforço do subleito em rocha. A deflexão característica corrigida deste trecho apresenta o valor de  $42 \times 10^{-2}$  mm, valor abaixo do estimado na Tabela 8.

Cabe salientar que as deflexões medidas em todos os trechos foram muito elevadas, principalmente, no trecho I em que o levantamento foi realizado em um dia com temperatura ambiente muito elevada. Ainda destaca-se que no trecho I as diferenças entre deflexões medidas na TRD e TRE foram muito elevadas. As deflexões médias corrigidas nesse trecho foram  $55 \times 10^{-2}$  mm no lado externo (TRD) e  $30 \times 10^{-2}$  mm no lado interno (TRE). Como comentado, a causa para tamanha discrepância, muito provavelmente, é devido às camadas inferiores, em especial o reforço do subleito com areia, somado ao baixo confinamento no lado externo, pois existe um degrau de 4 cm entre os topos do pavimento na faixa de rolamento e no acostamento.

Na sequência foi realizado o levantamento de irregularidade longitudinal na superfície de rolamento dos trechos I e II. Para tal, utilizou-se um perfilômetro inercial com 5 sensores lasers, sendo apresentado nas Tabelas 27 e 28 os resultados dos levantamentos.

Tabela 27. Irregularidade longitudinal medida no topo da camada de revestimento no trecho I

Estaca inicial (km)	Estaca final (km)	QI <sub>médio</sub> (cont/km)	IRI <sub>médio</sub> (m/km)
14+700	14+680	59	4,9
14+680	14+660	57	5,6
14+660	14+640	42	3,3
14+640	14+620	28	2,5
14+620	14+600	44	4,1
14+600	14+580	28	2,8
14+580	14+560	31	3,2
14+560	14+540	28	3,6
14+540	14+520	27	2,7
14+520	14+500	35	3,6
14+500	14+480	47	4,7
14+480	14+460	48	4,4
14+460	14+440	35	5,2
14+440	14+420	26	2,8
14+420	14+400	46	3,9
Análise dos dados			
Irregularidade Média do Trecho:		39	3,8
Desvio Padrão:		11	0,98
Coeficiente de Variação (%):		28,45	25,79



Tabela 28. Irregularidade longitudinal medida no topo da camada de revestimento no trecho II

Estaca inicial (km)	Estaca final (km)	QI <sub>médio</sub> (cont/km)	IRI <sub>médio</sub> (m/km)
5+500	5+480	11	1,3
5+480	5+460	8	1,4
5+460	5+440	9	1,7
5+440	5+420	16	1,7
5+420	5+400	15	2,1
5+400	5+380	4	1,1
5+380	5+360	5	1,0
5+360	5+340	12	1,5
5+340	5+320	13	2,0
5+320	5+300	14	1,8
5+300	5+280	3	1,1
5+280	5+260	13	1,9
5+260	5+240	11	1,6
5+240	5+220	16	1,6
5+220	5+200	7	1,3
5+200	5+180	14	1,6
5+180	5+160	3	1,2
5+160	5+140	17	2,1
5+140	5+120	30	2,3
5+120	5+100	12	1,4
5+100	5+080	4	1,2
5+080	5+060	28	2,4
5+060	5+040	20	3,2
5+040	5+020	17	2,3
5+020	5+000	18	2,0
Análise dos dados			
Irregularidade Média do Trecho:		13	1,7
Desvio Padrão:		6,83	0,51
Coeficiente de Variação (%):		53,63	30,16

Novamente, salienta-se que para proporcionar tráfego com conforto e segurança, no Brasil, entende-se que a irregularidade longitudinal medida no topo da superfície de rolamento não deve superar, em termos de IRI até 2,7 m/km, o que equivale a  $QI = 35$  contagens/km (segundo a Equação 12). Para o trecho monitorado I obteve-se um IRI inicial médio de 3,8 m/km e, para o trecho monitorado II obteve-se um IRI inicial médio de 1,7 m/km.

Destaca-se, mais uma vez, a notável diferença entre os resultados medidos no trecho I e no trecho II. No trecho I o IRI médio supera em 100% o valor correspondente ao trecho II. É possível que essa diferença deva-se ao fato dos equipamentos terem acompanhado o greide da faixa existente e refletido a irregularidade existente na faixa do lado para a nova faixa. Ainda, destaca-se que no trecho I utilizou-se uma vibrocabadora de esteiras, enquanto que no trecho II foi usada uma de pneus, o que também pode ter afetado o acabamento final da superfície.

Por fim, realizou-se o levantamento da aderência pneu-pavimento em termos de microtextura e macrotextura. Nas Tabelas 29 e 30, podem ser observados os resultados dos ensaios de Pêndulo Britânico e Mancha de areia.

Tabela 29. Resultados de levantamentos de microtextura e macrotextura no trecho I

Estaca (km)	Microtextura (VRD)	Classificação	Macrotextura (HS em mm)	Classificação	Trilha de Roda
14+700	78	Muito Rugosa	0,75	Média	LD
14+600	72	Rugosa	0,70	Média	LD
14+500	65	Rugosa	0,67	Média	LD
14+400	64	Rugosa	0,80	Média	LD
Análise dos dados					
Microtextura Média do Trecho (BPN):				69,7	
Desvio Padrão (BPN):				6,55	
Coeficiente de Variação (%):				9,39	
Macrotextura Média do Trecho (mm):				0,73	
Desvio Padrão (mm):				0,06	
Coeficiente de Variação (%):				7,83	

O trecho I apresenta microtextura média de 70 BPN, que equivale a uma superfície rugosa, e macrotextura média de 0,73 mm que equivale a uma superfície medianamente grossa. Os valores de textura nas duas escalas não apresentaram variações elevadas, portanto, mostrando que a superfície, quanto a esse quesito, tem boa homogeneidade.

Destaca-se, mais uma vez, a notável diferença entre os resultados medidos no trecho I e no

Estaca (km)	Microtextura (VRD)	Classificação	Macrotextura (mm)	Classificação	Trilha de Roda
5+500	65	Rugosa	0,77	Média	LD
5+400	66	Rugosa	0,92	Grossa	LE
5+300	64	Rugosa	0,77	Média	LD
5+200	68	Rugosa	0,83	Grossa	LE
5+100	64	Rugosa	0,88	Grossa	LD
5+000	65	Rugosa	0,80	Média	LE

Análise dos dados	
Microtextura Média do Trecho (BPN):	65,3
Desvio Padrão (BPN):	1,51
Coefficiente de Variação (%):	2,30
Macrotextura Média do Trecho (mm):	0,83
Desvio Padrão (mm):	0,06
Coefficiente de Variação (%):	7,38

O trecho II também é classificado como apresentando uma microtextura rugosa, porém, na média uma macrotextura grossa. Da mesma forma que o trecho anterior, apresenta boa homogeneidade quanto aos resultados. Conforme as classificações contida nas Tabelas 29 e 30, constata-se que os trechos monitorados apresentam boas condições de textura superficial. Inclusive apresentaram valores de textura superiores aos comumente encontrados para as misturas de CBUQ, conforme mostrado por Specht *et al.* (2007) e Mattos (2009).

#### 4.3 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DOS PAVIMENTOS RECÉM EXECUTADOS

Os pavimentos, geralmente, são estruturas que não experimentam ruptura súbita, porém, sofrem um processo de degradação acumulativa conforme a passagem do tráfego e as condições climáticas a que está submetido.

Nesse contexto, salienta-se que a avaliação estrutural do pavimento está vinculada à capacidade de carga que a estrutura suporta, sendo que os defeitos estruturais resultam da repetição das cargas e estão associados às deformações elásticas e plásticas. Dessa forma, busca-se nesse item analisar o comportamento estrutural dos pavimentos monitorados, com ênfase nas deflexões obtidas após a execução dos trechos que foram monitorados.

### 4.3.1 Deflexões admissíveis no pavimento

Para avaliar as deflexões obtidas em campo nos trechos monitorados, determinou-se a deflexão admissível através de duas normas vigentes no DNIT: o Procedimento - B (DNER-PRO 011/79) e o DNER-PRO 269/94 (TECNAPAV). Na sequência, apresentam-se os modelos utilizados, respectivamente.

$$\log D_{adm} = 3,01 - 0,176 \cdot \log N \quad (49)$$

$$\log D_{adm} = 3,148 - 0,188 \cdot \log N \quad (50)$$

Onde:

$D_{adm}$  é deflexão admissível (em 0,01 mm);

$N$  é número de operações equivalente de passagens do eixo padrão (considerando fatores de equivalência de carga do USACE).

Na Tabela 31 podem ser observados os valores obtidos para a deflexão admissível ( $D_{adm}$ ) dos trechos estudados, bem como a deflexão característica ( $D_{car}$ ) obtida do mesmo em campo.

Tabela 31. Deflexão admissível e característica dos trechos estudados

Parâmetro	Modelo	Deflexão (0,01 mm)
Deflexão Admissível PRO 011/79	Equação 49	40
Deflexão Admissível PRO 269/94	Equação 50	44
Deflexão Característica do trecho I	Equação 48	56
Deflexão Característica do trecho II	Equação 48	42

Conforme pode ser observado na Tabela 31, a deflexão característica obtida em campo, realizando-se previamente a correção em função da temperatura, no geral, está acima da deflexão admissível prevista pelas normas vigentes. Dessa forma, à luz dos Procedimentos considerados, baseados no critério defletométrico, pode-se concluir que os trechos não apresentam capacidade estrutural adequada para suportar o tráfego de projeto. No entanto, sabe-se que o comportamento de um pavimento não deve ser avaliado apenas em relação às deflexões, pois os trincamentos por fadiga ocorrem devido às deformações horizontais de tração na fibra inferior da camada asfáltica, ou seja, está relacionada diretamente com a tensão de tração gerada quando o pavimento é submetido a carregamentos. A tensão de tração na fibra inferior é influenciada por diversos fatores, por exemplo, pela espessura do revestimento asfáltico e pela relação entre os módulos de resiliência da mistura asfáltica e do material empregado na camada de base. Contudo, como a deflexão no topo do revestimento é uma resposta estrutural que pode ser facilmente medida com equipamentos de baixo custo utilizando a viga Benkelman (sem necessidade de instrumentar pavimentos para medir deformações e as tensões decorrentes) tem-se adotado na prática rodoviária a associação do tráfego estimado no período de projeto, expresso em termos de número N, a uma deflexão admissível.

### 4.3.2 Propriedades do revestimento executado

Para enriquecer a avaliação estrutural dos pavimentos estudados foram coletadas amostras de mistura asfáltica nos caminhões utilizados para a execução do revestimento no trecho monitorado I e II. As amostras foram analisadas quanto ao teor de ligante e granulometria. No total, foram ensaiadas 7 amostras, uma de cada caminhão, para o trecho I e 4 amostras para o trecho II.

Na tabela 32 são apresentados os resultados de teor de ligante determinados em forno de ignição (identificados como “Troxler”). Para obterem-se os teores de ligante das amostras extraídas dos caminhões do trecho I, multiplicaram-se os “Teores de Troxler” pelo fator de calibração para a mistura em questão, que é a 0,87.

Tabela 32. Teor de ligante existente no revestimento executado no trecho I

n° amostra	Teor de Troxler (%)	Teor de Ligante (%)
1	5,1	4,4
2	4,9	4,3
3	5,1	4,5
4	5,3	4,6
5	5,1	4,4
6	5,1	4,4
7	5,4	4,7
Análise dos dados		
Teor de Ligante Médio do Trecho (%):		4,5
Desvio Padrão (%):		0,1
Coeficiente de Variação (%):		3,09

Analisando os dados da Tabela 32, verifica-se que o teor de ligante empregado no mistura asfáltica do trecho I ficou próximo do mínimo aceitável pelo projeto (4,4%) e, no geral, todas as amostras apresentaram teores abaixo do teor de projeto (4,7%).

Devido a problemas no forno de ignição, na época de execução do revestimento do trecho II, os teores de ligante da mistura asfáltica empregada no mesmo foram determinados com emprego do equipamento Rotarex. Na tabela 33, apresentam-se os resultados dos teores de ligante determinados das amostras extraídas nos caminhões do trecho II.

Tabela 33. Teor de ligante existente no revestimento executado no trecho II

n° amostra	Teor de Ligante (%)
1	4,8
2	4,9
3	5,0
4	5,0
Análise dos dados	
Teor de Ligante Médio do Trecho (%):	4,9
Desvio Padrão (%):	0,1
Coefficiente de Variação (%):	1,94

Analisando os teores de ligante da mistura asfáltica do trecho II, verificou-se que os resultados estão acima do teor de projeto (4,7%) e bem próximos do máximo aceitável pelo projeto (5,0%).

Portanto, no geral, os teores de ligantes determinados, tanto para o trecho I quanto para o trecho II, estão dentro da faixa de variação aceitável prevista em projeto. Porém, com o trecho I apresentando, em média, menos teor de ligante que o trecho II, tal fato pode resultar em alguma influência no MR da mistura.

Nas Figuras 60 a 66, apresentam-se as composições granulométricas das misturas coletadas em campo no trecho I, bem como a faixa de trabalho determinada em projeto. Enquanto que nas Figuras 67 a 70, apresentam-se as composições correspondentes às misturas coletadas do trecho II.

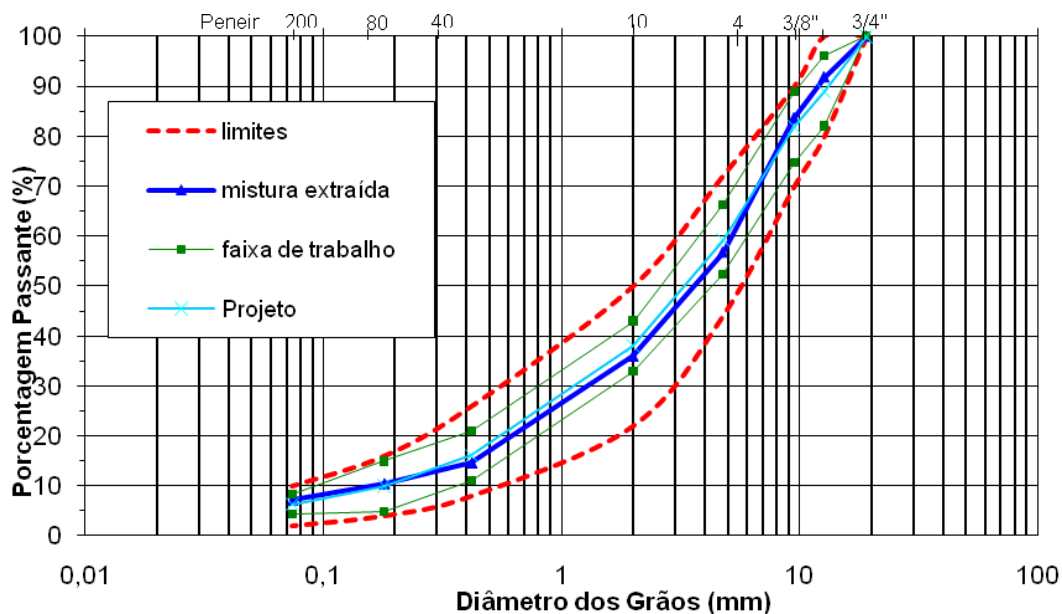


Figura 60. Composição granulométrica da amostra 1 do trecho I – Faixa C do DNIT

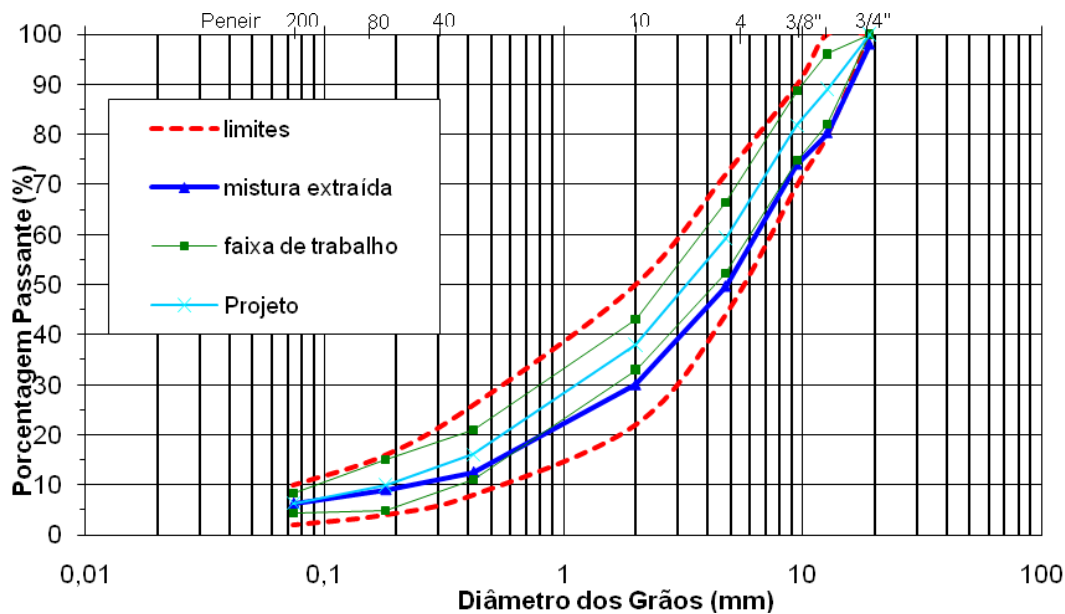


Figura 61. Composição granulométrica da amostra 2 do trecho I – Faixa C do DNIT



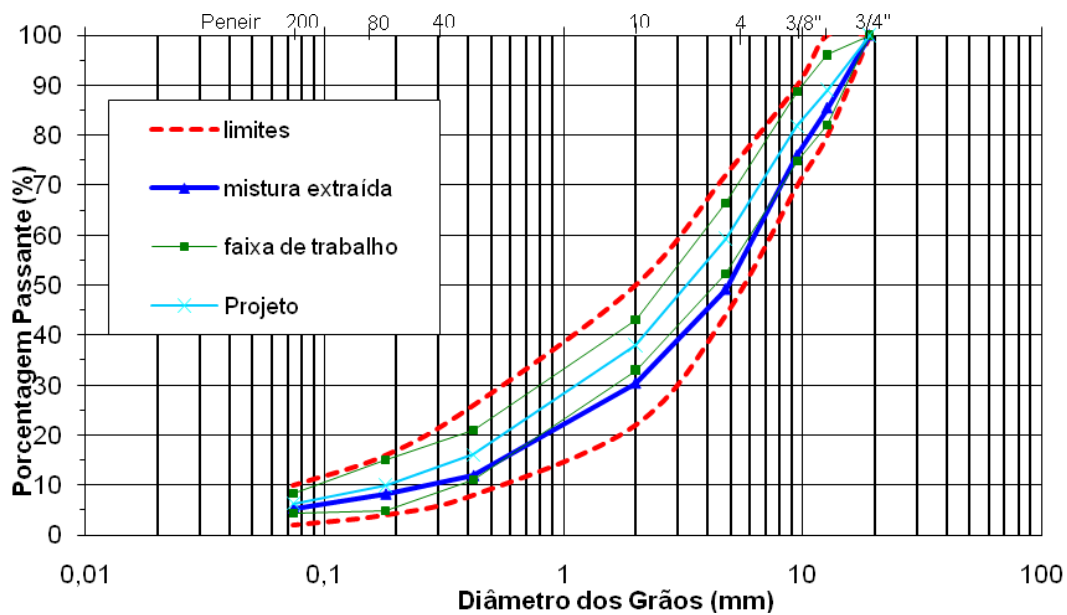


Figura 62. Composição granulométrica da amostra 3 do trecho I – Faixa C do DNIT

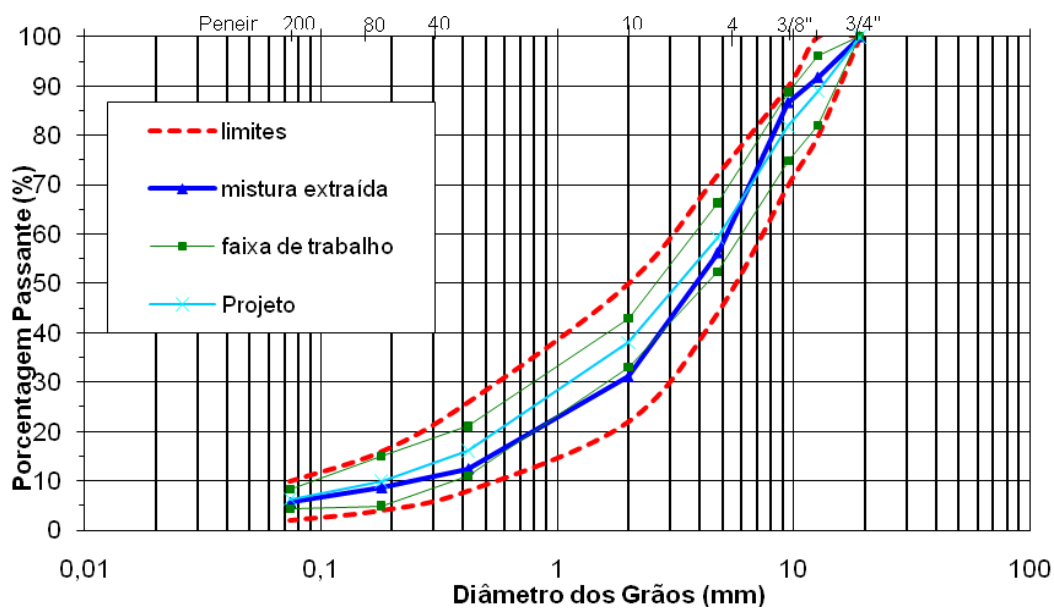


Figura 63. Composição granulométrica da amostra 4 do trecho I – Faixa C do DNIT

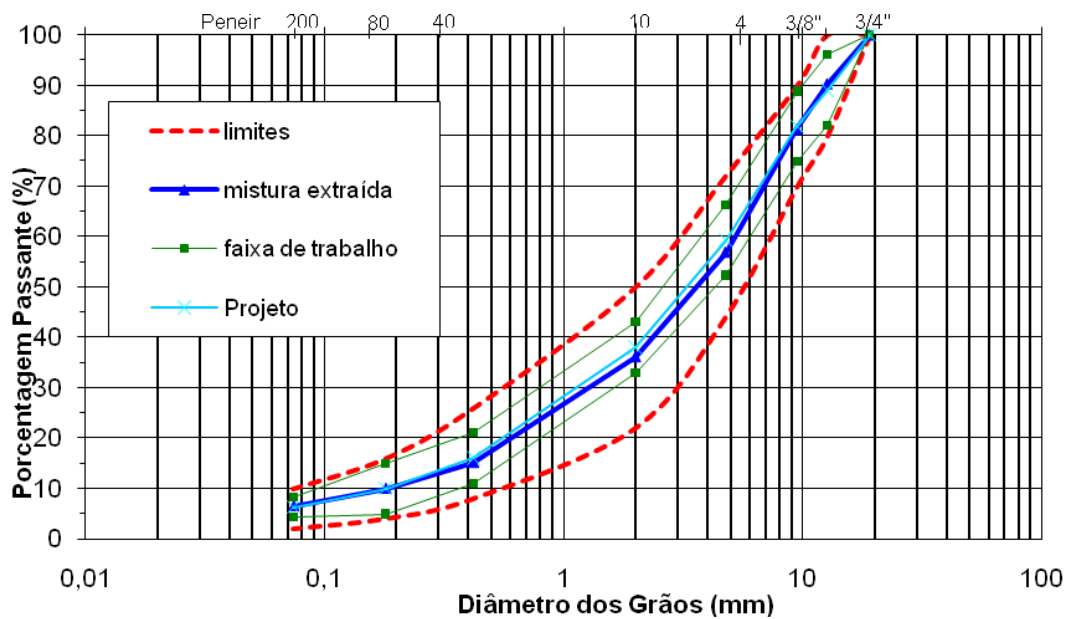


Figura 64. Composição granulométrica da amostra 5 do trecho I – Faixa C do DNIT

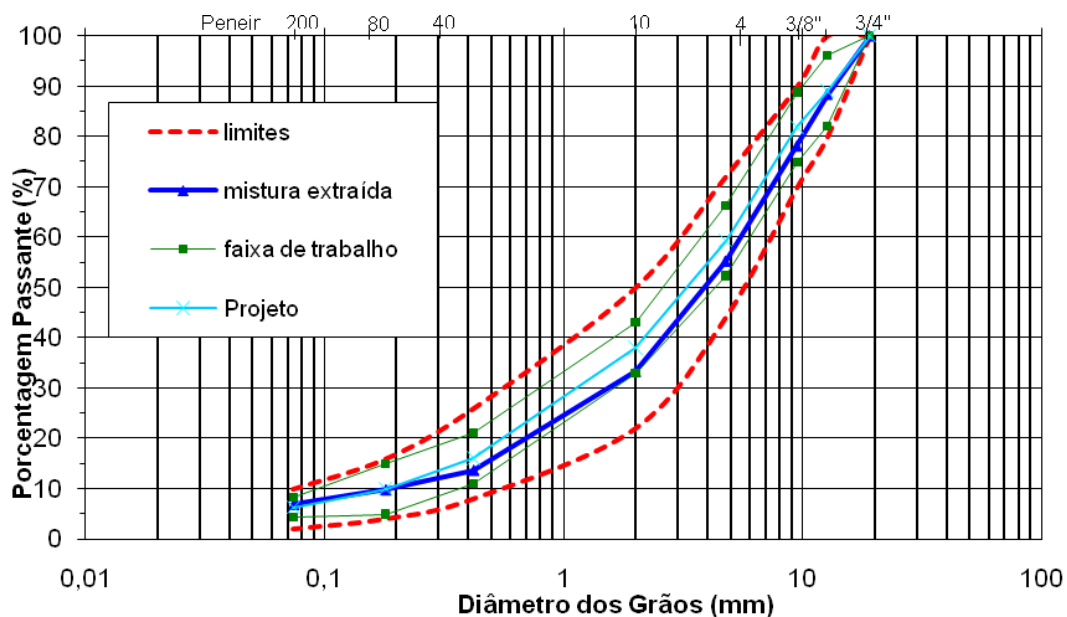


Figura 65. Composição granulométrica da amostra 6 do trecho I – Faixa C do DNIT

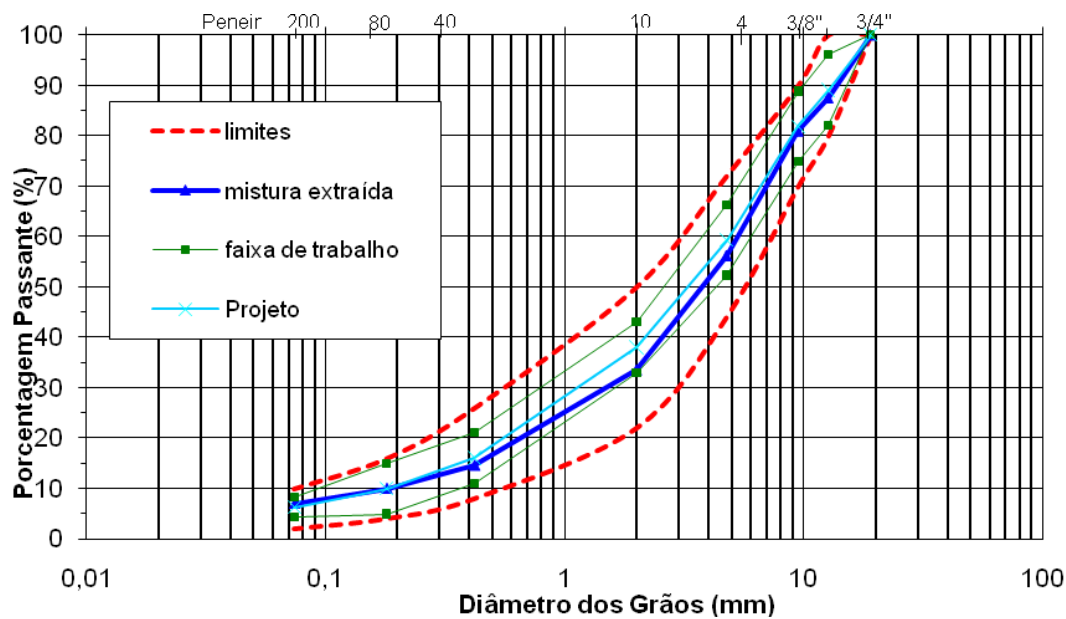


Figura 66. Composição granulométrica da amostra 7 do trecho I – Faixa C do DNIT

Verifica-se, através das Figuras 60 a 66, que todas as amostras apresentam distribuição granulométrica dentro da faixa de trabalho. Destaca-se que as distribuições granulométricas das amostras 1 e 5, em especial, são quase idênticas à de projeto, enquanto as outras são um pouco mais graúdas.

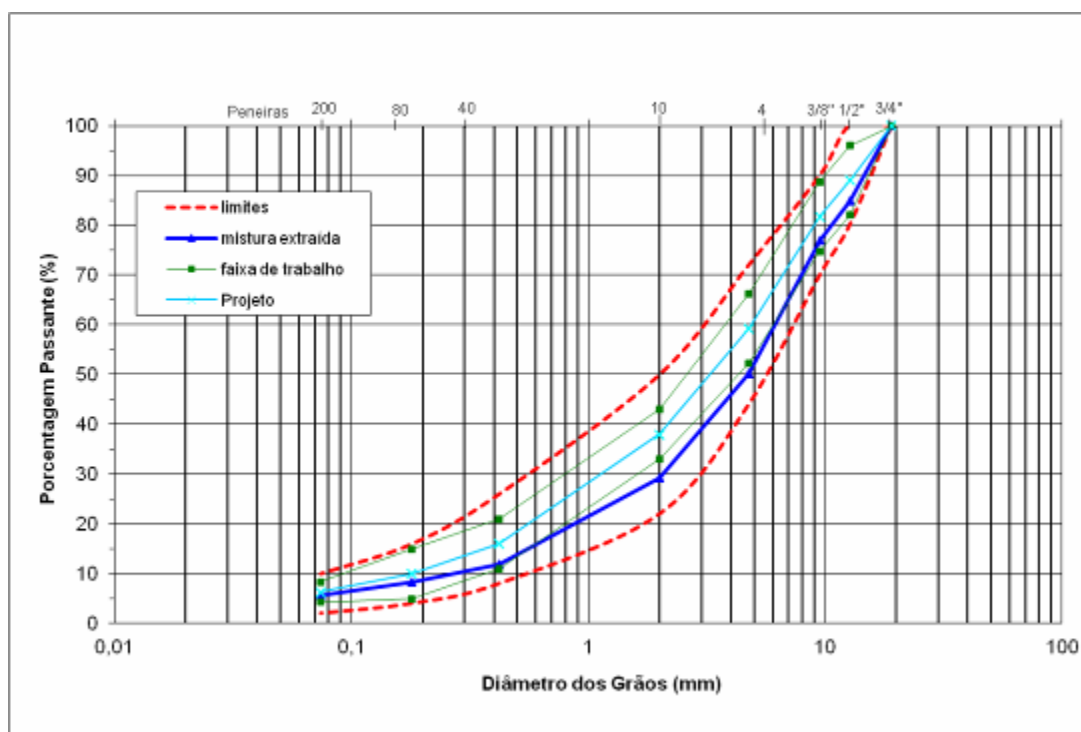


Figura 67. Composição granulométrica da amostra 1 do trecho II – Faixa C do DNIT

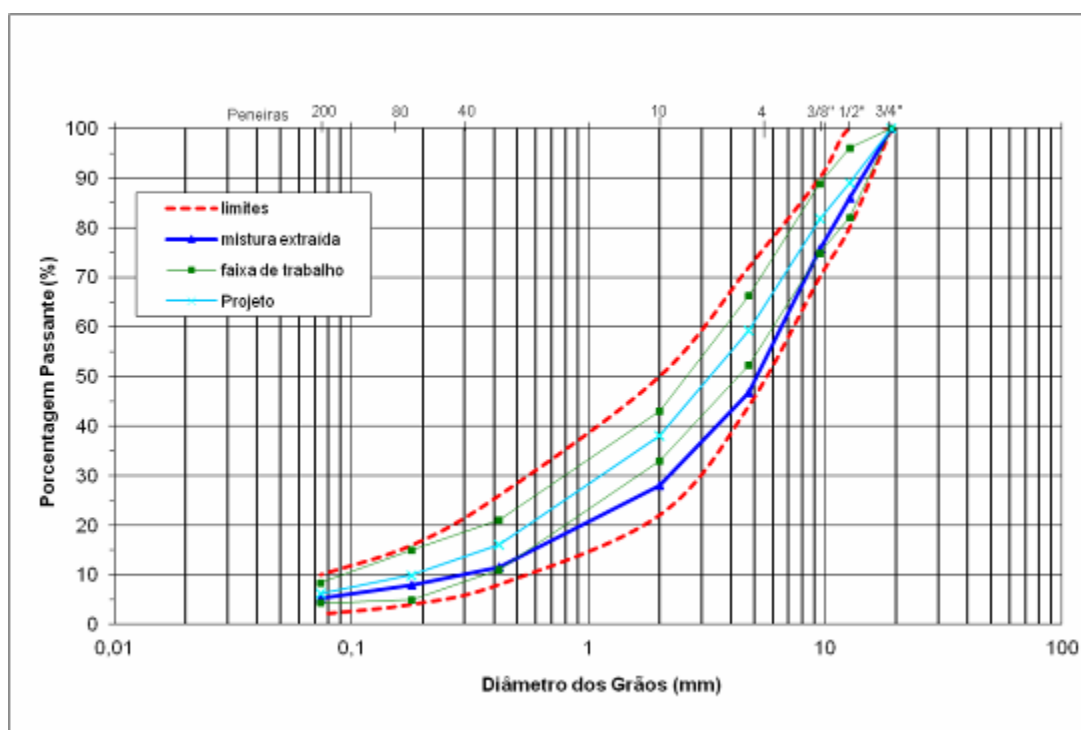


Figura 68. Composição granulométrica da amostra 2 do trecho II – Faixa C do DNIT

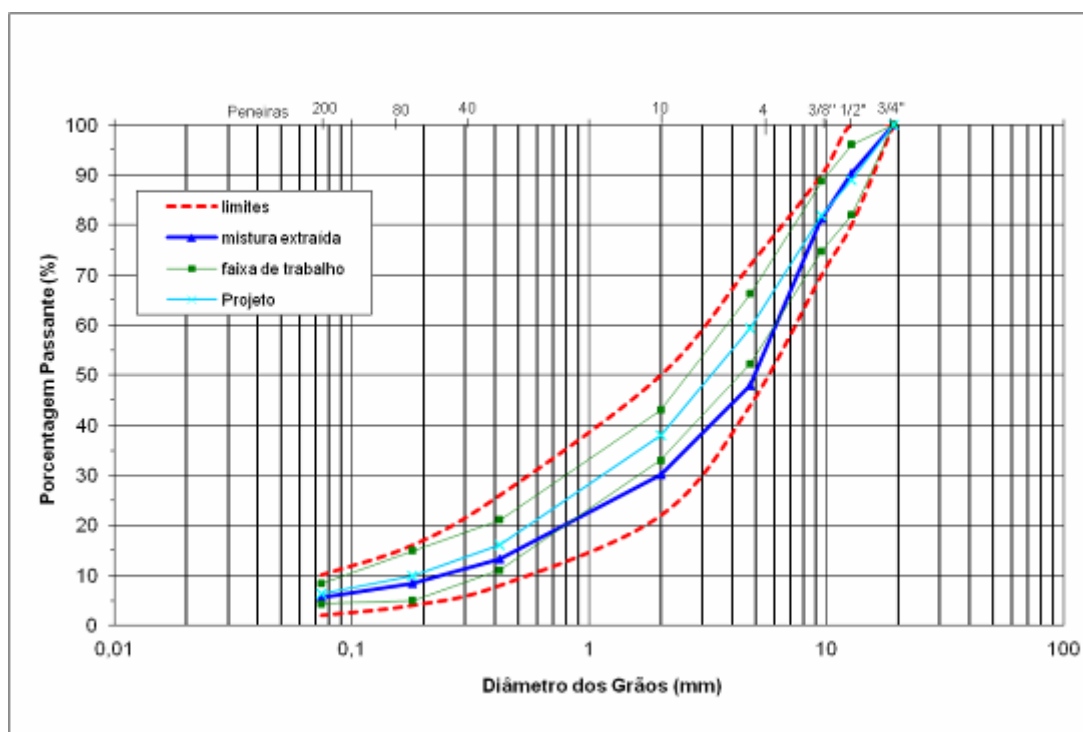


Figura 69. Composição granulométrica da amostra 3 do trecho II – Faixa C do DNIT

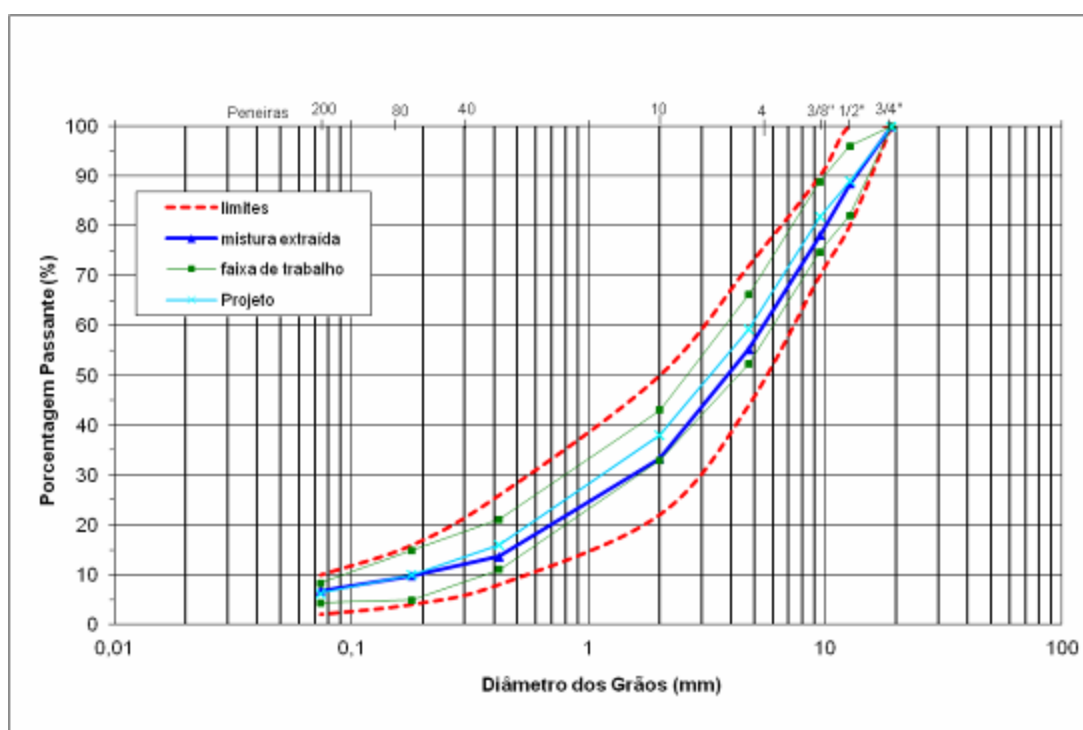


Figura 70. Composição granulométrica da amostra 4 do trecho II – Faixa C do DNIT

Conforme pode ser observado nas Figuras 67 a 70, a composição granulométrica dos agregados extraídos das amostras do trecho II está dentro dos limites da faixa C do DNIT, mas com alguns pontos fora da faixa de trabalho definidos em projeto para a mistura.

No geral, a composição granulométrica está dentro da faixa de trabalho definida em projeto. Portanto, pode-se considerar que as misturas asfálticas foram usinadas atendendo ao projeto da mistura asfáltica. A granulometria da mistura do trecho II ficou um pouco mais graúda que a do trecho I.

Ainda, realizaram-se ensaios de Módulo de Resiliência (MR) e Resistência à Tração (RT) em 7 CPs extraídos a cada 50 m do trecho I. Os resultados são apresentados na Tabela 34.

Tabela 34. Módulo de Resiliência e Resistência à Tração a 25°C para o trecho I

n° CP	MR (MPa)	RT (MPa)
1	-	1,01
2	2885	1,15
3	2949	1,16
4	2586	1,16
5	2245	1,10
6	2491	1,18
7	2294	0,96
Análise dos Dados		
Média do Trecho (MPa)	2575	1,10
Desvio Padrão (MPa)	294	0,09
Coefficiente De Variação (%)	11,4	7,8

Na Tabela 34, constata-se que o revestimento asfáltico no trecho I apresentou um MR médio de aproximadamente 2.600 MPa e RT média de 1,10 MPa. Os CPs ainda apresentaram uma boa homogeneidade quanto a essas características uma vez que o C.V. foi baixo (inferior a 20%). Contudo, observa-se que esses valores são bastante inferiores aos medidos em CPs durante a elaboração do projeto da mistura (MR de 3340 MPa e RT de 1,87 MPa), mostrados na Tabela 3.

Também realizaram-se ensaios de Módulo de Resiliência (MR) e Resistência à Tração (RT) em 6 CPs extraídos a cada 100 m do trecho II. Os resultados são apresentados na Tabela 35.

Tabela 35. Módulo de Resiliência e Resistência à Tração a 25°C para o trecho II

n° CP	MR (MPa)	RT (Mpa)
1	-	1,58
2	5958	1,47
3	6014	1,55
4	5893	1,49
5	5825	1,53
6	5958	1,58
Análise dos Dados		
Média do Trecho (MPa)	5922	1,52
Desvio Padrão (MPa)	81,67	0,04
Coefficiente De Variação (%)	1,4	2,9

Pela Tabela 35, constata-se que o trecho II apresentou um revestimento asfáltico com MR médio de aproximadamente 5.900 MPa e RT média de 1,52 MPa. Os resultados ainda apresentaram uma boa homogeneidade quanto a essas características uma vez que o C.V. é muito baixo.

Considerando que os resultados de MR e RT correspondem a concretos asfálticos elaborados seguindo o mesmo projeto e empregando materiais idênticos, causa estranheza a grande diferença entre o MR e RT medidos nos corpo-de-prova extraídos nos trechos I e II.

É possível que a maior RT das amostras do trecho II se deva ao teor de ligante (4,9 no trecho II contra 4,5% no trecho I), mas essa não parece ser a razão para o MR das amostras do trecho II superarem em mais de 100% os valores correspondentes às amostras do trecho I. Destaca-se, ainda, que as significantes diferenças entre o MR de amostras coletadas nos trechos I e II (2575 MPa e 5922 MPa, respectivamente) podem contribuir nas diferenças entre deflexões características obtidas nos mesmos trechos ( $56 \times 10^{-2}$  mm e  $42 \times 10^{-2}$  mm, respectivamente).

### 4.3.3 Determinação dos Módulos de Elasticidade em campo

Para analisar o comportamento resiliente dos materiais em campo, recorreu-se às deflexões medidas durante a execução de cada camada que compõe o pavimento. Com as deflexões características no topo de cada camada de material, utilizou-se o *software* Everstress 5.0 para estimar, iterativamente, os Módulos de Elasticidade das camadas *in situ*, à medida que o processo construtivo avançava.

Na Tabela 36, apresentam-se os valores obtidos para o trecho I, enquanto na Tabela 37 apresentam-se os valores para o trecho II. Observa-se que a camada de reforço em areia, assim como o subleito, teve uma considerável melhoria em termos de comportamento elástico. O Módulo de Elasticidade da areia, que era muito baixo logo após a execução desta camada, aumentou, possivelmente, devido à compactação adicional que recebeu durante a execução da camada de sub-base em Macadame Seco.

Tabela 36. Valores estimados de Módulo de Elasticidade através de retroanálise das deflexões em campo, conforme a execução das camadas no trecho monitorado I

Camada/Material	Módulo de Elasticidade (em MPa) com base na camada executada			
	Areia	Macadame	Brita Grad.	CBUQ
Revestimento/CA	-	-	-	2600
Base/BG	-	-	240	240
Sub-base/MS	-	280	280	280
Reforço/Areia	30	50	60	60
Subleito	20	40	50	50

Comparando os valores da Tabela 36 (retroanalizados com base nos dados de campo) com os da Tabela 7 (estimados com base nos dados de laboratório) é possível verificar que os valores para os módulos estão relativamente compatíveis.



Tabela 37. Valores estimados de Módulo de Elasticidade através de retroanálise das deflexões em campo, conforme a execução das camadas no trecho monitorado II

Camada/Material	Módulo de Elasticidade (em MPa) com base na camada executada			
	Areia	Macadame	Brita Grad.	CBUQ
Revestimento/CA	-	-	-	5000
Base/BG	-	-	220	250
Sub-base/MS	-	250	260	280
Reforço/Rocha	300	300	300	300
Subleito	30	40	40	50

Comparando os valores da Tabela 3 (retroanalizados com base nos dados de campo) com os da Tabela 8 (estimados com base nos dados de laboratório) é possível verificar que os valores para os módulos não são compatíveis, devido a mistura asfáltica ter saído com um valor muito diferente ao do projeto e também pelo nível de desconhecimento da capacidade proporcionada pelo reforço em rocha, pois trata-se de um material sem maiores controles no processo de britagem.

Mesmo que os módulos das camadas apresentados na última coluna das Tabelas 36 e 37 sejam coerentes com valores característicos de pavimentos construídos no Sul do País, é preciso interpretar os resultados com cautela, pois se trata de um processo iterativo que nem sempre analisa a variação do estado de tensões atuantes nas camadas de solos e materiais granulares. Contudo, os resultados podem ser considerados representativos dessa característica de deformabilidade elástica característica das camadas.

#### 4.4 AVALIAÇÃO FUNCIONAL

A avaliação do desempenho de um determinado pavimento está intimamente relacionada, além da capacidade de suporte, ao conforto ao rolamento e à segurança dos usuários. O usuário da via valoriza mais o estado da superfície do pavimento, pois os defeitos afetam diretamente o seu conforto. Assim, nesse item aborda-se a avaliação funcional dos trechos monitorados analisando a serventia, irregularidade longitudinal e a aderência pneu-pavimento.

#### 4.4.1 Serventia

Para analisar a serventia do pavimento monitorado recorreu-se ao método subjetivo denominado de Valor de Serventia Atual (VSA ou *Present Serviceability Ratio* - PSR). Tal método consiste em atribuir ao pavimento uma nota de 0 a 5, sendo que quanto maior a serventia tanto maior a nota.

Observando a superfície do pavimento percebe-se que a mesma, logo após a construção do pavimento, não apresentou defeitos comuns no Rio Grande do Sul, como exsudação, por exemplo. Porém, existe desnível entre o acostamento e a pista e também nota-se elevada irregularidade longitudinal no trecho I. Dessa forma, atribuiu-se ao pavimento do trecho monitorado I VSA igual a 3,5, que corresponde ao conceito bom, enquanto o VSA do trecho monitorado II é 4,5, que corresponde ao conceito ótimo.

#### 4.4.2 Irregularidade longitudinal

A irregularidade longitudinal consiste na soma dos desvios superficiais do pavimento em relação a um plano inclinado. Em geral é expresso pelo índice designado de IRI, em m/km. Segundo Bernucci *et. al* (2007), o IRI vem sendo utilizado para o controle de obras e aceitação de serviços em alguns países.

Compararam-se os dados apresentados nas Tabelas 18 e 27, que mostram a irregularidade nas superfícies da camada de base e do revestimento, respectivamente, para identificar possível evidência de propagação de irregularidade da camada da base no topo do revestimento do trecho I. O mesmo foi feito para o trecho II com as Tabelas 19 e 28. Nas Figuras 71 e 72, consta o IRI ao longo do trecho monitorado para a camada de base de brita graduada simples (BGS) e camada de revestimento de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) dos trechos monitorados I e II.

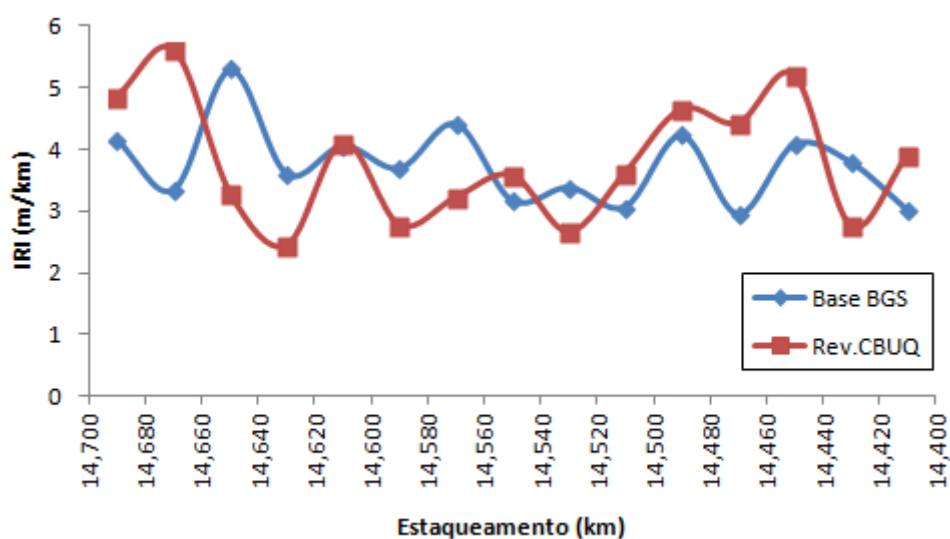


Figura 71. Irregularidade longitudinal no topo do revestimento e da base ao longo do trecho I

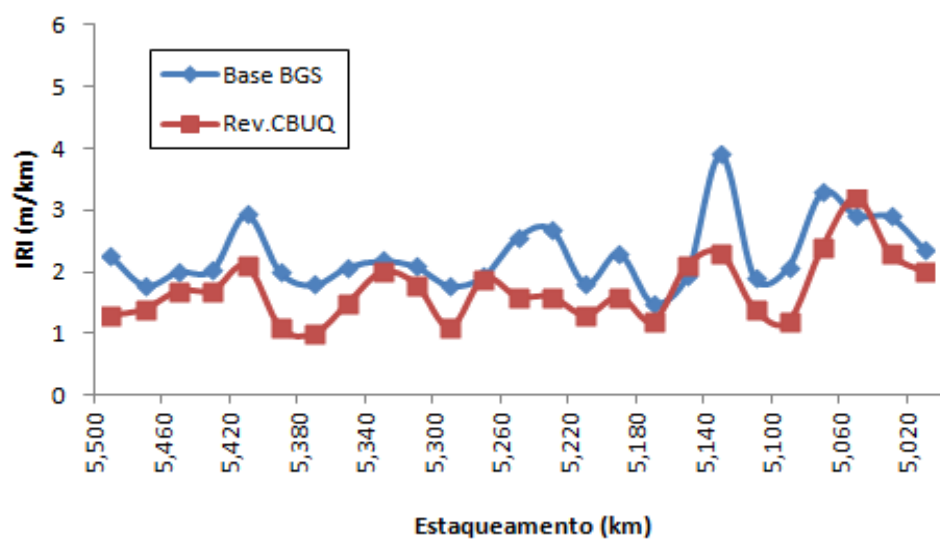


Figura 72. Irregularidade longitudinal no topo do revestimento e da base ao longo do trecho II

Conforme se percebe na Figura 71 e 72, a execução do revestimento asfáltico não resultou em reduções consideráveis da irregularidade em comparação com a camada de base. Em grande parte isso se deve ao fato da espessura do revestimento não ser suficiente para compensar a irregularidade das camadas inferiores.

Como a irregularidade inicial do trecho I foi muito elevada, analisou-se o caso com a concessionária e outro fator ao qual se atribuiu o ocorrido foi devido aos trechos monitorados serem uma ampliação (construção de faixa adicional), então pode ter ocorrido a propagação de irregularidade longitudinal da faixa adjacente existente. Após a execução do revestimento, o IRI médio aumentou de 3,7 m/km medido na base imprimada para 3,8 m/km. Desse modo, para o trecho II foram emitidas notas de serviço de pavimentação visando que não ocorresse o mesmo problema do trecho I.

No trecho II destaca-se a coerência entre a irregularidade medida no topo do revestimento e a medida no topo da base. Com a construção do revestimento, o IRI médio caiu de 2,3 m/km para 1,7 m/km. Geralmente, mas não sempre, as maiores reduções de IRI com a execução do revestimento ocorrem em estacas como IRI elevado no topo da base, conforme observado na Figura 73.

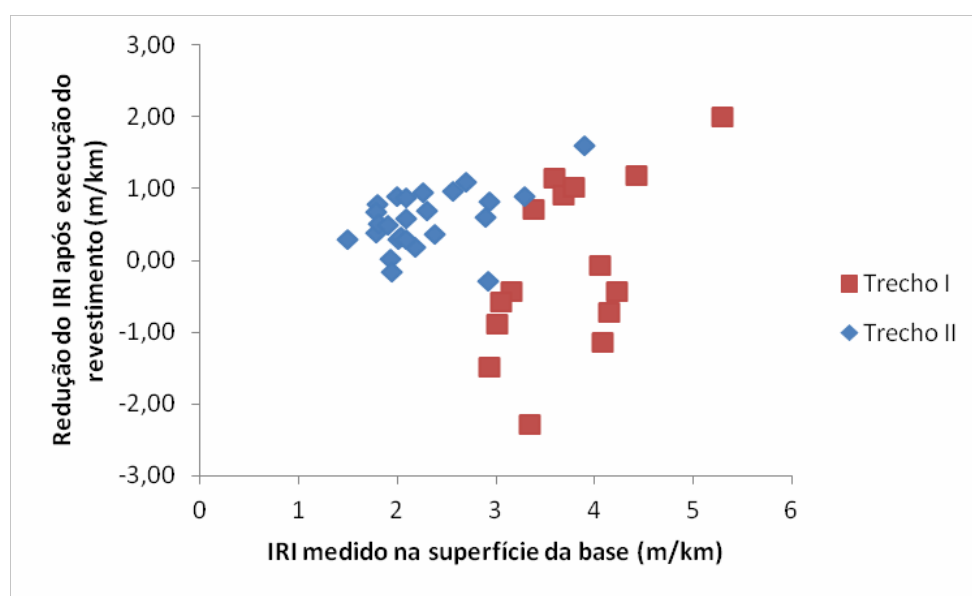


Figura 73. Redução do IRI no topo do revestimento em função do IRI no topo da base

Desconsiderando os valores em que o IRI teve aumento após a execução do revestimento, predominantemente pontos do trecho I, pode-se atribuir que o modelo representativo de redução do IRI comparando a medida no topo da base com no topo do revestimento é expresso pela Equação 51.

$$\Delta IRI_{B-R} = -0,22 + 0,37 \cdot IRI_B \quad (51)$$

$$R^2 = 0,64$$

Onde:

$\Delta IRI_{B-R}$  é a redução da irregularidade comparando a medida no topo da base e a medida após execução do revestimento (m/km); e

$IRI_B$  é o valor da irregularidade medida no topo da base (m/km).

Finalizando, é coerente admitir que existe significativa diferença na irregularidade nos trechos I e II, o que pode ser atribuído à execução do próprio revestimento e também da camada de base. A elevada irregularidade do trecho I pode contribuir para que ele apresente defeitos superficiais de forma mais acelerada que o trecho II.

#### 4.4.3 Aderência pneu-pavimento

Em termos de aderência pneu-pavimento os trechos monitorados apresentaram valores satisfatórios tanto na macrotextura quanto na microtextura. Desse modo, pode-se dizer que o trecho em questão foi avaliado positivamente quanto à segurança viária oriunda de aspectos superficiais do pavimento.

Na Figura 74 apresentam-se os valores da macrotextura medida com o ensaio de Mancha de Areia na trilha de roda direita (TRD) no trecho I. Enquanto que na Figura 75 apresentam-se os resultados correspondentes ao trecho II.

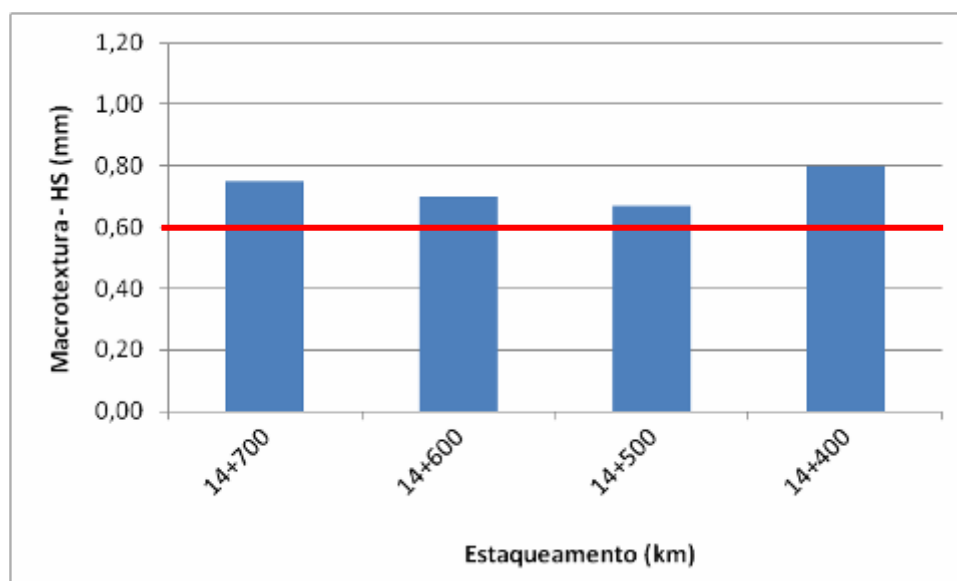


Figura 74. Medidas da macrotextura na TRD do trecho I

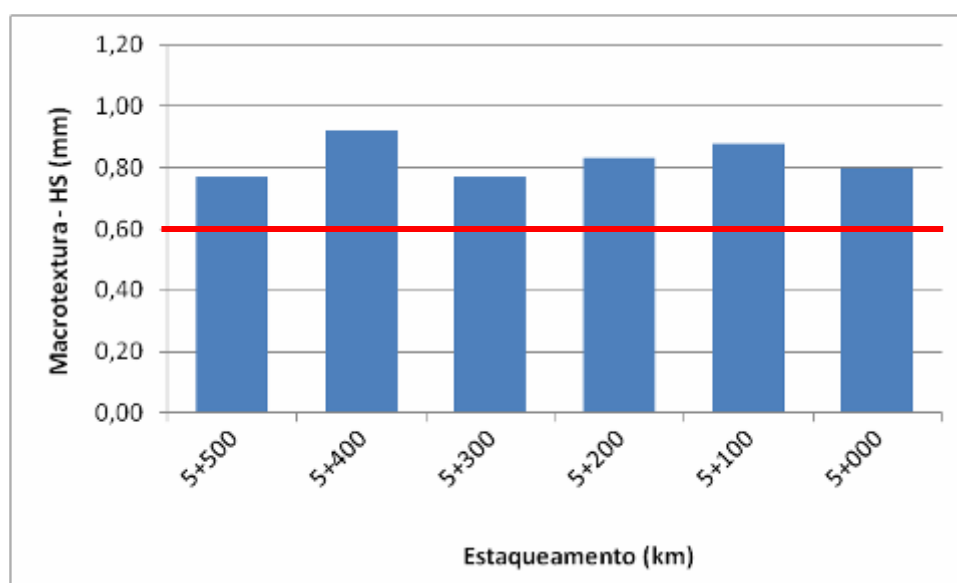


Figura 75. Medidas da macrotextura na TRD do trecho II

Conforme pode ser observado, a macrotextura superficial dos pavimentos monitorados (trechos I e II) foi classificada na faixa de média a grossa. Estudos realizados nessa mesma rodovia (Mattos, 2009) e em outras do Rio Grande do Sul (Specht *et al.*, 2007) mostram que, na prática, o concreto asfáltico (CA) apresenta macrotextura inferior a 0,60 mm, portanto, a mistura empregada nos trechos monitorados é bem grossa para uma mistura desse tipo.

Na Figura 76 apresentam-se os valores da microtextura medida com o equipamento Pêndulo Britânico na trilha de roda direita (TRD) no trecho I. Na Figura 77 apresentam-se os resultados correspondentes ao trecho II.

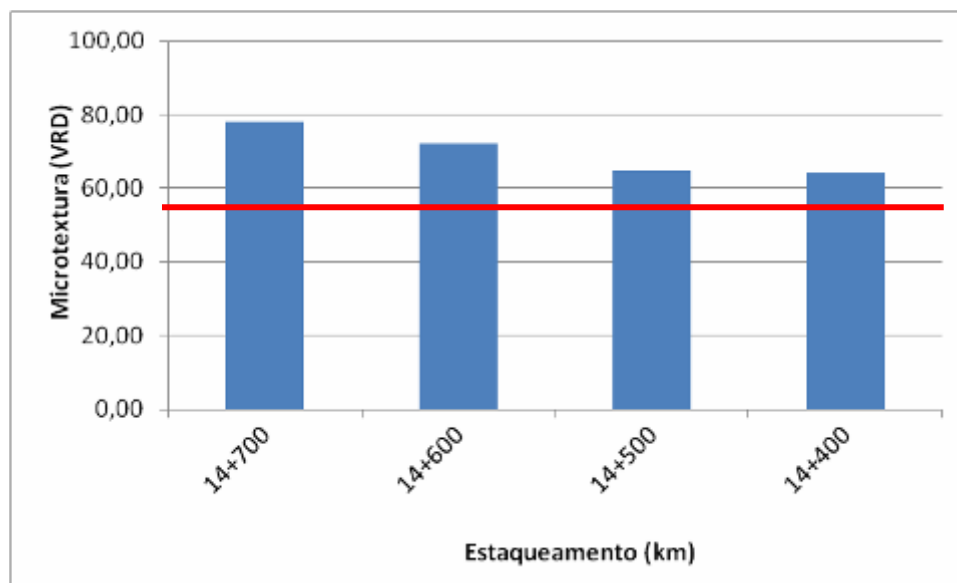


Figura 76. Medidas da microtextura na TRD do trecho I

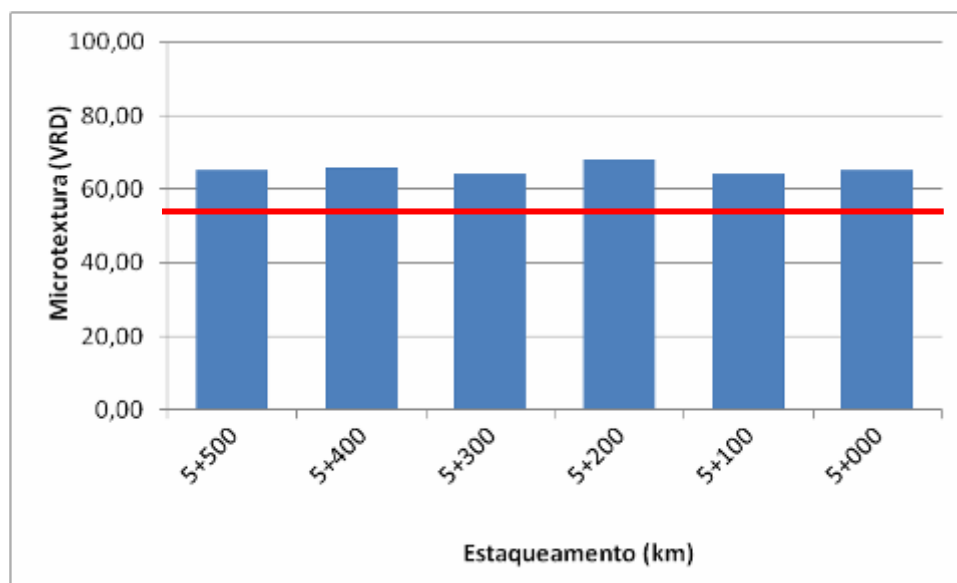


Figura 77. Medidas da microtextura na TRD do trecho II

Conforme pode ser observado, a microtextura superficial dos pavimentos monitorados (trechos I e II) foi classificada na faixa rugosa. Estudos realizados nessa mesma rodovia (Mattos, 2009) mostram que os resultados encontrados estão compatíveis com a microtextura

normalmente encontrada em concretos asfálticos, portanto, a mistura empregada nos trechos monitorados é adequada para satisfazer ao aspecto de segurança à derrapagem.

#### 4.5 AVALIAÇÃO DOS EFEITOS CLIMÁTICOS

A umidade nas camadas internas do pavimento pode ter diversas origens, tais como: infiltração através de fissuras superficiais no revestimento, elevação do lençol freático e permeabilidade pelo talude lateral ou acostamento da rodovia, por exemplo. Segundo Motta (1991), as opções de projeto para minimizar a ação danosa da água no pavimento podem ser:

- I. Impedir a entrada da água em locais do pavimento que possam gerar problemas;
- II. Drenar rapidamente de forma eficiente a água que entrar no interior do pavimento; ou
- III. Deixar que a água entre no interior do pavimento e considerar no dimensionamento.

O problema de deixar a água entrar livremente no pavimento é que nem sempre as camadas subjacentes tem capacidade suficiente para drenar essas águas, que podem ser grandes fluxos dependendo da intensidade pluviométrica da região e, assim, a água pode ficar retida por grandes períodos no interior do pavimento (Motta, 1991). Se o tráfego de veículos for alto ou apresentar cargas elevadas, as passagens dos veículos sobre a estrutura do pavimento em condições adversas quanto à capacidade de suporte (entenda-se resistência) pode causar graves danos ao pavimento. Tal fato é observado frequentemente no Estado do Rio Grande do Sul na estação primavera-verão, que são meses nos quais ocorrem intensas taxas pluviométricas em pequenos intervalos de tempo e como resultados constatam-se sérios danos na superfície dos pavimentos, principalmente com formação de painelas.

A solução de projeto mais viável economicamente para solucionar o problema de drenagem seria trabalhar com o conceito de camadas drenantes, ou seja, que a granulometria do material empregado na base seja de graduação aberta. Dessa forma, seria possível ocorrer uma drenagem mais rápida da água acumulada no interior do pavimento, uma vez que o material empregado apresentaria maior coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) por ter índice de vazios elevado.

Outra alternativa seria empregar revestimentos drenantes, como a Camada Porosa de Atrito (CPA) acima de revestimentos densos. Assim a água pluvial seria drenada superficialmente



sem chegar às camadas inferiores. No entanto, deve-se ressaltar que esse tipo de revestimento necessita de manutenção rotineira para o seu eficiente funcionamento, o que não é uma prática brasileira nem para os revestimentos convencionais.

Ainda, uma solução que vem sendo bastante empregada é a utilização de geodrenos nas camadas inferiores do pavimento. Porém, essa técnica é mais comum em locais com subleito muito úmido.

Além da umidade dos materiais de pavimentação, outro fator climático muito importante para o desempenho é a temperatura da mistura asfáltica. Em dias muito quentes, existem registros aqui no Rio Grande do Sul que o revestimento asfáltico atinge temperaturas próximas a 70°C. Como o asfalto é um material viscoelástico sensível à temperatura, com aumento da temperatura sabe-se que a rigidez do material reduz, e vice-versa. Essa mudança na rigidez, expressa em termos do MR, por exemplo, pode acarretar em dois problemas: afundamentos plásticos para temperaturas muito elevadas (principalmente em segmentos com tráfego canalizado de veículos pesados) ou trincamentos por fadiga em temperaturas baixas (se a razão entre o MR do revestimento for muito superior ao MR da camada de base).

#### 4.5.1 Precipitação mensal média

A umidade do solo pode ser obtida através da avaliação do balanço hídrico da região (Thorntwaite, 1948 *apud* Motta, 1991). Dessa forma, a umidade de campo seria obtida pela Equação 52.

$$w = c + P - ET \quad (52)$$

Onde:

w é umidade do solo em campo;

c é capacidade do solo reter água em campo;

P é precipitação pluviométrica; e

ET é evapotranspiração.

Ainda foi criada uma grandeza denominada de evapotranspiração potencial (ETP), que é a quantidade de água que pode retornar à atmosfera na forma de vapor, considerando que o solo e a vegetação possuem suprimento ilimitado de água. Então, quando a diferença entre P e ETP for positiva (superávit de água) parte dessa água reabastecerá o solo até sua capacidade máxima de armazenamento e o restante é o chamado excedente de água (EXC), que será percolada no solo. Caso contrário, quando a diferença entre P e ETP for negativa (déficit de água) o solo vai apresentar uma situação de seca.

Com as informações obtidas no Banco de dados Climático do Brasil (EMBRAPA, 2011) é possível gerar o balanço e o extrato hídrico mensal no município de Osório (km 0+000) da rodovia, mostrados nas Figuras 78 e 79.

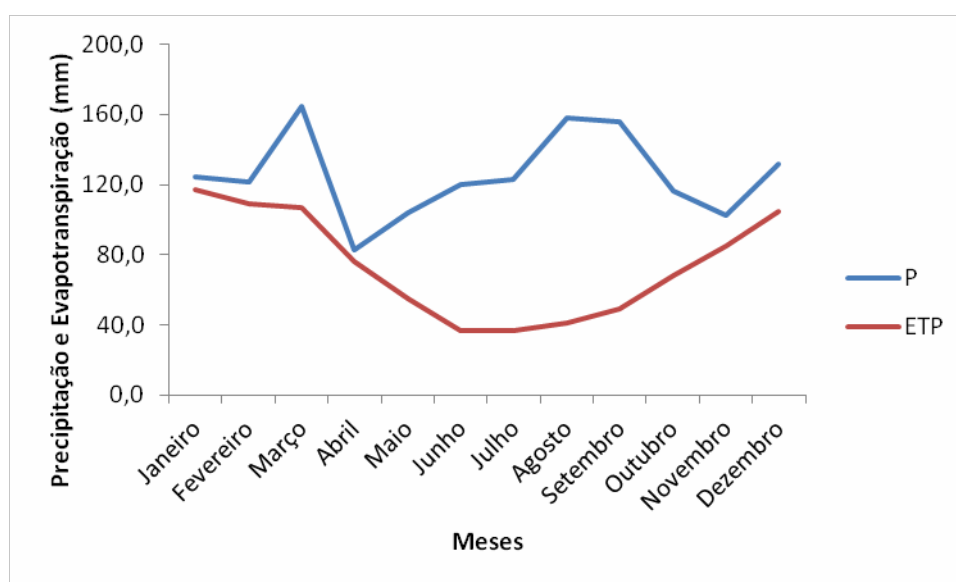


Figura 78. Balanço hídrico mensal de Osório (EMBRAPA, 2011)

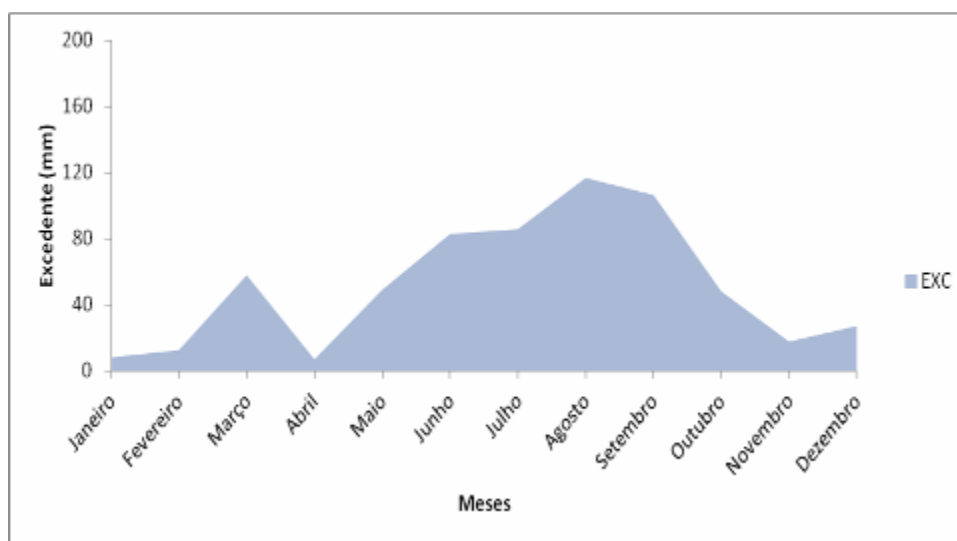


Figura 79. Extrato do balanço hídrico mensal de Osório (EMBRAPA, 2011)

A disponibilidade total de água para drenar no pavimento durante o ano inteiro pode ser calculada pelo índice de umidade de Thornthwaite através da Equação 53.

$$TMI = \frac{EXC - 0,6 \cdot DEF}{ETP} \cdot 100 \quad (53)$$

Onde:

TMI é índice de umidade de Thornthwaite;

EXC é excedente de precipitação; e

DEF é deficiência de precipitação.

A classificação proposta com base no TMI está apresentada no Quadro 16.

Quadro 16. Classes de umidade para o solo com base no TMI

Classificação	Limites de TMI
Permanentemente úmido	$\geq 100$
Úmido	20 – 99
Seco	0 – 19
Semi-árido	$< 0$

Conforme apresentado nas Figuras 78 e 79, percebe-se que a precipitação ao longo do ano é sempre superior à evapotranspiração (ETP), resultando assim sempre em um excedente de precipitação pluviométrica, principalmente no mês de agosto. A precipitação anual média é de 1505 mm, enquanto a evapotranspiração potencial anual é de 886 mm, portanto, o excedente anual é de 619 mm. Dessa forma, utilizando a Equação 53, encontra-se o índice de umidade de Thornthwaite igual a 70%, o que permite presumir que as camadas do pavimento tendem a permanecer úmidas ao longo do ano, embora que este índice considere a situação do solo sem a existência do pavimento.

#### 4.5.2 Difusão de calor nas camadas do pavimento

Para pavimentos semelhantes aos trechos monitorados, porém em Porto Alegre e com revestimentos asfálticos de 9 cm sobre base de BGS, Núñez *et al.* (2003) mediram gradientes térmicos muito expressivos (até 16°C de diferença dentro do revestimento) em dias de extremo calor, entre as 10h e as 17h. Na Figura 80 apresentam-se os gradientes térmicos obtidos por Núñez *et al.* (2003) para um dia de inverno e verão as 11h.

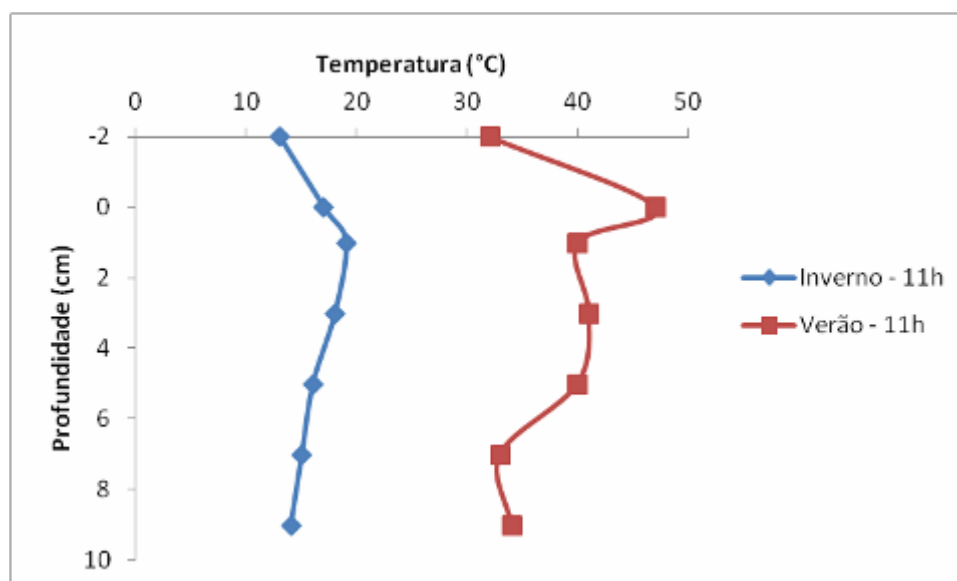


Figura 80. Gradientes térmicos no interior do revestimento asfáltico em Porto Alegre (baseado em Núñez *et al.*, 2003)

Igualmente destaca-se que os mesmos autores informam que em dias de verão a temperatura na superfície do pavimento atingiu valores de até 57°C, mais de 20°C acima da temperatura do ar. Isso destaca a importância da radiação solar no Sul do País, sendo seus efeitos no desempenho do pavimento discutidos mais adiante nesta Tese.

Outros modelos de gradientes térmicos consolidados nacionalmente podem ser consultados em Motta (1991) e Rodrigues (1998).

#### 4.5.3 Efeito da variação de umidade na camada de base

Para verificar o efeito da variação de umidade na camada de brita graduada, utilizou-se novamente o *software* Everstress 5.0 para prever a deflexão e as deformações horizontais na fibra inferior do revestimento asfáltico. Para tal, interpretaram-se resultados de ensaios de MR com variação do grau de saturação, realizados por Casagrande (2003) em CPs de brita graduada extraída da mesma pedra que forneceu os materiais para a construção dos trechos monitorados. Logo após alimentou-se o Everstress 5.0 com os modelos de MR obtidos por Casagrande (2003) para a brita graduada e os MRs estimados em campo pela retroanálise para verificar o efeito da saturação na deformação horizontal na fibra inferior do revestimento

asfáltico e, por consequência, na vida de fadiga. Os resultados para o trecho I e II apresentam-se nas Tabelas 38 e 39, respectivamente.

Para estimar a vida de fadiga, empregou-se o modelo proposto por Salomão Pinto (Pinto e Preussler, 2002) para fadiga em laboratório, conforme Equação 54. Salienta-se que o fator-laboratório-campo proposto para esse modelo é  $F_{\text{lab-campo}} = 10^5$ .

$$N_{\text{lab}} = 1,21 \times 10^{-8} \left( \frac{1}{\varepsilon_h} \right)^{2,66} \quad (54)$$

Onde:

$N_{\text{lab}}$  é vida de fadiga da mistura asfáltica em laboratório; e

$\varepsilon_h$  é deformação específica horizontal.

Tabela 38. Efeito da variação de umidade na base na vida de fadiga do revestimento asfáltico para o trecho I

S (%)	K1	K2	Deflexão (0,01mm)	Deformação horizontal	Vida de fadiga ( $N_{\text{lab}}$ )
43	80	0,72	57	303	28
62	105	0,71	57	304	27
88	102	0,71	60	341	20

Tabela 39. Efeito da variação de umidade na base na vida de fadiga do revestimento asfáltico para o trecho II

S (%)	K1	K2	Deflexão (0,01mm)	Deformação horizontal	Vida de fadiga ( $N_{\text{lab}}$ )
43	80	0,72	43	205	78
62	105	0,71	43	206	77
88	102	0,71	45	224	62

Conforme se observa nas Tabelas 38 e 39, existe um expressivo efeito da saturação no ramo úmido, que pode reduzir a vida de fadiga em 25% (trecho II) e 40% (trecho I) dos trechos monitorados. No ramo seco, os resultados não demonstraram nenhuma variação importante na vida de fadiga. A vida de fadiga prevista para o trecho II é cerca de 3 vezes maior que para o trecho I, conforme comentado anteriormente, os trechos apresentaram muita diferença no MR do revestimento e isso influencia no comportamento quanto a fadiga.

#### 4.5.4 Efeito da variação de temperatura no comportamento resiliente da mistura asfáltica

Para avaliação do efeito da temperatura no revestimento asfáltico empregado nos trechos monitorados, utilizaram-se CPs moldados para determinação do módulo de resiliência nas temperaturas de 10°C, 25°C e 40°C, obtendo os resultados mostrados na Tabela 40 e na Figura 81. Para fins de comparação também foi plotado no gráfico o modelo de Salomão Pinto (Pinto, 1991) expresso pela Equação 55.

$$\log MR = 5,38 - 0,03 \cdot T \quad (55)$$

Onde:

MR é módulo de resiliência (em kgf/cm<sup>2</sup>); e

T é temperatura (em °C).

Tabela 40. Valores de MR medidos com diferentes temperaturas para a mistura asfáltica moldada em laboratório

Temperatura (°C)	Módulo de Resiliência (MPa)
10	7.885
25	4.328
40	1.783

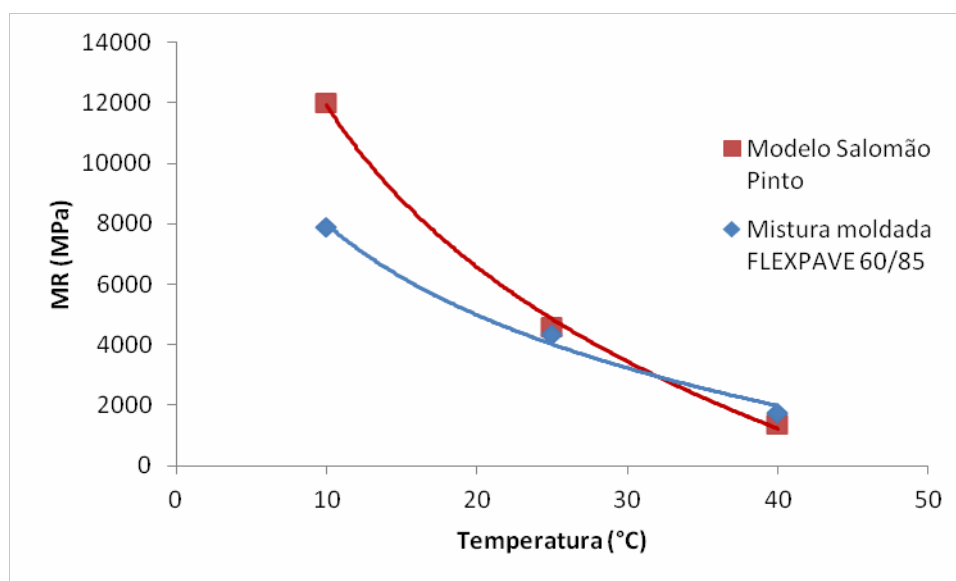


Figura 81. Variação do MR da mistura asfáltica moldada em laboratório em função da temperatura

Conforme se observa na Figura 81, e como era de se esperar, o MR é muito influenciado pela temperatura e apresenta um comportamento semelhante ao modelo de Salomão Pinto para as temperaturas acima de 25°C. Para a faixa de variação de temperaturas entre 10°C e 40°C, o MR sofreu uma redução superior a 77%.

#### 4.6 DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA PELO MÉTODO SUPERPAVE

Como análise complementar, realizou-se uma dosagem da mistura asfáltica utilizando os materiais disponíveis (agregados e ligante empregados nos trechos monitorados) pelo método Superpave. A maior diferença entre este novo procedimento e o Marshall é a forma de compactação. Enquanto na dosagem Marshall, a compactação é feita por impacto (golpes), na dosagem Superpave é realizada por amassamento (giros). O Compactador Giratório Superpave (CGS) foi adotado pelos pesquisadores do SHRP como dispositivo que compacta a amostra de mistura asfáltica mais próxima da compactação de campo.

Seu princípio de funcionamento se compara a de um rolo compressor que, em vez de aplicar golpes de impacto, faz a compactação exercendo uma pressão de amassamento na mistura. Os parâmetros utilizados na operação do compactador giratório são: ângulo de rotação de 1,25° +/-0,02°; taxa de 30 rpm; tensão de compressão aplicada ao CP durante a rotação de 600 kPa



e capacidade de reproduzir corpos de provas com diâmetro de 100 mm e 150 mm. Um exemplo de CGS padronizado pelo Superpave está ilustrado na Figura 82.



Figura 82. Compactador giratório Superpave (CGS) usado nesta pesquisa

A avaliação das misturas asfálticas em laboratório é feita por ensaios que determinam as propriedades volumétricas e mecânicas que simulam o comportamento em campo. Antes de realizar a dosagem da mistura asfáltica é necessário caracterizar os materiais disponíveis, uma vez que a qualidade da mistura e, conseqüentemente, do pavimento, está diretamente relacionada com as características dos materiais que a compõem. Por isso é fundamental realizar os ensaios de caracterização de ligante asfáltico e dos agregados.

Vale ressaltar que a distribuição granulométrica do agregado é uma das características que asseguram o intertravamento das partículas, desde as mais graúdas às mais finas. Este intertravamento é o responsável pela estabilidade das misturas.

Para avaliar o intertravamento das partículas é empregado o Método Bailey, que consiste em uma forma de seleção granulométrica que visa a escolha de uma estrutura adequada de agregados de misturas densas e descontínuas. O Método Bailey permite também ajustes na quantidade de vazios das misturas em função da porcentagem de cada material e considera o intertravamento dos agregados graúdos como o principal fator relacionado à resistência à

deformação permanente da mistura. Esta seleção granulométrica está relacionada diretamente com as características de compactação de cada fração de agregado na mistura, com os vazios do agregado mineral (VAM) e com os vazios da mistura (Vv). Possibilita a seleção da estrutura de agregados da mistura visando maior intertravamento dos agregados graúdos, seu uso é compatível com qualquer metodologia de dosagem: Superpave, Marshall, Hveem, etc.

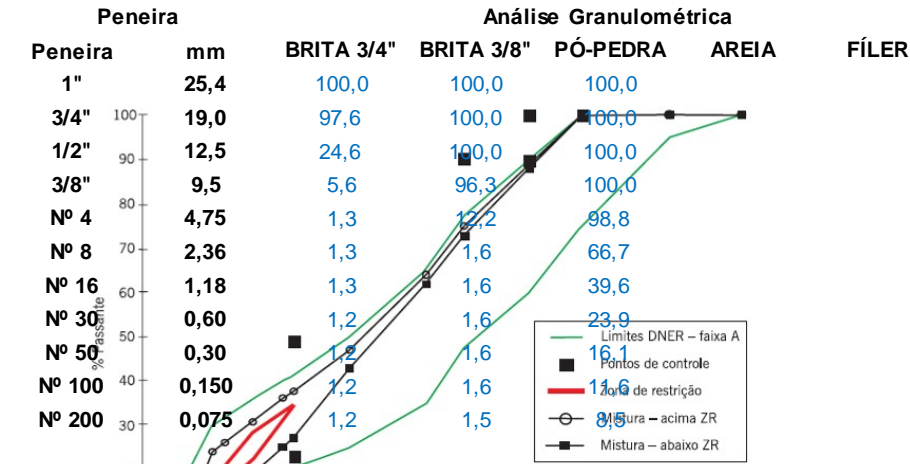
Outra diferença entre a metodologia Superpave e a metodologia Marshall que pode ser citada é a forma de escolha da granulometria da mistura de agregados. A metodologia Superpave incluiu os conceitos de pontos de controle e zona de restrição. Teoricamente, pareceria razoável que a melhor graduação para os agregados nas misturas asfálticas fosse aquela que fornecesse a graduação mais densa. A graduação com maior densidade acarreta uma estabilidade superior através de maior contato entre as partículas e reduzidos vazios no agregado mineral. Porém, é necessária a existência de um espaço de vazios tal que permita que um volume suficiente de ligante seja incorporado. Isto garante durabilidade e ainda permite algum volume de vazios na mistura para evitar exsudação.

Nas especificações Superpave para granulometria dos agregados foram acrescentadas duas características ao gráfico de potência 0,45: (a) pontos de controle e (b) zona de restrição:

- Os pontos de controle funcionam como pontos mestres onde a curva granulométrica deve passar. Eles estão no tamanho máximo nominal, um no tamanho intermediário (2,36mm) e um nos finos (0,075mm);
- A zona de restrição (ZR) repousa sobre a linha de densidade máxima e nas peneiras intermediárias (4,75mm ou 2,36mm) e no tamanho 0,3mm. Forma uma região na qual a curva não deve passar.

A seguir, na Figura 83, é apresentado um exemplo de composição granulométrica com os pontos de controle e zona de restrição.

**GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS**



**COMPOSIÇÃO DA MISTURA**

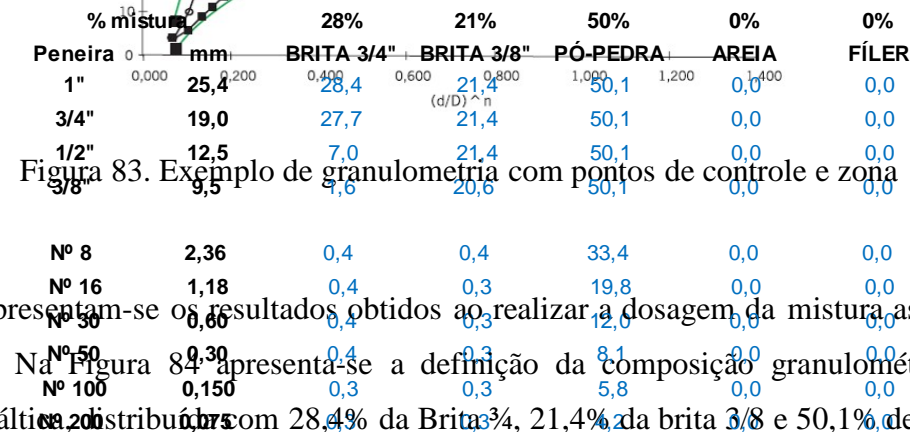


Figura 83. Exemplo de granulometria com pontos de controle e zona

A seguir apresentam-se os resultados obtidos ao realizar a dosagem da mistura asfáltica pelo Superpave. Na Figura 84 apresenta-se a definição da composição granulométrica para a mistura asfáltica com 28,4% da Brita 3/4, 21,4% da brita 3/8 e 50,1% de pó-pedra.

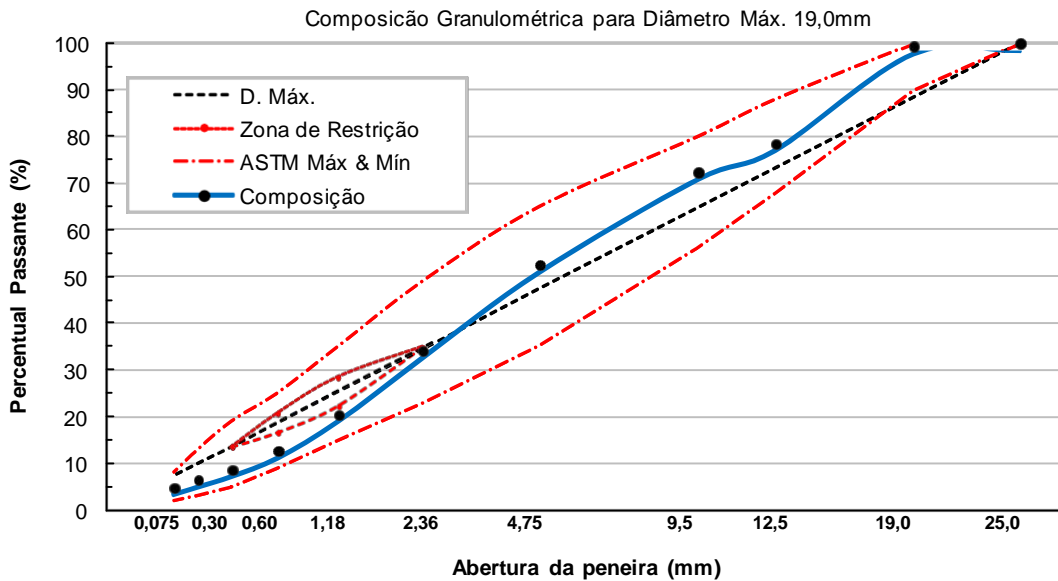


Figura 84. Composição granulométrica da mistura asfáltica - Superpave

Na Figura 85 apresentam-se os gráficos da dosagem Superpave. É possível verificar o comportamento do teor de asfalto no volume de vazios (Vv), nos vazios do agregado mineral (VAM), na relação betume/vazios, na massa específica aparente e na massa específica máxima medida.

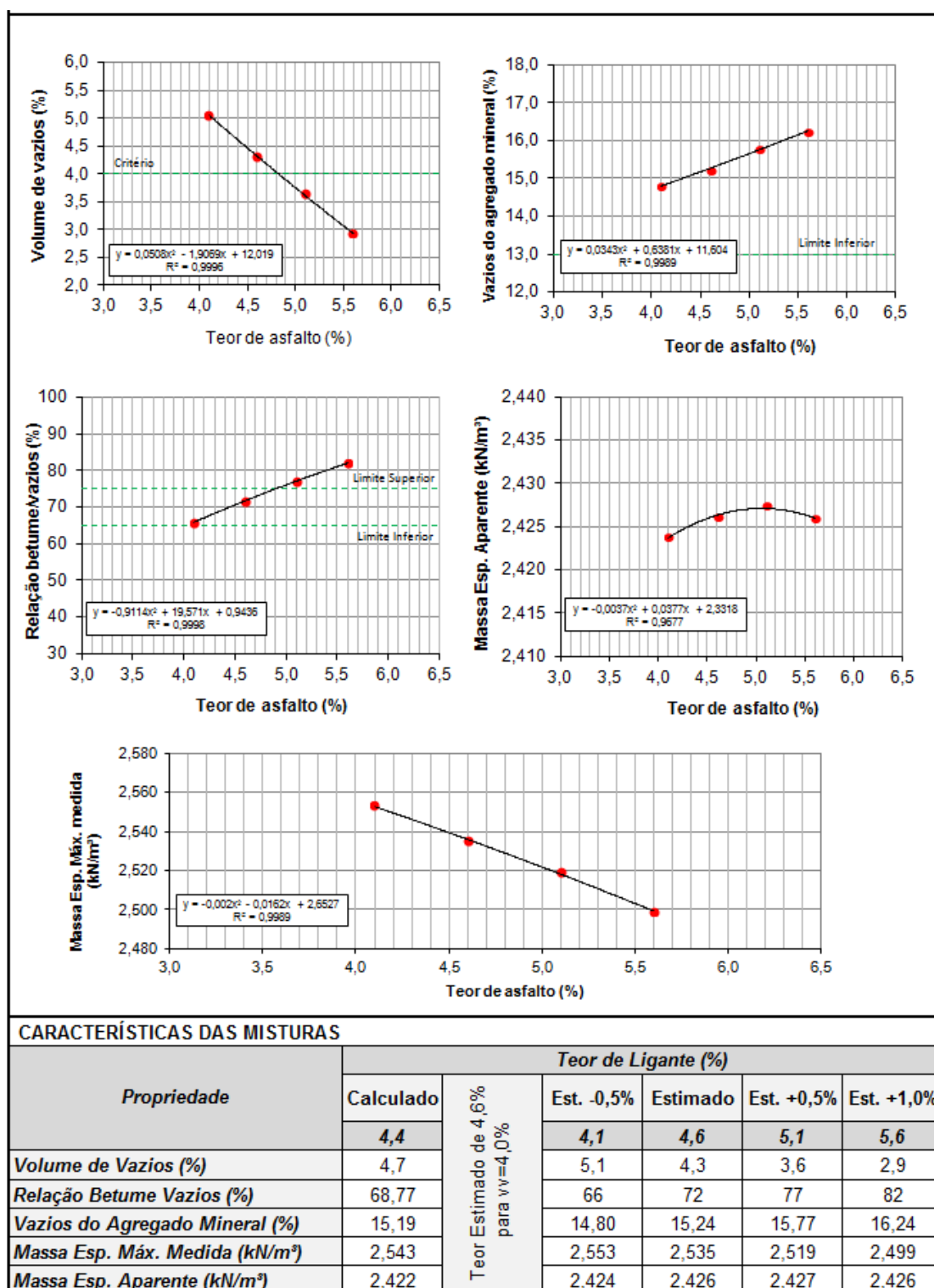


Figura 85. Gráficos da dosagem da mistura asfáltica desta pesquisa pelo método Superpave

Analisando os resultados, verifica-se que pela dosagem Superpave, para se atingir o volume de vazios da mistura de 4,0%, o teor de ligante é de 4,7%. Portanto, quanto ao teor de ligante não ocorreu variação pelos diferentes métodos de dosagem (Marshall e Superpave).

#### 4.7 ESTIMATIVA DO NÚMERO N

Para fins de atualizar os dados de tráfego nos trechos monitorados, solicitou-se à concessionária da rodovia, a CONCEPA, os dados da praça de pedágio localizada no km 19 da pista sul. Os dados apresentam algumas limitações, mas servem como uma boa base de informações para estimar o número N.

Assim, tabularam-se os dados referentes ao ano de 2013, mês a mês, para determinação do volume médio diário (VMD) de veículos no sentido da pista sul da rodovia BR-290/RS. O VMD de cada mês pode ser visualizado na Figura 86, bem como o volume médio diário de veículos comerciais (VMDc).

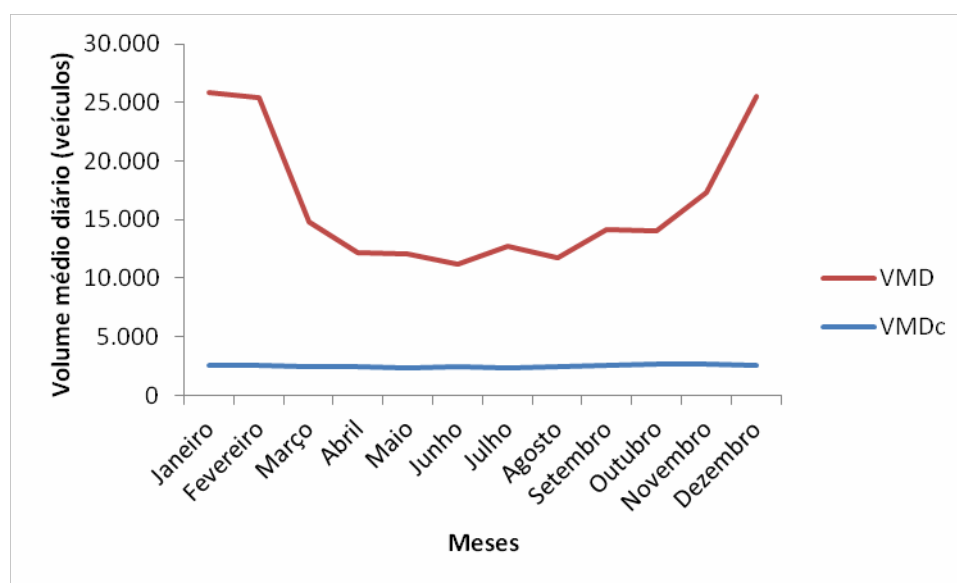


Figura 86. Volume médio diário de veículos no sentido da pista sul referentes ao ano de 2013 (Fonte: CONCEPA)

Analisando a Figura 86, verifica-se um forte efeito de sazonalidade ao longo do ano quando se trata do total de veículos. No entanto, quando se separa apenas os veículos comerciais percebe-se que o volume é praticamente constante em todos os meses do ano. A média do VMDc durante o ano é de 2515 caminhões no sentido sul (Porto Alegre-Osório), com desvio padrão de 101 caminhões e CV de apenas 4%. Importante destacar que existem poucos pontos de desvio de tráfego entre a praça de pedágio e os trechos monitorados. Então, pode-se supor

que praticamente todos esses veículos que passaram pelo pedágio também passaram nos trechos monitorados.

Historicamente, o trecho Porto Alegre-Osório da rodovia BR-290/RS apresenta uma taxa de crescimento média de tráfego de 2,0% (Vitorino, 2008). Desse modo, o VMDc no ano 10 será de 2967 caminhões. Portanto, o volume médio diário de tráfego no ano médio do período de projeto ( $V_m$ ) será de 2741 caminhões.

Devido a algumas limitações da aquisição da informação no pedágio, somente é possível classificar os caminhões em 5 categorias do DNIT, a saber: 2C, 3C, 2S2, 2S3 e 3S3. Para estimativa do número  $N$  é necessário antes definir o fator de veículo (FV) da frota analisada. O FV pode ser expresso em termos dos fatores equivalente de carga (FC) da AASHTO ou do USACE, conforme Quadro 17.

Quadro 17. Fatores de equivalência de carga (FC) da AASHTO e do USACE

Tipo de Eixo	Método ( $P$ é a carga do eixo em tf)	
	DNER/AASHTO	DNER/USACE
Simplex de roda simples	$\left(\frac{P}{7,77}\right)^{4,32}$	$2,0782 \times 10^{-4} \times P^{4,0175}$
Simplex de roda dupla	$\left(\frac{P}{8,17}\right)^{4,32}$	$1,832 \times 10^{-6} \times P^{6,2542}$
Duplo Tandem roda dupla	$\left(\frac{P}{15,08}\right)^{4,14}$	$1,528 \times 10^{-6} \times P^{3,484}$ (para $P < 11$ tf) $1,5920 \times 10^{-4} \times P^{3,4720}$ (para $P \geq 11$ tf)
Tandem triplo roda dupla	$\left(\frac{P}{22,95}\right)^{4,22}$	$8,0359 \times 10^{-5} \times P^{3,3549}$ (para $P < 18$ tf) $1,3229 \times 10^{-7} \times P^{5,5789}$ (para $P \geq 18$ tf)

Infelizmente os dados de pesagem atualizados da rodovia no sentido dos trechos monitorados não foram disponibilizados, mas no ano de 2009 foram registrados os excesso de carga apresentados na Tabela 41.

Tabela 41. Síntese do registro de excesso de carga na balança da pista sul (Fonte: CONCEPA)

Tipos de eixos	Eixos com excesso de carga
Simplex	11%
Tandem duplo	7%
Tandem triplo	6%

Na falta de maiores detalhes sobre a distribuição de cargas nos eixos dos veículos que trafegam pela rodovia, mas sabendo que ocorre um excesso de carga bem considerável, aceita-se considerar, para fins de estimativa do FC, que todos os veículo trafegam com a carga máxima permitida por eixo. Assim, os veículos que não estão trafegando com carga máxima serão compensados de certa maneira pelos que estão com excesso de carga por eixo. Desse modo foram estimados os FC e FV apresentados na Tabela 42.

Tabela 42. Estimativa do fator de veículo (FV) da frota considerando os fatores de carga (FC) da AASHTO e do USACE

Configuração dos veículos	Quantidade	FC <sub>AASHTO</sub>	FC <sub>USACE</sub>	FV <sub>AASHTO</sub>	FV <sub>USACE</sub>
2C	451	2,72	3,57	0,49	0,55
3C	686	1,97	8,83	0,54	1,48
2S2	239	4,36	12,12	0,41	1,57
2S3	516	4,28	12,87	0,88	3,54
3S3	623	3,53	18,13	0,87	4,96
Fator de veículo (FV) para a frota de veículos				3,19	12,11

Ainda, é de conhecimento que no período da noite os caminhões trafegam pela faixa central, ou seja, não passam pela faixa dos trechos monitorados. Estima-se, então, que 15% do tráfego de veículos comerciais deve ser reduzido para representar essa parcela de tráfego noturno. Por fim, o número N é calculado pela Equação 56.

$$N = 365 \cdot V_m \cdot P \cdot FV \cdot F_d \quad (56)$$

Onde:

$N$  é número equivalente de passagens do eixo padrão durante o período de projeto;

$V_m$  é volume médio diário de tráfego no ano médio do período de projeto;

$FV$  é o fator de veículo, pode ser calculado pela AASHTO ou pelo USACE; e

$F_d$  é fator de distribuição de frota por faixa de tráfego, no caso adotou-se 0,85.

Empregando-se os resultados apresentados, estimou-se que o  $N_{AASHTO}$  é de  $2,7 \times 10^7$  para o período de 10 anos, enquanto o  $N_{USACE}$  é de  $1,0 \times 10^8$ . Portanto, a estimativa atualizada do número  $N$  corresponde ao valor estimado inicialmente.

## 4.8 PREVISÃO DO DESEMPENHO

A partir dos dados de caracterização e dos parâmetros coletados na abertura ao tráfego estimou-se o desempenho dos trechos. Essas informações tornaram-se dados de entrada em *softwares* e modelos que permitem estimar o desempenho de pavimentos quanto à trincamentos, irregularidade e deformações permanentes.

### 4.8.1 Dano acumulado devido à fadiga do revestimento asfáltico

Analisando o dano acumulado devido à fadiga na fibra inferior do revestimento asfáltico, notou-se uma grande diferença entre as previsões com o SisPav e o M-EPDG. Conforme mostrado na Figura 88, o modelo de previsão de desempenho incluído no *software* SisPav estima danos acumulados por fadiga muito superiores ao previstos pelo M-EPDG.



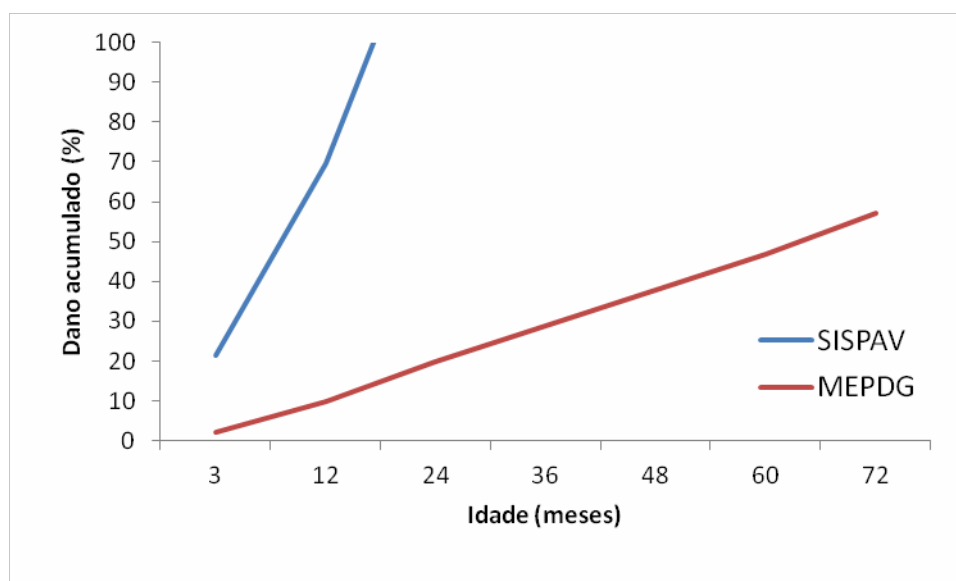


Figura 87. Dano acumulado devido à fadiga do revestimento em função do tráfego

Analisando essas previsões com o histórico de evolução de trincas no pavimento da BR-290/RS e em outros pavimentos semelhantes de rodovias do Sul do País, faz pensar que a evolução do dano por trincamento prevista pelo M-EPDG seja mais compatível com o ocorrido em campo. A taxa de crescimento do dano é de aproximadamente 10% ao ano, valor esse coerente com o que se tem observado em pavimentos semelhantes aos dos trechos monitorados e com as estimativas de deformações horizontais na fibra inferior do revestimento obtidas com o Everstress 5.0.

Observa-se, contudo, que mesmo a taxa de crescimento de dano por fadiga prevista pelo modelo do M-EPDG é muito elevada, o que atesta a agressividade do tráfego que solicita o pavimento estudado. Em contrapartida, lembra-se que a mistura asfáltica foi executada com emprego de ligante modificado por polímero (FLEXPAVE 60/85), o que pode ocasionar em um retardamento da fadiga do revestimento. Por fim, frisa-se que os dados apresentados na Figura 87 são ainda estimativas cuja acurácia será discutida na análise do desempenho dos pavimentos monitorados, no próximo capítulo desta Tese.

## 4.8.2 Trincamento devido à tensão de cisalhante no revestimento asfáltico (*top-down cracking*)

### 4.8.2.1 Resistência ao Cisalhamento da Mistura Asfáltica

Para avaliar a resistência ao cisalhamento da mistura asfáltica realizaram-se ensaios triaxiais de modo a definir a envoltória de ruptura Mohr-Coulomb e os parâmetros de resistência: intercepto coesivo ( $c$ ) e ângulo de atrito interno ( $\phi$ ). Para tanto, utilizou-se o compactador giratório na moldagem de CPs com diâmetro 100 mm e altura de 150 mm para, posteriormente, realizar a extração de CP's menores, com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm, conforme Figura 88.



Figura 88. Moldagem dos CPs 100x150 mm utilizando o compactador giratório e extração dos CPs 50x100 mm

Na moldagem dos CPs, optou-se por moldá-los com diferentes volumes de vazios para verificar a influência dos vazios na resistência ao cisalhamento da mistura, uma vez que em campo quase sempre se trabalha com uma variação considerável do volume de vazios em relação ao definido em projeto. Dessa forma, moldaram-se um total de 12 CPs, sendo que 6 CPs apresentavam volume de vazios de 4%, enquanto que 3 CPs tinham vazios de 2% e mais

3 CPs com volume de vazios de 6%, afim de verificar valores abaixo e acima do especificado no projeto ( $V_v = 4\%$ ). Como se percebe, foram moldados 3 CPs a mais com 4%, isso foi feito para ensaiá-los com uma temperatura mais elevada e ver o impacto na resistência da mistura.

Após a extração dos CP's, os mesmos foram ensaiados numa prensa triaxial do Departamento de Minas (DEMIN/UFRGS) adaptada para aplicar tensões confinantes mais baixas que as aplicadas nos ensaios em rochas. A taxa de aplicação de carga utilizada no ensaio foi a mais baixa permitida pela prensa, que era de 50 N/s. A prensa utilizada no ensaio triaxial pode ser vista na Figura 89.



Figura 89. Ensaio triaxial na mistura asfáltica desta pesquisa

Para a definição das tensões confinantes, recorreu-se a utilização ao *software* Everstress novamente para estimar o estado de tensões do pavimento em campo. Desse modo, as tensões confinantes escolhidas para a realização dos ensaios foram de 200, 400 e 800 kPa. Desse modo, cada conjunto de 3 CPs com o mesmo volume de vazios foram rompidos para esses níveis de tensões de modo a se obter os parâmetros de cisalhamento. Após a ruptura dos CPs, os mesmos apresentavam a aparência mostrada na Figura 90.



Figura 90. Corpos-de-prova rompidos no ensaio triaxial

Nas Figuras 91 a 94, apresentam-se as tensões axiais aplicadas durante o ensaio para levar o corpo-de-prova à ruptura em cada tensão confinante.

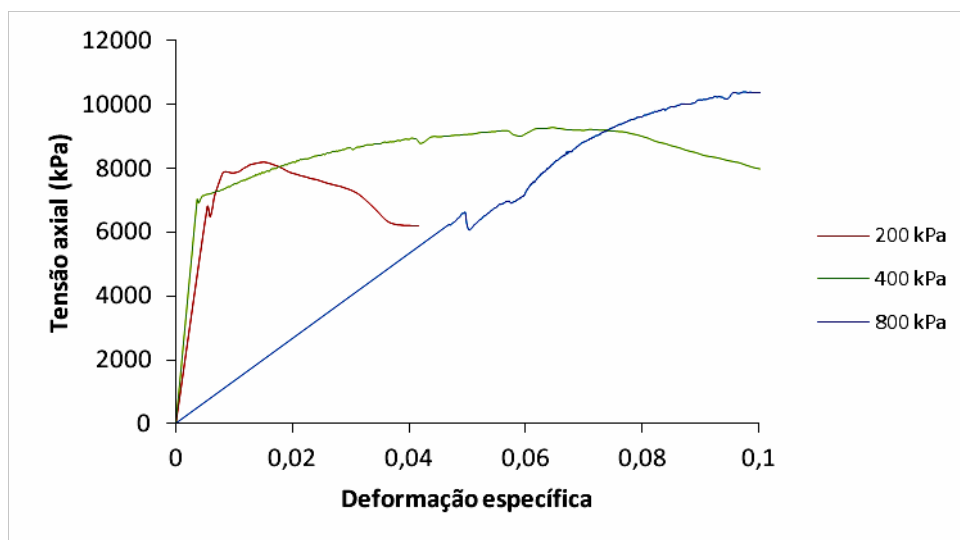


Figura 91. Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com volume de vazios igual a 2% e temperatura de 25°C

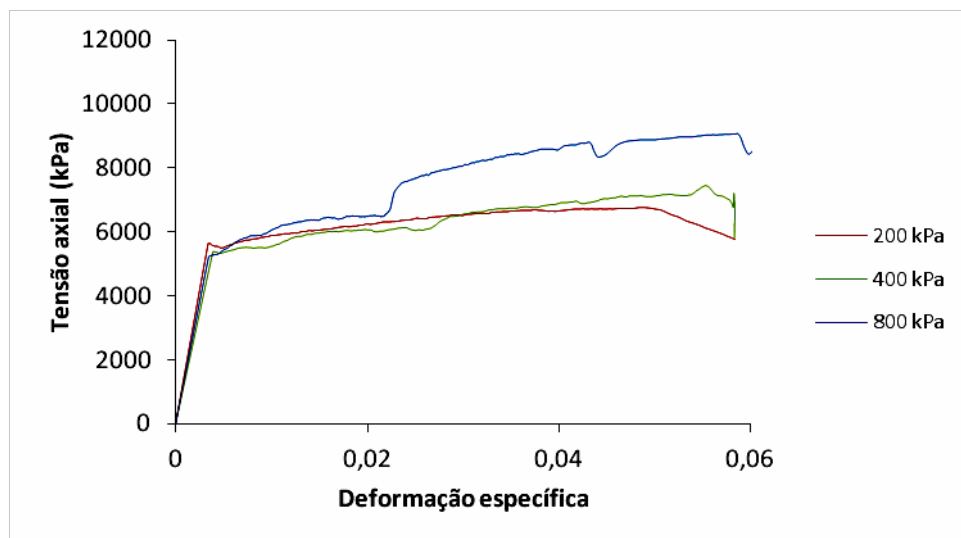


Figura 92. Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com volume de vazios igual a 4% e temperatura de 25°C

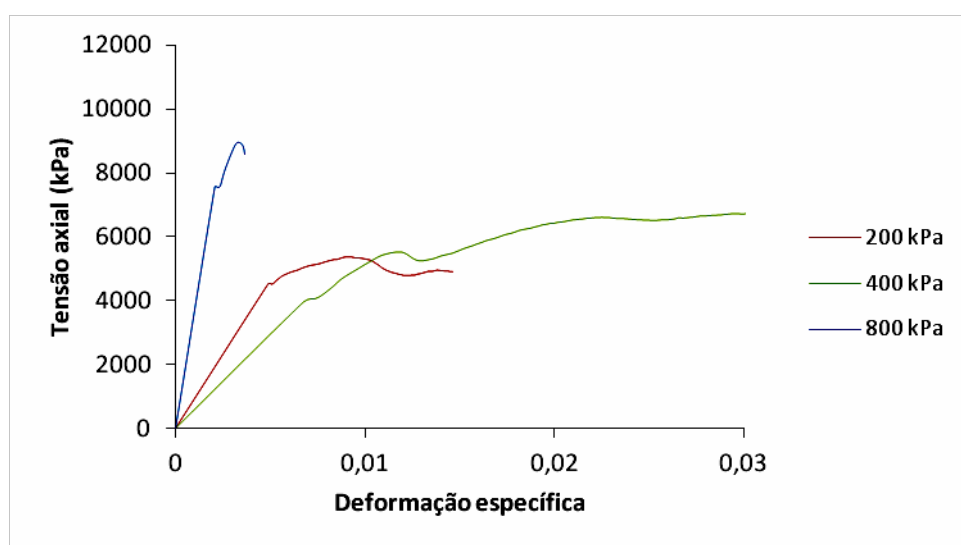


Figura 93. Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com volume de vazios igual a 6% e temperatura de 25°C

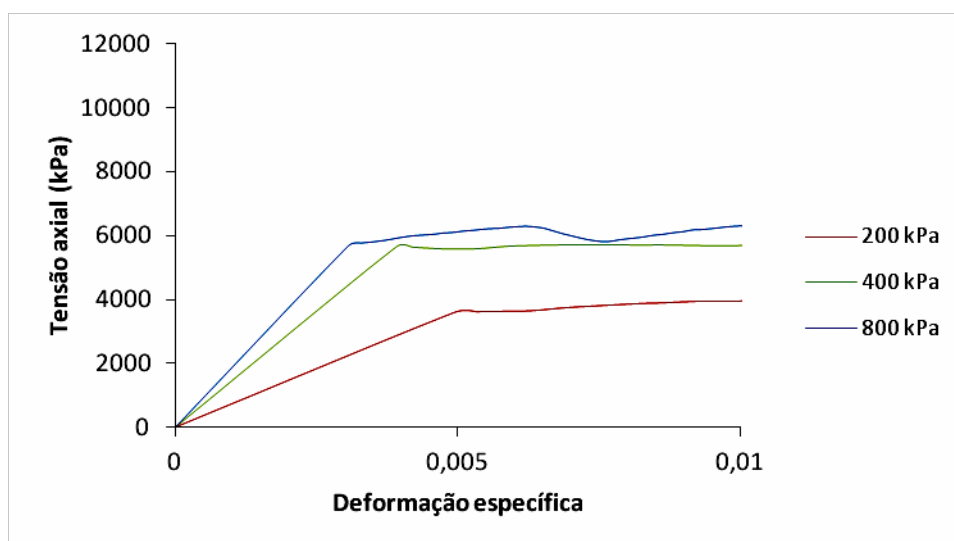


Figura 94. Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com volume de vazios igual a 4% e temperatura de 40°C

Analisando as Figuras 91 a 94, nota-se, em geral, um nítido comportamento de ruptura por escoamento da mistura asfáltica. Além disso, verifica-se que, comparando os ensaios realizados com temperatura de 25°C, conforme o volume de vazios da mistura aumenta a deformação específica no momento da ruptura é menor e a tensão axial, como era de se esperar, também é menor. Comparando os CPs de 4% com temperaturas diferentes de ensaio, o aumento de temperatura de 25°C para 40°C resultou em deformações específicas e tensões axiais de rupturas menores. Finalmente, destaca-se um comportamento que chamou bastante atenção: em geral, antes de ocorrer a ruptura foi observado uma fase aparentemente de acomodação dos agregados, na qual a tensão axial sofre uma leve queda ou fica estável por alguns instantes e em seguida volta a crescer.

Os resultados serviram para determinar as tensões principais de ensaio ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) de modo a conseguir traçar os círculos de Mohr para determinação da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Para obter os parâmetros de cisalhamento, inicialmente, empregou-se o diagrama p-q, conforme apresentado nas Figuras 95 e 96.

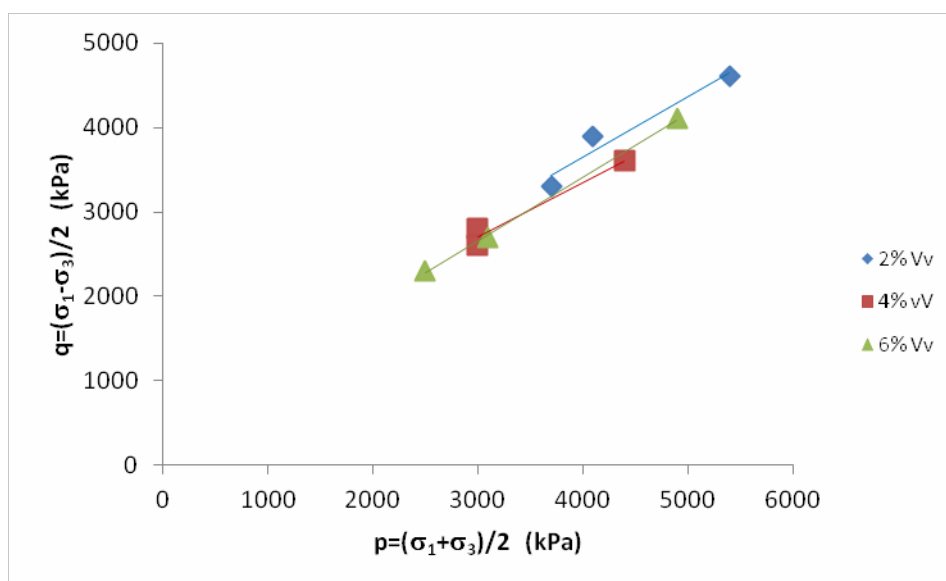


Figura 95. Diagrama do tipo p-q da mistura asfáltica desta pesquisa com diferentes volumes de vazios (Vv) ensaiadas a 25°C

Analisando a Figura 95, verifica-se que a inclinação do ajuste linear da trajetória de tensões da mistura com 6% é superior as demais, isso acarretará em uma redução importante no intercepto coesivo. Na tabela 43 constam os parâmetros obtidos analisando a trajetória de tensões e a envoltória Mohr-Coulomb.

Tabela 43. Parâmetros de ruptura para a mistura asfáltica desta pesquisa ensaiada a 25°C

Volume de vazios da mistura	Diagrama p-q		Mohr-Coulomb	
	d (kPa)	$\Psi$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)
2%	814	35	1153	45
4%	771	33	1006	40
6%	386	37	590	49

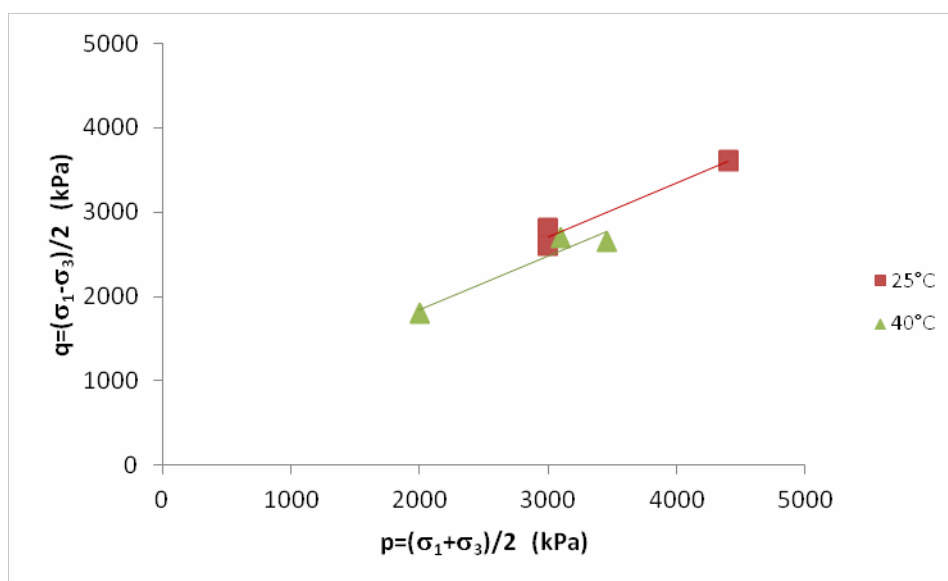


Figura 96. Diagrama do tipo p-q da mistura asfáltica desta pesquisa com 4% de volume de vazios ensaiada nas temperaturas de 25°C e 40°C

Na Figura 96, constata-se que de fato a elevação da temperatura do concreto asfáltico gera impacto importante na resistência ao cisalhamento. Embora a temperatura não tenha afetado na inclinação da trajetória de tensões, ocorreu um deslocamento considerável no intercepto coesivo. Na Tabela 44 podem ser verificados os parâmetros de resistência obtidos para a mistura com Vv de 4% ensaiada nas temperaturas de 25°C e 40°C.

Tabela 44. Parâmetros de ruptura para a mistura asfáltica desta pesquisa com 4% de volume de vazios ensaiada a 25°C e 40°C

Temperatura do ensaio	Diagrama p-q		Mohr-Coulomb	
	d (kPa)	$\Psi$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)
25°C	771	33	1006	40
40°C	554	33	721	40

Os resultados demonstram que tanto o aumento do volume de vazios quanto o aumento da temperatura resultam em impactos importantes na resistência ao cisalhamento do material asfáltico. Ainda para fins de comparação, na Figura 97, apresenta-se os resultados obtidos



para a mistura com ligante modificado (FLEXPAVE 60/85) e os obtidos por Núñez *et al.* (2012) para uma mistura com ligante convencional (CAP 50/70).

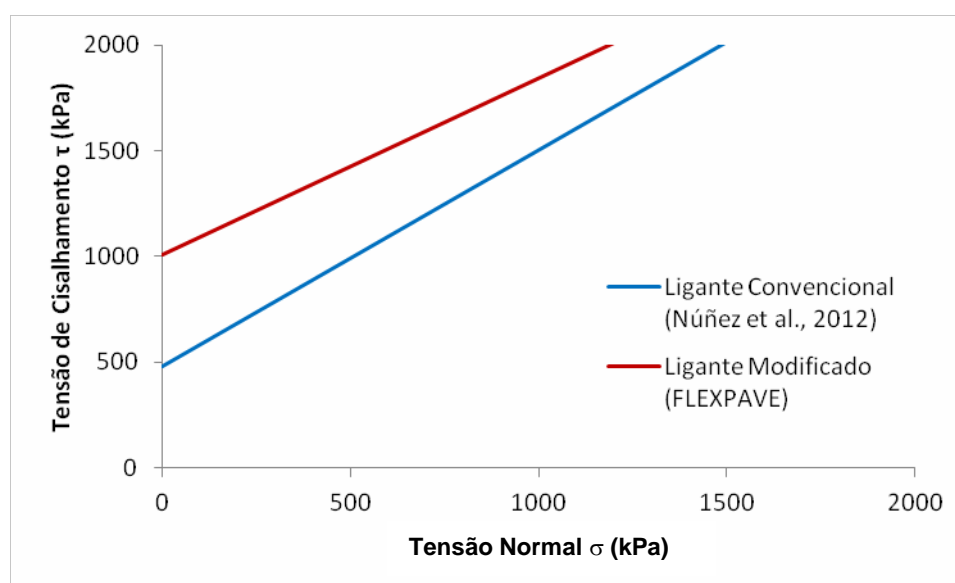


Figura 97. Envoltória de ruptura para uma mistura com ligante convencional (CAP 50/70) e outra com ligante modificado (FLEXPAVE 60/85) ensaiadas a 25°C

Os valores encontrados para os parâmetros de ruptura ao cisalhamento estão coerentes com os relatados na bibliografia internacional e nacional, uma vez que o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) ficou entre 40° e 50° e o intercepto coesivo ( $c$ ) ficou entre 590 kPa e 1153 kPa, valores relativamente altos, porém, como se trata de um ligante modificado é esperado que a mistura tenha maior coesão mesmo. O ensaio com o ligante modificado na temperatura de 40°C apresentou uma redução importante na coesão da mistura de 4% de Vv, a queda da coesão foi da ordem de 60% em relação ao mesmo ensaio realizado a 25°C. Isso mostra a alta sensibilidade da mistura asfáltica em termos de resistência ao cisalhamento ao variar a temperatura. Salienta-se que na prática, em dias de verão, é aceitável que o pavimento atinja temperaturas muito superiores a 40°C.

#### 4.8.2.2 Estimativa da Tensão de Cisalhamento no Revestimento Asfáltico

Para verificar a possibilidade de ocorrência de trincamentos de cima para baixo (*top-down cracking*), uma vez que não existem modelos de previsão consolidados referentes ao tema no Brasil, optou-se por utilizar o *software* Evestress FE, que permite a consideração da não linearidade das tensões de contato do pneu com o pavimento, para estimar as tensões

cisalhantes atuantes no interior do revestimento asfáltico. O efeito da não linearidade da tensão de contato utilizada nas análises apresentadas a seguir tomou como referência a instrumentação realizada por Beer *et al.* (2004) apresentadas na Figura 25 (considerando variação da carga do pneu) e na Figura 26 (considerando variação da pressão de inflação do pneu). O Everstress FE permite dividir o pneu em bandas e definir a tensão de contato em cada uma dessas bandas, então nas simulações foram consideradas 5 bandas no pneu, na Figura 98 apresenta-se como ficou a tensão de contato considerando uma carga de 49 kN e pressão de inflação de 720 kPa no pneu.

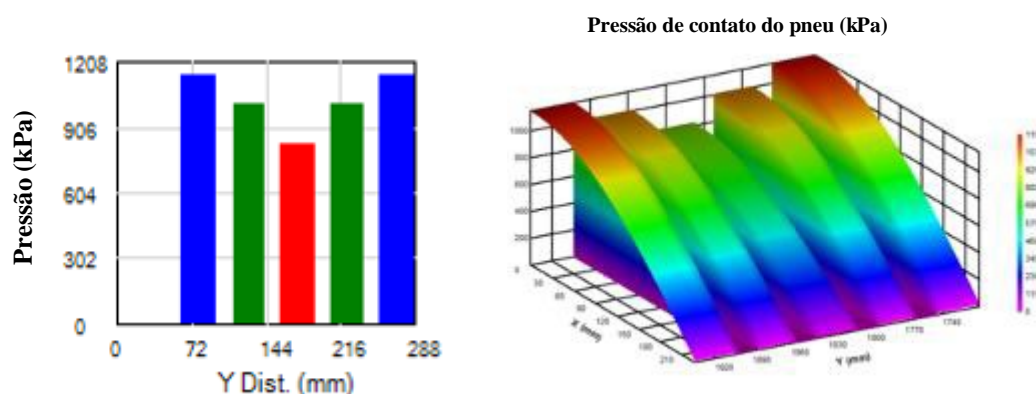


Figura 98. Exemplo de pressão de contato pneu-pavimento utilizando o Everstress FE

Além das variações nas tensões de contato apresentadas por Beer *et al.* (2004) em função da carga e pressão de inflação do pneu, levou-se em consideração também o gradiente térmico no interior do revestimento asfáltico medido por Núñez *et al.* (2003) para um dia de inverno e de verão (Figura 80). A consideração desse gradiente, devido à limitação do número de camadas no *software*, considerou que existem temperaturas diferentes entre: 0 e 1 cm, 1 e 5 cm, e 5 e 8 cm do revestimento.

Conforme mostrado na Figura 99, as simulações por elementos finitos indicaram que as tensões críticas de cisalhamento encontram-se próximas à superfície do revestimento e junto à borda interna do pneu (entre as duas rodas). Para fins de análise, então foram comparadas as tensões cisalhantes estimadas com as resistências ao cisalhamento obtidas em laboratório. Uma vez que a tensão crítica fica próxima à superfície, logo, a resistência nesse ponto será dada unicamente em função do intercepto coesivo ( $c$ ).

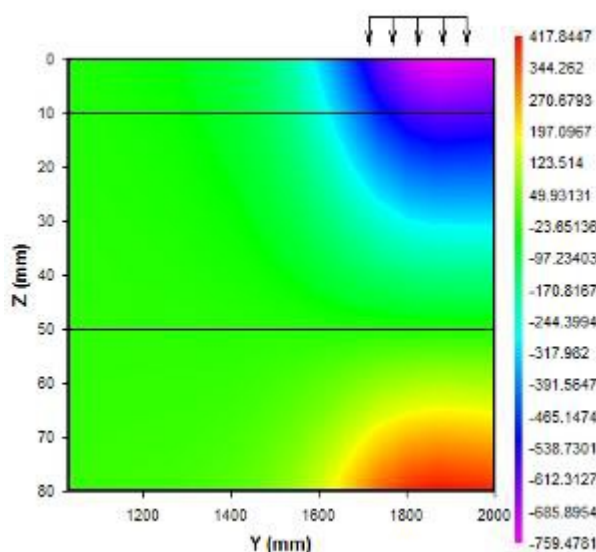


Figura 99. Exemplo de distribuição das tensões de cisalhamento no revestimento utilizando o *software* Everstress FE

Desse modo foram realizadas as simulações considerando as variáveis mencionadas anteriormente. O MR da mistura asfáltico empregado na simulação foi extraído da Figura 81, em função da temperatura. Os resultados podem ser visualizados nas Figuras 100 e 101, avaliando o efeito da carga no pneu e da pressão de inflação, respectivamente.

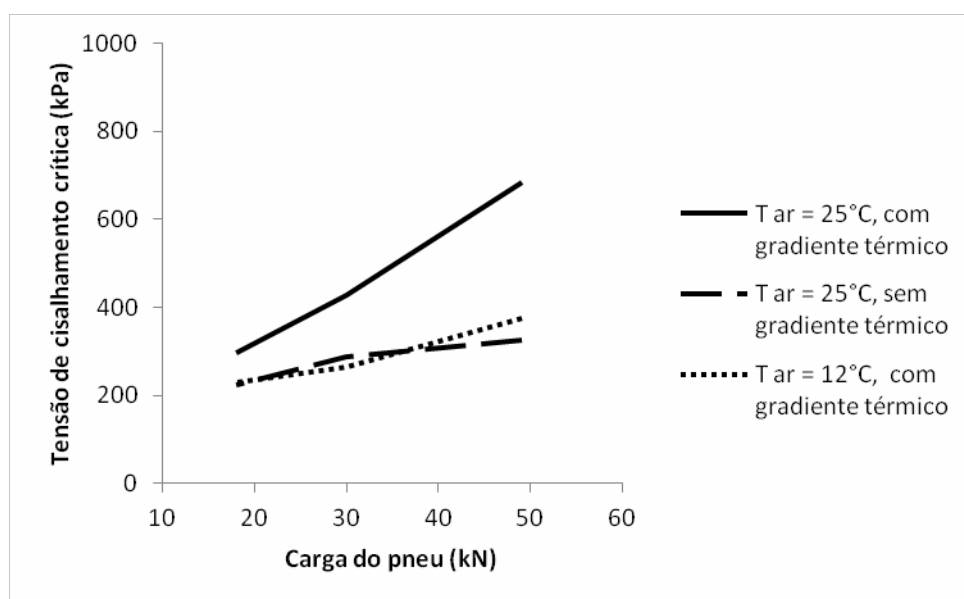


Figura 100. Efeito da carga do pneu na tensão de cisalhamento atuante no revestimento asfáltico, considerando uma pressão de inflação de 620 kPa no pneu

Analisando os resultados contidos na Figura 100, observa-se que ao considerar um gradiente térmico típico de um dia de verão, ou seja, em que a temperatura próxima à superfície do pavimento é muito elevada, e, por consequência, a rigidez da mistura asfáltica sofre grande redução, a tensão atuante estimada no revestimento é bem elevada em relação a um dia de inverno ou ao considerar o MR constante obtido em laboratório para a temperatura de 25°C. Ainda nota-se que o aumento da carga do pneu tem um impacto considerável na tensão de cisalhamento, principalmente em um dia de verão, pois ao aumentar a carga de 18 kN para 49 kN acarreta em um aumento de quase 130% da tensão de cisalhamento no revestimento. No entanto, deve-se salientar que as tensões de cisalhamento obtidas por simulação numérica não atingiram a resistência ao cisalhamento medida em laboratório para misturas com 4% de volume de vazios ( $c=721$  kPa para temperatura de 40°C). Entretanto, se for considerar uma mistura com ligante convencional CAP 50/70 (Núñez *et al.*, 2012) os valores com gradiente térmico de um dia de verão são bem próximos à resistência da mistura ( $c=480$  kPa para temperatura de 25°C).

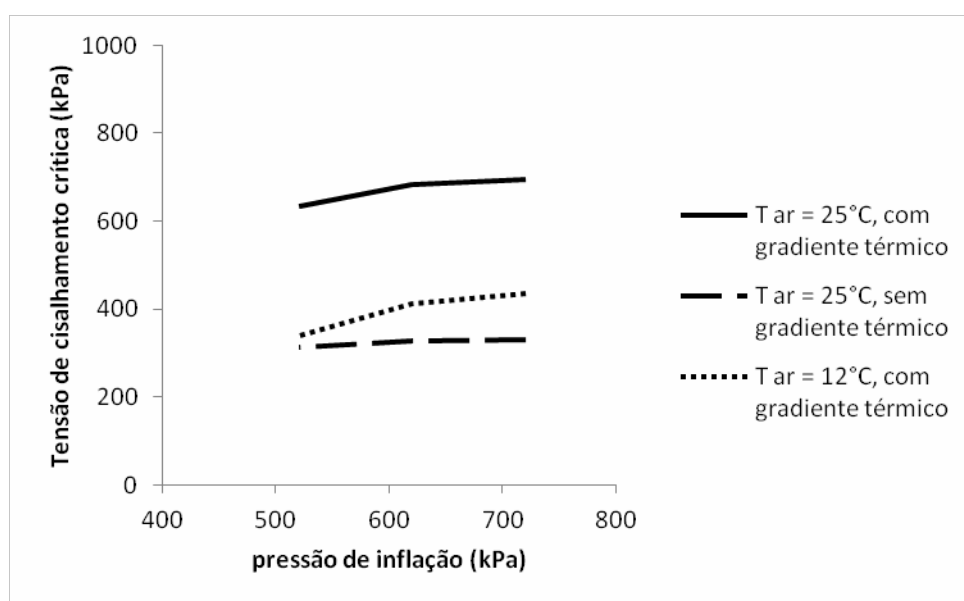


Figura 101. Efeito da pressão de inflação do pneu na tensão de cisalhamento atuante no revestimento asfáltico, considerando uma carga de 49 kN no pneu

Analisando agora os resultados da Figura 101, nota-se que novamente o impacto ao considerar um gradiente térmico típico de um dia de verão é muito importante. Também percebe-se que o aumento da pressão de inflação do pneu não tem grande impacto na tensão de cisalhamento.

### 4.8.3 Evolução da irregularidade longitudinal

Utilizando os modelos de previsão destacados no Capítulo 2 para prever a evolução da irregularidade longitudinal (IRI) nos trechos monitorados I e II, obtiveram-se as evoluções apresentadas nas Figuras 102 e 103. O IRI médio do trecho monitorado I logo após a sua construção é de 3,8 m/km, enquanto do trecho monitorado II é de 1,7 m/km. Salienta-se, que o limite admissível é 2,7 m/km.

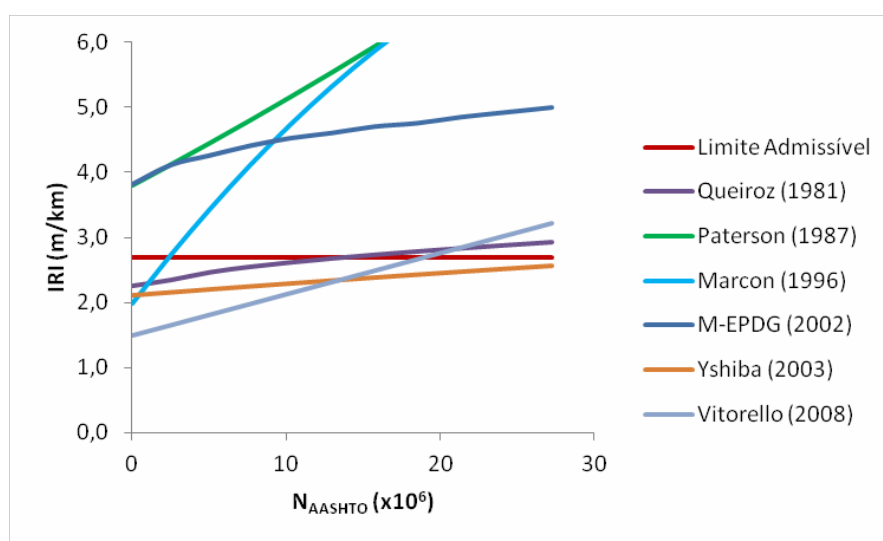


Figura 102. Estimativa da evolução do IRI em função do tráfego para o trecho monitorado I

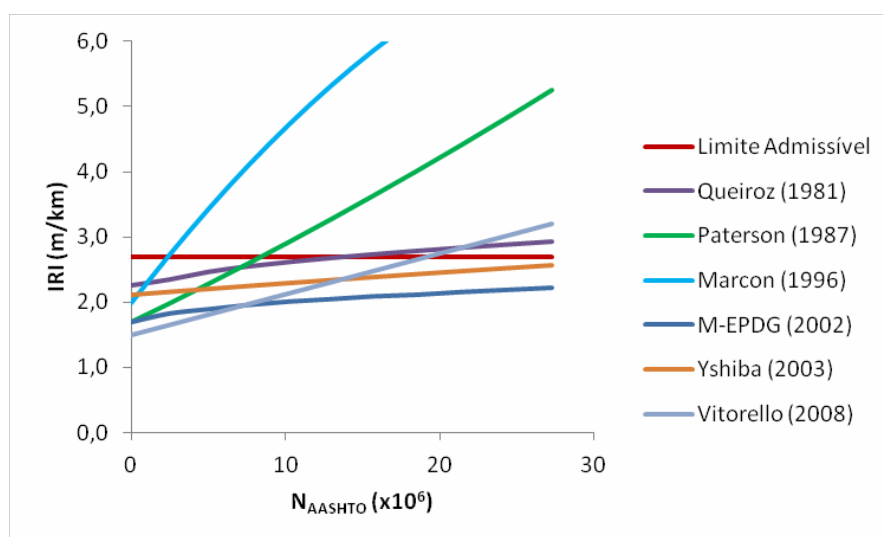


Figura 103. Estimativa da evolução do IRI em função do tráfego para o trecho monitorado II

Nas Figuras 102 e 103, verifica-se que a evolução da irregularidade deveria ser fortemente dependente do valor inicial (no caso de IRI), porém, a maioria dos modelos desconsidera esse fator. O valor inicial de IRI só é levado em consideração nos modelos propostos por Paterson e pelo M-EPDG, entretanto verifica-se que o modelo de Paterson é bem mais severo quanto à evolução do IRI. Como se tratam de estimativas os resultados ainda serão discutidos no próximo capítulo com base nas tendências verificadas em campo. Mas já se pode reforçar a necessidade de aprimoramento das técnicas construtivas, de forma a evitar que aconteça o ocorrido no trecho monitorado I, que logo após a execução apresenta um IRI de pavimento caracterizado como péssimo.

#### 4.8.4 Evolução dos afundamentos nas trilhas de roda

Ainda com emprego do M-EPDG e os modelos de Marcon e Vitorello foi possível obter a previsão do desempenho dos trechos quanto aos afundamentos nas trilhas de roda (ATR). Conforme pode ser observado na Figura 104, o M-EPDG conduz a estimativa de que pavimento atingirá um ATR de 5 mm antes do primeiro ano de tráfego, enquanto ao outros modelos indicam que será aproximadamente no final do segundo ano de vida dos trechos.

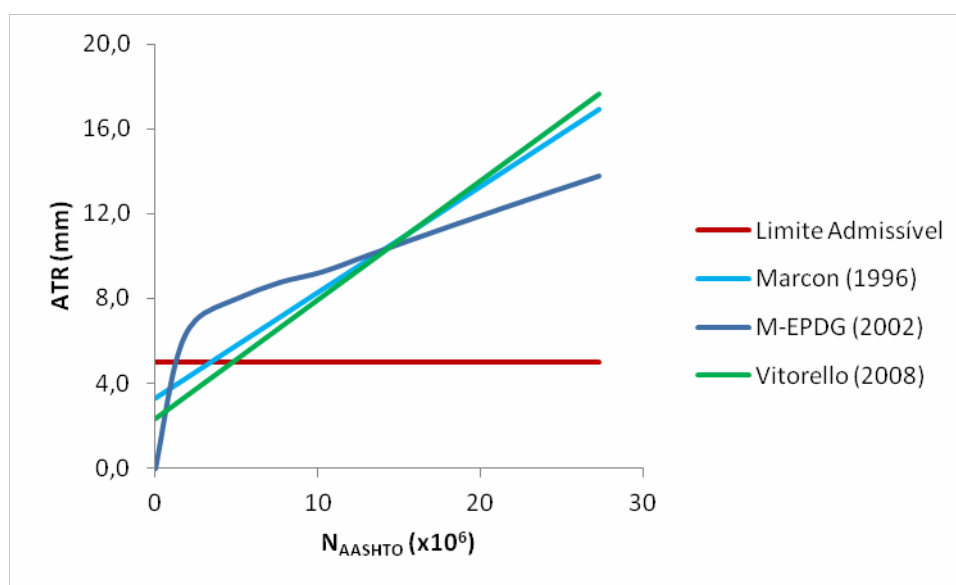


Figura 104. Estimativa da evolução do ATR em função do tráfego para os trechos monitorados I e II

Observa-se que há um forte crescimento inicial do ATR (5 mm) na metade do 1º ano de serviço do pavimento, fruto da consolidação das camadas inferiores e dos efeitos mais severos do 1º verão nas deformações plásticas das misturas asfálticas. Posteriormente, as taxas de crescimento do ATR vão diminuindo progressivamente pelo modelo do M-EPDG. Os modelos de Marcon e Vitorello mostraram-se bem semelhantes na previsão do ATR.

## 5 DESEMPENHO DOS TRECHOS MONITORADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados do acompanhamento de parâmetros estruturais e funcionais dos trechos monitorados. Embora os períodos de monitoramento não tenham sido muito longos, já é possível obter as primeiras linhas de tendências do desempenho dos trechos I e II.

### 5.1 EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES

A análise da avaliação estrutural para os trechos monitorados consiste em verificar a evolução das deflexões no topo do pavimento em função do tráfego. Desse modo, mostram-se graficamente as medidas, com viga Benkelman, das deflexões características corrigidas pela temperatura para os levantamentos já realizados nos trechos.

Na Figura 105, observa-se que as primeiras medições de deflexão no trecho I apresentaram valores mais elevados que as demais medidas. Fica evidente que os pavimentos nos trechos I e II sofreram uma consolidação inicial nos primeiros meses e depois, aparentemente, entraram na fase elástica apresentando pouca oscilação nos valores defletométricos.

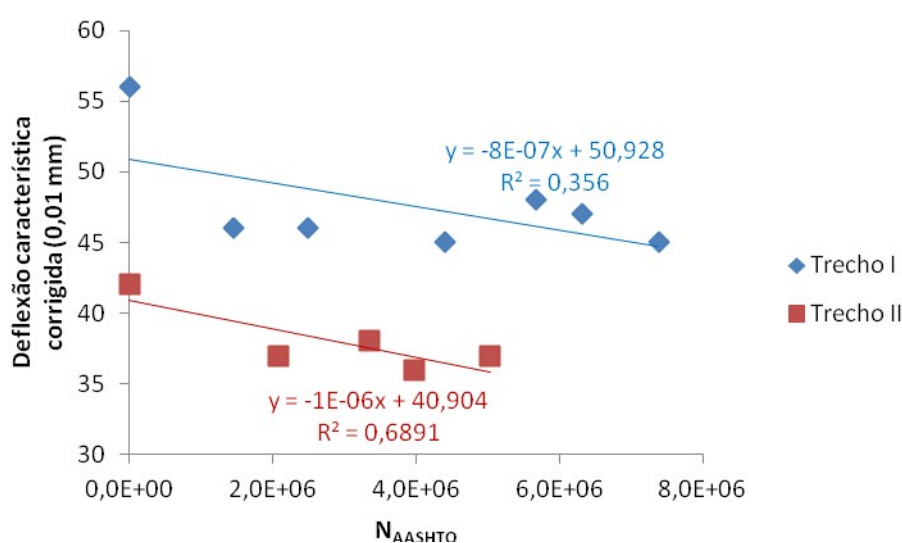


Figura 105. Evolução das deflexões características corrigidas pela temperatura em função do tráfego nos trechos I e II



Analisando a Figura 105 é possível notar que o trecho I (com reforço em areia) apresentam deflexões superiores ao trecho II (com reforço em rocha). Nas Tabelas 45 e 46 consta o resumo dos dados dos levantamentos de deflexão nos trechos monitorados I e II, respectivamente.

Tabela 45. Evolução das deflexões com correção de temperatura no trecho monitorado I

Data do levantamento	$N_{AASHTO}$ ( $\times 10^6$ )	Deflexão média (0,01 mm)	Desvio padrão (0,01 mm)	Deflexão característica (0,01 mm)
13/12/2010	0	42	13,55	56
13/07/2010	1,5	35	10,44	46
06/12/2011	2,5	39	6,57	46
21/09/2012	4,4	34	11,65	45
14/03/2013	5,7	39	9,30	48
12/06/2013	6,3	36	10,87	47
26/11/2013	7,4	38	6,80	45

Tabela 46. Evolução das deflexões com correção de temperatura no trecho monitorado II

Data do levantamento	$N_{AASHTO}$ ( $\times 10^6$ )	Deflexão média (0,01 mm)	Desvio padrão (0,01 mm)	Deflexão característica (0,01 mm)
06/12/2011	0	34	8,07	42
21/09/2012	2,1	28	9,04	37
14/03/2013	3,3	30	8,34	38
12/06/2013	4,0	26	10,50	36
26/11/2013	5,0	32	4,55	37

Os dados de deflexão são muito dispersos, principalmente, se não considerar as correções com base na temperatura do pavimento durante o ensaio. Outro fator que dificulta a interpretação dos dados é que as deflexões na trilha externa (TRD) são muito mais elevadas que na trilha interna (TRE), isso colabora com essa dispersão de resultados. Entretanto, consegue-se notar que a grande redução da deflexão no trecho I se deve ao elevado ATR que surge logo nos primeiros meses. Pode-se supor que nos seis primeiros meses de tráfego ocorreu redução do

volume de vazios ( $V_v$ ) das camadas asfálticas, implicando redução inicial das deflexões. Posteriormente, as deflexões continuam diminuindo e os afundamentos de trilha de roda aumentando, sugerindo que o  $V_v$  das camadas do pavimento continuam diminuindo (pós-compactação). Nas Tabelas 47 e 48 constam as variações do  $V_v$  e as variações nos parâmetros de MR e RT obtidos a partir de CPs extraídos dos trechos monitorados I e II, respectivamente.

Tabela 47. Variação da RT e do MR devido à pós-compactação da mistura asfáltica no trecho monitorado I

Data da extração do CP	$V_v$ (%)	RT (MPa)	MR (MPa)
03/12/2010	4,8	1,10	2575
26/08/2011	3,6	1,28	2732
21/09/2012	2,9	1,34	2854

Tabela 48. Variação da RT e do MR devido à pós-compactação da mistura asfáltica no trecho monitorado II

Data da extração do CP	$V_v$ (%)	RT (MPa)	MR (MPa)
28/11/2011	4,5	1,52	5922
21/09/2012	2,3	1,74	6186

Além disso, conforme as Tabelas 47 e 48, apenas a variação do  $V_v$  da mistura não seria suficiente para proporcionar essa rigidez (visto a pouca variação do MR), então acredita-se que a maior contribuição ocorra devido ao aumento do GC das camadas inferiores.

## 5.2 EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES

Ainda como avaliação do pavimento dos trechos monitorados, acompanhou-se a evolução dos afundamentos nas trilhas de rodas (ATR) em ambos os lados da faixa de rolamento (TRD e TRE). Percebeu-se que as deformações permanentes, do mesmo modo que as deflexões, são bem mais elevadas na trilha direita (externa) da faixa do pavimento avaliado. Na Figura 106,

observa-se a evolução do ATR médio em função do tráfego para os trechos monitorados I e II, também apresentam-se as previsões de evolução de ATR feitas empregando-se modelos nacionais (Marcon, 1996 e Vitorello, 2008) e do M-EPDG (2002).

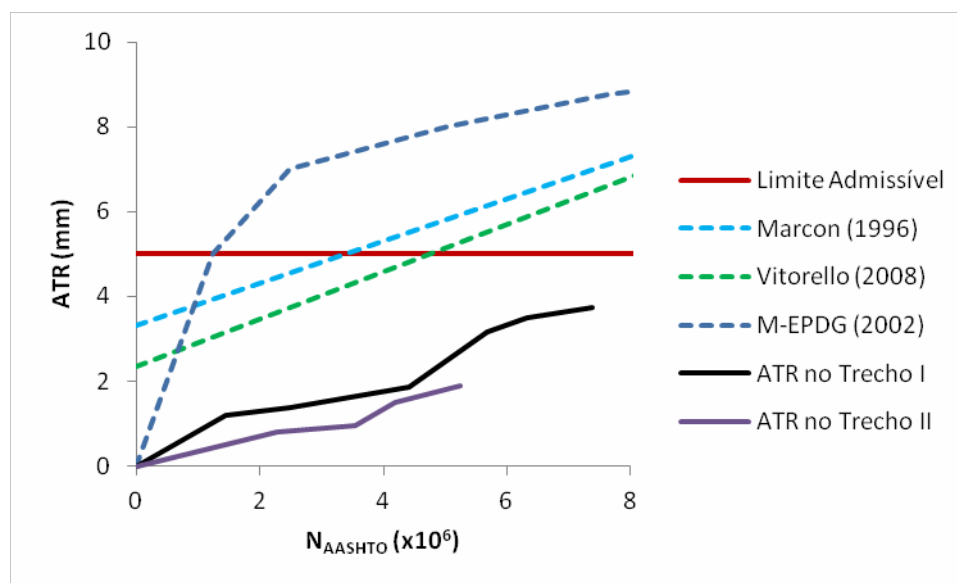


Figura 106. Evolução do ATR médio em função do tráfego nos trechos I e II

Em geral, observa-se que o ATR médio é de pequena magnitude. Após um rápido acúmulo (aproximadamente 1 mm nos primeiros 6 meses de tráfego), as deformações crescem com uma taxa entre 0,4 e 0,5 mm por milhares de solicitações equivalentes do eixo padrão (conforme fatores de equivalência de carga da AASHTO). A taxa média de crescimento das deformações permanentes é semelhante às previstas pelos modelos de Vitorello (2008), com taxa de 0,5, e Marcon (1996), com taxa de 0,56.

Conforme visto na Figura 106, os afundamentos médios considerando ambas as trilhas de roda são inferiores aos previstos pelos modelos empregados. Ressalta-se que os modelos de previsão adotados, a exceção do M-EPDG, são modelos calibrados para pavimentos já em uso, então possivelmente não é previsto o comportamento de consolidação inicial que ocorre no revestimento, especialmente no primeiro verão. Como não foram observados sollevamentos nas bordas dos ATR, acredita-se que os afundamentos se devem principalmente a deformações nas camadas inferiores (base, sub-base e reforço) do pavimento. Também a pós-compactação gerada pelo tráfego deve ter contribuído para aumentar o ATR, já que o V<sub>v</sub> da mistura no trecho I variou de 4,8% na abertura ao tráfego (03/12/2010) para 2,9% em 21/09/2012, enquanto o trecho II variou de 4,5% na abertura ao tráfego (28/11/2011) para 2,3% em 21/09/2012. Como o trecho II apresentou a maior redução de vazios na mistura e em

campo um menor ATR, então isso reforça a suspeita que a maior contribuição dos afundamentos no trecho I é devido às camadas inferiores.

Analisando separadamente os valores de ATR por trilha, observa-se, como é recorrente na prática, que os maiores afundamentos ocorrem no lado externo da faixa (TRD). Desse modo, apresenta-se na Figura 107 o ATR médio somente considerando a TRD dos trechos monitorados, incluindo também os modelos de previsão.

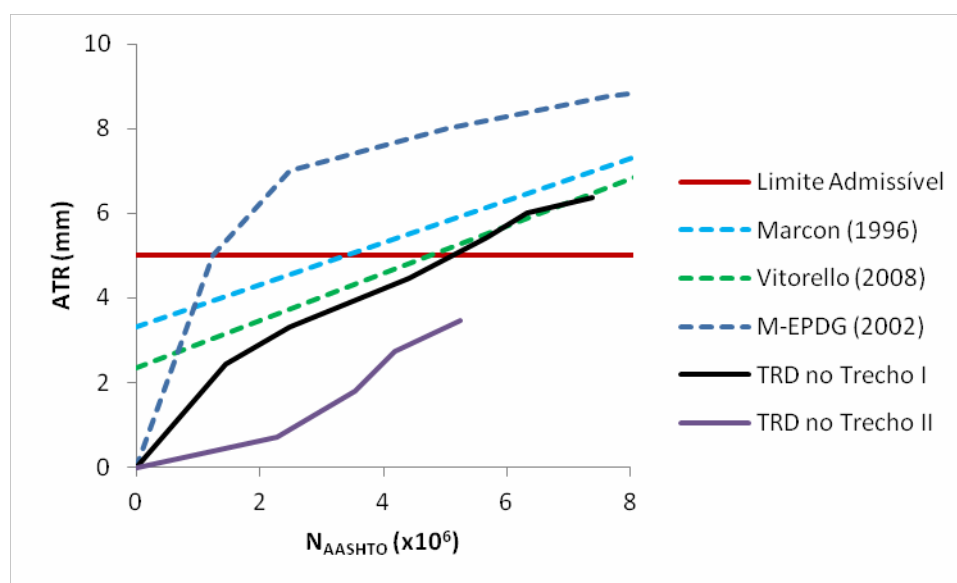


Figura 107. Evolução do ATR na trilha externa em função do tráfego nos trechos I e II

Analisando a Figura 107, percebe-se nitidamente que as deformações evoluem de forma mais severa na trilha externa (TRD). Além do afundamento nos primeiros meses na trilha externa ser cerca de 8 vezes o registrado na trilha interna, a taxa de crescimento das deformações na trilha externa é aproximadamente 6 vezes o registrado na trilha interna. Isso pode ser atribuído à dificuldade em compactar-se de forma eficiente o lado externo da faixa e também associado a problemas de confinamento.

Ainda comparando as evoluções de ATR medidas e previstas pelos modelos de Marcon (1996), Vitorello (2008) e M-EPDG, é pertinente observar que as características dos ligantes e das misturas asfálticas são diferentes. O modelo de Vitorello (2008) teve como base de dados levantamentos feitos na mesma rodovia após recapeamentos constituídos por misturas em asfalto-borracha. Com relação ao modelo do M-EPDG, que foi o que estimou ATR de maior magnitude, observa-se que sua calibração foi feita a partir de dados coletados nos Estados Unidos e Canadá, portanto, com características de clima, materiais e tráfego bem diferentes às

registradas nos trechos monitorados. Além disso, mesmo nos Estados Unidos, o modelo do M-EPDG é considerado excessivamente severo para previsão do ATR, tanto que Estados como o Texas, que adotam o M-EPDG para fins de dimensionamento, desenvolveram modelos próprios para estimativa do ATR.

Por fim, é interessante observar que a evolução dos ATRs medidos na trilha externa é semelhante à previsão empregando o modelo de Vitorello (2008) e que o M-EPDG apresenta um comportamento inicial (curvatura) mais semelhante ao que de fato acontece para pavimentos novos, embora superestime os afundamentos iniciais. Observa-se finalmente que o ATR limite (5 mm) definido no Programa de Exploração da Rodovia (PER) foi alcançado na trilha externa do trecho I com tráfego de cerca e  $4,8 \times 10^6$  operações do eixo padrão (fatores da AASHTO). Entretanto, se considerado os valores médios (Figura 106) o ATR limite será atingido somente após  $1,0 \times 10^7$  operações do eixo padrão. Então considerando o tráfego anual ( $N_{AASHTO}$ ) conclui-se que em média o pavimento demandará restauração ao final de 4 anos de tráfego, mas a TRD apresentará ATR superior ao limite no final do 2º ano.

### 5.3 EVOLUÇÃO DA SERVENTIA E IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

Durante o monitoramento foram realizados levantamentos de irregularidade longitudinal (IRI) e obteve-se a evolução do IRI nos trechos monitorados I e II mostradas nas Figuras 108 e 109, respectivamente. Ainda atribuiu-se uma nota conforme preconizado pelo VSA enquanto realizava-se o levantamento de IRI e a evolução da serventia está apresentada na Figura 110.

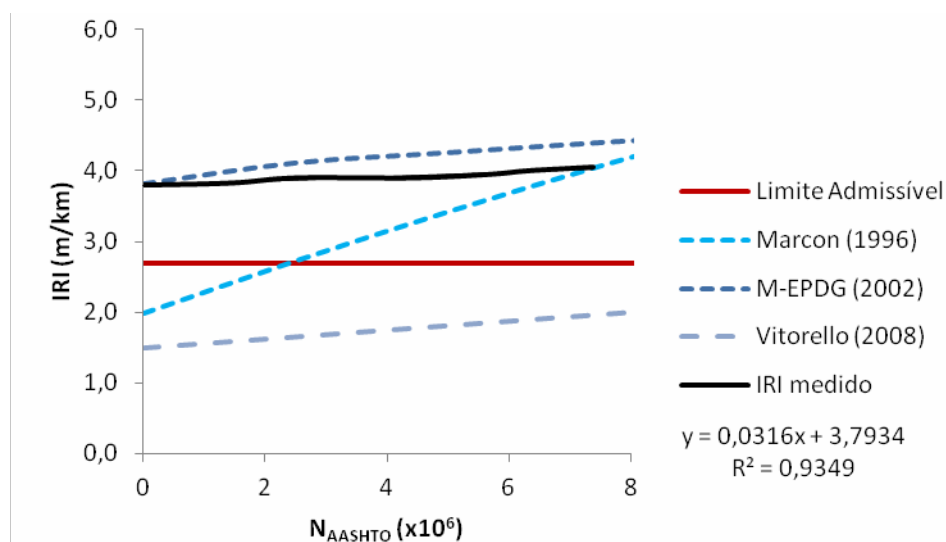


Figura 108. Evolução do IRI com o tráfego no trecho monitorado I

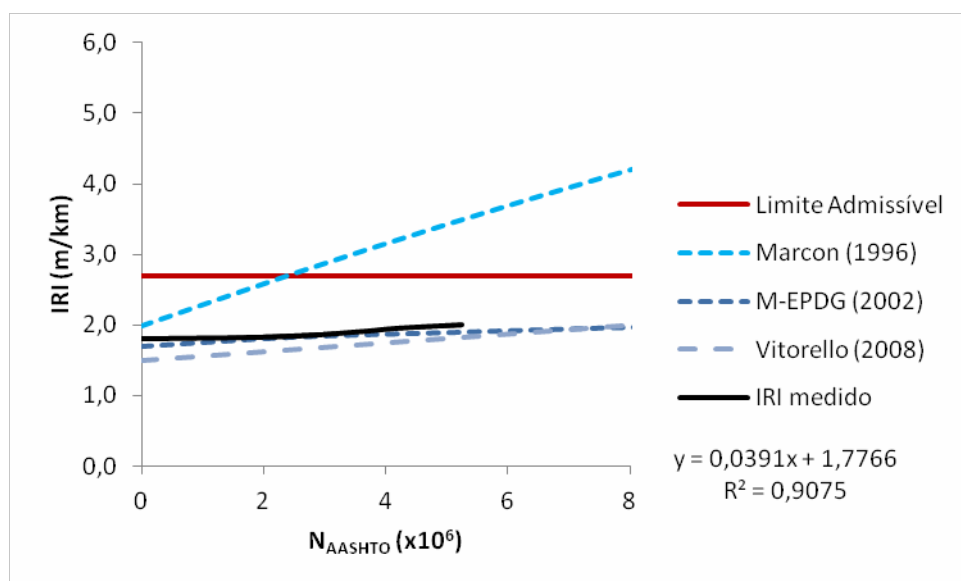


Figura 109. Evolução do IRI com o tráfego no trecho monitorado II

Os valores de IRI mostrados na Figura 108 são excessivamente elevados para um pavimento novo. Como foi comentado no Capítulo 4, o pavimento do trecho monitorado I logo após a sua construção já apresentava elevada irregularidade (IRI de 3,8 m/km). Contudo, o IRI não sofreu variação significativa ao longo do período de monitoramento. Ainda na Figura 108 observa-se que o modelo que melhor prevê a irregularidade é o M-EPDG (2002), pois leva em consideração o valor inicial de irregularidade logo após a execução. Entretanto, a Figura 109, mostra que no trecho monitorado II que foi executado dentro de padrões aceitáveis de irregularidade, tanto o modelo do M-EPDG quanto o de Vitorello (2008) se mostraram válidos para a previsão do desempenho do pavimento estudado. Em ambas as previsões o modelo de Marcon (1996) se mostrou com taxas muito severas de crescimento de irregularidade, que não corresponderam ao observado em campo nos pavimentos monitorados nesta pesquisa.

Conclui-se que, como esperado, a qualidade de execução definirá o nível de serventia do pavimento.

Na Figura 110 consta a evolução da serventia para os trechos monitorados I e II.

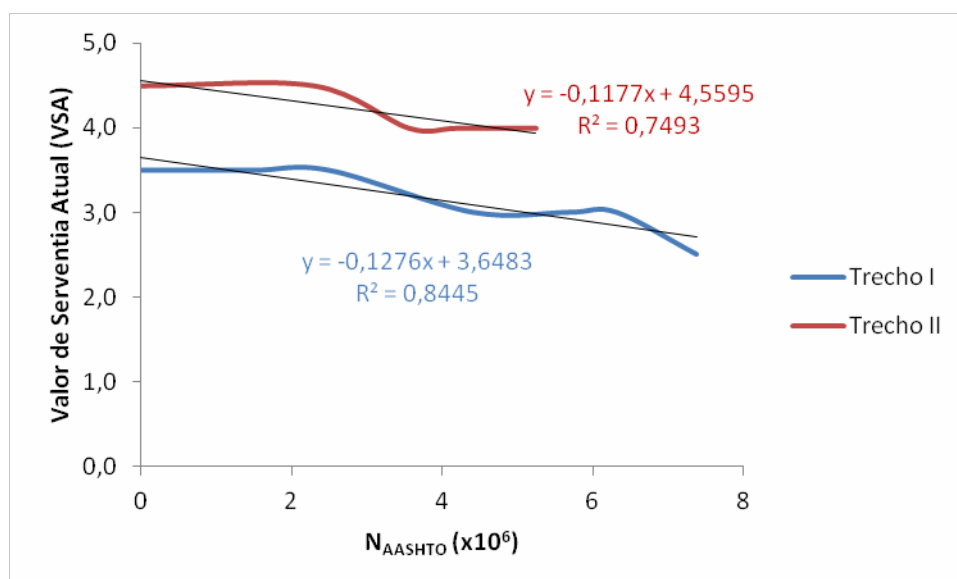


Figura 110. Evolução do VSA com o tráfego nos trechos monitorados

Com relação à serventia, mostra-se na Figura 110 que embora o VSA tenha diminuído entre os levantamentos, os valores compreendidos entre 3 e 4 permitem classificar o estado do pavimento como bom.

Considerando que a irregularidade é o fator que mais afeta a serventia do pavimento buscou-se correlacionar a evolução do VSA em função do IRI. Isso é mostrado nas Figuras 111 e 112.

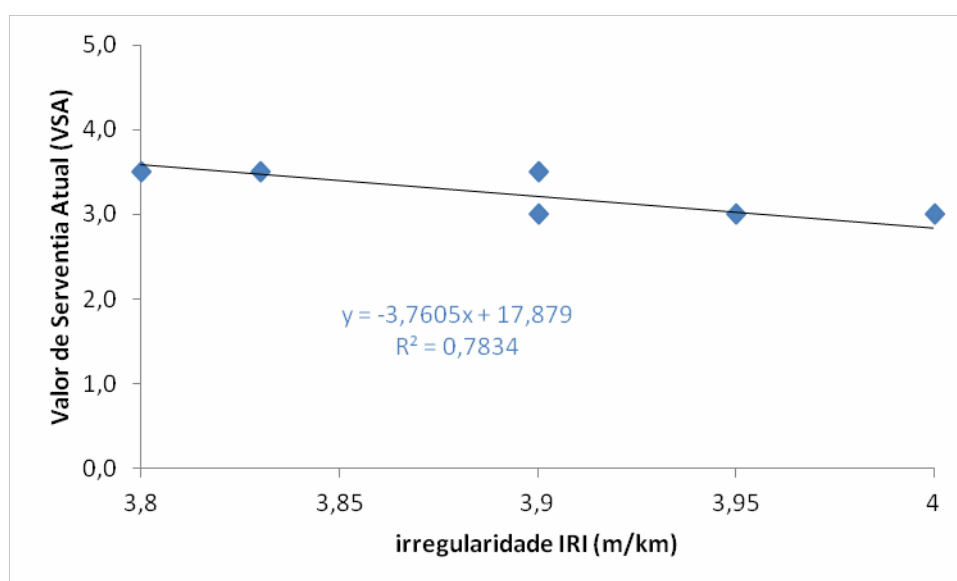


Figura 111. Comparativo do VSA com o IRI no trecho monitorado I

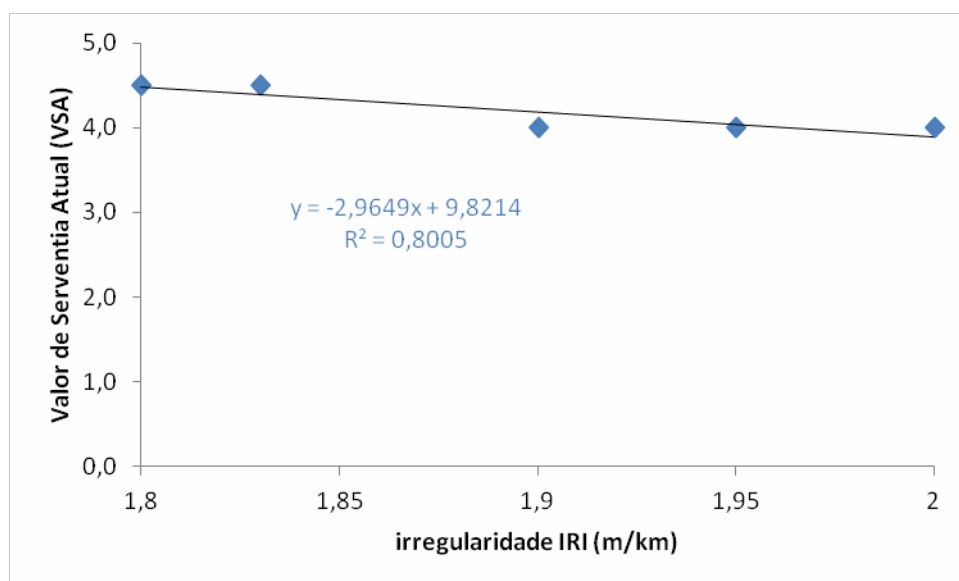


Figura 112. Comparativo do VSA com o IRI no trecho monitorado II

A correlação obtida nas Figuras 111 e 112 é significativa ( $R^2=0,78$  e  $0,80$ ), mas é possível que os ATRs também influenciem o VSA.

#### 5.4 EVOLUÇÃO DA TEXTURA SUPERFICIAL

Avaliou-se a evolução da textura superficial pelo ensaio de Mancha de Areia e de atrito com Pêndulo Britânico. Conforme se observa nas Figuras 113 a 114, com o passar do tempo os valores de textura vão reduzindo em função do tráfego. Incluem-se nas Figuras valores de HS e BPN previstos aplicando-se os modelos propostos por Mattos (2009), a partir de levantamentos realizados na mesma rodovia.



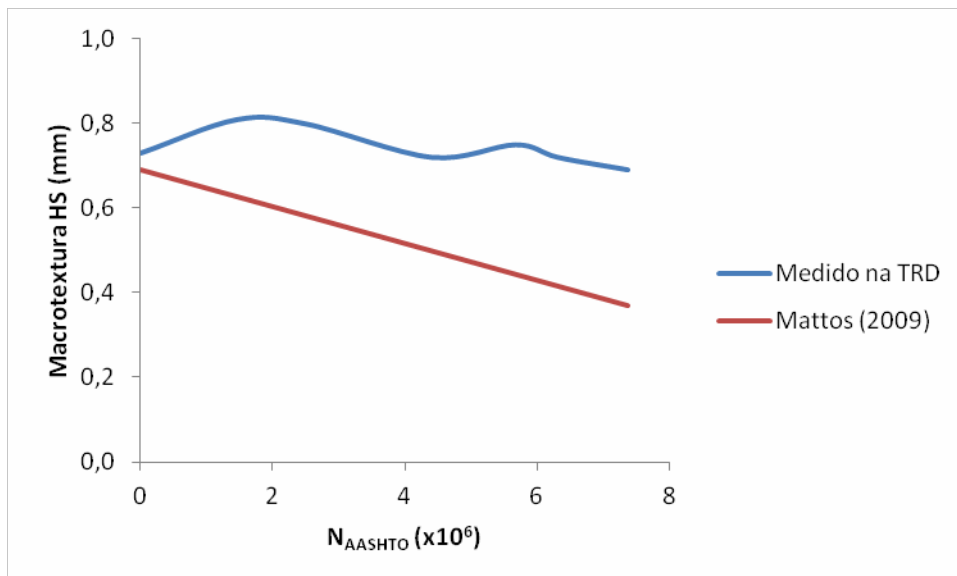


Figura 113. Evolução de HS com o tráfego no trecho I

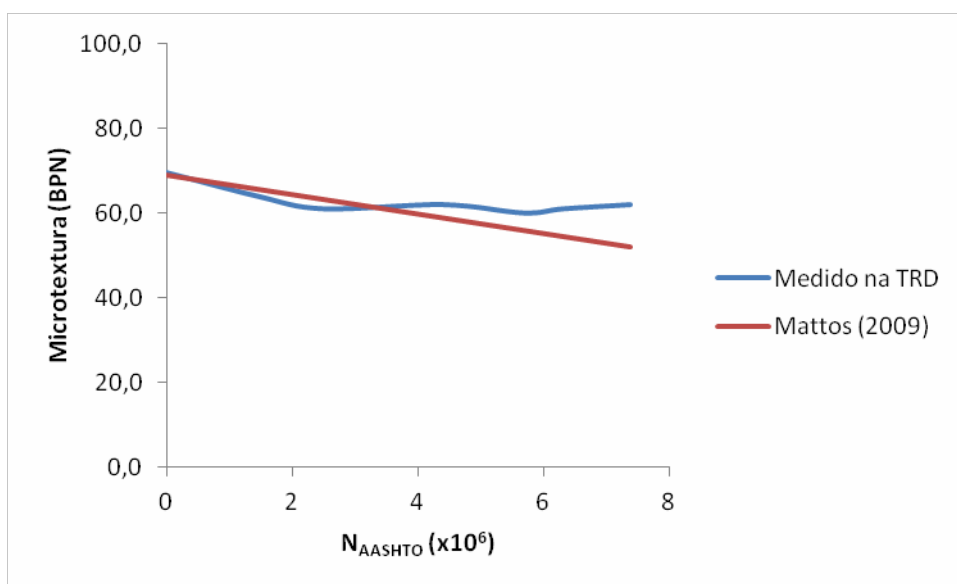


Figura 114. Evolução de BPN com o tráfego no trecho I

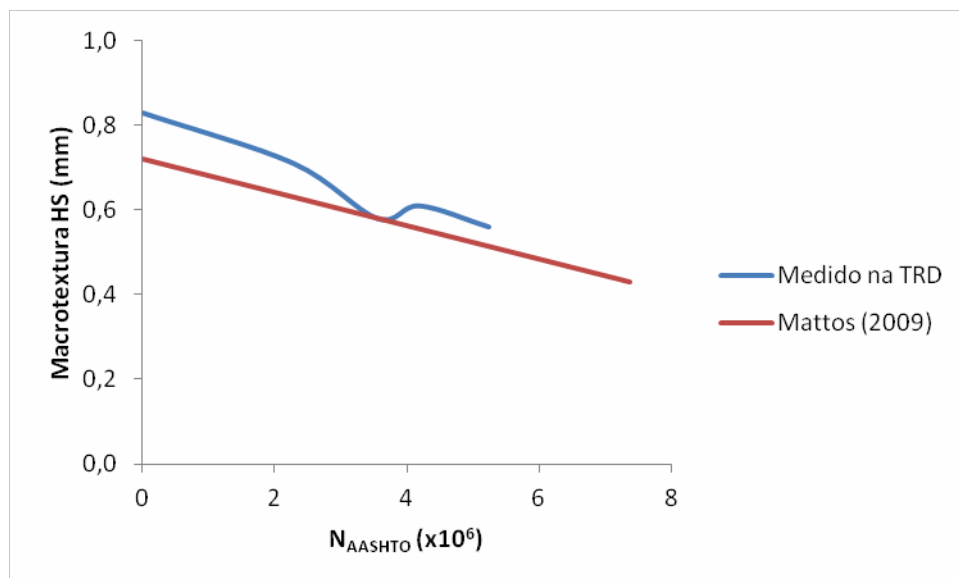


Figura 115. Evolução de HS com o tráfego no trecho II

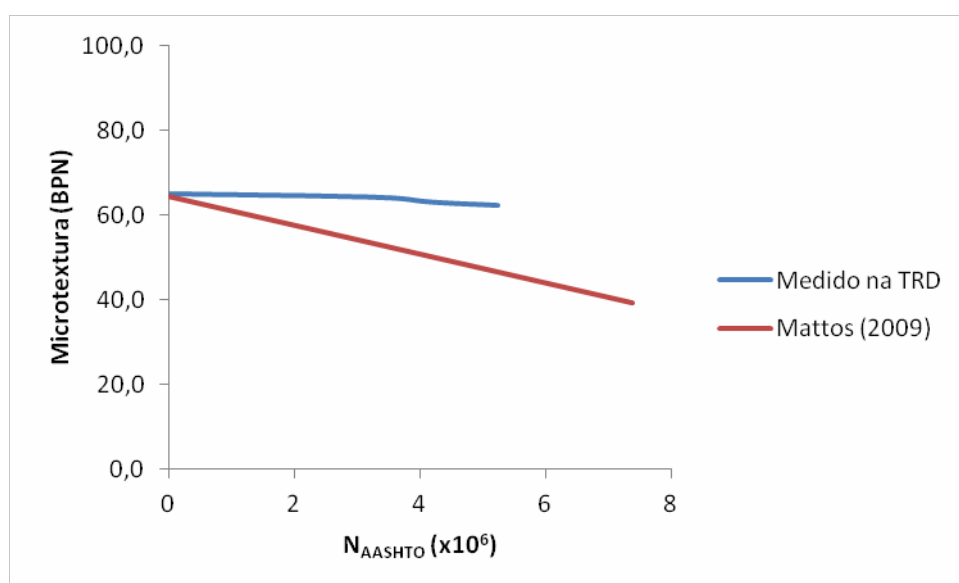


Figura 116. Evolução de BPN com o tráfego no trecho II

Os valores de HS medidos ao longo do período de monitoramento no trecho I não sofreram mudança significativa, permanecendo próximos a 0,8 mm. Entretanto, o trecho II apresentou uma redução mais acelerada. Esses valores são superiores aos previstos por Mattos (2009) para a mesma rodovia, revelando que a macrotextura dos trechos I e II são mais grossas e que

essa propriedade se mantém por mais tempo. Ou seja, o pavimento é mais seguro. Mais ainda, o valor de HS próximo a 0,8 é bastante superior aos comumente medidos em concretos asfálticos. Acredita-se que nos próximos levantamentos será percebido um desgaste maior na superfície, em especial, em termos de macrotextura.

Quanto aos valores de BPN, representativos da microtextura, também sofreram pequena redução ao longo do período monitorado, mantendo-se sempre na faixa de textura rugosa. Novamente a evolução do BPN foi menor que a prevista por Mattos (2009), o que pode ser atribuído às características das misturas empregadas nos revestimentos considerados.

Analisando conjuntamente os resultados de textura superficial e de ATR, pode-se concluir que os pavimentos dos trechos I e II, até o momento, proporcionam boa segurança ao usuário da rodovia em dias de chuva.

## 5.5 DEFEITOS NA SUPERFÍCIE

Os principais defeitos superficiais que foram observados desde a execução dos trechos monitorados são: desgaste superficial no centro da faixa de rolamento (Figura 117) e polimento dos agregados (Figura 118), ambos atribuídos à textura com características rugosa da mistura asfáltica. Ainda, atribui-se como defeito o desnível entre a pista de rolamento e o acostamento, que apresenta um degrau de 4 cm.

Com o passar do tempo, cerca de um ano e meio a dois anos após a liberação ao tráfego, verificou-se que estavam ocorrendo arrancamentos dos agregados da mistura asfáltica (Figura 119) pelos veículos, tanto no trecho I como no trecho II. Com 3 anos do trecho I já é possível identificar pequenas painelas formadas a partir desses arrancamentos (Figura 120).



Figura 117. Desgaste superficial no centro da faixa de rolamento nos trechos monitorados, após 6 meses de tráfego



Figura 118. Polimento dos agregados nos trechos monitorados, após 1 ano de tráfego



Figura 119. Arrancamento dos agregados da mistura asfáltica nos trechos monitorados, após 2 anos de tráfego



Figura 120. Surgimento de panelas no trecho monitorado I a partir do arrancamento de agregados expostos, após 3 anos de tráfego

Além disso, no mês de outubro de 2012 formaram-se panelas junto ao km 14+440 devido a uma semana com chuvas intensas. Essas chuvas causaram deterioração em várias rodovias do Estado do Rio Grande do Sul. Então foi necessária a execução de um remendo de grandes dimensões (2,15 m de largura x 11,60 m de extensão) no trecho monitorado I, conforme Figura 121.



Figura 121. Remendo superficial no trecho monitorado I

Em março de 2013, foram observadas as primeiras fissuras na superfície do pavimento do trecho I, no entanto, devido à frequência de tráfego notou-se que as mesmas selavam-se naturalmente. Entretanto, em julho de 2013, foi observado o surgimento das primeiras trincas na superfície, o que é mostrado na Figura 122.



Figura 122. Surgimento de trincas por fadiga no trecho monitorado I

As trincas observadas são nitidamente devido à fadiga do asfalto, pois iniciaram transversalmente à faixa de rolamento e nas trilhas de rodas. Ainda, como se observa na Figura 120, essas trincas já apresentam bombeamento de finos. A densidade de trincamento no último levantamento realizado (26/11/2013) é de  $0,37 \text{ cm/m}^2$ .

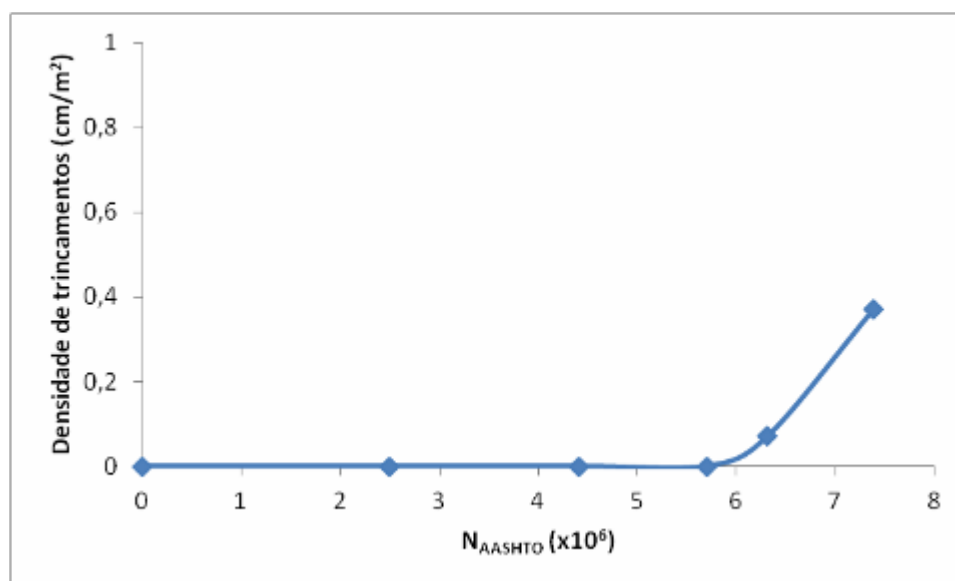


Figura 123. Surgimento e evolução de trincas no trecho I

Na Figura 123, observa-se que o surgimento das trincas por fadiga ocorre aproximadamente para o tráfego de  $N_{AASHTO}=6,0 \times 10^6$ . Comparando a densidade de trincamento (Figura 123) com os resultados obtidos por Victorino (2008) com simulador de tráfego (Figura 27), verifica-se que o fator entre simulador e tráfego real é de 120 vezes. Novamente recorda-se que o pavimento estudado por Victorino apresentava a mesma estrutura, porém com revestimento asfáltico com CAP modificado por borracha. A análise é válida para trazer à tona a discussão do emprego de simuladores para prever a vida de fadiga de pavimentos, ou seja, destacar o efeito do autoselamento das fissuras (*healing*).

Uma análise mecânica com o *software* Everstress 5.0 indica que a tensão de tração na fibra inferior da camada asfáltica ( $z=7,99$  cm) do trecho monitorado I é de 1,11 MPa. Então para verificar o comportamento do material asfáltico à fadiga realizou-se o ensaio em laboratório do qual se obteve os resultados apresentados na Tabela 49.

Tabela 49. Ensaio de fadiga com tensão controlada na mistura asfáltica estudada

$\sigma_T$ (MPa)	NF (ciclos)
0,16	1000000
0,32	272521
0,48	6055
0,64	5039
0,80	583
0,96	939
1,12	362

Na Tabela 49, observa-se que quando submetido à tensão de tração de 1,12 MPa, o corpo de prova moldado com a mistura asfáltica aplicada no revestimento do pavimento rompe após 362 ciclos de carga. Os dados de laboratório permitem desenvolver o modelo de fadiga expresso na Equação 57.

$$\log NF = 532,35 \cdot \sigma_T^{-4,3659} \quad (57)$$



Onde:

NF é número de ciclos até atingir a fadiga; e

$\sigma_T$  é tensão de tração aplicada

Embora se reconheça que a obtenção de um fator laboratório-campo demandará monitoramento mais prolongado dos trechos monitorados nesta Tese e de muitos outros trechos construídos dentro do Programa Rede Temática de Asfalto, vale observar que o quociente entre  $N_{AASHTO}$  correspondente ao surgimento de trincas na superfície e o número de ciclos de ruptura à fadiga em laboratório para a tensão de tração de 1,11 MPa (328 ciclos), aplicando-se o modelo expresso na Equação 57, equivale a  $1,8 \times 10^4$ .

Salienta-se que esse quociente não pode ser compreendido como um fator laboratório-campo, pois este fator deve estar relacionado à degradação acentuada do pavimento por fadiga e não apenas ao surgimento de trincas curtas. Entretanto, esse quociente serve para dar uma projeção sobre o fator laboratório-campo para os trechos monitorados, pois, por exemplo, Pinto e Preussler (1991) apresentam um fator laboratório-campo de  $10^4$  para tensão controlada, considerando o critério de 20% da área trincada. Então já é possível afirmar que para os trechos monitorados nesta Tese o fator será superior a esse que é amplamente empregado em nível nacional.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Inserida dentro do Projeto Rede Temática de Asfalto, a pesquisa relatada nesta tese atingiu o objetivo geral que era o acompanhamento da execução e o monitoramento do desempenho de pavimentos na rodovia BR-290/RS, trecho Osório-porto Alegre.

Como amplamente comentado, o Projeto Rede Temática de Asfalto objetiva o desenvolvimento de um método mecanístico-empírico para o dimensionamento de pavimentos flexíveis. Nesse contexto, o monitoramento em longo prazo permitirá definir um fator laboratório-campo quanto à fadiga e obter modelos de previsão de desempenho quanto à irregularidade, afundamentos e textura superficial.

Por marcar o início da pesquisa no Rio Grande do Sul, não era de se esperar que resultados tão importantes fossem alcançados plenamente. Contudo, após 3 anos de monitoramento de um dos trechos foi possível apontar o valor inicial de  $1,8 \times 10^4$  como fator laboratório-campo para surgimento de trincas de fadiga na superfície do pavimento; identificar o  $N_{AASHTO}$  de  $4,8 \times 10^6$  como sendo o momento em que o ATR atinge o limite admissível (5 mm) para a rodovia estudada na trilha de rodas direita (externa) e esboçar linhas de tendência para os demais parâmetros. O prosseguimento do monitoramento permitirá ajustar o fator laboratório-campo e tornar o que hoje são linhas de tendências em modelos de previsão de desempenho mais significativos.

Destaca-se que a vida de fadiga, especialmente a do trecho I, que foi monitorado por mais tempo, superou as previstas por modelos incluídos no SisPav e no M-EPDG. Igualmente, os dois pavimentos monitorados, construídos no final dos anos de 2010 e 2011, têm apresentado melhor desempenho que outros construídos anteriormente na mesma rodovia, com a estrutura semelhante, cujos comportamentos à fadiga e às deformações permanentes foram analisados anteriormente por Victorino (2008) e Vitorello (2008).

Fica evidenciada a importância do controle de execução dos pavimentos, constatando-se que deficiências na compactação e confinamento próximas à trilha externa da pista resultam em elevadas deflexões e afundamentos nas trilhas de rodas. Também a evolução da irregularidade

longitudinal mostrou ser fortemente dependente da irregularidade medida logo após a construção do pavimento.

A seguir apresentam-se as conclusões referentes aos objetivos específicos e sugestões para futuras pesquisas.

## 7.1 CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados de ensaios laboratoriais e dos monitoramentos de campo apresentados nesta Tese, pode-se concluir que:

- A caracterização prévia dos materiais em laboratório, especialmente quanto ao comportamento resiliente, permite prever o comportamento estrutural do pavimento na etapa de projeto. As simulações realizadas com programas computacionais, como o Everstress 5.0, permitiram estimar com acurácia os valores esperados de deflexões superficiais e calcular deformações horizontais de extensão (tração) na fibra inferior do revestimento. Como se sabe, estas deformações comandam a vida de fadiga dos pavimentos.
- Quanto às respostas estruturais medidas nos trechos monitorados, confirmou-se que a temperatura tem efeito significativo nas deflexões medidas, principalmente em dias muito quentes. Sendo assim, é indispensável transformar as deflexões a valores equivalentes que seriam medidos a uma temperatura padrão (no caso do Brasil, 25°C). Devido aos fatores amplamente comentados durante a Tese (especialmente a falta de confinamento horizontal), na trilha de roda direita (externa) mediram-se deflexões muito superiores às medidas na outra trilha (interna). Contudo, ambas apresentaram uma evolução semelhante: com redução nos primeiros meses após abertura ao tráfego, atribuída à fase de consolidação do pavimento, e depois pequena variabilidade (cerca de  $3 \times 10^{-2}$  mm), caracterizando a chamada “fase elástica do pavimento”.
- Analogamente, os afundamentos nas trilhas de roda (ATR) também foram maiores na trilha de roda direita (no final do período de monitoramento: 6,4 mm). Como não foram encontradas evidências que as deformações permanentes tenham sido originadas nas camadas do revestimento asfáltico, atribui-se a maior parcela dos ATR

longitudinal mostrou ser fortemente dependente da irregularidade medida logo após a trecho II, com reforço do subleito em rochas, os afundamentos apresentaram magnitudes inferiores (no final do período de monitoramento: 3,5 mm) ao trecho I, no qual o reforço foi construído com areia. Considerando apenas a TRD, o modelo de Vitorello (2008) foi o que apresentou a melhor previsão para o trecho I, em especial, após o tráfego de  $N_{AASHTO} 2,5 \times 10^6$ . Para o trecho II nenhum modelo realizou previsão adequada, sendo todas elas bem acima dos resultados obtidos em campo.

- A construção também teve efeito significativo na serventia do pavimento. No trecho I, já na abertura ao tráfego mediram-se valores elevados (IRI igual a 4,8 m/km) de Irregularidade Longitudinal (parâmetro que mais influencia a serventia do pavimento) e, em decorrência o Valor de Serventia Atual (VSA = 3,5) corresponde a uma condição “Regular” do pavimento. Já no trecho II, na abertura do pavimento ao tráfego o IRI (1,7 m/km) era relativamente baixo resultando em uma avaliação subjetiva “Boa” (VSA = 4,5). O modelo que melhor previu a evolução do IRI nos dois trechos monitorados foi o do M-EPDG, pois considera o valor inicial de irregularidade na execução do trecho, porém, no trecho II o modelo de Vitorello (2008) também mostrou valores adequados de previsão.
- Os pavimentos não apresentaram muitos defeitos superficiais e o grau de severidade dos mesmos foi geralmente baixo. Esperava-se, a partir de previsões feitas por modelos nacionais e estrangeiros, em resultados de ensaios acelerados com simulador de tráfego em pavimentos semelhantes da mesma rodovia, e também com base em relatos de engenheiros da concessionária, que as trincas por fadiga fossem numerosas e com grau de severidade elevado no final do segundo ano de tráfego. Contudo, no trecho I, após três anos de abertura ao tráfego, o trincamento é muito incipiente. Devido a uma chuva intensa de primavera de 2013, no trecho I surgiram painelas que foram reparadas com um remendo.
- Outro aspecto a se destacar é que ambos os trechos monitorados os pavimentos apresentam macrotextura grossa, portanto, com exposição dos agregados, isso tem ocasionado o arrancamento dos agregados do revestimento e o início de pequenas painelas que tendem a evoluir de forma significativa nos próximos meses;

- Como já mencionado em nenhum dos trechos monitorados foi possível determinar o fator de laboratório-campo para a vida de fadiga, pois apenas no trecho I surgiram as primeiras trincas. Acredita-se que nos próximos meses no pavimento do trecho II também inicie o trincamento por fadiga.
- Combinando-se os resultados de ensaios de fadiga à tensão controlada em corpos de prova cilíndricos do concreto asfáltico do revestimento e os levantamentos de trincas no trecho I, pode-se sugerir um valor inicial de fator laboratório-campo para estimar o volume de tráfego correspondente ao surgimento de trincas na superfície. Esse valor (próximo a  $1,8 \times 10^4$ ) é apenas um fator inicial, considerando exclusivamente o pavimento em foco e, as condições de clima locais. Com a continuidade do monitoramento nos próximos anos, esse fator será reavaliado, e combinado com fatores obtidos de forma semelhante em outros pavimentos experimentais, possibilitará estimar com maior acurácia a vida de fadiga de pavimentos asfálticos, no Rio Grande do Sul e em outros Estados da Federação a partir de ensaios laboratoriais de fadiga e de análises computacionais.
- Em termos de aderência pneu-pavimento todos os trechos monitorados apresentaram valores muito bons, sendo classificados como superfícies rugosas e grossas. No entanto, salienta-se que, se a taxa de deformações permanentes, em especial na trilha externa, continuar no mesmo ritmo, em breve poderá haver problemas por acúmulo de água nesses locais, com risco de hidroplanagem;
- As contagens de tráfego atuais (ano de 2013) mostraram que embora o volume médio diário (VMD) de veículos apresente significativo efeito de sazonalidade, quando se analisa somente os veículos comerciais (VMDc) a sazonalidade não é perceptível. O VMDc da rodovia é de 2.515 caminhões e apresenta variação pequena ao longo do ano. A estimativa do número equivalente de operações do eixo da carga padrão (N) anual para a rodovia é  $2,5 \times 10^6$  (considerando os fatores de equivalência de carga da AASHTO) e de  $9,5 \times 10^6$  (considerando os fatores de equivalência de carga do USACE);
- As estruturas de drenagem superficiais dos trechos monitorados apresentaram bom funcionamento, mas acredita-se que existam problemas relacionados à drenagem nas camadas mais profundas do pavimento, retenção de água no reforço em areia e

subleito. Além disso, demonstrou-se que o grau de saturação da camada de brita graduada tem uma contribuição importante na vida de fadiga.

- Embora não se tenha observado nos trechos monitorados trincamentos de cima para baixo (*top-down cracking*), os estudos mostraram que esse mecanismo de degradação é fortemente influenciado pelo gradiente térmico no interior do pavimento, e que, para temperaturas muito elevadas comuns nos meses de verão, a ruptura por cisalhamento pode ocorrer em casos especiais.

Finalizando, destaca-se a relevância do Projeto Rede Temática de Asfalto conduzido em todo o território nacional, com o apoio da PETROBRAS. No desenvolvimento deste Projeto está sendo montado um amplo banco de dados sobre materiais, processos construtivos e desempenho de pavimentos flexíveis construídos no Brasil. A sistematização e a análise dessas informações resultarão, em alguns anos, na proposição de um método mecanístico-empírico nacional, que considere as especificidades regionais do clima, do tráfego e dos materiais de Pavimentação, com elevado nível de confiabilidade.

## 6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Dentro do escopo do Projeto Rede Temática de Asfalto, ainda existem diversos temas que devem ser aprofundados e podem ser abordados em novas pesquisas. Dessa forma, como complementos desta Tese são sugeridos as seguintes atividades:

- Continuar o monitoramento durante um intervalo maior de tempo nos trechos aqui estudados para acompanhar a evolução da capacidade estrutural, da condição funcional e de defeitos;
- Monitorar outros pavimentos recentemente a serem construídos no Estado do Rio Grande do Sul, com estruturas diferentes da estudada e também com revestimentos asfálticos elaborados com ligantes convencionais;
- Monitorar a profundidade do lençol freático para estimar o teor de umidade das camadas inferiores do pavimento ao longo do ano e identificar possíveis reduções na

resistência dos materiais, que possam contribuir para o aumento de deflexões e afundamentos;

- Realizar medições de Irregularidade no topo da camada de base imprimada para verificar se ocorre a reprodução dessa irregularidade no topo do revestimento asfáltico nos próximos trechos a serem construídos;
- Dar continuidade a estudos de resistência ao cisalhamento e rupturas por cisalhamento próximas à superfície de pavimentos, determinando parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) de concretos asfálticos comumente empregados na Região Sul do País e avaliando os efeitos da temperatura e dos gradientes térmicos na magnitude de tensões cisalhantes;
- Continuar avaliando periodicamente o trecho III, construído em acostamento, pois se acredita que, embora até o momento ele não tenha fornecido muitas informações referentes à ação do clima isolado do tráfego, futuramente fornecerá informações importantes que poderão ser utilizadas para explicar alguns comportamentos que não foram suficientemente entendidos nesta Tese; e
- Transformar as linhas tendências apresentadas nesta Tese em modelos de previsão de desempenho confiáveis para pavimentos semelhantes aos monitorados na BR-290/RS.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AL-QADI, I. L.; ELSEIFI, M.; YOO, P. J. In-situ validation of mechanistic pavement finite element modeling. **Virginia Tech Transportation Institute**. Blacksburg, Virginia: 2006. 20 p.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS OFFICIALS. **Guide for Design of pavement structures**. AASHTO. Washington DC: 2002.
- APS, M. **Classificação da aderência pneu-pavimento pelo índice combinado IFI – International Friction Index para revestimentos asfálticos**. 2006. 179 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- BABURAMANI, P. Asphalt fatigue life prediction models – a literature review. **ARRB Transport Research report ARR 334**. Vermont South, Victoria: 1999. 40 p.
- BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.
- BARELLA, R. M. **Compatibilização dos valores de IRI e QI para correspondência de nível de irregularidade em rodovias tipo freeway**. Agência Nacional de Transportes Terrestres. RDT. Brasília: 2011. 80 p.
- BARELLA, R. M. **Contribuição para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos com perfilômetros inerciais**. 2008. 362 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.
- BEER, M.; FISHER, C.; KANNEMEYER, L. Tire-pavement interface contact stresses on flexible pavements: quo vadis? In: PROCEEDINGS OF THE 8<sup>TH</sup> CONFERENCE ON ASPHALT PAVEMENTS FOR SOUTHERN AFRICA, 1994, **Trabalhos Técnicos**. 22 p., 1994.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica** formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS, ABEDA, 2010. 504 p.
- BRITO, L. A. T.; GRAEFF, A. G. Métodos de dimensionamento de pavimentos – metodologias e seus impactos nos projetos de pavimentos novos e restaurações. **Pesquisa CONCEPA/ANTT**. Brasília: Agência Nacional de Transportes Terrestres, 2009.
- BROWN, S. F. Soil mechanics in pavement engineering. **Géotechnique**, 46, n. 3, p. 383-426. 1996.



CASAGRANDE, F. L. **Estudo da influência do teor de finos na condutividade hidráulica e deformidade elástica de britas**. 2003. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

CENEK, P. D.; HENDERSON, R. J.; FORBES, M.; DAVIES, R. B.; TAIT, A. The relationship between crash rates and rutting. **NZ Transport Agency research report 545**. Wellington: 2014. 93 p.

CERATTI, J. A. P. A rede temática de tecnologia em asfalto: Petrobras e instituições de pesquisa. In: Workshop RDT: desenvolvimento tecnológico nas concessões rodoviárias, VII, 2012. **Trabalhos Técnicos**. Brasília: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), 2012.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de Rodovias 2006**. Disponível em [www.cnt.org.br/pesquisarodovias](http://www.cnt.org.br/pesquisarodovias), acessado em 28 de outubro de 2007.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de Rodovias 2013**. Disponível em [www.cnt.org.br/pesquisarodovias](http://www.cnt.org.br/pesquisarodovias), acessado em 15 de março de 2014.

ELVIK, R.; HOYE, A.; VAA, T.; SORENSEN, M. **The handbook of road safety measures**. Bingley: Emerald Publishing. 2<sup>nd</sup> ed. 2009. 1124 p.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Banco de Dados Climáticos**. Disponível em [www.embrapa.br](http://www.embrapa.br), acessado em 07 janeiro 2011.

FERREIRA, P. N. **Avaliação da macrotextura de trechos pavimentados de rodovias estaduais situadas na região insular do município de Florianópolis**. 2002. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

FINN, F. Pavement management systems - past, present, and future. **Public Roads**. V. 68, n. 1. 1998.

FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN-UND VERKEHRSWESEN ARBEITSGRUPPE INFRASTRUKTURMANAGEMENT. **Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen**. RStO 11. 2011. 79 p.

FRANCO, F. A. C. P. **Método automático de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos**. 2007. 291 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2007.

FWA, T. F.; ONG, G. P. Wet-pavement hydroplaning risk and skid resistance: analysis. **Journal of Transportation Engineering**, ASCE, v. 134, n. 5, p. 182-190, may 2008.

GARBA, R. **Permanent deformation properties of asphalt concrete mixtures**. 2002. 183 f. Tese (Doutorado em Engenharia). Department of Road and Railway Engineering, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway, 2002.

GONTIJO, P. R. A.; GUIMARÃES, F. H. R.; NOGUEIRA, C. L. Metodologias brasileiras para avaliações das características funcionais e estruturais de pavimentos rodoviários – o estado da arte. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28, 1994, Minas Gerais. **Anais...** Minas Gerais: RAPv, 1994. p 501-529.

HAAS, R. C. G.; HUDSON, W. R. **Pavement management system**. New York: McGraw-Hill, 1978. 464 p.

HAFEEZ, I. **Impact of hot mix asphalt properties on its permanent deformation behavior**. 2009. 152 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Department of Civil Engineering and Environmental Engineering, University of Engineering and Technology Taxila, 2009.

HARYANTO, I.; TAKAHASHI. A rutting potential assessment using shear strength properties for Indonesian wearing courses mixtures. **International Journal of Pavements**. Vol. 6, p. 27-38. 2007.

HOSKING, J. R. Relationship between skidding resistance and accident frequency: estimates based on seasonal variations. **Transport and Road Research Laboratory**, TRRL, Research Report, n. 76, 17 p. 1986.

HUANG, Y. H. **Pavement analysis and design**. New Jersey: Prentice Hall Inc., 2ed., 2003. 792 p.

JAMESON, G. W. Origins of AUSTRROADS design procedures for granular pavements. **ARRB Transport Research AAR 292**. Victoria: 1996. 24 p.

KENNEDY, T. W.; KANDHAL, P. S.; BROWN, S. F.; LEE, D. Y.; ROBERTS, F. L. **Hot mix asphalt materials**, mixture design and procedure. NAPA Research and Education Foundation. 1996.

KOKKALIS, A. G.; PANAGOULI, O. K. Fractal evaluation of pavement skid resistance variations. I: surface wetting. **Chaos, Solitons & Fractals**, v. 9, n. 11, p. 1875-1890, nov. 1998.

LEITE, L. Proposta brasileira para dimensionamento de pavimentos com base mecanística-empírica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE RODOVIAS E CONCESSÕES, 8, 2013, Santos. **Trabalhos Técnicos**. Santos: CBR&C, 2013.

MARCON, A. F. **Contribuição ao desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimentos para a malha rodoviária estadual de Santa Catarina**. 1996. Tese (Doutorado em Infraestrutura Aeronáutica). Instituto tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, 1996.

MATTHEWS, J. M.; MONISMITH, C. L.; CRAUS, J. Investigation of laboratory fatigue testing procedures for asphalt aggregate mixtures. **Journal of Transportation Engineering**. n.4, v. 119, p. 634-654. 1993.

MATTOS, J. R. G. **Avaliação da aderência pneu-pavimento e tendências de desempenho para a rodovia BR-290/RS**. 2009. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: Ed. UFRJ, 2ª ed., 2005.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis**; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. 1991. 366 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1991.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures**. NCHRP. Washington DC: Program 1-37 A, V. 39, 2004.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Top-down cracking of hot-mix asphalt layers**: models for initiation and propagation. NCHRP. Washington DC: Web-Only Document 162, 2010.

NOVAK, M.; BIRGISSON, B.; ROQUE, R. Three-dimensional finite element analysis of measured tire contact stress and their effects on instability rutting of asphalt mixture pavements. In: PROCEEDINGS OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING, 2003, **Trabalhos Técnicos**. 26 p., 2003.

NÚÑEZ, W. P. **Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados**. 1997. 271 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A. P.; BRITO, L. A.; VIVIAN, J. Modelos de estimativa de temperaturas de pavimentos: contribuição ao estudo de afundamentos nas trilhas de roda em corredores de ônibus de Porto Alegre. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 17., 2003, Aracaju. **Anais...** Aracaju: ABPv, 2003. CD-ROM.

NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A. P.; NOGUEIRA, M. L.; ZÍNGANO, A.; MATTOS, J. R. G. Novos rumos no dimensionamento de pavimentos flexíveis: um estudo sobre rupturas por cisalhamento em camadas asfálticas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 41, 2012, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: RAPv, 2012. 12 p.

PATERSON, W. D. O. **The highway design and maintenance standards model**. Volume III: Road deterioration and maintenance effects – models for planning and management. Washington DC: Transportation Department of World Bank, 1987. 454 p.

PATERSON, W. D. **Road deterioration and maintenance effects**. World Bank Publications. Washington D.C., 1987.

PATRICK, J. E.; TOWLER, J. I. Improvement of the performance of hotmix asphalt surfacings in New Zealand. **NZ Transport Agency Research Report 508**. Wellington: 2013. 95 p.

PETERLINI, P. S. **Cargas por eixo e fatores de veículos obtidos em rodovias federais concessionadas do Estado do Paraná**. 2006. 192 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal de Santa Catarina, 2006.

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. 1991. 478 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1991.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. **Pavimentação rodoviária** conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro: IBP, 2ª Ed., 2010. 220 p.

QUEIROZ, C. A. **Performance prediction models for pavement management in Brazil**. 1981. 317 p. Dissertation (Degree of Doctor of Philosophy). University of Texas, Austin, 1981.

RAMOS, C. R. **Estudo para o desenvolvimento de um catálogo de pavimentos flexíveis do município do Rio de Janeiro**. 2003. 301 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2003.

REDE TEMÁTICA DE ASFALTO. **Manual de execução de trechos monitorados**. Rio de Janeiro: PETROBRAS, 2010.

ROMANOSCHI, S. A.; DUMITRU, N. I.; DUMITRU, O. **Resilient modulus and the fatigue properties of Kansas hot mix asphalt mixes**. Manhattan: K-TRAN, Report no. KSU-02-6, 2006. 131 p.

SALEH, M. F. et al. **A Mechanistic Roughness Model Based on Vehicle-Pavement Interaction**. Transportation Research Board, 79 Annual Meeting. Washington, 2000.

SAYERS, M. W. et al. **The international road roughness experiment**. World Bank Technical Paper Number 45. WTP-45. Washington, 1986a.

SILVA, J. P. S. **Aderência pneu-pavimento em revestimentos asfálticos aeroportuários**. 2008. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

SMITH, K. L.; TITUS-GLOVER, L.; EVANS, L. D. Pavement smoothness index relationships. **Federal Highway Administration Report RD-02-057**. Washington DC: 2002. 116 p.

SOARES, J. B.; MATEOS, A.; MOTTA, L. M. G. Aspectos gerais de métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos de vários países e a relação com um novo método brasileiro. **Revista Pavimentação**. Rio de Janeiro: ABPv, 2009.

SOUZA, J. B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C. L. Summary Report on permanent deformation in asphalt concrete. **Strategic Highways Research Program**. IR-91-104. 1991.

SPECHT, L. P.; ROZEK, T.; HIRSCH, F.; SANTOS, R. T. dos. Avaliação da macrotextura de pavimentos através do ensaio de mancha de areia. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio Grande, n. 10, p. 30-38, jul. 2007.

SU, K.; SUN, L.; HACHIYA, Y.; MAEKAWA, R. Analysis of shear stress in asphalt pavements under actual measured tire-pavement contact pressure. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ROAD AND AIRFIELD PAVEMENT TECHNOLOGY, 6<sup>th</sup>, 2008, **Anais...** Sapporo: ICPT, 2008, p. 11-18.

THEYSE, H. L.; DE BEER, M.; RUST, F. C. Overview of South African mechanistic pavement design method. **Transportation Research Record**. n.1539, p. 6-17. 1996.

THEYSE, H. L.; MAINA, J. W.; KANNEMEYER, L. Revision of the south african flexible pavement design method: mechanistic-empirical component. In: CONFERENCE ON ASPHALT PAVEMENTS FOR SOUTHERN AFRICA, 9., 2007, **Document Transportation Technologies**. Gaborone, Botswana: CAPSA, 2007, p. 256-292.

VICTORINO, D. R. **Análise de desempenho de um pavimento flexível da rodovia BR-290/RS solicitado por um simulador de tráfego móvel**. 2008. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

VITORELLO, T. **Análise de desempenho de estrutura de pavimento flexível da rodovia BR-290/RS no trecho Osório-Porto Alegre**. 2008. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

WANG, H. AL-QADI, I. L. Near-surface pavement failure under multiaxial stress state in thick asphalt pavement. **Transportation Research Record**. n.2154, p. 91-99. 2010.

WATANATADA, T.; HARRAL, C. G.; PATERSON, W. D. O.; DHARESHWAR, A. M.; BHANDARI, A.; TSUNOKAWA K. **The highway design and maintenance standards model**. Volume 1: Description of the HDM-III model. Washington DC: John Hopkins University Press, 1987. 280 p.

YSHIBA, J. K. **Modelo de desempenho de pavimentos: estudo de rodovias do estado do Paraná**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.