

MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE
PAVIMENTOS ASFÁLTICOS - SISPAV

Filipe Augusto Cinque de Proença Franco

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS
EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof^a. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Prof. Jacques de Medina, LD.

Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, D.Sc.

Dra. Leni Figueiredo Mathias Leite, D.Sc.

Prof. Salomão Pinto, D.Sc.

Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

SETEMBRO DE 2007

FRANCO, FILIPE AUGUSTO CINQUE DE
PROENÇA

Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav. [Rio de Janeiro] 2007.

XXI, 294p., 29,7cm, (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2007)

Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Mecânica dos pavimentos
2. Dimensionamento
3. Fadiga

I. COPPE/UFRJ II. Título (série).

*Dedico este trabalho à minha amada esposa Aline
pelo seu amor, compreensão e apoio.*

AGRADECIMENTOS

Expresso minha gratidão...

À professora Laura Motta, a quem muito admiro, que com muita compreensão e paciência me incentivou, ensinou, orientou e me permitiu realizar e concluir este trabalho.

Aos professores Jacques de Medina, Francisco de Rezende Lopes, Jorge Augusto Pereira Ceratti, Leni Figueiredo Mathias Leite, Salomão Pinto e Jorge Barbosa Soares pela dedicação e participação na banca examinadora.

À minha amada esposa Aline, pelo conforto e compreensão dados nas intermináveis horas junto ao computador.

Aos meus pais e irmãos pelo investimento e esforço dedicados à minha educação.

Aos meus amigos e tutores Manuel Ayres e Osvaldo Fonseca que por inúmeras vezes me questionaram e me estimularam a dar prosseguimento nos estudos.

Aos meus amigos que torceram e me apoiaram, mesmo com minhas faltas e ausências.

E a todos os meus amigos da Aeronáutica que contribuíram positivamente me permitindo realizar este trabalho.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau em Doutor em Ciências (D.Sc.)

MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS – SISPAV

Filipe Augusto Cinque de Proença Franco

Setembro / 2007

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho traz uma nova contribuição para o desenvolvimento de um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos, desenvolvido na COPPE/UFRJ. Utiliza-se a análise elástico-linear e a elástico não linear, sendo os danos estimados por modelos de previsão de fadiga, deformação permanente e deformação máxima admissível no topo do subleito, adequados às condições ambientais do país, tanto quanto possível atualmente, e considerados diversos tipos de configuração de eixos. Para permitir a calibração, validação e, posteriormente, seu uso, o método foi consolidado em um programa de computador. O programa, SisPav, incorpora a análise de confiabilidade, a análise de tensões e deformações e interfaces gráficas para visualização dos resultados. Pretende-se com o desenvolvimento do SisPav melhorar os projetos de pavimentação em termos de eficiência estrutural, de modo a utilizar diversos materiais cujo desempenho de campo ainda não se tem experiência suficiente, e considerar, também, as condições ambientais e de tráfego diferentes das implícitas no Método Empírico do DNER, ainda utilizado no país.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

MECHANISTIC-EMPIRICAL ASPHALT PAVEMENT DESIGN METHOD –
SISPAV

Filipe Augusto Cinque de Proença Franco

September / 2007

Advisors: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

This work project brings a new contribution to the establishment of a mechanistic-empiric method of asphalt pavement design developed at COPPE/UFRJ. Linear elastic and non-linear elastic analyses are used, being the damages estimated by prediction models, for fatigue, rutting and vertical deformation limit on the top of the subgrade. In this thrust, models were select, developed and calibrated so as to reflect as much as possible current Brazilian typical climatic conditions and axle configurations. In order to allow for calibration, validation and, subsequently, its use, the method has been consolidated in a computerized program. The computer program – SisPav - incorporates reliability analysis, stress and strain analysis and graphic interfaces for output visualization. The intention of developing SisPav is to improve paving designs in terms of structural efficiency, in order to allow for the use of several materials, whose performance in field remains still not sufficiently known, and also to consider environmental and traffic conditions different from those implicit in the original DNER's Empirical Method, still in use in Brazil.

SUMÁRIO

Capítulo 1 Introdução	1
Capítulo 2 Métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos	7
Capítulo 3 Teoria do comportamento estrutural dos pavimentos asfálticos	23
3.1. Solução com base no Método dos Elementos Finitos	25
3.1.1. <i>O programa FEPAVE</i>	26
3.1.2. <i>O programa RIOPAVE</i>	30
3.1.3. <i>Elasticidade não linear no MEF</i>	32
3.1.4. <i>Programa de Elementos Finitos Tridimensional desenvolvido nesta tese – EFin3D</i>	36
3.2. Solução de cálculo de tensões e deformações com base na Teoria da Elasticidade.....	50
3.2.1. <i>Elasticidade não linear na análise de múltiplas camadas</i>	52
3.2.2. <i>Programa de cálculo de tensões e deformações com base na Teoria da Elasticidade desenvolvido nesta tese - AEMC</i>	54
3.3. Comparação entre as soluções propostas	58
3.4. Caracterização da resposta do pavimento no método de dimensionamento proposto nesta tese	71
Capítulo 4 Materiais de pavimentação	74
4.1. Misturas asfálticas	77
4.1.1. <i>Módulo complexo</i>	79
4.1.2. <i>Módulo de resiliência</i>	82
4.1.3. <i>Comparação entre os módulos dinâmico e o de resiliência</i>	88
4.1.4. <i>Coefficiente de Poisson</i>	90
4.1.5. <i>Envelhecimento do ligante asfáltico</i>	91
4.1.6. <i>Caracterização dos materiais asfálticos no método de dimensionamento proposto nesta tese</i>	97
4.2. Materiais granulares	102
4.2.1. <i>Abordagem clássica</i>	104
4.2.2. <i>Abordagem volumétrica e de cisalhamento</i>	110
4.2.3. <i>O procedimento do LEDFAA</i>	111
4.2.4. <i>Caracterização dos materiais granulares no método de dimensionamento proposto nesta tese</i>	112
4.3. Solos finos, siltosos ou argilosos.....	114
4.3.1. <i>O comportamento resiliente dos solos finos, siltosos ou argilosos</i>	114

4.3.2.	<i>Caracterização dos solos finos, siltosos e argilosos no método de dimensionamento proposto nesta tese</i>	116
4.4.	Lateritas pedregulhosas e solos lateríticos finos.....	117
4.4.1.	<i>O comportamento resiliente das lateritas pedregulhosas e solos lateríticos finos</i>	118
4.4.2.	<i>Caracterização das lateritas pedregulhosas e solos lateríticos finos no método de dimensionamento proposto nesta tese</i>	122
4.5.	Materiais estabilizados quimicamente.....	123
4.5.1.	<i>O comportamento resiliente dos materiais estabilizados com cimento</i>	125
4.5.2.	<i>Caracterização dos materiais estabilizados com cimento no método de dimensionamento proposto nesta tese</i>	129
Capítulo 5 Influência do meio físico.....		131
5.1.	Influência da temperatura	133
5.2.	Influência da variação de umidade	140
5.2.1.	<i>Umidade de equilíbrio</i>	145
5.2.2.	<i>Modelos que relacionam o módulo de resiliência com a umidade</i>	146
5.3.	Caracterização do meio físico no método de dimensionamento proposto nesta tese.....	148
Capítulo 6 Carregamento da estrutura		150
6.1.	Tipos e pesos dos eixos	154
6.2.	Distribuição e variação lateral do tráfego.....	159
6.3.	Variabilidade do tráfego ao longo do ano	163
6.4.	Caracterização do tráfego no método de dimensionamento proposto nesta tese.....	164
Capítulo 7 Modelos de desempenho de pavimentos asfálticos		168
7.1.	Deformação limite no topo do subleito	170
7.2.	Deformação permanente.....	173
7.2.1.	<i>Materiais granulares</i>	179
7.2.2.	<i>Misturas asfálticas</i>	181
7.2.3.	<i>Subleito</i>	182
7.2.4.	<i>Análise “Shakedown”</i>	184
7.3.	Deflexão admissível na superfície do pavimento	187
7.4.	Fadiga dos materiais asfálticos e cimentados	189
7.4.1.	<i>Modelo da Shell Oil</i>	195
7.4.2.	<i>Instituto do Asfalto (MS-1)</i>	196
7.4.3.	<i>Modelo do Guia de Projeto da AASHTO</i>	197

7.4.4.	<i>Modelo de Pinto (1991)</i>	199
7.4.5.	<i>Modelos de Fadiga obtidos nesta tese a partir da base de dados da COPPE</i>	200
7.4.6.	<i>Modelos para materiais estabilizados quimicamente</i>	204
7.5.	Calibração dos modelos.....	207
7.6.	Caracterização do desempenho dos pavimentos asfálticos no método de dimensionamento proposto nesta tese.....	212
Capítulo 8 Análise de confiabilidade		217
8.1.	Método de Rosenblueth.....	218
8.2.	Simulação de Monte Carlo	220
8.3.	Método de Confiabilidade do Guia de Projeto da AASHTO	221
8.4.	Consideração da análise de confiabilidade no método de dimensionamento proposto nesta tese	224
Capítulo 9 O programa SisPav, testes e comparações		226
9.1.	O Programa SisPav	227
9.1.1.	<i>Instalando e manipulando o SisPav</i>	227
9.1.2.	<i>Definindo a estrutura do pavimento asfáltico</i>	229
9.1.3.	<i>Adicionando as informações do tráfego</i>	231
9.1.4.	<i>Selecionando o clima da região de implantação do pavimento</i>	234
9.1.5.	<i>Verificando os modelos de desempenho</i>	235
9.1.6.	<i>Alterando as opções do programa</i>	237
9.1.7.	<i>Analisando os resultados</i>	239
9.2.	Testes e comparações	243
9.3.	Testes com outros programas	248
Capítulo 10 Conclusões e Sugestões para novas pesquisas		259
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		264
Anexo 1 – Resumo dos resultados de ensaios de fadiga realizados na COPPE		277
Anexo 2 – Modelo do relatório técnico de projeto gerado pelo programa SisPav		290

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1:	Ciclo de vida de uma estrutura de pavimento.....	9
Figura 2.2:	Esquema de proposta de método de dimensionamento (MOTTA, 1991).....	10
Figura 2.3:	Metodologia de um procedimento mecanístico calibrado para dimensionamento de pavimentos (HUANG, 2003).	11
Figura 2.4:	Fluxograma do programa PAVE (FRANCO, 2000).	12
Figura 2.5:	Processo completo de dimensionamento de pavimentos (NCHRP, 2004).	13
Figura 2.6:	Tela do programa <i>Mechanistic Empirical Pavement Design Guide da AASHTO</i> (NCHRP, 2004).	14
Figura 2.7:	Configuração do trem de pouso do Boeing 777 (BOEING, 2002).	16
Figura 2.8:	Configuração do trem de pouso do Airbus A380 (AIRBUS, 2007).....	16
Figura 2.9:	Fluxograma do método integrado de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos proposto nesta tese.	22
Figura 3.1:	Esquema representativo das tensões, deformações e deslocamentos em pontos críticos de um pavimento asfáltico.	23
Figura 3.2:	Exemplo de uma malha de Elementos Finitos para formulação bidimensional axissimétrica com elementos quadrangulares (SILVA, 1995).....	29
Figura 3.3:	Elemento hexagonal de 8 nós.	30
Figura 3.4:	Exemplo de uma malha de Elementos Finitos para a formulação tridimensional com elementos “Brick” com 8 nós (AEDO, 1997).	31
Figura 3.5:	Estrutura típica utilizada na avaliação da solução elástica não linear em função do número de incrementos de carga no programa EFin3D.	35
Figura 3.6:	Bacias de deflexão para diversos incrementos de carga no exemplo de comparação (Figura 3.5) com o programa EFin3D desenvolvido nesta tese.	36
Figura 3.7:	Detalhe da malha de Elementos Finitos no contato pneu / pavimento.	37
Figura 3.8:	Força nodal pelo método da área de contribuição (adaptado de BRILL, 1998).	38

Figura 3.9: Comparativo de resultados de deslocamento vertical obtidos pelo FEPAVE e pelo programa EFin3D desenvolvido nesta tese.....	40
Figura 3.10: Formato do arquivo texto para entrada de dados no programa de Elementos Finitos Tridimensional desenvolvido nesta tese (EFin3D).....	42
Figura 3.11: Aba <Estrutura> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.	43
Figura 3.12: Aba <Carregamento> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.	43
Figura 3.13: Aba <Malha de Elementos Finitos> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.	44
Figura 3.14: Aba <Resultados> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.	44
Figura 3.15: Opções do Menu <Resultados> <Exibir> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.	45
Figura 3.16: Aba <Resultados> do programa de Elementos Finitos com os resultados de deslocamentos nos nós desenvolvido nesta tese.....	45
Figura 3.17: Opções do menu <Projeto> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.	46
Figura 3.18: Exemplo de visualização dos resultados de deslocamento vertical (μm) obtidos pelo EFin3D desenvolvido nesta tese a partir do programa View3D de RIBEIRO (2003b).....	47
Figura 3.19: Exemplo de numeração dos nós da malha de Elementos Finitos para um carregamento de rodas duplas.....	48
Figura 3.20: Avaliação da influência do carregamento horizontal (q) na superfície do pavimento usando o EFin3D.....	49
Figura 3.21: Aba <Estrutura> do programa AEMC desenvolvido nesta tese.....	55
Figura 3.22: Aba <Carregamento> do programa AEMC desenvolvido nesta tese.....	55
Figura 3.23: Aba <Resultados> do programa AEMC desenvolvido nesta tese, antes dos cálculos.	57
Figura 3.24: Aba <Resultados> do programa AEMC desenvolvido nesta tese, após os cálculos.	57
Figura 3.25: Formato do arquivo texto para entrada de dados no programa AEMC desenvolvido nesta tese.....	58

Figura 3.26: Comparação gráfica dos resultados do deslocamento vertical no centro do carregamento para o exemplo de aplicação usando os dois programas desenvolvidos nesta tese.	60
Figura 3.27: Comparação gráfica dos resultados de tensão vertical no centro do carregamento para o exemplo de aplicação usando os dois programas desenvolvidos nesta tese.	61
Figura 3.28: Comparação gráfica dos resultados de tensão horizontal (x) no centro do carregamento para o exemplo de aplicação usando os dois programas desenvolvidos nesta tese.	62
Figura 3.29: Estrutura utilizada na análise da segunda comparação entre os programas desenvolvidos nesta tese.	63
Figura 3.30: Comparação gráfica dos resultados de deslocamento vertical no centro do carregamento e na superfície do pavimento para a segunda análise entre os programas desenvolvidos nesta tese.	64
Figura 3.31: Comparação gráfica dos resultados da deformação resiliente máxima de tração para a segunda análise.	65
Figura 3.32: Comparação das bacias de deflexão obtidas de análises não lineares com os programas EFin3D e AEMC desenvolvidos nesta tese para o exemplo da Figura 3.5.	66
Figura 3.33: Comparação dos resultados de deformação de tração máxima obtidos de análises não lineares com os programas EFin3D e AEMC desenvolvidos nesta tese para o exemplo da Figura 3.5.	66
Figura 3.34: Comparação dos resultados de deformação vertical (ϵ_v) obtidos de análises não lineares com os programas EFin3D e AEMC desenvolvidos nesta tese para o exemplo da Figura 3.5.	67
Figura 3.35: Incerteza relativa entre parâmetros utilizados no dimensionamento de pavimentos (NCHRP, 2004).	72
Figura 4.1: Comportamento dos materiais de pavimentação sujeitos a um ciclo de carregamento (LEKARP <i>et al.</i> , 2000a).	75
Figura 4.2: Comportamento típico da relação tensão e deformação versus tempo em um ensaio para a determinação do módulo complexo (FONSECA, 1995).	80
Figura 4.3: Distribuições de tensões de tração e compressão nos planos diametrais, horizontal e vertical de um corpo-de-prova submetido a compressão diametral.	83
Figura 4.4: Comparação entre os modelos de Witczak e AASHTO de previsão do coeficiente de Poisson.	91

Figura 4.5:	Envelhecimento do ligante asfáltico nas etapas de construção e de utilização do pavimento (WHITEOAK, 1991 <i>apud</i> TONIAL, 2001).....	92
Figura 4.6:	Evolução do envelhecimento de um ligante asfáltico, conforme o método proposto por WITCZAK e MIRZA (1995) adaptado para a condição de temperaturas da cidade de Porto Alegre.....	96
Figura 4.7:	Evolução do Módulo Dinâmico em função do envelhecimento do ligante asfáltico, estimado pelo modelo de FONSECA (1995).....	97
Figura 4.8:	Exemplo da tela para caracterização dos materiais asfálticos do programa de dimensionamento SisPav desenvolvido nesta tese.....	99
Figura 4.9:	Comparação entre os módulos de resiliência medidos de trechos experimentais (TONIAL, 2001) com os estimados pelo método adaptado nesta tese do envelhecimento do ligante.....	100
Figura 4.10:	Fluxograma para estimar o módulo de resiliência no centro da subcamada asfáltica pelo método do envelhecimento de WITCZAK e MIRZA (1995) adaptado para o programa de dimensionamento desenvolvido nesta tese.....	101
Figura 4.11:	Exemplo da tela para caracterização dos materiais granulares do programa de dimensionamento SisPav desenvolvido nesta tese.....	113
Figura 4.12:	Exemplo da tela para caracterização dos solos finos, siltosos e argilosos do programa de dimensionamento SisPav desenvolvido nesta tese.....	117
Figura 4.13:	Exemplo da tela para caracterização dos solos lateríticos do programa de dimensionamento SisPav desenvolvido nesta tese.....	122
Figura 4.14:	Relação sigmoidal entre o módulo elástico de camadas cimentadas e o dano de fadiga (AYRES, 1997).....	128
Figura 4.15:	Exemplo da tela para caracterização dos materiais estabilizados com cimento do programa de dimensionamento SisPav desenvolvido nesta tese.....	130
Figura 5.1:	Influência da temperatura nas características da mistura asfáltica.....	134
Figura 5.2:	Exemplo da influência da temperatura na vida de fadiga de uma mistura asfáltica (PINTO, 1991).....	134
Figura 5.3:	Distribuição de frequências de temperaturas no interior do pavimento (AYRES, 1997).....	139
Figura 5.4:	Fluxograma do cálculo do módulo de resiliência da camada asfáltica utilizado no programa PAVE (FRANCO, 2000).....	140

Figura 6.1:	Fatores de equivalência de operações do método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do DNER/DNIT.....	152
Figura 6.2:	Veículos utilizados na pista experimental da AASHTO da década de 50 (esquerda) em comparação com um dos veículos atualmente em operação (direita).	153
Figura 6.3:	Variação lateral do tráfego (δ) considerando uma distribuição de freqüências normal (adaptado de NCHRP, 2004).	161
Figura 6.4:	Representação esquemática do efeito da variação lateral do tráfego no dano acumulado (WARDLE e RODWAY, 1995).	162
Figura 6.5:	Variação mensal do tráfego no ano de 2001 em quatro seções da rodovia BR-101 entre o RJ e o ES (DNIT, 2005).	164
Figura 6.6:	Sistema de coordenadas utilizado no método de dimensionamento proposto e desenvolvido nesta tese.	165
Figura 6.7:	Pontos de análise para consideração da variação lateral do método desenvolvido nesta tese.	166
Figura 6.8:	Fluxograma simplificado do tratamento do tráfego no método de dimensionamento desenvolvido nesta tese.	167
Figura 7.1:	Comparação entre os modelos de previsão do número de repetições de carga admissível para a deformação vertical limite no topo do subleito.	173
Figura 7.2:	Exemplo de deformação permanente em pavimento asfáltico.	174
Figura 7.3:	Gráfico da relação de tensões axial máxima e compressão pela tensão axial máxima (WERKMEISTER <i>et al.</i> , 2003).	186
Figura 7.4:	Curvas do critério de deflexão admissível (PREUSSLER, 1983).	188
Figura 7.5:	Exemplo de dano de fadiga em pavimento asfáltico.	189
Figura 7.6:	Representação esquemática do comportamento de fadiga à tensão controlada de misturas asfálticas (MONISMITH e DEACON, 1969).	191
Figura 7.7:	Representação esquemática do comportamento de fadiga à deformação controlada de misturas asfálticas (MONISMITH e DEACON, 1969).	192
Figura 7.8:	Representação esquemática do comportamento de fadiga de misturas asfálticas em modo de carregamento intermediário (MONISMITH e DEACON, 1969).	193
Figura 7.9:	Vida de fadiga estimada pela regressão dos dados de ensaios da COPPE para misturas asfálticas com ligantes convencionais.	201

Figura 7.10: Vida de fadiga estimada pela regressão dos dados de ensaios da COPPE para misturas asfálticas com ligante modificado por polímero SBS ou EVA.	202
Figura 7.11: Vida de fadiga estimada pela regressão dos dados de ensaios da COPPE para misturas asfálticas com asfalto borracha.	202
Figura 7.12: Curvas de fadiga obtidas nesta tese de misturas asfálticas com ligantes convencionais, modificado por polímero SBS ou EVA e borracha em função da deformação de tração, para um MR = 5000MPa.	203
Figura 7.13: Curvas de fadiga obtidas nesta tese de misturas asfálticas com ligantes convencionais, modificado por polímero SBS ou EVA e borracha em função do MR, para uma deformação de tração = 1,50E-04 m/m.	203
Figura 7.14: Comparação das correlações entre a vida de fadiga e a deformação de tração dos modelos de CERATTI (1991) e USACE semilog.	206
Figura 8.1: Conceito de confiabilidade no dimensionamento para a previsão do índice de irregularidade IRI (NCHRP, 2004).	222
Figura 9.1: Menu principal do programa SisPav.	228
Figura 9.2: Tela <i>Estrutura</i> do programa SisPav.	229
Figura 9.3: Tela <i>Propriedades da camada</i> do programa SisPav.	231
Figura 9.4: Tela <i>Tráfego</i> do programa SisPav.	232
Figura 9.5: Representação esquemática do alinhamento crítico.	233
Figura 9.6: Tela <i>Clima</i> do programa SisPav.	235
Figura 9.7: Tela <i>Modelos</i> do programa SisPav.	236
Figura 9.8: Tela <i>Opções</i> do programa SisPav.	239
Figura 9.9: Janela Estrutura com as informações finais da análise do programa SisPav.	240
Figura 9.10: Tela <i>Resultados</i> apresentando em forma de planilha um exemplo de análise do programa SisPav.	241
Figura 9.11: Tela <i>Resultados</i> apresentando em forma gráfica um exemplo de análise do programa SisPav.	242
Figura 9.12: Resultados do teste 1 – comportamento da espessura do revestimento com o módulo de resiliência da camada de base.	244

Figura 9.13: Resultados do teste 2 – comportamento da espessura do revestimento com em função da variação lateral do tráfego (Δl).....	245
Figura 9.14: Resultados do teste 3 – Exemplo de conflito entre modelos: dimensionamento pela fadiga do revestimento asfáltico.....	246
Figura 9.15: Resultados do teste 3 – Exemplo de conflito entre modelos: dimensionamento pela deflexão máxima na superfície do pavimento.	246
Figura 9.16: Resultados do teste 4 – Influência das temperaturas médias mensais do ar no dimensionamento.....	247
Figura 9.17: Teste comparativo 1 – Dimensionamento do LEDFAA.	248
Figura 9.18: Teste comparativo 1 – Dimensionamento do SisPav.	249
Figura 9.19: Teste comparativo 2 – Dimensionamento do LEDFAA.	250
Figura 9.20: Teste comparativo 2 – Dimensionamento do SisPav.	250
Figura 9.21: Teste comparativo 3 – Dimensionamento do SPDM.	252
Figura 9.22: Teste comparativo 3 – Dimensionamento do SisPav.	252
Figura 9.23: Teste comparativo 4 – Dimensionamento do SPDM.	254
Figura 9.24: Teste comparativo 4 – Dimensionamento do SisPav.	254
Figura 9.25: Teste comparativo 5 – Dimensionamento do SisPav para comparação com o EFin3D.	256
Figura 9.26: Teste comparativo 5 – Verificação no EFin3D para comparação com o SisPav.	256
Figura 9.27: Teste comparativo 6 – Mix de tráfego utilizado na comparação de dimensionamento pelo SisPav com o Número equivalente.....	257
Figura 9.28: Teste comparativo 6 – O dimensionamento concluído pelo SisPav para o Mix de eixos da Figura 9.27.	257
Figura 9.29: Teste comparativo 6 – Número equivalente de repetições de carga para o mix de tráfego da Figura 9.27 utilizado na comparação de dimensionamento pelo SisPav.....	258
Figura 9.30: Teste comparativo 6 – O dimensionamento concluído pelo SisPav para o Número equivalente de repetições do eixo padrão da Figura 9.29.....	258

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1:	Comparação entre os resultados de deslocamento vertical calculados pelo FEPAVE e por uma solução analítica da Elasticidade para uma camada.....	28
Tabela 3.2:	Modelos constitutivos do comportamento resiliente de materiais de pavimentação observados no Brasil (MOTTA, 1991; SILVA, 1995; AEDO, 1997; MEDINA e MOTTA, 2005).	33
Tabela 3.3:	Comparação dos resultados do deslocamento vertical no centro do carregamento calculados para uma camada com os programas desenvolvidos nesta tese.....	60
Tabela 3.4:	Comparação dos resultados de tensão vertical no centro do carregamento calculados para uma camada com os programas desenvolvidos nesta tese.....	61
Tabela 3.5:	Comparação dos resultados de tensão horizontal (x) no centro do carregamento calculados para uma camada com os programas desenvolvidos nesta tese.....	62
Tabela 3.6:	Comparação dos resultados de deslocamento vertical no centro do carregamento e na superfície do pavimento entre os programas desenvolvidos nesta tese.....	64
Tabela 3.7:	Comparação dos resultados de deformação resiliente máxima de tração próximo ao centro do carregamento e a uma profundidade $Z = 0,083\text{m}$ entre os programas desenvolvidos nesta tese.....	65
Tabela 4.1:	Estimativa dos parâmetros do modelo simplificado do MR - Variáveis explicativas e coeficientes β (MARQUES, 2004).....	87
Tabela 4.2:	Valores de A e VTS obtidos a partir dos dados de viscosidade fornecidos pela Petrobras S.A (FRANCO, 2000).....	93
Tabela 4.3:	Valores dos códigos referentes à resistência do cimento asfáltico ao endurecimento, WITCZAK e MIRZA (1995).....	94
Tabela 4.4:	Parâmetros da equação de previsão do módulo de resiliência em função das propriedades físicas (RADA e WITCZAK, 1981).....	105
Tabela 4.5:	Parâmetros de regressão do modelo composto, em MPa, para britas de granito e gnaisse do Rio de Janeiro (RAMOS, 2003).....	108
Tabela 4.6:	Classificação dos solos finos quanto à resiliência, DNIT (2006a).....	116
Tabela 4.7:	Valores dos parâmetros para os modelos, σ_d , σ_3 e composto, com os respectivos valores de R^2 , para as amostras ensaiadas da região de Minas Gerais (MARANGON, 2004).....	120

Tabela 4.8: Coeficientes de regressão obtidos para os parâmetros dos modelos de MR - solos de Comportamento Laterítico (MARANGON, 2004).	121
Tabela 4.9: Coeficientes de regressão obtidos para os parâmetros dos modelos de MR - solos de Comportamento Não Laterítico (MARANGON, 2004).	121
Tabela 4.10: Gama de valores de módulo de resiliência de misturas de solo-cimento (CERATTI, 1991).	126
Tabela 4.11: Modelos constitutivos do comportamento resiliente de solos-cimento observados por TRINDADE <i>et al.</i> (2003).	129
Tabela 4.12: Parâmetros sugeridos pelo método de dimensionamento desenvolvido nesta tese para misturas estabilizadas com cimento.	130
Tabela 5.1: Temperaturas médias mensais de 30 anos de observação (1961-1990) das capitais brasileiras em °C (BRASIL, 1992).	136
Tabela 5.2: Valores de módulo de resiliência típicos de diversas amostras em diferentes teores de umidade - w_o (TAKEDA, 2006).	147
Tabela 6.1: Cargas máximas legais permitidas por configuração de eixos (CONTRAN 1998, 2006a).	156
Tabela 6.2: Exemplos de Combinações de Veículos de Carga – CVC com mais de duas unidades, incluída a unidade tratora. (CONTRAN, 2006b).	157
Tabela 6.3: Configuração dos eixos tandem duplo e triplo com pneus extralargos e comuns (BRIDGESTONE e FIRESTONE, 2001).	158
Tabela 6.4: Recomendações de percentual de veículos na faixa de projeto (SOUZA, 1981).	160
Tabela 7.1: Critérios de ruptura de métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos (MONISMITH e BROWN, 1999).	169
Tabela 7.2: Parâmetros A e B do modelo da expressão (7.2) de previsão da deformação vertical limite no topo do subleito da Shell Oil (MONISMITH e BROWN, 1999).	171
Tabela 7.3: Parâmetros A e B de modelos de previsão da deformação vertical limite no topo do subleito citadas por SANTOS (1998).	171
Tabela 7.4: Variação da deformação específica permanente com o número de aplicações de carga em materiais granulares de seis trechos de rodovias de Mato Grosso (SANTOS, 1998).	177
Tabela 7.5: Parâmetros do modelo de Monismith para duas granulometrias de uma brita gnáissica (ESPINOSA, 1987).	177

Tabela 7.6: Valores prováveis para α e μ , segundo CARDOSO (1987).....	178
Tabela 7.7: Características das curvas de fadiga do solo-cimento a 90 dias de cura (CERATTI, 1991).....	206
Tabela 8.1: Variáveis selecionadas para as análises de confiabilidade e valores de coeficiente de variação sugeridos pelo PAVE (FRANCO, 2000).	220
Tabela 8.2: Níveis de confiabilidade recomendados para projetos de pavimentos novos (NCHRP, 2004).	223
Tabela 9.1: Estrutura utilizada no teste 1.	243
Tabela 9.2: Estrutura utilizada na Comparação 3 (SPDM / SisPav).	251
Tabela 9.3: Estrutura utilizada na Comparação 4 (SPDM / SisPav).	253

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
AEMC	Programa de análise elástica de múltiplas camadas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
c', d', Pi	Parâmetros do método MCT
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBR	Índice de Suporte Califórnia
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CCR	Concreto compactado a rolo
CONTRAN	Conselho Nacional de Trânsito
CVC	Combinações de Veículos de Carga
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes
$E, E^* $	Módulo dinâmico
E^*	Módulo complexo
EFin3D	Programa de análise de pavimentos pelo MEF tridimensionais
f	Frequência da aplicação de carga
FAA	<i>Federal Aviation Administration</i>
FEPAVE	<i>Finite Element Analysis of Pavement Structures</i>
LA'	Solos arenosos lateríticos
LG'	Solos argilosos lateríticos
MAAT	Média anual da temperatura do ar
MCT	Ensaio Miniatura, Compactado, Tropical
ME	Massa Específica
MEF	Método dos Elementos Finitos
MMAT	Temperatura média mensal do ar
MR, Mr	Módulo de resiliência
Mini-MCV	Moisture Condition Value
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
N_f	Vida de fadiga
NG'	Solos argilosos não lateríticos
PBT	Peso bruto total
PBTC	Peso bruto total combinado

RBV	Relação betume-vazios
RT	Resistência à tração
SL	Subleito
T	Temperatura
TRB	Transportation Research Board
V_{efb}	Teor de asfalto em volume
V_a	Teor de vazios da mistura
w	Umidade
w_o	Umidade ótima
$\Delta\sigma$	Diferença de tensões (tensão horizontal e vertical)
δ	Variação lateral do tráfego
δ_a	Deformação permanente
$\delta_{\text{máx}}$	Deflexão máxima
ϵ_a	Deformação específica
ϵ_t	Deformação específica resiliente de tração
μ	Coefficiente de Poisson
μm	Micrômetro
η	viscosidade do ligante asfáltico
$\sigma \times \epsilon$	Tensão x Deformação
$\sigma_1, \sigma_2 \text{ e } \sigma_3$	Tensões principais
σ_3	Tensão de confinamento
σ_d	Tensão desvio
σ_z	Tensão vertical
τ_{oct}	Tensão octaédrica cisalhante
#	Peneira

Capítulo 1

Introdução

O dimensionamento adequado de um pavimento asfáltico visa assegurar que a repetição da passagem dos eixos dos veículos não irá causar o trincamento excessivo da camada de revestimento por fadiga dentro do período de vida do projeto e, também, garantir que as espessuras das camadas de sua estrutura, bem como suas características, sejam capazes de minimizar os efeitos do afundamento da trilha de roda (acúmulo excessivo de deformação permanente), considerando a compatibilidade entre as deformabilidades dos materiais.

Os danos nas estruturas de pavimentos ocorrem principalmente devido à aplicação de cargas elevadas ou devido ao grande número de repetições de passagem das rodas dos veículos. As estruturas de muitos pavimentos asfálticos existentes não foram dimensionadas para tais solicitações, uma vez que o método de dimensionamento tradicional e empírico não contempla efeitos de fadiga, pois foi desenvolvido a partir de observações de danos de deformação no subleito. O efeito da carga repetida só foi introduzido a posteriori, por meio do carregamento de um eixo padrão. Métodos mais modernos vêm buscando uma melhor compreensão do fenômeno e já propõem análises também para o controle do trincamento, tais como MOTTA (1991) e o Guia de Projeto (*Design Guide*) da AASHTO (NCHRP, 2004).

Diversos fatores incidem sobre os danos nas estruturas dos pavimentos tais como: o volume de tráfego, o peso e pressão das rodas do carregamento, a variação lateral da passagem dos veículos, a qualidade dos materiais, o efeito do clima, principalmente da temperatura e da umidade, etc. O projetista não possui o conhecimento exato destes fatores e, na verdade, elabora o dimensionamento com os parâmetros médios ou característicos, com um grau de risco estatístico adotado como aceitável.

Em um dimensionamento, espera-se que a estrutura do pavimento seja adequadamente projetada, evitando que se atinjam prematuramente os valores admissíveis de qualquer um dos índices que estime o dano acumulado ou suas condições de serventia.

A condição empírica dos métodos de dimensionamento de pavimentos tem sido tópico de discussão entre os engenheiros rodoviários por muitos anos. Os métodos empíricos se baseiam em regras desenvolvidas a partir de observações e experiência com certos tipos de pavimentos, para certos tipos de materiais de pavimentação e para condições específicas de clima, que não necessariamente as da região do projeto em questão. A maior limitação dos métodos empíricos é que eles não podem ser generalizados com confiabilidade para outras condições senão àquelas para as quais eles foram desenvolvidos.

Os engenheiros de pavimentação estão buscando gradativamente um entendimento mais analítico do problema e tentando, com isso, reduzir a parcela do empirismo que é inevitável no atual estado-da-arte. No enfoque analítico, o pavimento é tratado como uma estrutura de engenharia e seu comportamento mecânico é avaliado em função do carregamento e da resistência dos materiais, assim como é feito com as estruturas de concreto ou de aço. Além disso, relacionam-se as tensões de tração na base da camada asfáltica com a formação de trincas no revestimento do pavimento ou as deformações verticais com o desenvolvimento do afundamento de trilha de roda. No entanto, em geral, tais teorias não modelam diversos fatores que deveriam ser observados no dimensionamento de um sistema em camadas, cujas propriedades variam com o tempo e com as condições ambientais, e que tem a deterioração acumulada com a passagem das cargas variáveis em intensidade, distribuição e velocidade. Assim, o último passo no processo de dimensionamento acaba por ter uma parcela empírica, com a aplicação dos fatores de calibração campo-laboratório sobre os modelos desenvolvidos em laboratório (MOTTA, 1991; LEKARP *et al.* 2000a).

A necessidade da modelagem mecanística-empírica vem da busca constante de se melhorar os projetos de pavimentação em termos de eficiência estrutural, de modo a utilizar materiais, sobre cujo desempenho de campo ainda não se têm experiência suficiente, e considerar, também, os efeitos das condições ambientais e de tráfego, diferentes daquelas para as quais os Métodos Empíricos, ainda utilizados no país, foram desenvolvidos.

Nos últimos anos o estudo da pavimentação vem experimentando um grande avanço tecnológico, tanto no Brasil quanto no exterior, devido em parte à pesquisa e ao desenvolvimento de diversos métodos de dimensionamento de pavimentos com base em estudos acadêmicos e observações de dados de comportamento de pistas experimentais.

O projeto de pavimentos asfálticos está em permanente evolução, seus conceitos em contínua discussão, com a disponibilização freqüente de novos dados de pesquisas.

Por exemplo, MOTTA (1991), MEDINA (1997) e MEDINA e MOTTA (2005), entre outros, são referências que reúnem uma gama de informações básicas sobre a mecânica dos pavimentos que constitui o estímulo a um método efetivo e prático de dimensionamento de pavimentos asfálticos.

Diversos trabalhos brasileiros exploraram ou basearam seus estudos na ferramenta computacional chamada FEPAVE, programa de Elementos Finitos que foi cedido pelo Professor Carl Monismith da Universidade da Califórnia, Berkeley. Por muitos anos esse programa tem servido, na COPPE, para calcular as tensões e deslocamentos nas estruturas dos pavimentos pelo Método dos Elementos Finitos e considerando a elasticidade não linear. Mas como foi desenvolvido na década de 1960, encontra-se hoje desatualizado nos aspectos referentes à capacidade de manipular número elevado de elementos na malha de Elementos Finitos; à forma simples do elemento considerado nos cálculos; às limitações da consideração da axissimetria e de não permitir análises em três dimensões. O programa FEPAVE possui também o inconveniente da dificuldade de utilização pela forma não muito amigável de iteração com o usuário do programa, mesmo com as rotinas de entrada de dados desenvolvida por SILVA (1995) e posteriormente por FRANCO (2004a) que permite executar o FEPAVE como uma macro na planilha eletrônica Excel®. Atualmente é possível desenvolver programas mais complexos para cálculos de tensões, deformações e deslocamentos, com base em Elementos Finitos tridimensionais, que permitem a consideração da elasticidade não linear e com uma extensa malha de Elementos Finitos, por exemplo.

AYRES (1997) e FRANCO (2000) utilizaram respectivamente nos seus programas AYMA e PAVE a rotina desenvolvida por UZAN (1978) para cálculo de tensões e deformações, o JULEA (*Jacob Uzan Layered Elastic Analysis*). A rotina JULEA utiliza a solução de Burmister para os cálculos de tensão, deformação e deslocamentos das estruturas de multicamadas dos pavimentos. Comparando com o FEPAVE, o JULEA permite análises em três dimensões, mas a técnica utilizada no cálculo não permite a modelagem da elasticidade não linear.

O programa PAVE, desenvolvido por FRANCO (2000), permite avaliar o desempenho de estruturas de pavimentos em relação aos danos de fadiga, deformação

permanente da estrutura e deformação no topo do subleito. Apesar do PAVE apresentar resultados relativos ao desempenho, o programa não dimensiona diretamente estruturas de pavimentos, isto é, não determina, de forma automática, as espessuras das camadas até um grau de ajuste pré-determinado, sendo utilizado para verificação de uma estrutura de pavimento previamente estabelecida em relação aos danos de fadiga e aos afundamentos de trilha de roda causados pela passagem de um tipo específico de eixo. As alterações necessárias para realizar o dimensionamento devem ser efetuadas pelo projetista.

Baseado em toda a discussão sobre o tema da mecânica dos pavimentos e buscando desenvolver ferramentas que auxiliem o cálculo do estado de tensões em estruturas e análise de desempenho dos materiais, foi possível estabelecer o problema que envolverá toda a pesquisa desta tese.

Dada a permanente evolução do campo da pavimentação que vem ocorrendo em centros de pesquisa e universidades, com o crescente avanço e investimentos em pesquisas de novos materiais e metodologias de ensaio e de análise, verifica-se um grande hiato entre pesquisa e prática em virtude das técnicas efetivamente utilizadas pelos projetistas serem, ainda, as tradicionais.

Muitas organizações estão buscando reduzir esse hiato com a apresentação de programas de computador ou sistemas que permitam uma aproximação dos projetistas e técnicos com as novas terminologias, ensaios e técnicas. Os mais conhecidos são o KENLAYER da Universidade de Kentucky, o LEDFAA, programa de dimensionamento de pavimentos de aeroportos da Federal Aviation Administration dos Estados Unidos; o CIRCLY, método de dimensionamento de pavimentos da Austrália; o Paviflex de Portugal; o PCASE do Exército Americano; o BISAR da Shell; o Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004); dentre outros que serão descritos nos capítulos a seguir.

Inspirado nesses métodos e com base nos programas PAVE (FRANCO, 2000), FEPAVE, JULEA, AYMA (AYRES, 1997), e outros, verificou-se um cenário positivo para a elaboração de uma nova proposta para um método de dimensionamento no sentido de reduzir a parcela de empirismo nos projetos de pavimentação.

Assim, o objetivo final desse trabalho é reunir em um sistema computacional, desenvolvido em Visual C++, versão 6.0, todo o estado-da-arte atual referente ao

projeto de estruturas de pavimentos asfálticos que permita dimensionar mecanisticamente as espessuras das camadas com base nas informações detalhadas do tráfego, das condições ambientais e das características dos materiais. Disponibilizam-se, com isto, ferramentas computacionais de manipulação simples para servir como interface a uma mudança cultural entre os métodos: tradicional de um lado (simples ao extremo) e mecanístico-empírico de outro (requer conhecimentos atualizados dos projetistas e ensaios de carga repetida dos materiais).

Este trabalho tem como base a análise de dados coletados de ensaios e instrumentação de outras pesquisas tecnológicas realizadas no Brasil. Os resultados de ensaios, que serviram tanto para trabalhos acadêmicos quanto para estudos contratados, foram obtidos dos arquivos do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

Os diversos fundamentos do método mecanístico-empírico proposto, detalhados em termos de seus requisitos dividiram o trabalho em capítulos assim distribuídos:

No Capítulo 2 são apresentados métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento de pavimentos asfálticos desenvolvidos em diversas instituições estrangeiras e brasileiras. As conceituações e os fluxogramas utilizados em cada método são abordados, finalizando com a apresentação do método desenvolvido na presente tese.

No Capítulo 3 discutem-se as teorias correntes que simulam o comportamento estrutural dos pavimentos em relação às cargas de tráfego atuantes. A modelagem pelos Elementos Finitos e a análise elástica de múltiplas camadas são abordadas com destaque, assim como o comportamento elástico linear e não linear dos materiais. Nesse capítulo são apresentadas, ainda, as ferramentas computacionais para cálculo de tensões e deformações desenvolvidas durante esta pesquisa.

No Capítulo 4 os materiais de uso mais corrente em pavimentação asfáltica no Brasil são caracterizados em termos de deformabilidade. Tentou-se obter na revisão bibliográfica, como por exemplo, o trabalho de FERREIRA (2005), uma forma de classificação dos materiais de modo a obter valores estimados ou típicos para os parâmetros de resiliência.

No Capítulo 5 a ação do meio físico sobre a estrutura do pavimento foi estudada. Tal ação resume-se às influências da temperatura sobre os materiais asfálticos e a

influência da umidade sobre os parâmetros de resiliência dos solos granulares e argilosos que compõem a estrutura.

O Capítulo 6 aborda o tema Carregamento da Estrutura, com atenção aos tipos de eixos e pneus homologados para rodar nas estradas brasileiras. Buscou-se desenvolver um método que eliminasse o conceito do número de repetições do eixo padrão substituindo-o pela contribuição individual de cada eixo previsto no tráfego. Além disso, apresenta-se a consideração do efeito da variação lateral do tráfego sobre o acúmulo de danos devido à passagem das cargas proposta no método desenvolvido nesta tese.

O Capítulo 7 descreve os diversos modelos de previsão de desempenho dos pavimentos asfálticos encontrados na literatura técnica. Neste capítulo são apresentadas, também, as regressões que geraram os modelos de previsão de vida de fadiga de misturas asfálticas tradicionais, modificadas por polímero e com asfalto borracha, a partir de resultados de ensaios de compressão diametral de carga repetida à tensão controlada realizados no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Faz-se, também, uma tentativa de calibração dos modelos de previsão de danos, por meio de comparações com outros métodos de dimensionamento e de resultados obtidos de instrumentação de campo publicados na literatura.

O Capítulo 8 apresenta as técnicas de análise de confiabilidade utilizadas nos programas AYMA (AYRES, 1997), PAVE (FRANCO, 2000) e Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) e descreve a técnica utilizada no método de dimensionamento desenvolvido nesta tese.

No Capítulo 9 descreve-se detalhadamente o programa SisPav e, ainda, apresenta-se os resultados de testes e comparações realizados com outros métodos de dimensionamento.

No Capítulo 10 encerra-se o trabalho com as apresentações das conclusões mais importantes da tese e das sugestões de temas para futuras pesquisas.

Além disso, são anexados ao texto os resultados dos ensaios de compressão diametral em corpos-de-prova de misturas asfálticas realizados no laboratório da COPPE/UFRJ (Anexo 1) que permitiram desenvolver os modelos de fadiga desta tese, bem como um exemplo do relatório técnico de dimensionamento gerado pelo programa SisPav (Anexo 2).

Capítulo 2

Métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos

Há atualmente diversas instituições pesquisando ou tentando desenvolver métodos modernos e analíticos de dimensionamento de pavimentos asfálticos pelo mundo afora. Os estudos variam desde métodos simplificados a muito complexos. A verdade é que o dimensionamento de estruturas de pavimentos asfálticos é um processo que envolve o conhecimento de variáveis de difícil previsão e modelagem, tais como as características dos materiais de pavimentação, o comportamento deles em relação à aplicação das cargas, o próprio carregamento e o tipo de resposta da estrutura para suportar as cargas sob todas as variações das condições climáticas durante o período de análise.

Segundo MOTTA (1991) os métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos tradicionais têm uma forte dose de empirismo. Até os dias de hoje muitos trabalhos científicos vêm sendo produzidos buscando reduzir ou até mesmo eliminar a parcela de empirismo. No entanto, apesar dos esforços, ainda não foi possível desenvolver no País um método de dimensionamento adequado ao estado-da-arte atual, que permita padronizá-lo pelos órgãos regulamentadores nacionais, como o DNIT ou DERs, de modo a generalizar seu uso no Brasil.

Os modelos matemáticos obtidos de regressões de dados de ensaios em laboratório e que tentam traduzir as tensões, as deformações e os deslocamentos em danos nos pavimentos podem ser considerados o elo mais fraco no método mecanístico de dimensionamento de pavimentos. Apesar do avanço das pesquisas e das técnicas de ensaios no campo e no laboratório, o fator de calibração entre o campo e o laboratório, ponto onde se encontra o empirismo, ainda não deixou de ser utilizado.

Segundo HUANG (2003), os métodos de projeto de pavimentos asfálticos, ao longo do século XX, podem ser classificados em cinco categorias: métodos empíricos, com ou sem ensaio de resistência do solo; métodos que limitam a ruptura por cisalhamento; métodos que limitam a ruptura por deformação vertical; métodos baseados no desempenho de pavimentos em pistas experimentais; e métodos mecanístico-empíricos.

Em todos os métodos o conceito de ruptura do pavimento asfáltico é considerado como um fator essencial no projeto. Portanto, a definição de ruptura de um pavimento deve ficar bem esclarecida ao se estabelecer uma proposição de dimensionamento compatível com cada uma das possíveis estruturas de pavimento que se possa propor.

Existem dois tipos de avaliação para a ruptura de pavimentos asfálticos: a ruptura estrutural e a ruptura funcional. Segundo YODER e WITCZAK (1975), a ruptura estrutural é o colapso propriamente dito da estrutura do pavimento, ou de um de seus componentes, de forma que o pavimento se torna incapaz de sustentar qualquer carga imposta na superfície. A ruptura funcional, que pode ou não vir acompanhada de uma ruptura estrutural, é a condição que o pavimento atinge caracterizada pelo desconforto ao rolamento dos veículos, pela diminuição da segurança das operações e pelo aumento do risco de aquaplanagem e defeitos gerados pelo trincamento ou grandes deformações.

O grau em cada um dos tipos de ruptura é muito variável e gradual e, por isso, a avaliação do nível de severidade do dano do pavimento é muito dependente das opiniões de pessoas que as observam e avaliam. A ocorrência de qualquer uma das rupturas no pavimento pode estar relacionada aos seguintes fatores: sobrecarga ou excesso de carga aplicada sobre o pavimento; número elevado de repetições de carga; pressão excessiva dos pneus dos veículos; condições ambientais, incluindo a temperatura, umidade e sazonalidade; e degradação ou envelhecimento dos materiais de revestimento devido à ação do clima.

Muitos tipos de defeitos em pavimentos asfálticos ocorrem em função de práticas inadequadas de construção, por falta de manutenção, por erros no dimensionamento estrutural e representam fatores adicionais que podem causar a ruptura no pavimento (YODER e WITCZAK, 1975).

É difícil definir o momento em que ocorre a ruptura no pavimento asfáltico, pois fatores relacionados, por exemplo, à segurança e à importância da via, podem afetar na decisão. Alguns métodos de dimensionamento incorporaram o conceito de serventia. Por definição, a serventia de um pavimento é a capacidade que um pavimento tem de proporcionar um determinado nível de desempenho funcional ao tráfego de automóveis e caminhões, com elevada frequência horária (velocidade entre 60 e 80 km/h). A sua faixa de variação, em geral, está associada a uma escala que se inicia em zero, condição intolerável do pavimento ou totalmente rompido, e chega a cinco, significando um

pavimento perfeito (YODER e WITCZAK, 1975; MEDINA, 1997; DNIT, 2006b). Também é possível medir a serventia pela irregularidade do pavimento que está relacionada com o conforto ao rolamento dos veículos e que pode ser medida por meio de equipamentos tipo resposta, como o Integrador IPR/USP, por exemplo.

A serventia mínima aceitável depende de fatores ligados ao uso e importância da rodovia. Rodovias vicinais e de baixo volume de tráfego permitem aceitar níveis de irregularidade que não são aceitáveis em estradas de maior importância.

Com os conceitos de serventia e os tipos de ruptura é possível compreender o ciclo de vida de um pavimento. Uma estrutura de pavimento é projetada para que possua uma condição operacional adequada ao longo de um período de projeto determinado. Essa condição operacional vai sendo degradada ao longo do tempo devido aos problemas construtivos, à passagem das cargas e às ações climáticas. Quando o pavimento sofre qualquer intervenção de manutenção, conservação ou reabilitação, a sua condição operacional se mantém satisfatória por mais tempo, conforme ilustrado na Figura 2.1. Esse ciclo de degradação e conservação é chamado de ciclo de vida do pavimento.

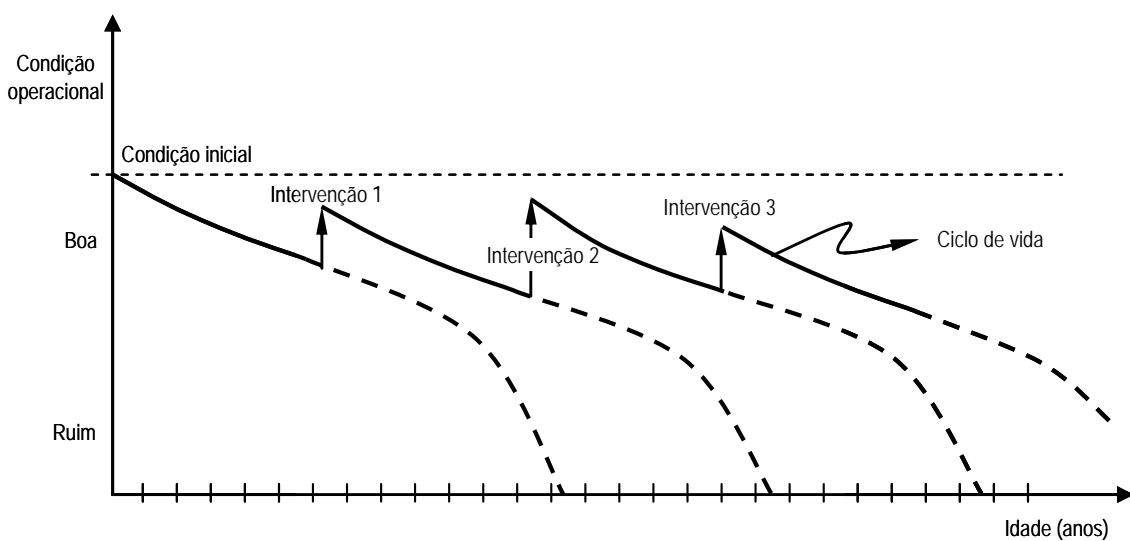


Figura 2.1: Ciclo de vida de uma estrutura de pavimento.

O dimensionamento das estruturas dos pavimentos deve garantir que o pavimento não venha sofrer ruptura estrutural dentro de um período determinado de projeto. Pouco se pode afirmar sobre a condição funcional futura do pavimento após vários ciclos de vida, apesar da existência de modelos de previsão de irregularidade e de trincamento que vêm sendo desenvolvidos nos últimos tempos, visto que demandam muitos anos de persistentes acompanhamentos de trechos de pavimento e respectivos tráfegos.

Métodos analíticos para o dimensionamento de pavimentos asfálticos vêm sendo desenvolvidos ao longo dos anos e vários autores apresentam diagramas com um procedimento detalhado e bastante característico para a definição das espessuras das camadas da estrutura. A Figura 2.2 e a Figura 2.3 sintetizam, respectivamente, os fluxogramas descritos por MOTTA (1991) e HUANG (2003).

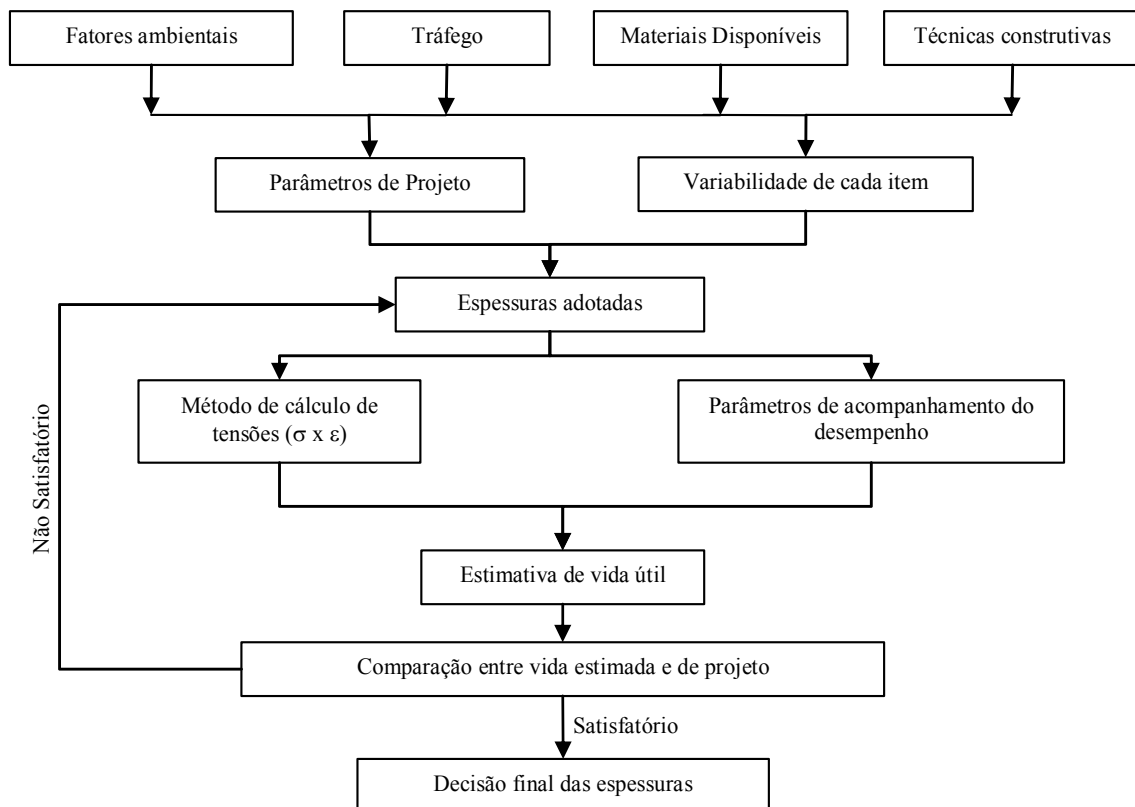


Figura 2.2: Esquema de proposta de método de dimensionamento (MOTTA, 1991).

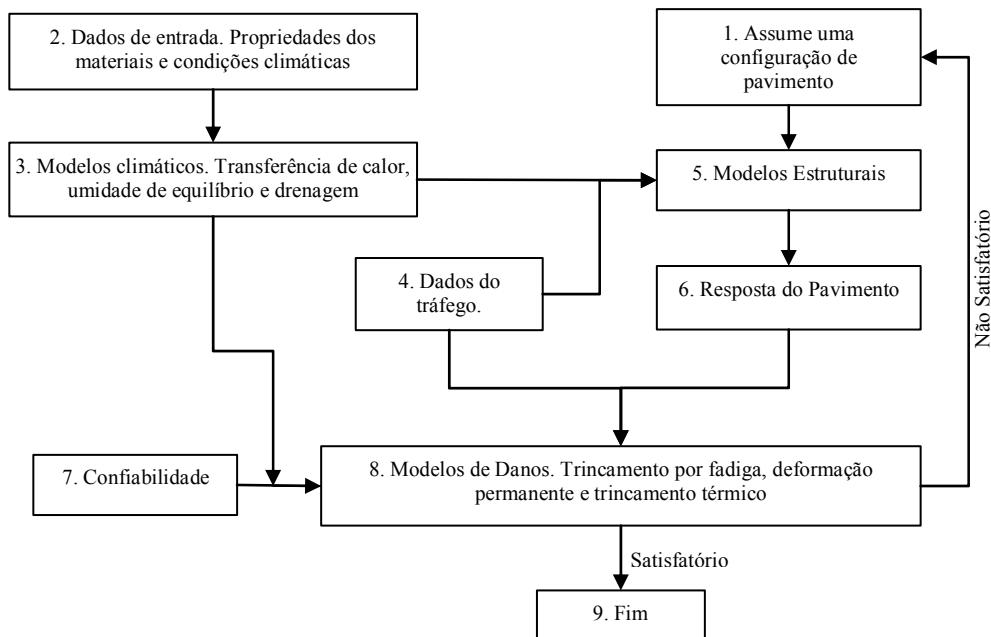


Figura 2.3: Metodologia de um procedimento mecanístico calibrado para dimensionamento de pavimentos (HUANG, 2003).

Basicamente, o procedimento para o dimensionamento mecanístico-empírico consiste em:

- reunir os dados referentes aos materiais de pavimentação, ao tráfego e às condições ambientais;
- correlacionar os dados de resistência dos materiais e tráfego em função das épocas sazonais e o comportamento dos materiais em função do tipo de carregamento;
- escolher as espessuras das camadas e calcular as tensões e deformações considerando as diversas correlações obtidas;
- relacionar os valores críticos de tensões e deformações com os danos que a repetição das cargas podem causar ao pavimento por meio de modelos de previsão; e
- verificar se as espessuras escolhidas satisfazem as condições impostas no dimensionamento.

A AASHTO, por meio do programa NCHRP 1-37A, desenvolveu recentemente um novo guia de dimensionamento de pavimentos (*AASHTO Design Guide*) que não é

mais uma atualização dos anteriores, mas sim uma mudança completa de conceituação, pois incorpora a análise mecânica para o dimensionamento de pavimentos asfálticos.

O dimensionamento mecânico-empírico proposto pela AASHTO (NCHRP, 2004) requer uma interação manual do projetista, como ocorre no programa PAVE (FRANCO, 2000), cujo fluxograma de funcionamento é apresentado na Figura 2.4. Ou seja, após a seleção de uma estrutura tentativa, o método da AASHTO permite analisar detalhadamente se o dimensionamento está satisfazendo os critérios de desempenho estabelecidos inicialmente. Caso a escolha não satisfaça os critérios de desempenho, uma nova tentativa é realizada pelo projetista até que os requisitos sejam satisfeitos.

O desempenho do pavimento asfáltico é medido, segundo esse Guia, em termos de deformação permanente (afundamento de trilha de roda), trincamento por fadiga, trincamento térmico e nível de irregularidade. A Figura 2.5 ilustra o fluxograma do processo de dimensionamento desenvolvido pela AASHTO.

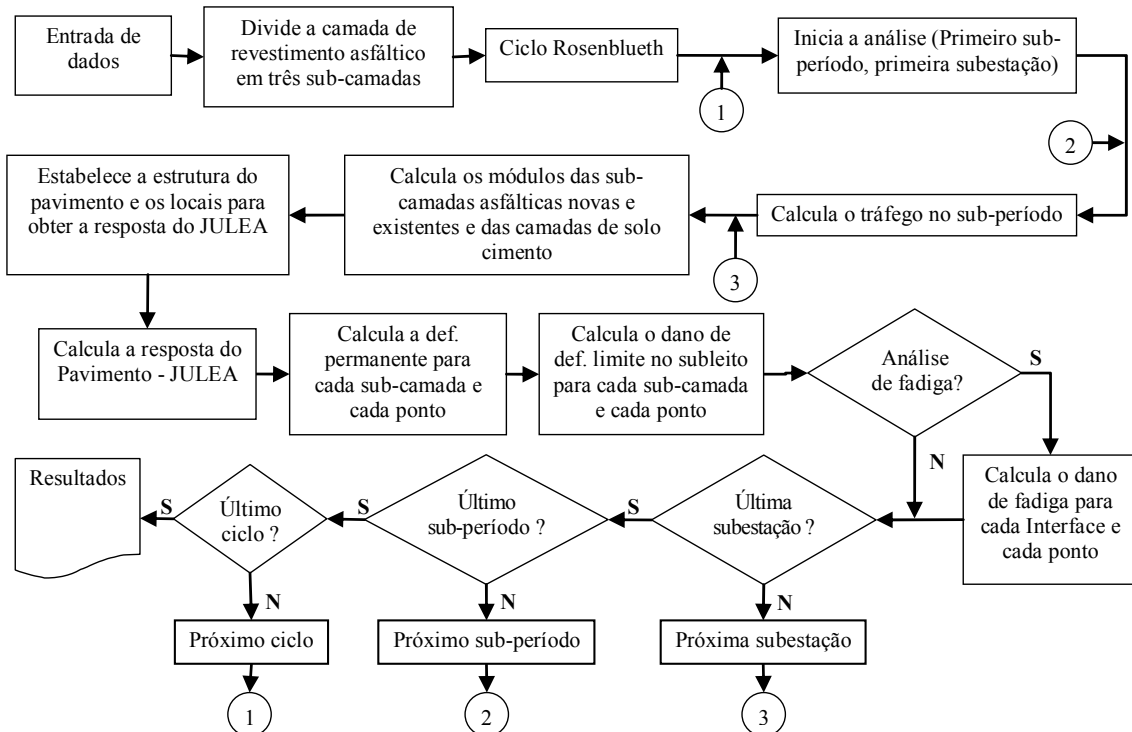


Figura 2.4: Fluxograma do programa PAVE (FRANCO, 2000).

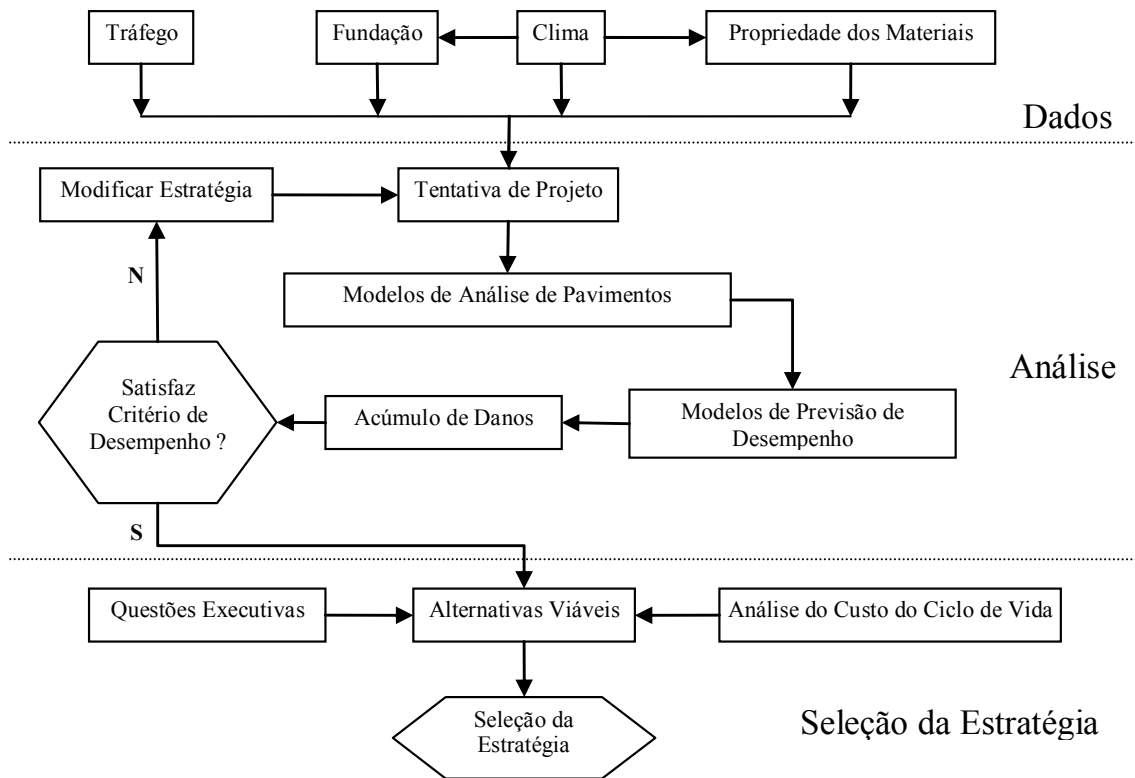


Figura 2.5: Processo completo de dimensionamento de pavimentos (NCHRP, 2004).

O programa desenvolvido pela AASHTO encontra-se ainda na versão de avaliação e chama-se *Mechanistic Empirical Pavement Design Guide*. A tela do programa, apresentada na Figura 2.6, resume todos os dados de entrada (*Inputs*) que precisam ser inseridos para obter os resultados (*Results*).

Para o AASHTO (NCHRP, 2004), uma análise para projeto deve considerar como critério mínimo os seguintes parâmetros:

- Configurações de rodas múltiplas com diferentes níveis de carregamento;
- Variações sazonais das propriedades dos materiais;
- Comportamento não linear dos materiais não-estabilizados; e
- Confiabilidade do projeto (preferencialmente).

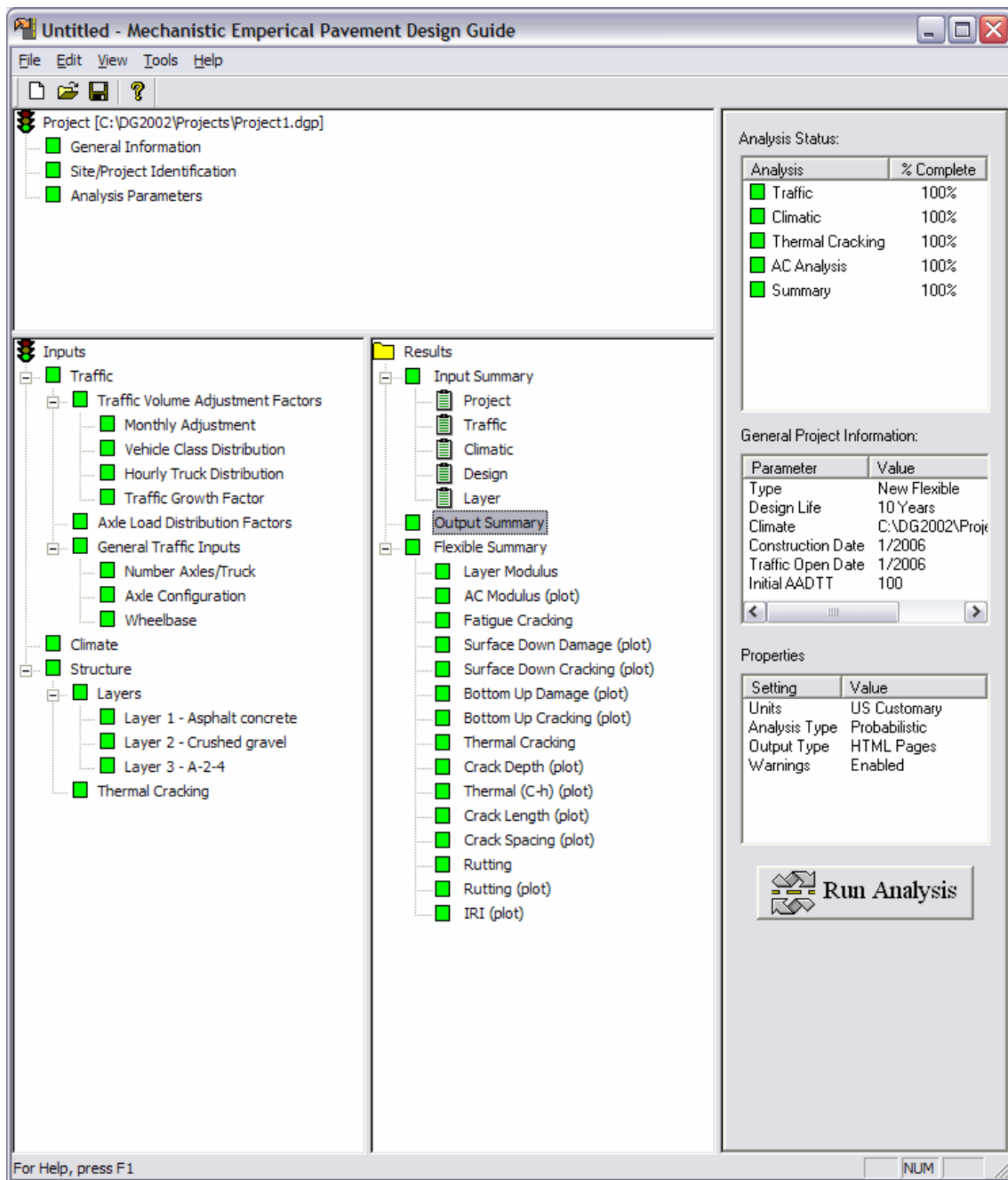


Figura 2.6: Tela do programa *Mechanistic Empirical Pavement Design Guide* da AASHTO (NCHRP, 2004).

Dois tipos de análise para determinar a resposta do pavimento asfáltico foram implementados no Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004). Nos casos em que todos os materiais da estrutura podem ser considerados de comportamento elástico linear, a teoria elástica de multicamadas de Burmister é utilizada. Nos casos em que o comportamento tensão-deformação de algum material for considerado elástico não

linear, um procedimento não linear, por Elementos Finitos, é utilizado para a determinação das tensões, deformações e deslocamentos.

Pode-se observar nos diversos fluxogramas anteriormente apresentados que as modelagens dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos são bastante similares e representam o estado-da-arte atual. A diferenciação entre elas ocorre, por exemplo, no tipo de algoritmo utilizado para calcular o estado de tensões, deformações e deslocamentos ($\sigma \times \varepsilon \times \delta$), na forma de consideração do carregamento e nos modelos de previsão de danos do pavimento.

Além do Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) existem ainda outros métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento de pavimentos asfálticos conhecidos como, por exemplo, o método da *Federal Aviation Administration - FAA* para dimensionamento de pavimentos de aeroportos e o *AUSTROADS pavement design guide* desenvolvido na Austrália.

O método mecanístico-empírico da FAA, cuja versão inicial foi publicada em 1995 e que recentemente foi revista (FAA, 2006), surgiu da necessidade de uma atualização dos métodos de dimensionamento de pavimentos de aeroportos em função da entrada em operação das grandes e pesadas aeronaves. Conhecidas como aeronaves de nova geração, elas possuem complexas configurações de trem de pouso e podem superar o peso bruto operacional em mais de 600t. A distribuição das cargas no pavimento destas novas aeronaves se faz de uma forma diferenciada dos modelos até então disponíveis (FAA, 2004a). A Figura 2.7 e a Figura 2.8 apresentam os modelos de trem de pouso das novas aeronaves Boeing 777 e Airbus A380 respectivamente que motivaram a mudança na década de 90.

A circular consultiva da FAA, a AC 150/5320-6D (FAA, 2006), é o método de dimensionamento de pavimentos oficial de aeroportos nos EUA e vem sendo utilizado por mais de 25 anos. Em maio de 2004, a circular passou a permitir e aceitar, oficialmente, as avaliações no dano das estruturas de pavimentos de uma forma mecanística como um método alternativo de dimensionamento. Isso se deu com a implantação da versão atualizada de um programa de computador para dimensionamento de estruturas de pavimentos de aeroportos, o LEDFAA v.1.3 (FAA, 2004a).

Segundo a FAA (2004a), o estudo de viabilidade que levou ao desenvolvimento do programa demonstrou que o procedimento elástico linear para pavimentos asfálticos produz dimensionamento de estruturas de pavimentos que são compatíveis com o método convencional da FAA para as aeronaves existentes. Ao mesmo tempo, a análise elástico-linear pode estimar bem as interações da carga de roda de aeronaves com configurações de trem de pouso complexas, como o do Boeing 777.

O programa desenvolvido tenta reduzir as dificuldades para a implantação do método de análise elástico-linear e tornar disponível aos engenheiros projetistas ferramentas computacionais requeridas para realização dos cálculos numéricos necessários. O programa automatiza o método de análise elástico-linear e disponibiliza uma interface amigável e gráfica com os usuários, minimizando o número de variáveis de entrada e contendo rotinas de checagem de erros.

A ferramenta utilizada para os cálculos de tensões e deformações na versão inicial do LEDFAA de 1995 era a rotina JULEA (UZAN, 1978). Na versão mais recente do LEDFAA, o JULEA foi substituído pelo programa LEAF, uma rotina para cálculo de tensões e deformações com base na análise elástica de múltiplas camadas, que foi escrito na linguagem Visual Basic © e desenvolvido pela própria FAA (FAA, 2004a).

Os materiais da estrutura são pré-definidos com base nas especificações de materiais e serviços descritos na circular AC 150-5370-10B (FAA, 2005). Os parâmetros elásticos (módulo e coeficiente de Poisson) desses materiais especificados não podem ser alterados.

Os critérios para o dimensionamento são baseados na deformação vertical no topo do subleito e na deformação horizontal na base da camada de revestimento. No entanto, segundo a FAA (2004b), a deformação horizontal se torna o critério dominante quando a estrutura é muito espessa e pesadamente carregada.

O método de dimensionamento de pavimentos da Austrália, o *AUSTROADS pavement design guide*, de 2004, utiliza um programa de computador para a análise elástico-linear chamado CIRCLY. O método do *AUSTROADS* utiliza a teoria da elasticidade de múltiplas camadas para calcular as tensões, deformações e deslocamentos na estrutura de pavimentos. O CIRCLY permite realizar análises com as seguintes considerações: os materiais podem ser isotrópicos ou anisotrópicos; a aderência entre as camadas pode variar de inteiramente aderida a inteiramente não

aderida; os tipos de carregamento são diversos e incluem carregamentos verticais, horizontais e em torção; a distribuição de tensões de contato na superfície pode ser de forma não uniforme; e a subdivisão das camadas de materiais granulares não estabilizados pode ser automática (WARDLE, 1996).

As tensões e deformações críticas obtidas são então relacionadas com o desempenho observado dos pavimentos por meio de modelos de desempenho obtidos com ensaios de laboratório e calibrados empiricamente. Como nos demais métodos, a deformação de compressão no nível do subleito é relacionada com o número de repetições que causam a ruptura por deformação permanente, e a tensão de tração na base da camada asfáltica é relacionada com o número de repetições para o trincamento por fadiga.

O programa CIRCLY (WARDLE, 1996) permite também ajustar o dimensionamento da estrutura com uma análise de custos. O programa realiza um processo iterativo entre intervalos de espessuras de uma ou duas camadas, refazendo simultaneamente o dimensionamento das demais camadas adjacentes e permitindo, dessa forma, um ajuste fino da estrutura para minimizar os custos de construção.

O programa PaviFlex (BAPTISTA e PICADO-SANTOS, 2000) efetua o dimensionamento de pavimentos asfálticos rodoviários admitindo cargas variáveis. O programa disponibiliza dados de quarenta localizações em Portugal, as classes de fundação correntes e três modelos de danos consagrados. Os modelos que o método utiliza são os de deformação limite no subleito e os de fadiga da Shell, da Universidade de Nottingham e o do Instituto do Asfalto Americano. O PaviFlex utiliza a ferramenta de cálculo ELSYM 5 para determinar as tensões e deformações na estrutura do pavimento e permite inserir informações de variação lateral do tráfego e tempo de repouso entre carregamentos.

A compreensão do dimensionamento de pavimentos asfálticos envolve a discussão de diversos conceitos ligados ao processo. O fluxograma do método básico é utilizado pelos diversos métodos conhecidos, mas a forma de tratamento dos fatores de projeto como os materiais, clima e tráfego, os modelos de resposta do pavimento e os modelos de comportamento em relação aos danos são muito particulares e variam em função das características pertinentes à situação regional e cultural dos países que os desenvolveram.

Portanto, para a criação de um método de dimensionamento de pavimentos asfálticos, é preciso discutir todos os fatores do processo para se definir como serão tratados os dados, quais serão as limitações e simplificações do método, quais os ensaios de materiais que serão necessários e como serão as especificações e controle no campo da execução dos serviços.

Devido aos avanços permanentes na pesquisa dos materiais, dos métodos de cálculo, do desenvolvimento de modelos, ressalta-se a necessidade do desenvolvimento de um método capaz de reunir e transformar todas essas tecnologias em dados que possam ser aplicáveis na prática da análise e dimensionamento de pavimentos.

Muitos países estão tentando desenvolver métodos de dimensionamento de pavimentos desde a década de 80, uns mais complexos e outros mais simples, tais como, o PAVIFLEX em Portugal; o ALIZE na França; o CIRCLY na Austrália; o Guia de Projeto da AASHTO, o LEDFAA e o FEAFSA da FAA, nos Estados Unidos; o FEPAVE, o catálogo de estruturas (MOTTA, 1991) e o PAVE (FRANCO, 2000) no Brasil.

O FEPAVE iniciou a utilização desses programas no país e o PAVE, mais recentemente, veio para acrescentar mais uma ferramenta para as análises de pavimentos no Brasil. Entretanto, esses programas não dimensionam pavimentos, eles apenas verificam se uma dada estrutura resistirá aos danos estimados por determinados modelos de previsão previamente selecionados pelo projetista.

Mesmo com essas ferramentas atuais de análises de pavimentos disponíveis que utilizam um método mecanicista, muitos projetos ainda são realizados por meio dos métodos de dimensionamento empíricos com base nos ensaios de CBR. Isso se deve, em parte, à necessidade de uma mudança de cultura muito brusca na comunidade da pavimentação brasileira que é, por sua vez, dificultada, dentre outros fatores, pela falta de uma metodologia mecanística de utilização simples e que produza uma percepção confiável nos resultados. Também o fato de que não há uma “agência” oficial “patrocinando” a Universidade nesta busca ou, mesmo, desenvolvendo por conta própria.

A Agência Federal de Aviação dos Estados Unidos (FAA) procurou exatamente trabalhar na mudança cultural do dimensionamento empírico pelo mecanístico-empírico. Por meio do LEDFAA, a agência disponibilizou um método simples que

diminuiu as dificuldades de uso de um método de análise elástico-linear com uma interface amigável e gráfica, com uma redução do número de variáveis de entrada e, também, com implementação de rotinas de checagem de erros.

O FEPAVE e o PAVE, apesar de serem ferramentas que permitem avaliar o estado de tensões em uma estrutura de pavimento e até realizar verificações da qualidade da estrutura, são programas que, normalmente, podem gerar erros de utilização ou de interpretação devido à complexidade tanto na definição dos dados de entrada quanto na análise dos resultados fornecidos.

Além disso, os modelos disponíveis para a avaliação dos critérios de ruptura devem ser utilizados com muito cuidado, pois há pouca pesquisa sistemática que permita a calibração deles de forma a refletir a real condição dos pavimentos brasileiros.

O tratamento dado ao carregamento proveniente do tráfego, tanto no FEPAVE quanto no PAVE, é simplificado, apesar da tentativa de se obter os resultados mais precisos dos cálculos de tensões e deformações. Os programas consideram apenas um carregamento por análise que geralmente é o eixo padrão rodoviário, no PAVE, e de roda simples no FEPAVE com aproximação para roda dupla depois dos cálculos por sobreposição linear.

Em vista de todas essas dificuldades, esta tese buscou reunir em um só sistema a experiência obtida no desenvolvimento do programa PAVE incorporando um método mecanístico de dimensionamento das camadas estruturais do pavimento, como no método proposto no Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004). Buscou-se, também, desenvolver um programa de computador “amigável” de tal forma que permita a sua utilização por um número maior de pessoas e que diminua o impacto da mudança cultural entre os métodos: tradicional de um lado (simples ao extremo) e mecanístico-empírico de outro (requer conhecimentos atualizados dos projetistas e ensaios de carga repetida dos materiais).

O método proposto nesta pesquisa utiliza as características brasileiras de ensaios de laboratório, de clima, de materiais de pavimentação e de tráfego, considerando ainda:

- a análise do tráfego para os diversos eixos com variação lateral;
- variação sazonal do tráfego ao longo do período de projeto;
- materiais com comportamento elástico linear e não linear;

- modelos de previsão de danos desenvolvidos a partir da base de dados de resultados de ensaios brasileiros;
- parâmetros dos materiais de pavimentação e bacias de deformação calculadas para controle de execução no campo; e
- análise de confiabilidade.

Para realizar essas análises o método desenvolvido nesta tese funciona de maneira parecida com o programa PAVE. O tempo total de vida de serviço do pavimento é dividido em sub-períodos. Em cada um deles são considerados as variações relacionadas ao tráfego, ao clima, aos parâmetros dos materiais, incluindo o envelhecimento do ligante asfáltico.

Cada cálculo de estado de tensões determina um dano no pavimento que considera o efeito da variação lateral dos veículos na rodovia. Os danos são acumulados de forma a se obter o dano total na estrutura do pavimento para comparação com os limites máximos pré-definidos dos critérios de ruptura.

Os danos considerados para efeito de dimensionamento são: a deformação permanente limite no topo do subleito; a deflexão máxima na superfície do pavimento; e o dano de fadiga da camada asfáltica ou cimentada. O acúmulo de deformação permanente de toda a estrutura é apenas calculado para a estrutura final e informado ao projetista para avaliação. Isto se fez porque o comportamento da deformação permanente é complexo, variando, por exemplo, com a ordem da aplicação das cargas.

Depois de verificar os danos da estrutura, caso estes não sejam adequados, novas espessuras são selecionadas e o processo repetido até que os danos fiquem dentro dos limites aceitáveis de tolerância.

A Figura 2.9 apresenta o fluxograma do método de dimensionamento desenvolvido nesta tese que será detalhado nos próximos capítulos, passo a passo.

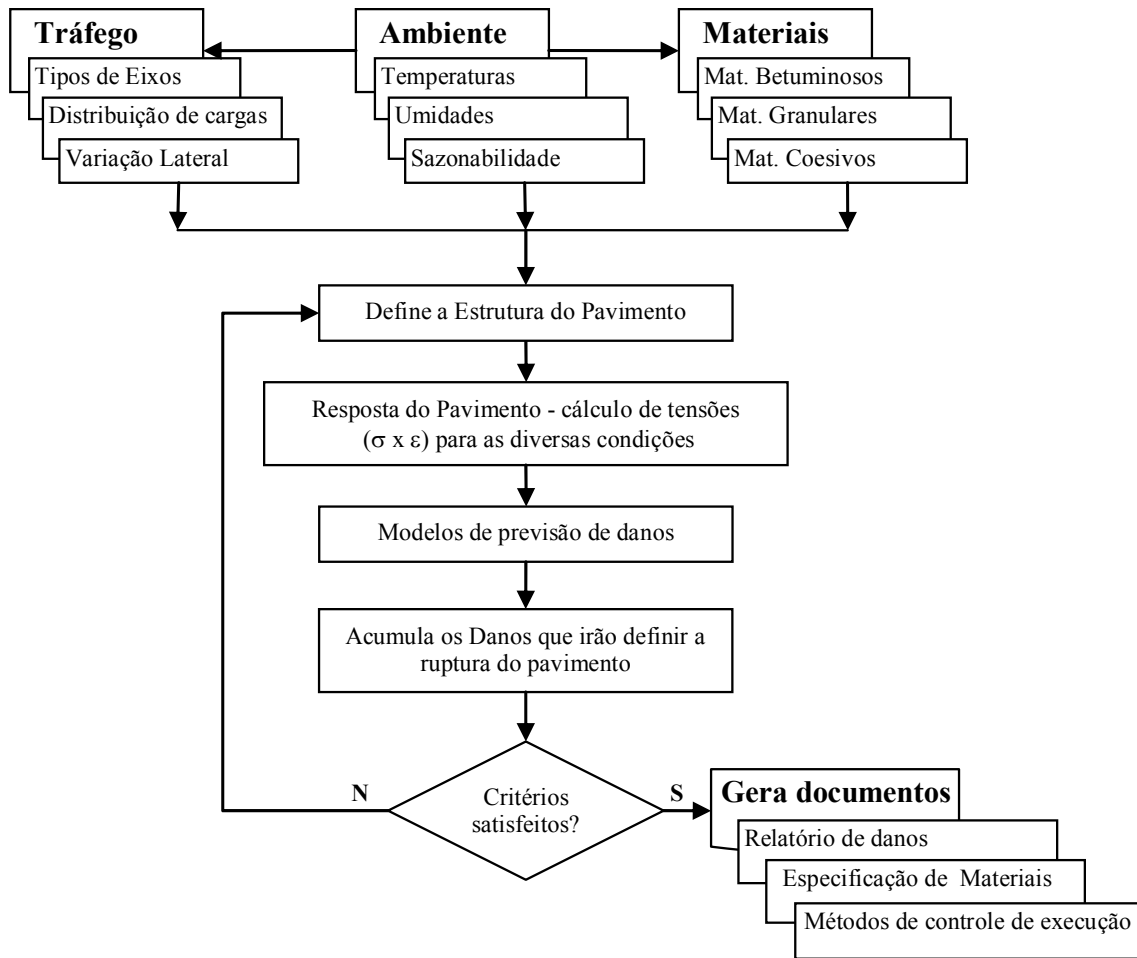


Figura 2.9: Fluxograma do método integrado de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos proposto nesta tese.

Capítulo 3

Teoria do comportamento estrutural dos pavimentos asfálticos

A estrutura de um pavimento asfáltico é representada por um meio estratificado, submetido a um carregamento superficial distribuído em uma área circular podendo ser modelada por meio da Teoria da Elasticidade. A Figura 3.1 apresenta a forma mais comum de representação de um pavimento e as principais deformações e deslocamentos atuantes no interior da estrutura.

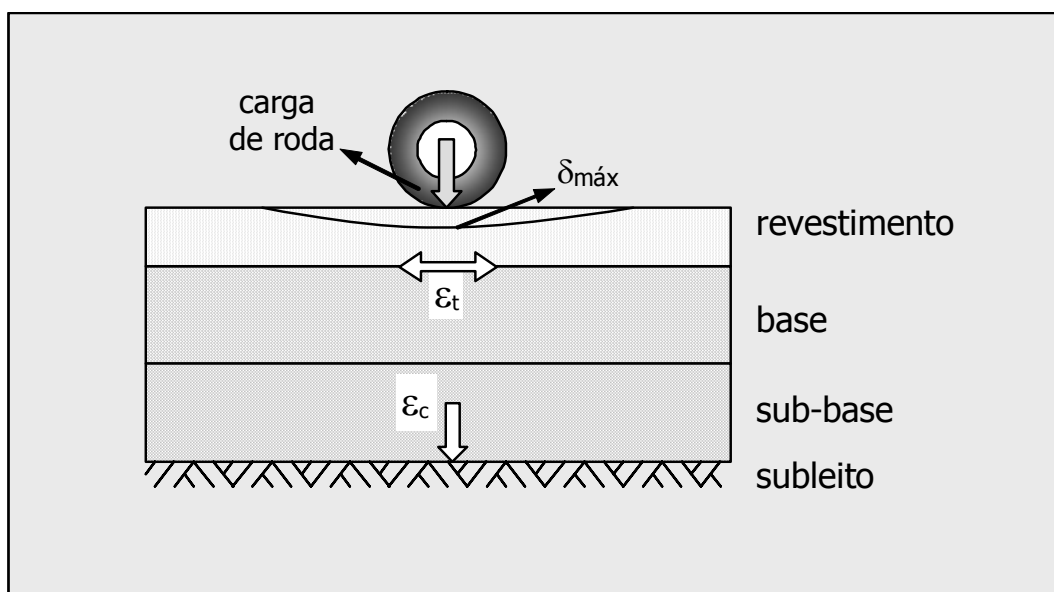


Figura 3.1: Esquema representativo das tensões, deformações e deslocamentos em pontos críticos de um pavimento asfáltico.

A partir da caracterização da estrutura e dos materiais, aí incluídas as espessuras das camadas, os módulos de resiliência e os coeficientes de Poisson dos diversos materiais; e da composição do tráfego atuante, a resposta do pavimento pode ser estimada via cálculo das tensões, deformações e deslocamentos gerados na estrutura. A teoria da elasticidade é largamente utilizada como ferramenta para o cálculo dessas tensões, deformações e deslocamentos e os métodos atualmente em uso para esse cálculo consideram os materiais segundo dois comportamentos tensão-deformação distintos, quais sejam: comportamento elástico linear e comportamento elástico-não linear.

Boussinesq formulou em 1885 um conjunto de equações para o cálculo de tensões e deformações em um meio semi-infinito, linear, elástico, homogêneo e isotrópico submetido a um carregamento pontual. A partir da teoria de Boussinesq, Burmister apresentou em 1943 um método para determinar tensões e deformações em sistemas de duas e três camadas.

Os trabalhos destes dois autores permitiram aplicar a teoria da elasticidade à pavimentação e atualmente é possível o cálculo em estruturas de pavimentos com várias camadas. Com o auxílio da informática, diversos programas de computador têm sido desenvolvidos para o cálculo de tensões e deformações em estruturas de camadas elásticas. Destacam-se, dentre outros, os programas: BISAR, desenvolvido em 1978 pela *Shell Oil* (SHELL, 1998); o ELSYM5, na Universidade da Califórnia (KOPPERMAN *et al.* 1986); o ALIZE III, pelo *Laboratoire Central des Ponts e Chaussées*; o KENLAYER, pela Universidade de Kentucky (HUANG, 2003), o JULEA, por UZAN (1978); o CIRCLY (WARDLE, 1996), pelo *Austroads*; o LEAF, pela *FAA*; o MECAF3D e o FLAPS em 1991 por RODRIGUES (1998); o RIOPAVE, por AEDO (1997); além do FEPAVE, utilizado pela COPPE/UFRJ, desenvolvido na Universidade de Berkeley em 1968 e outros como o ILLIPAVE e o MICHPAVE.

As diversas ferramentas computacionais citadas e outras utilizam algoritmos diferentes para calcular as tensões, deformações e deslocamentos em uma estrutura de pavimento. As ferramentas mais conhecidas atualmente utilizam dois processos de cálculo distintos: o que calcula analiticamente, pela teoria de Burmister; e o cálculo pelo Método dos Elementos Finitos. Dependendo da situação do carregamento os métodos assumem condições de contorno variadas.

Independente do método, todas as soluções buscam resolver um sistema de equações diferenciais que satisfaçam as condições de contorno por meio de um algoritmo conhecido de cálculo. Como, em geral, a solução exata do sistema é de difícil obtenção e envolve muitos cálculos, é comum a ocorrência de erros de manipulação numérica resultantes do truncamento de valores muito pequenos ou devido aos processos computacionais de aproximação. As diferentes técnicas podem conduzir a resultados distintos de tensões, deformações e deslocamentos que podem influir no dimensionamento de uma estrutura, como mostra, por exemplo, DAROUS (2003).

DAROUS (2003) comparou alguns dos programas de verificação mecânica de estruturas de pavimentos desenvolvidos no Brasil e no exterior. A comparação consistiu

na análise dos resultados obtidos com cada programa e sua influência no dimensionamento da estrutura. O autor concluiu que existem diferenças relevantes entre os programas analisados.

Avaliando as necessidades da presente tese, é fundamental ter disponível uma ferramenta que permita calcular as tensões, deformações e deslocamentos em diversos pontos de uma estrutura de um pavimento; gerados por um carregamento composto por diversas rodas de um veículo; considerando o comportamento resiliente, linear ou não, dos materiais; e com certo nível de confiança e precisão nos resultados. Para isso, foi necessário estudar alguns programas disponíveis na literatura, e definir aqueles que atenderiam às necessidades desse trabalho.

Dos programas disponíveis e de códigos abertos citam-se o FEPAVE, o RIOPAVE, o ELSYM5 e o JULEA. Esse último foi liberado apenas para fazer parte do programa PAVE (FRANCO, 2000), como um trabalho acadêmico. Os programas JULEA e ELSYM5 utilizam o cálculo analítico com base na teoria de Burmister. Já o FEPAVE e o RIOPAVE utilizam o Método dos Elementos Finitos.

As técnicas de cálculo utilizadas pelos programas citados são a seguir detalhadas. Nos detalhamentos são definidos os procedimentos utilizados no método proposto nesta pesquisa e, em seguida, são feitas comparações entre os resultados obtidos.

3.1. Solução com base no Método dos Elementos Finitos

Nos Métodos dos Elementos Finitos (MEF) o meio contínuo (a estrutura) é usualmente dividido em elementos fictícios de dimensões finitas, ligados entre si por pontos nodais que se assimilam a articulações sem atrito.

Existem diversas formulações de soluções pelo MEF para os problemas de elasticidade. A formulação bidimensional axissimétrica, com consideração de apenas um carregamento, é a mais utilizada nos estudos envolvendo o comportamento de pavimentos, por sua simplicidade de formulação. No entanto, o comportamento real da estrutura de um pavimento é de natureza tridimensional, submetido a carregamentos múltiplos (AEDO, 1997). Nesse caso, a solução ideal seria a formulação clássica do problema pela elasticidade tridimensional.

Nas soluções que empregam o MEF, dependendo do elemento utilizado, a última camada não pode ser considerada como possuindo uma espessura infinita (AEDO, 1997). As fronteiras dos limites de estrutura do pavimento ficam bem definidas e, em função do tamanho e da quantidade limitada de elementos, ela pode não representar suficientemente bem a estrutura a ser analisada.

O Método de Elementos Finitos possui interesse especial nos problemas de elasticidade não linear. Nos pavimentos asfálticos que possuem camadas granulares espessas, a consideração da não linearidade é essencial (MEDINA e MOTTA, 2005).

3.1.1. O programa FEPAVE

Uma ferramenta de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos conhecido na comunidade de pavimentação brasileira é o programa FEPAVE, sigla de *Finite Element Analysis of Pavement Structures*. O FEPAVE é um programa originado na Universidade de Berkeley, em 1968, e foi doado a COPPE em 1973. Desde sua doação, o programa tem sido uma ferramenta bastante utilizada por diversas pesquisas e dissertações de mestrado e doutorado e vem sendo atualizado constantemente, por meio de implementações de rotinas mais avançadas, tais como uma rotina amigável para a entrada de dados e a visualização de resultados (SILVA, 1995); uma rotina que realiza análises de confiabilidade (MOTTA, 1991); uma rotina que permite a utilização de diversos tipos de modelos de não linearidade de módulos dos materiais; e uma planilha eletrônica que permite utilizar o FEPAVE diretamente do programa Excel® (FRANCO, 2004a). A planilha utiliza os recursos do referido programa para facilitar a entrada de dados e a visualização dos resultados por meio de gráficos, além de permitir trabalhar com diferentes sistemas de unidades.

O programa FEPAVE utiliza a formulação elástica bidimensional e axissimétrica de soluções pelo MEF. Uma das vantagens do programa é a consideração da não linearidade elástica dos módulos das camadas do pavimento tanto na direção axial quanto radial. Além disso, o programa permite modelar o módulo da camada asfáltica em função da temperatura.

Uma das limitações do programa FEPAVE é a consideração de carregamento único (roda simples) e as aproximações provenientes das análises por Elementos Finitos, relacionados à discretização da malha (SILVA, 1995).

Para simular a condição de rodas duplas utiliza-se o princípio da superposição linear, que encontra restrições à sua aplicação devido às hipóteses de não linearidade dos módulos das camadas. SILVA (1995) conclui porém que, baseada em estudos com materiais não lineares, as diferenças entre as bacias de deslocamento calculadas, considerando a superposição, podem ser bastante próximas das bacias de deflexão medidas no campo com a viga Benkelman, quando a malha é devidamente escolhida e os módulos de resiliência dos materiais devidamente representados.

O método de cálculo por Elementos Finitos utiliza um processo discretizado que aproxima os valores calculados à solução do problema de elasticidade. Quanto melhor for a discretização da malha, mais próximos da solução serão os resultados. O programa FEPAVE permite uma divisão máxima do meio modelado em 24 linhas por 32 colunas, significando um pouco mais de setecentos elementos na malha.

Para mostrar o efeito da discretização e das assunções do método de cálculo, apresenta-se na Tabela 3.1 uma comparação entre os resultados calculados dos deslocamentos verticais no centro do carregamento pelo MEF, implementado no FEPAVE, e pela solução analítica da elasticidade, equação (3.1), para um meio semi-infinito homogêneo, descrita em HUANG (2003). Para os dois casos o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson do meio foram 1.000MPa e 0,30 respectivamente e o carregamento de 0,56MPa com raio de 10,8cm.

Da Tabela 3.1 pode-se observar uma diferença relativa dos resultados de aproximadamente 8% até uma profundidade média de cerca de 4 vezes o raio do carregamento. Depois dessa profundidade a variação aumenta significativamente. Na modelagem do MEF no FEPAVE o meio é finito e rígido na fronteira inferior situada a profundidade de 40 vezes o raio da área carregada, enquanto que na solução da teoria da elasticidade o meio é semi-infinito, sem um limite para a fronteira inferior. Existem elementos na formulação do MEF que permitem modelar a camada do subleito como tendo uma espessura infinita.

$$w = \frac{(1 + \nu) \cdot q \cdot a}{E} \cdot \left\{ \frac{a}{(a^2 + z^2)^{0,5}} + \frac{1 - 2 \cdot \nu}{a} \cdot \left[(a^2 + z^2)^{0,5} - z \right] \right\} \quad (3.1)$$

onde:

- w é o deslocamento vertical, em m;

- E é o módulo de elasticidade, em MPa;
- ν é o coeficiente de Poisson,
- q é a pressão do carregamento, em MPa;
- a é o raio do carregamento, em m; e
- z é a profundidade, em m.

Tabela 3.1: Comparação entre os resultados de deslocamento vertical calculados pelo FEPAVE e por uma solução analítica da Elasticidade para uma camada.

<i>Relação Profundidade / Raio</i>	<i>Deslocamento vertical (μm)</i>		
	<i>FEPAVE (1)</i>	<i>Elasticidade (2)</i>	<i>Diferença (2-1) / (2)</i>
0,000	105,286	110,074	4,35%
0,306	93,863	98,468	4,68%
0,620	80,465	84,311	4,56%
0,926	67,908	71,432	4,93%
1,546	49,313	51,979	5,13%
2,157	37,536	39,999	6,16%
2,778	29,919	32,120	6,85%
3,398	24,703	26,728	7,58%
4,009	20,948	22,891	8,49%
4,630	18,133	19,958	9,14%
5,880	14,139	15,838	10,73%
7,130	11,478	13,116	12,49%
8,380	9,628	11,187	13,93%
13,556	5,596	6,943	19,40%
18,741	3,751	5,028	25,40%
23,917	2,671	3,942	32,24%
29,093	1,882	3,241	41,93%
34,269	1,214	2,752	55,87%
39,454	0,596	2,391	75,06%

Uma das dificuldades do Método de Elementos Finitos é a definição do tamanho e da discretização da malha de Elementos Finitos. No caso da solução axissimétrica, SILVA (1995) desenvolveu uma sub-rotina para o FEPAVE que calcula automaticamente o tamanho da malha e a sua discretização, considerando elementos quadrangulares formados por quatro triângulos. Segundo SILVA (1995), a malha mínima deve apresentar uma fronteira horizontal distante 20 vezes o tamanho do raio de

carregamento e uma fronteira vertical de 45 a 50 vezes o raio de carregamento, sendo a espessura da última camada de pelo menos 40 vezes a dimensão do raio de carga. A Figura 3.2 apresenta um exemplo de malha de Elementos Finitos realizado pela rotina de SILVA (1995) para uma estrutura composta por 10cm de revestimento, 20cm de base e 20cm de sub-base sobre o subleito, resultando em uma estrutura de quatro camadas. FRANCO (2004a) incorporou a rotina desenvolvida por SILVA (1995) em seu trabalho de interface FEPAVE-Excel. Observe-se que há restrições de deslocamentos nas diversas fronteiras da malha e no centro de simetria.

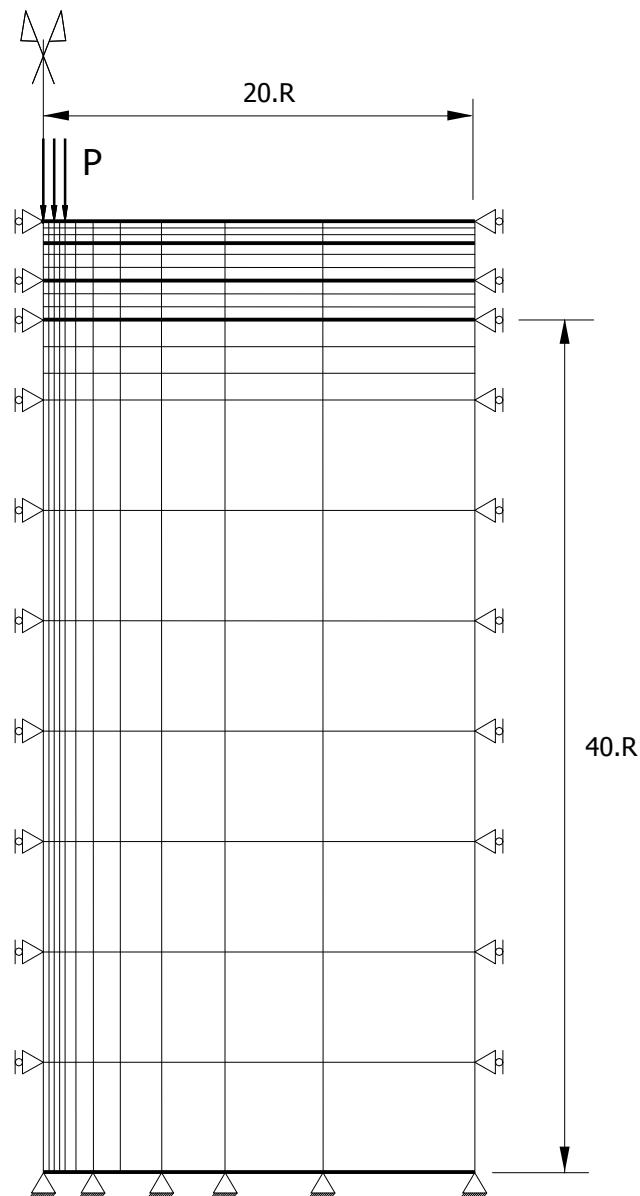


Figura 3.2: Exemplo de uma malha de Elementos Finitos para formulação bidimensional axissimétrica com elementos quadrangulares (SILVA, 1995).

As limitações da modelagem utilizada pelo FEPAVE podem ser superadas ou melhoradas com a utilização de uma formulação elástica tridimensional e com capacidade para implementar um número bem superior de elementos. A formulação tridimensional permite múltiplos carregamentos e elementos mais modernos que os utilizados no FEPAVE, lembrando que esse é um programa desenvolvido em 1968 e que implementações que têm sido feitas são “periféricas” e não alteraram a estrutura principal do programa de Elementos Finitos.

3.1.2. O programa RIOPAVE

AEDO (1997) implementou um programa tridimensional não linear para análise de pavimentos asfálticos pelo Método dos Elementos Finitos, denominado RIOPAVE. O programa resultou de adaptações de uma ferramenta genérica de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, já existente na PUC/RJ, para caracterizar o problema relacionado à pavimentação, com o aproveitamento, também, das rotinas do FEPAVE quanto à caracterização dos materiais.

A vantagem do RIOPAVE é a possibilidade de considerar um carregamento com diversas rodas. Nele, é possível utilizar malhas mais discretizadas e com um número superior de Elementos Finitos.

A malha de Elementos Finitos para a formulação tridimensional é um pouco mais complexa que para o caso axissimétrico. AEDO (1997) utilizou nas análises de seu trabalho um elemento hexagonal com oito nós (Figura 3.3).

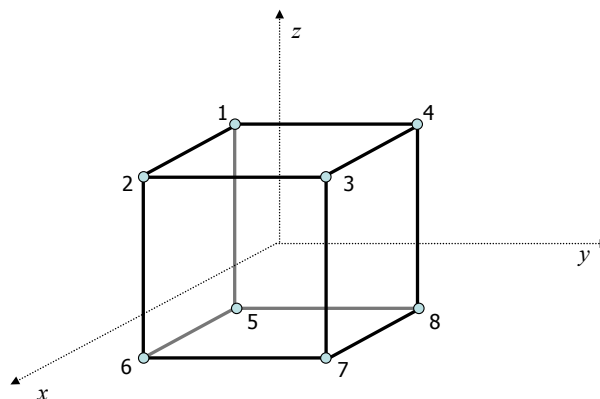


Figura 3.3: Elemento hexagonal de 8 nós.

O tamanho da malha foi semelhante nas três dimensões e definido como 36 vezes o tamanho do raio de carregamento. Devido à simetria em um dos planos, o problema é reduzido à metade e uma das dimensões fica com 18 vezes a dimensão do raio. A Figura 3.4 ilustra um exemplo de malha de Elementos Finitos tridimensional utilizada por AEDO (1997) para uma estrutura composta por 5cm de revestimento e 30cm de base sobre o subleito, resultando em uma estrutura de 3 camadas.

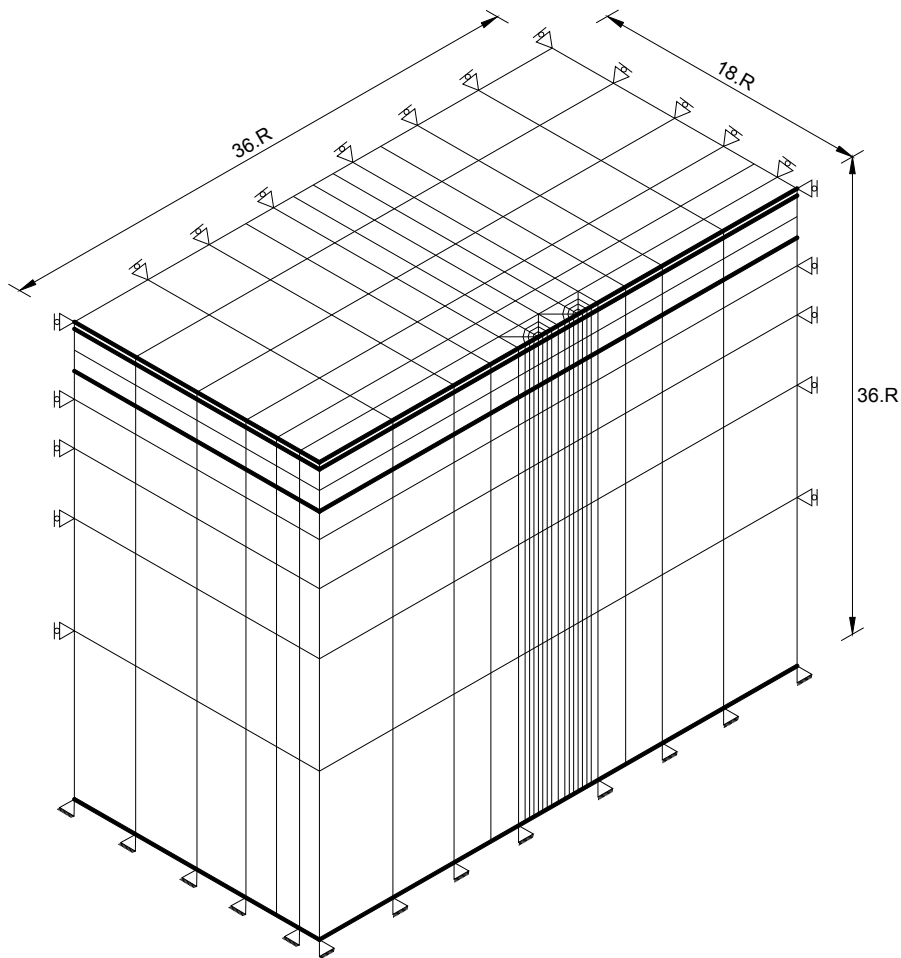


Figura 3.4: Exemplo de uma malha de Elementos Finitos para a formulação tridimensional com elementos “Brick” com 8 nós (AEDO, 1997).

O RIOPAVE é apenas uma ferramenta de cálculo. Ele não possui nenhuma interface para a geração da malha de Elementos Finitos de forma automática, o que dificulta muito sua utilização. Gerar a malha de Elementos Finitos significa, além de numerar os nós e os elementos, determinar para cada nó da malha as suas coordenadas,

as suas condições de contorno, as forças equivalentes às tensões que atuam nas faces dos elementos carregados e, ainda, para cada elemento, as conectividades entre os nós. No caso tridimensional esta tarefa é extremamente trabalhosa, dado o número elevado de nós e elementos.

O código do RIOPAVE apresentou, ainda, problemas de compatibilidade com versões mais atuais dos aplicativos de desenvolvimento e depuração de programas, o que impossibilitou seu uso direto como ferramenta de cálculo desse trabalho.

3.1.3. Elasticidade não linear no MEF

Nos métodos de cálculo por Elementos Finitos, a implementação da elasticidade não linear é feita considerando-se um algoritmo incremental da rigidez tangente, que consiste em subdividir o vetor do carregamento em parcelas ou incrementos de carga. Os incrementos não necessariamente precisam possuir a mesma magnitude e são sequencialmente aplicados. Durante a aplicação de cada parcela de carregamento, o comportamento do sistema é admitido linear, ou seja, o problema não linear é subdividido em uma série de problemas lineares (MOTTA, 1991; SILVA, 1995; AEDO, 1997).

No programa FEPAVE, o primeiro incremento de carga é aplicado na estrutura considerando os módulos de resiliência mínimos das subcamadas de materiais não lineares. A cada incremento de carga, os módulos das subcamadas são reavaliados pelos modelos de comportamento não lineares utilizando a tensão no centro dos elementos, correspondente ao incremento de carga anterior (MOTTA, 1991). A solução, em termos de deslocamentos, deformações e tensões, é, então, acumulada para gerar a resposta final do problema, conforme as expressões descritas em (3.2).

$$\begin{aligned} u_0 &= \sum_i u_o^i \\ \varepsilon_0 &= \sum_i \varepsilon_o^i \\ \sigma_0 &= \sum_i \sigma_o^i \end{aligned} \tag{3.2}$$

Onde u_o , ε_o e σ_o são, respectivamente, as somas dos deslocamentos, deformações e tensões nos eixos x, y e z das parcelas obtidas em cada iteração i .

A obtenção dos modelos de comportamento do módulo de resiliência se faz a partir de ensaios triaxiais de carga repetida, onde se procura reproduzir em laboratório as condições de carregamento do tráfego na estrutura do pavimento. Tal relação para diversos materiais possui grande dependência com as tensões aplicadas. Para representar estas relações são utilizados modelos matemáticos que expressam os valores de módulo de resiliência em função das tensões aplicadas nos materiais. A Tabela 3.2 apresenta os diversos modelos incorporados nos programas FEPAVE, RIOPAVE e descritos em diversas fontes (MOTTA, 1991; SILVA, 1995; AEDO, 1997; MEDINA e MOTTA, 2005).

Tabela 3.2: Modelos constitutivos do comportamento resiliente de materiais de pavimentação observados no Brasil (MOTTA, 1991; SILVA, 1995; AEDO, 1997; MEDINA e MOTTA, 2005).

Classe	Material	Modelo
0	Asfáltico	$M_r = f(t^\circ C)$
1	Granular	$M_r = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$
2	Argiloso	$M_r = \begin{cases} k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d), & \forall k_1 > \sigma_d \\ k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1), & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases}$
3	Misturas asfálticas, solo cimentado de módulo elevado ou solo siltoso de módulo baixo	$M_r = \text{constante}$
4	Solos arenosos com bastante argila e solos lateríticos finos	$M_r = \begin{cases} [k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d)] \cdot \sigma_3^{k_5}, & \forall k_1 > \sigma_d \\ [k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1)] \cdot \sigma_3^{k_5}, & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases}$
5	Granular (dependente da soma das tensões principais)	$M_r = K_1 \cdot \theta^{k_2}$
6	Argiloso (dependente da tensão desvio)	$M_r = K_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$
7	Todos os solos e britas em geral	$M_r = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$

Nos modelos apresentados na Tabela 3.2, k_1 , k_2 , k_3 , k_4 e k_5 são constantes obtidas em laboratório; t é a temperatura; θ é a tensão octaédrica (igual à soma das tensões principais $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$), σ_d é a tensão desvio, σ_3 é a tensão de confinamento e MR é o módulo de resiliência.

Um dos pontos críticos verificados nesta técnica foi a definição dos valores mínimos de módulos. Os modelos não lineares estimam o valor dos módulos de resiliência dentro de um intervalo limitado de níveis de tensão, que, em geral, são os mesmos utilizados em laboratório. Isso evita valores de módulos muito elevados para pequenos níveis de tensões. Em geral, a limitação ocorre com maior frequência nos pontos distantes da aplicação da carga, nas camadas inferiores e no subleito, ou seja, onde os níveis das tensões atuantes são mais baixos. A definição desse limite é uma questão chave, pois pode alterar significativamente os resultados obtidos nas análises elásticas não lineares, dependendo da sensibilidade do modelo de comportamento dos materiais.

AEDO (1997) adotou os valores mínimos para $\sigma_3^{min} = 0,001\text{MPa}$ e para $\sigma_d^{min} = 0,020\text{MPa}$ implicitamente em seu programa RIOPAVE, como já havia sido feito no FEPAVE por SILVA (1995). O valor mínimo atribuído para a tensão de confinamento (σ_3^{min}) pelos citados autores é muito inferior à tensão aplicada no ensaio, que é de $0,021\text{MPa}$. Essa consideração gera, por exemplo, valores muito baixos de módulos de resiliência para materiais com comportamento granular ($MR=f(\sigma_3)$) em níveis de tensão de confinamento próximos ao mínimo.

A técnica de cálculo da análise elástica não linear, realizada por meio de um algoritmo incremental da rigidez tangente, requer um número n de iterações para que haja uma convergência dos resultados. Segundo MOTTA (1991), em geral, quatro incrementos de carga seriam suficientes para se obter um resultado satisfatório no FEPAVE.

Quando se aplica os incrementos de carga para simular a não linearidade, os níveis de tensão que ocorrem nos elementos da estrutura são, em sua maioria, muito baixos. Somente nos elementos próximos aos pontos de aplicação das cargas os níveis de tensão se tornam mais elevados. Assim, boa parte dos elementos da estrutura está sujeita a tensões inferiores às mínimas pré-definidas. Esta questão é influenciada pela carga aplicada pelas rodas no pavimento e pela qualidade dos materiais da estrutura.

Isso pode ser observado quando são simuladas estruturas elásticas não lineares e variando-se o número de incrementos de carga. Para exemplificar, utilizou-se uma estrutura típica, com duas camadas modeladas com comportamento elástico não linear, e o revestimento com comportamento elástico linear. O carregamento de roda dupla,

correspondente ao eixo padrão rodoviário tradicional, foi utilizado. Os dados da estrutura e do carregamento estão apresentados na Figura 3.5.

O gráfico da Figura 3.6 mostra que quatro incrementos de carga foram suficientes para a convergência dos resultados, como já era previsto por MOTTA (1991). Observa-se no referido gráfico que a bacia da sexta iteração é praticamente coincidente com a da quarta iteração.

A variação dos resultados foi pequena e diferem muito se forem modificados os valores mínimos. Com isso, apesar da atual limitação de sensibilidade dos equipamentos de laboratório, seria interessante reavaliar o método do ensaio triaxial para determinação da relação tensão-deformação dos materiais de pavimentação, buscando observar e modelar o comportamento deles em níveis de tensões mais baixos.

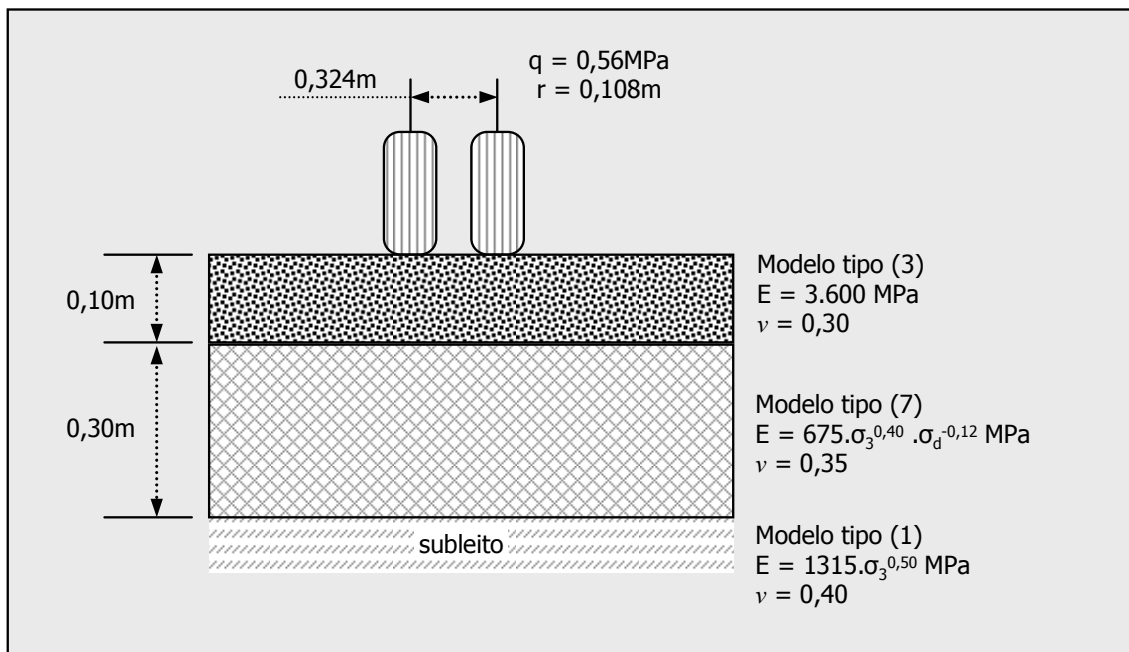


Figura 3.5: Estrutura típica utilizada na avaliação da solução elástica não linear em função do número de incrementos de carga no programa EFin3D.

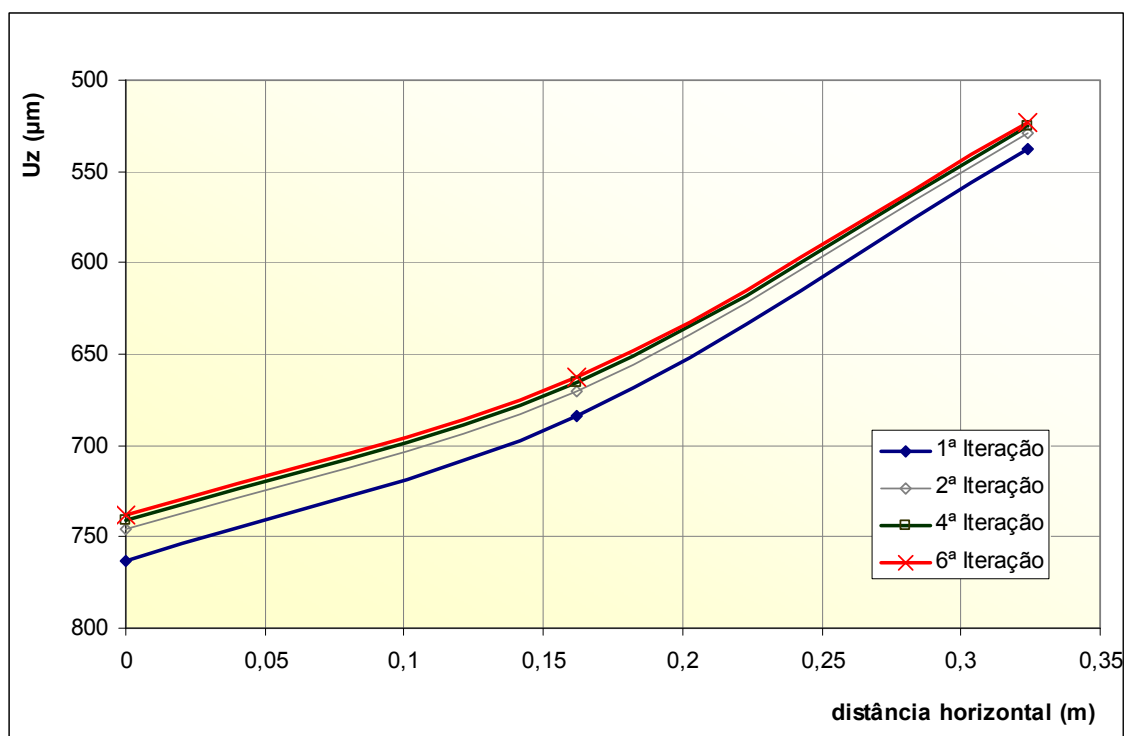


Figura 3.6: Bacias de deflexão para diversos incrementos de carga no exemplo de comparação (Figura 3.5) com o programa EFin3D desenvolvido nesta tese.

3.1.4. Programa de Elementos Finitos Tridimensional desenvolvido nesta tese – EFin3D

O programa de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos pelo Método dos Elementos Finitos Tridimensional (EFin3D) foi desenvolvido nesta tese, aproveitando rotinas específicas do RIOPAVE e tendo como base o programa exemplo do curso de Introdução ao Método dos Elementos Finitos do Programa de Engenharia Civil da COPPE (RIBEIRO, 2003a), com o objetivo de adaptar a técnica do MEF à particularidade da análise de estruturas de pavimentos. O EFin3D possui um módulo de pré-processamento que permite modelar o problema e gerar uma malha de forma automática, um módulo de processamento que calcula, pelo MEF, as tensões, deformações e deslocamentos nos nós e nos elementos da malha e, também, um módulo de pós-processamento que apresenta os resultados em forma de planilhas.

Antes de iniciar os cálculos do Método dos Elementos Finitos, há que se executar a tarefa de descrever a geometria dos elementos da malha, os parâmetros do carregamento, as condições de contorno e as propriedades dos materiais. Parte do

sucesso da implementação de um programa de Elementos Finitos está na geração automática dos dados de entrada. Em uma malha tridimensional típica para modelar uma estrutura de pavimento, a ordem de grandeza do número de elementos e de nós é superior ao milhar.

Por esta razão, ao longo do desenvolvimento do EFin3D, foi criado um módulo de pré-processamento para a geração automática da malha tridimensional para o elemento hexaédrico de 8 nós conforme ilustrado na Figura 3.3. A malha automática foi configurada para atender a todos os carregamentos previstos na legislação brasileira e resumidos na Tabela 6.1, com exceção do conjunto especial de dois eixos (item 9 da referida tabela). Essa limitação se deu em decorrência da opção de se utilizar uma malha que aproveitasse o eixo X como eixo de simetria.

Na formulação dos Elementos Finitos, a carga atuante na estrutura, ou nas faces dos elementos, precisa ser transformada em forças nodais equivalentes. Para essa transformação, a distribuição da carga de roda, suposta circular, foi aproximada a uma distribuição uniforme em uma área octogonal, dividida em 24 trapézios, conforme realizado por AEDO (1997) e mostrado na Figura 3.7.

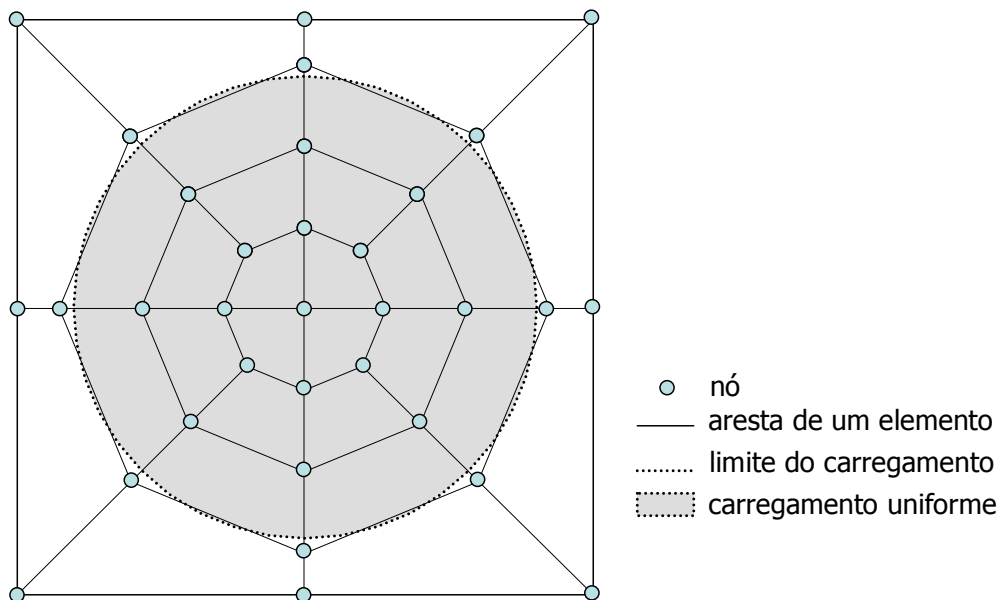


Figura 3.7: Detalhe da malha de Elementos Finitos no contato pneu / pavimento.

A força nodal equivalente é calculada pelo método da área de contribuição da face de cada elemento para cada nó, que pode ser obtida segundo detalhado no desenho apresentado na Figura 3.8. A força nodal será o produto da área de contribuição pela

pressão de contato do pneu sobre a superfície do pavimento. Esse método foi adaptado de BRILL (1998) e permite simular uma pressão de contato variável entre pneu e pavimento.

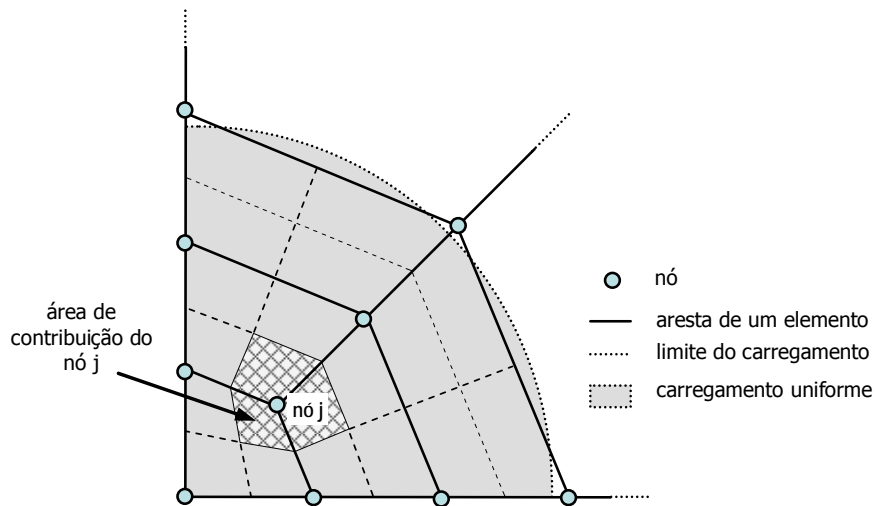


Figura 3.8: Força nodal pelo método da área de contribuição (adaptado de BRILL, 1998).

A geometria da malha automática serve para todos os casos de carregamento apresentados na Tabela 6.1 e assim ficou definida:

- Na direção X: número de pontos constante e igual a 15, sendo os extremos sempre iguais a 20 vezes o raio do carregamento;
- Na direção Y: número de pontos variável dependendo do carregamento, podendo ter até 15 pontos, sendo um dos extremos sempre a origem ($y=0$); e o outro extremo próximo a 20 vezes o raio do carregamento;
- Ao longo da profundidade o número de pontos foi fixado em 20; sendo as duas primeiras camadas divididas em três subcamadas, as demais, divididas em duas subcamadas apenas. Os pontos restantes são distribuídos ao longo do subleito, sendo o último ponto localizado em uma profundidade tal que a fronteira rígida fique a 50 vezes o raio do carregamento do topo do subleito; e
- Além desses pontos, mais 15 pontos (quando houver simetria nas rodas) ou 24 (quando não houver) em cada roda são criados para modelar o carregamento, conforme detalhado na Figura 3.7.

As conectividades dos elementos são preenchidas conforme a numeração dos nós do elemento como detalhado na Figura 3.3. As condições de contorno dos nós definem uma fronteira rígida no subleito, que possui profundidade finita; nos eixos de simetria, onde os deslocamentos normais ao eixo são restritos; e nos bordos da malha, onde, também, os deslocamentos normais aos bordos são restritos.

Com essas definições acima descritas, as malhas são geradas automaticamente pelo programa. Além da geração automática, é possível utilizar outros tipos de malhas, como as criadas por outros tipos de programas. Para tanto, os dados precisam ser carregados no programa via preenchimento manual do arquivo de entrada de dados <nome_do_arquivo.p3D>., cuja explicação é dada na Figura 3.10.

Para a consideração da elasticidade não linear, todos os modelos, com exceção dos da classe 0, foram incorporados no programa de Elementos Finitos EFin3D. Para a obtenção das tensões desvio (σ_d) e de confinamento (σ_3) o programa primeiramente precisa calcular as tensões principais. Elas são obtidas com a determinação das raízes da equação característica do sistema, equação (3.3), que é feita pelo programa pelo método de Tartaglia, também conhecido como método de Cardano.

$$\sigma_o^3 - I_1 \cdot \sigma_o^2 + I_2 \cdot \sigma_o - I_3 = 0 \quad (3.3)$$

onde:

- I_1, I_2 e I_3 são invariantes do estado de tensão; e
- σ_o é a tensão principal.

Os valores de tensão utilizados como mínimos para os modelos de comportamento dos materiais na modelagem da elasticidade não linear do programa aqui desenvolvido serão os mesmos aplicados nos ensaios triaxiais de carga repetida, ou seja $\sigma_3^{min} = 0,021\text{MPa}$ e para $\sigma_d^{min} = 0,021\text{MPa}$. Não foram realizados estudos para a verificação da convergência dos valores dos módulos.

Para concluir a implementação do algoritmo de análise elástica não linear no EFin3D, foi realizada uma comparação com os resultados obtidos pelo FEPAVE. A estrutura utilizada foi a mesma apresentada na Figura 3.5, mas considerando um carregamento de eixo simples. Os resultados de deslocamento vertical são apresentados no gráfico da Figura 3.9 e indicam diferenças de 5,4% (no caso estudado). As diferenças

são esperadas e ocorrem devido às hipóteses assumidas em cada método. Enquanto o FEPAVE assume a axissimetria, o EFin3D trata o problema como uma estrutura tridimensional.

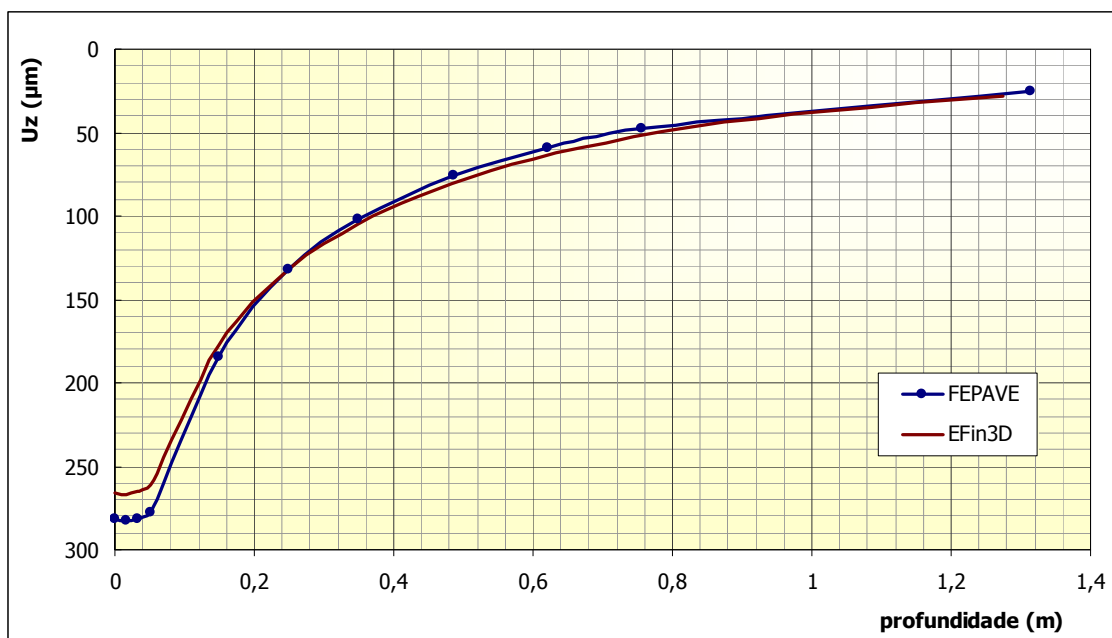


Figura 3.9: Comparativo de resultados de deslocamento vertical obtidos pelo FEPAVE e pelo programa EFin3D desenvolvido nesta tese.

O programa EFin3D possui apenas uma janela principal dividida em quatro abas. A aba inicial <Estrutura>, apresentada na Figura 3.11, exibe uma tabela de dados que permite inserir os dados da estrutura do pavimento, sendo que são aceitas de uma a, no máximo, cinco camadas. Para identificar a última camada da estrutura ou o subleito o projetista deve, como convenção, definir sua espessura como igual a zero. Os modelos constitutivos dos materiais seguem os mesmos critérios utilizados no FEPAVE, apresentados na Tabela 3.2. Ressalta-se que as unidades são:

- metros para as espessuras; e MPa para os módulos de resiliência.

A segunda aba <Carregamento>, apresentada na Figura 3.12, permite escolher o tipo de carregamento que se deseja analisar. Nesta aba podem ser alterados os valores de Pressão de Pneus, Carga do Eixo ou a Carga de Roda da Configuração de Eixo selecionada. Os tipos de eixos disponíveis são os mesmos apresentados na Tabela 6.1, com exceção do item 9 da referida tabela. Nesta aba, as unidades utilizadas são:

- kg para as cargas de eixos e de rodas; e MPa para a pressão de pneus.

A terceira aba <Malha de Elementos Finitos>, apresentada na Figura 3.13, é o módulo de geração automática da malha. Nesta aba aparecem quatro tabelas que permitem visualizar as coordenadas dos nós; as conectividades e materiais dos elementos; as forças nodais equivalentes; e as restrições dos graus de liberdade de cada nó, sendo o valor 0 para condição livre e o valor 1 para movimento restringido.

A malha é gerada automaticamente quando o botão <Gerar Malha> for pressionado. A malha é montada a partir das informações da estrutura e do tipo de carregamento e, por isso, todas as vezes que forem feitas alterações nas informações do pavimento ou do tráfego, uma nova malha precisa ser gerada.

Na quarta aba <Resultados>, apresentada na Figura 3.14, é onde ocorre o processamento dos cálculos de tensões, deformações e deslocamentos em todos os pontos da malha de Elementos Finitos. Pressionando o botão <Calcular> inicia-se o processo de cálculo que pode ser interrompido por meio do acionamento do botão <Abortar>. Na janela aparece a evolução da análise e as informações referentes às fases do procedimento de cálculo.

Caso se esteja realizando uma análise com materiais de comportamento elástico não linear, é preciso definir o número de iterações de cálculo no quadro de edição <Iterações> no canto superior esquerdo da aba. O número de iterações pode variar de 1 até 10.

Ao fim dos cálculos, através do módulo de pós processamento do programa, os resultados podem ser observados de várias formas, além de poderem ser exportados para um arquivo do tipo Excel®. A Figura 3.15 apresenta as opções de visualização dos resultados do Menu que são:

- A janela com as informações da evolução dos cálculos;
- Tabela com os deslocamentos dos nós, exemplificada na Figura 3.16;
- Tabela com as tensões e deformações nos nós; e
- Tabela com as tensões e deformações no centro dos elementos.

```

DADOS_DA_ESTRUTURA
CAMADA...ESPESSURA...POISSON...MODELO...MR_OU_K1...K2...K3...K4...K5
1 0.1000 0.3000 3 3500.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000
2 0.2000 0.3500 3 250.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000
3 0.2000 0.3800 3 120.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000
4 0.0000 0.4200 3 50.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000
DADOS_DO_CARREGAMENTO
TIPO
4
CARGA_DE_RODA
2052.05
CARGA_DE_EIXO
8208.20
PRESSÃO_PNEUS
0.56
Sx
0.3240
Sy
0.0000
DADOS_DA_MALHA_DE_ELEMENTOS_FINITOS
número_NÓS
4680
NÓ...COORD_X...COORD_Y...COORD_Z
1 -2.6008 0.0000 -7.0019
2 -1.7912 0.0000 -7.0019
3 -1.2337 0.0000 -7.0019
....
4679 0.0000 1.0700 0.0000
4680 0.0920 1.1080 0.0000
número_ELEMENTOS
3876
NÓ...CONECTIVIDADES_ENTRE_OS_NÓS_DOS_ELEMENTOS...CAMADA_MATERIAL
1 250 235 236 251 16 1 2 17 4
2 251 236 237 252 17 2 3 18 4
3 252 237 238 253 18 3 4 19 4
....
3875 4660 4661 4544 4659 4426 4427 4310 4425 1
3876 4659 4544 4657 4658 4425 4310 4423 4424 1
GRAUS_DE_LIBERDADE
4680
NÓ...CONDS_DE_CONTORNO_EM...X...Y...Z__(0=LIVRE...1=RESTRITO)
1 1 1 1
2 1 1 1
3 1 1 1
....
4679 1 0 0
4680 0 0 0
FORÇAS_NODAIS_EQUIVALENTES
NÚMERO_DE_NÓS_CARREGADOS
41
NÓ...FORÇA_X...FORÇA_Y...FORÇA_Z
4454 0.0000 0.0000 849.9960
4642 0.0000 0.0000 849.9960
4643 0.0000 0.0000 1274.9950
4644 0.0000 0.0000 1699.9930
4645 0.0000 0.0000 1274.9950

```

Figura 3.10: Formato do arquivo texto para entrada de dados no programa de Elementos Finitos Tridimensional desenvolvido nesta tese (EFin3D).

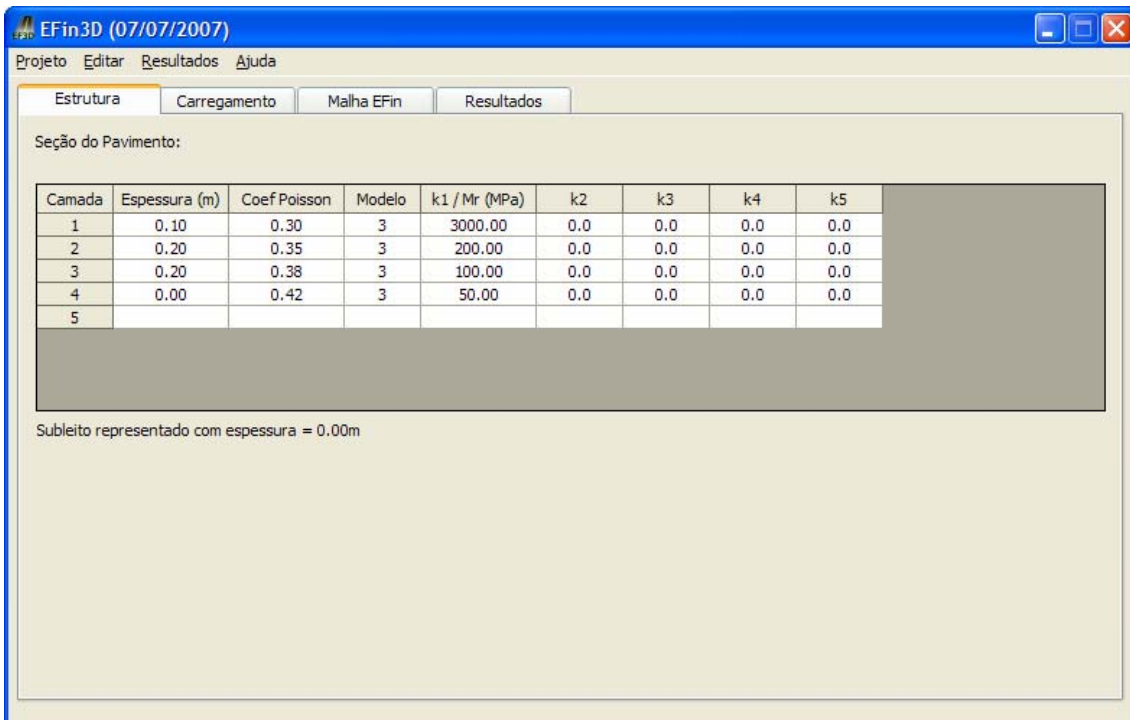


Figura 3.11: Aba <Estrutura> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.

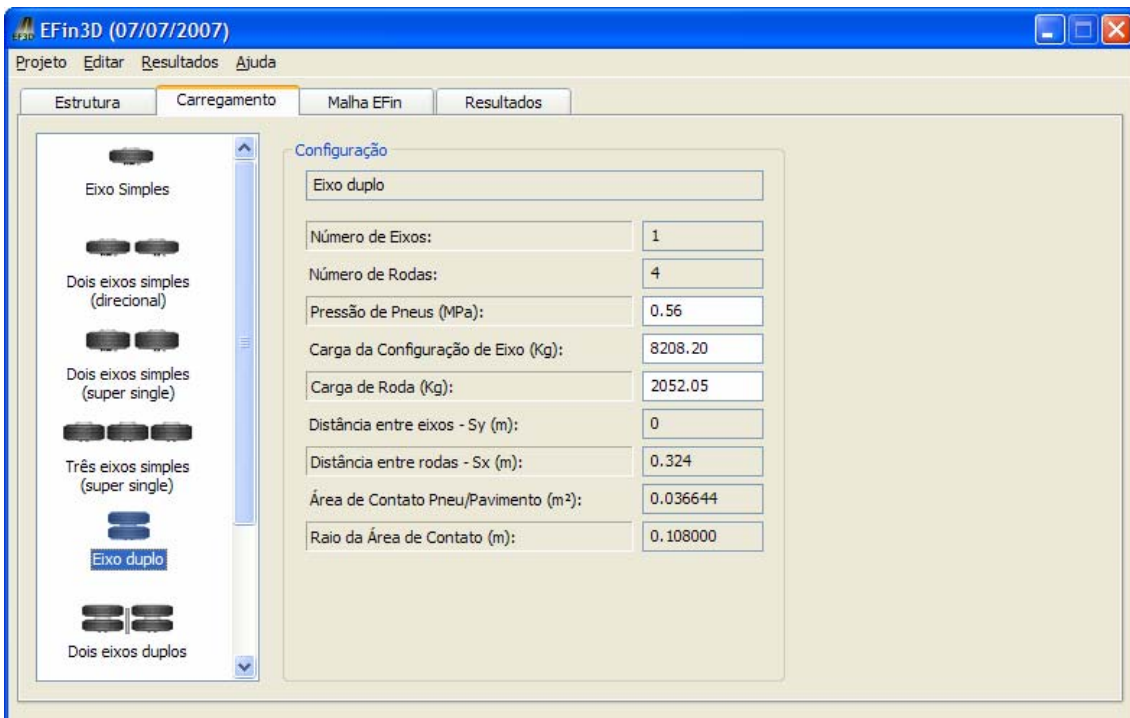


Figura 3.12: Aba <Carregamento> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.

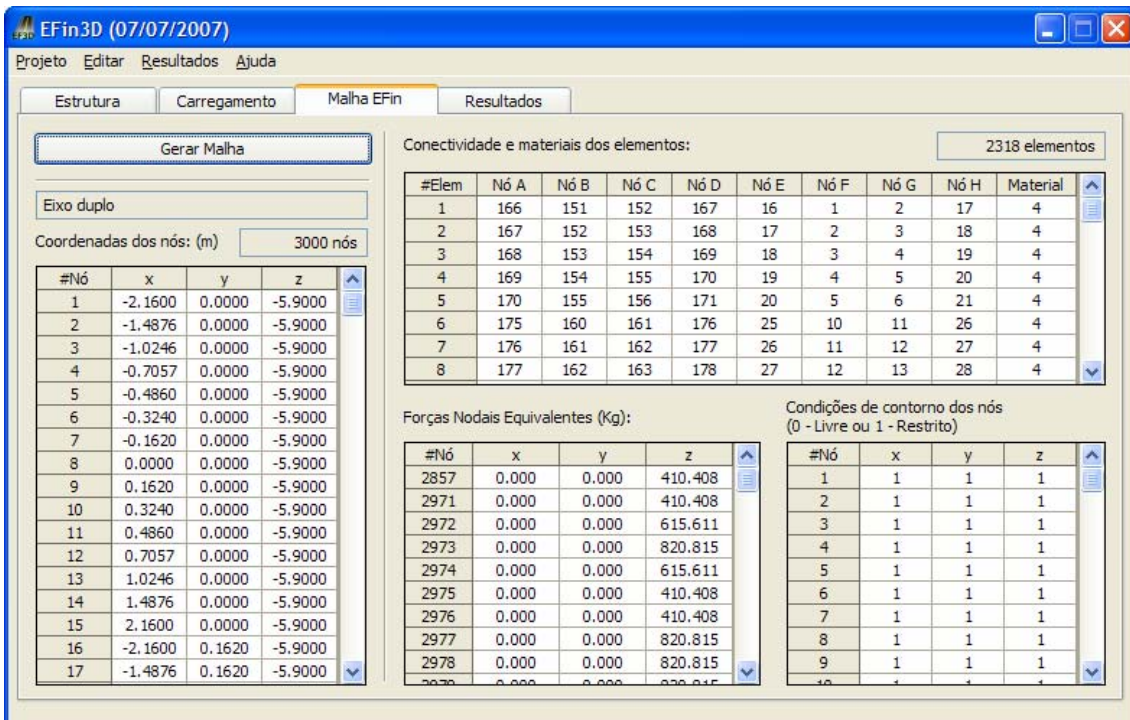


Figura 3.13: Aba <Malha de Elementos Finitos> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.

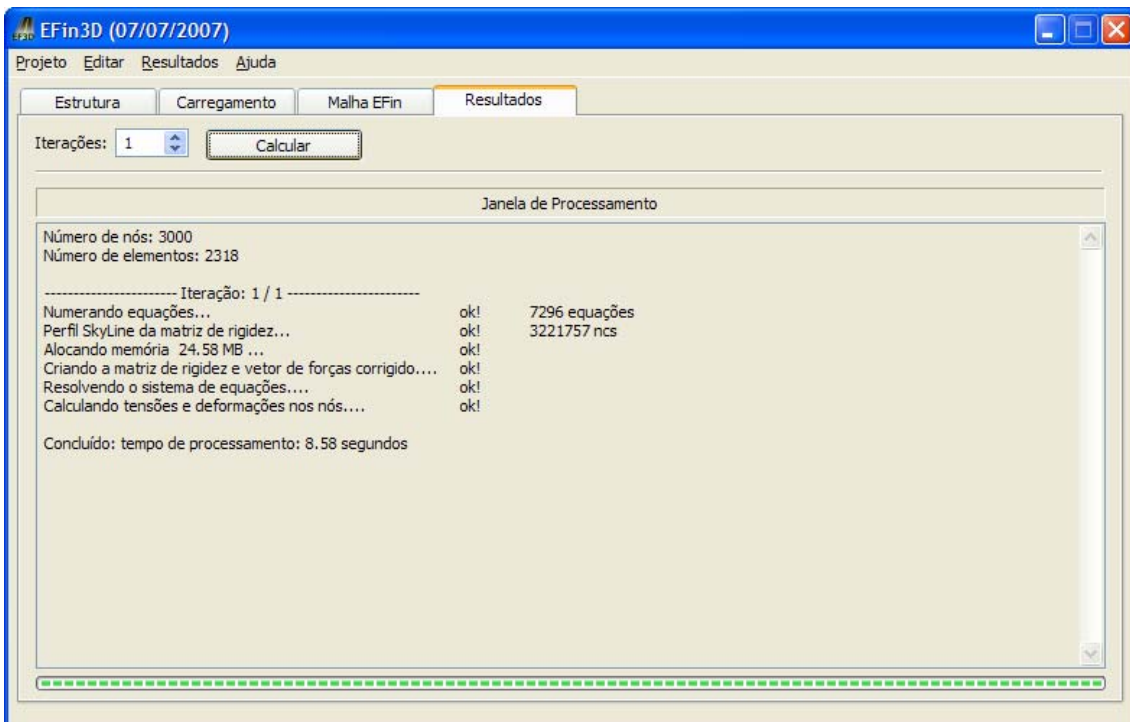


Figura 3.14: Aba <Resultados> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.

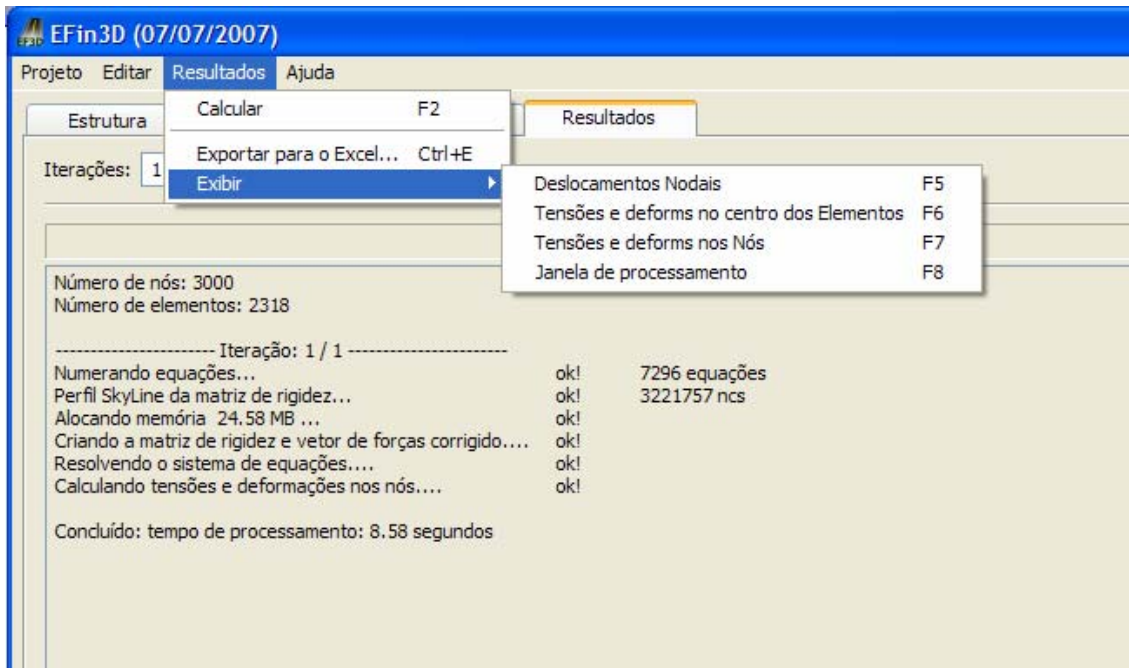


Figura 3.15: Opções do Menu <Resultados> <Exibir> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.

EFin3D (07/07/2007)

Projeto Editar Resultados Ajuda

Estrutura Carregamento Malha EFin Resultados

Iterações: 1

Calculador

Deslocamentos dos Nós da malha de elementos finitos

Nó	Coord X (m)	Coord Y (m)	Coord Z (m)	Ux (µm)	Uy (µm)	Uz (µm)
2818	1.0246	2.1600	-0.0333	0.8827	0.0000	43.8815
2819	1.4876	2.1600	-0.0333	0.6499	0.0000	39.2571
2820	2.1600	2.1600	-0.0333	0.0000	0.0000	36.5085
2821	-0.1238	0.0000	-0.0333	-6.9083	0.0000	531.0364
2822	-0.1350	0.0270	-0.0333	-7.2926	1.8127	525.8761
2823	-0.1620	0.0382	-0.0333	-8.2371	2.5329	516.1444
2824	-0.1890	0.0270	-0.0333	-9.2240	1.7098	505.8639
2825	-0.2002	0.0000	-0.0333	-9.7258	0.0000	502.8004
2826	-0.0856	0.0000	-0.0333	-5.3461	0.0000	533.9010
2827	-0.1080	0.0540	-0.0333	-5.7873	3.9719	522.7377
2828	-0.1620	0.0764	-0.0333	-7.9837	5.0833	501.0507
2829	-0.2160	0.0540	-0.0333	-10.2555	3.4731	483.1838
2830	-0.2384	0.0000	-0.0333	-11.0930	0.0000	477.5613
2831	-0.0540	0.0000	-0.0333	-3.9033	0.0000	535.2078
2832	-0.0856	0.0764	-0.0333	-4.3270	5.8299	514.5302
2833	-0.1620	0.1080	-0.0333	-7.7626	7.2248	485.0068
2834	-0.2384	0.0764	-0.0333	-11.1479	4.9329	459.7926

Figura 3.16: Aba <Resultados> do programa de Elementos Finitos com os resultados de deslocamentos nos nós desenvolvido nesta tese.

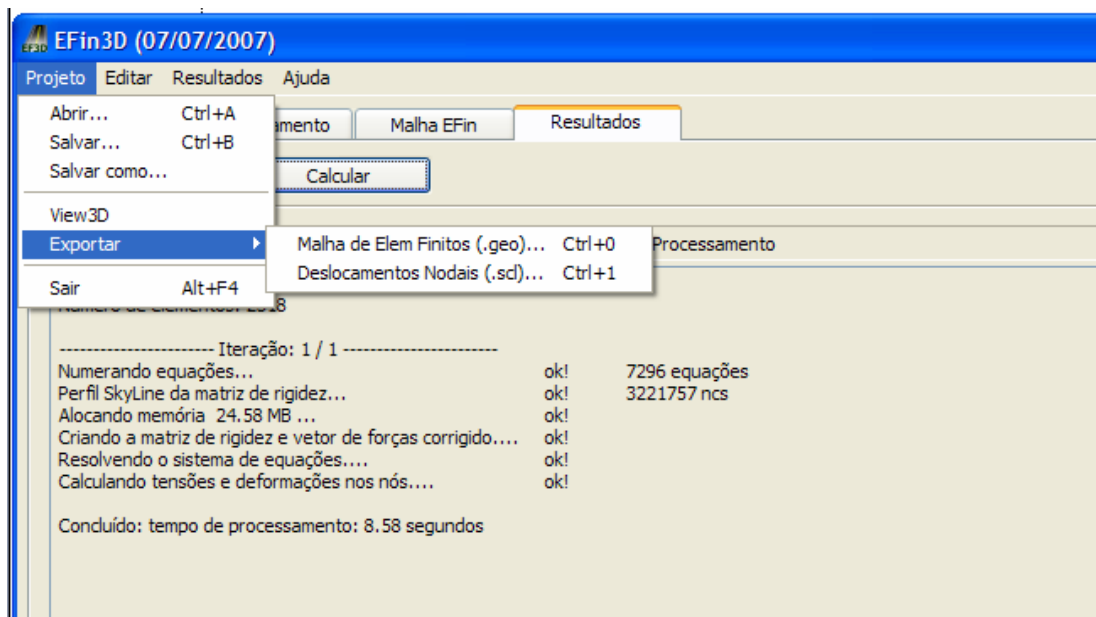


Figura 3.17: Opções do menu <Projeto> do programa de Elementos Finitos desenvolvido nesta tese.

As opções do menu <Projeto> na janela principal do programa, ilustradas na Figura 3.17 permitem o usuário manipular os arquivos de dados, como:

- <Abrir...> Abrir um arquivo salvo no formato indicado na Figura 3.10 e com a extensão <nome_do_arquivo.p3D>;
- <Salvar...> Salvar as informações inseridas e geradas automaticamente pelo programa (estrutura, carregamento e malha de Elementos Finitos) em um arquivo de formato padrão e com a extensão <nome_do_arquivo.p3D>;
- <Salvar como...> Permite salvar as informações com outro nome;
- <View3D> Abre o programa View3D (RIBEIRO, 2003b);
- <Exportar> cria os arquivos necessários para o programa View3D apresentar graficamente a malha e os deslocamentos nodais; e
- <Sair> Encerra o programa.

O arquivo com a extensão <nome_do_arquivo.p3D>, detalhado na Figura 3.10, pode ser criado manualmente com dados de malhas geradas por outros pré-processadores ou programas geradores de malhas.

O programa EFin3D desenvolvido nesta tese, gera arquivos para a visualização gráfica no programa View3D de RIBEIRO (2003b). Os arquivos, com extensões

<nome_do_arquivo.geo> e <nome_do_arquivo.scl> podem ser criados a partir da opção <Exportar> no Menu <Projeto> e permitem que o View3D manipule graficamente a malha de Elementos Finitos e os deslocamentos nodais respectivamente. Uma visualização gráfica ilustrativa está apresentada na Figura 3.18.

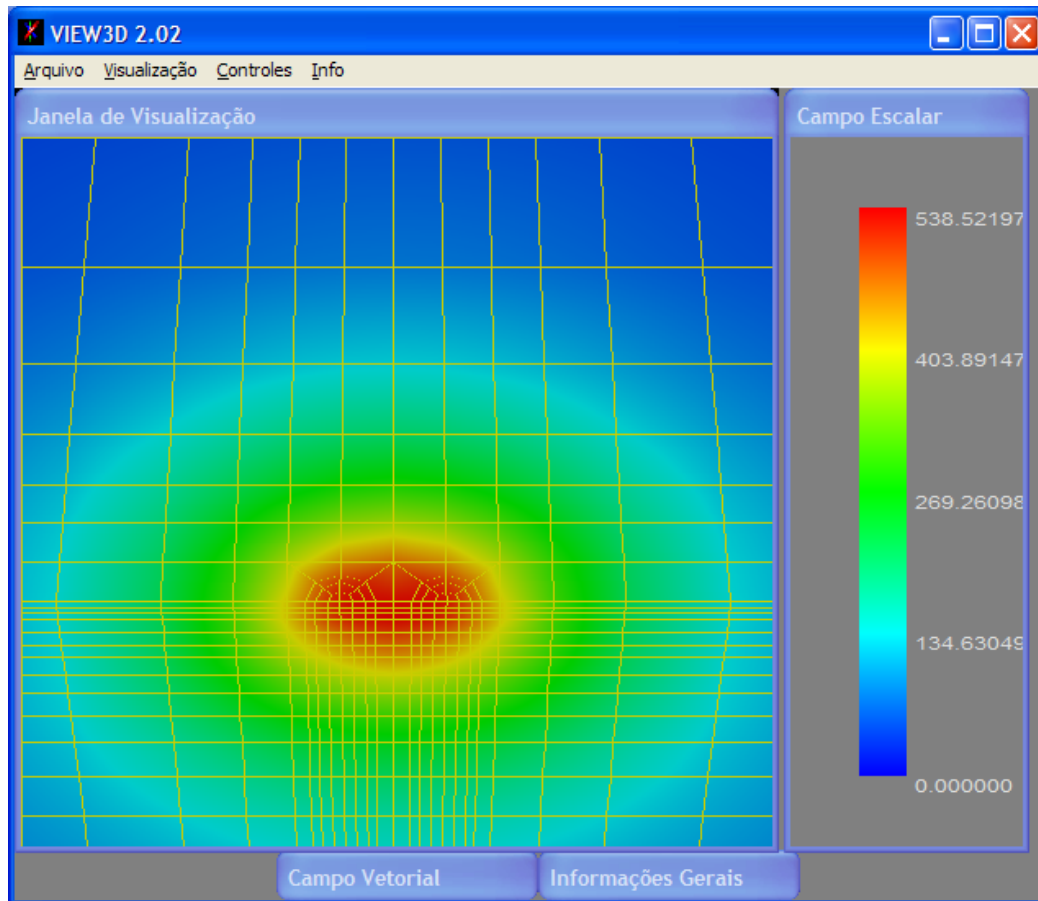
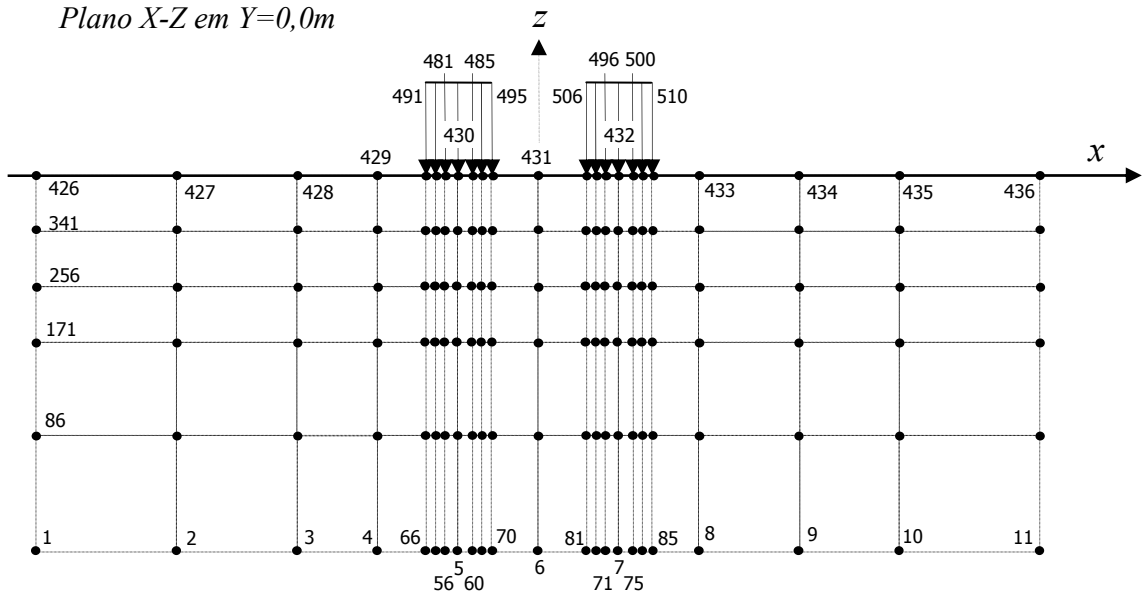


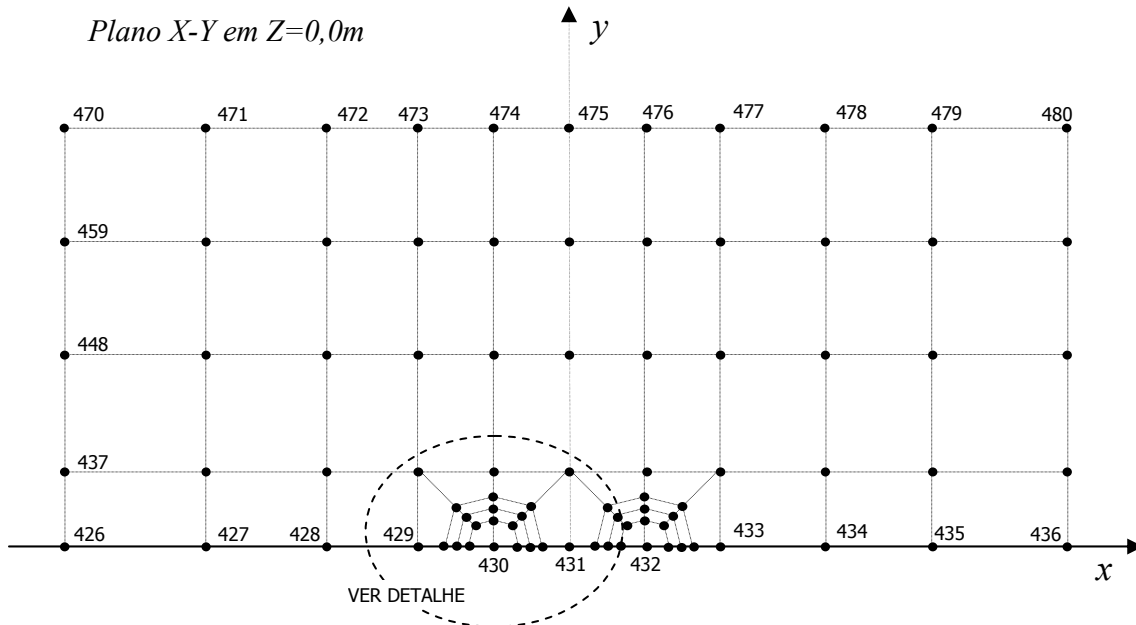
Figura 3.18: Exemplo de visualização dos resultados de deslocamento vertical (μm) obtidos pelo EFin3D desenvolvido nesta tese a partir do programa View3D de RIBEIRO (2003b).

Para compreender os resultados obtidos pelo programa EFin3D é preciso verificar sempre as coordenadas (x, y, z) dos nós, com base no sistema de coordenadas apresentado na Figura 3.3. A geração automática define a profundidade $Z=0,00\text{m}$ como a superfície do pavimento e as demais profundidades seguem com valores negativos. Assim, a superfície, onde há o contato com os pneus, está representada nos nós de valores mais elevados. Para fins didáticos, uma malha hipotética e numerada conforme a técnica utilizada no programa é apresentada na Figura 3.19.

Plano X-Z em $Y=0,0m$



Plano X-Y em $Z=0,0m$



Detalhe

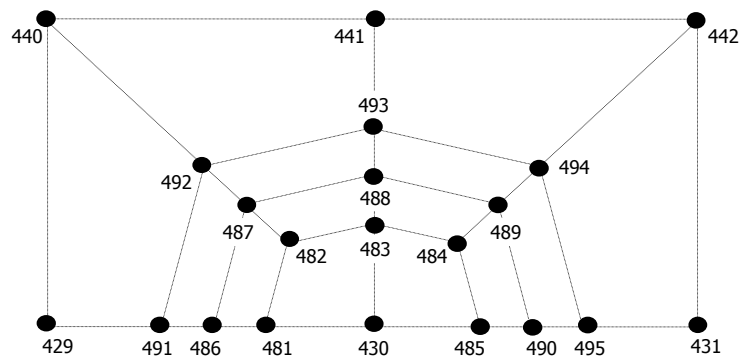


Figura 3.19: Exemplo de numeração dos nós da malha de Elementos Finitos para um carregamento de rodas duplas.

O MEF permite, também, avaliar a influência das tensões horizontais provenientes do movimento do tráfego no comportamento estrutural dos pavimentos. FARIAS (1997) realizou simulações com um programa de Elementos Finitos Tridimensional, o ALLFINE do próprio autor, e verificou que as cargas horizontais podem afetar significativamente a ocorrência de tensões cisalhantes na superfície do pavimento.

Na simulação, FARIAS (1997) utilizou o carregamento de um eixo padrão de 82kN com uma pressão de contato de 0,56MPa. A carga horizontal foi devida a um coeficiente de atrito igual a 0,50, implicando em uma componente de pressão uniforme horizontal de 0,28 MPa. A estrutura foi obtida por retroanálise de bacias de campo.

O autor citado realizou duas análises: considerando apenas o carregamento vertical (p); e considerando tanto o carregamento horizontal (q) quanto o vertical (p). Nesta análise, Farias mostrou que a tensão de tração pode atingir um valor máximo a cerca de 20 a 30cm do centro do carregamento, próximo a superfície do pavimento, o que justificaria a possibilidade de propagação de trincas da superfície do pavimento para baixo.

Para testar o programa EFin3D, a simulação de FARIAS (1997) foi repetida. Corrigindo a malha gerada automaticamente pelo programa, para que as condições de contorno para a nova situação seja atendida, o gráfico da Figura 3.20 foi obtido. Os resultados foram muito similares aos obtidos por Farias, variando pouco nos valores das tensões em função da diferença dos pontos onde foram obtidos os resultados.

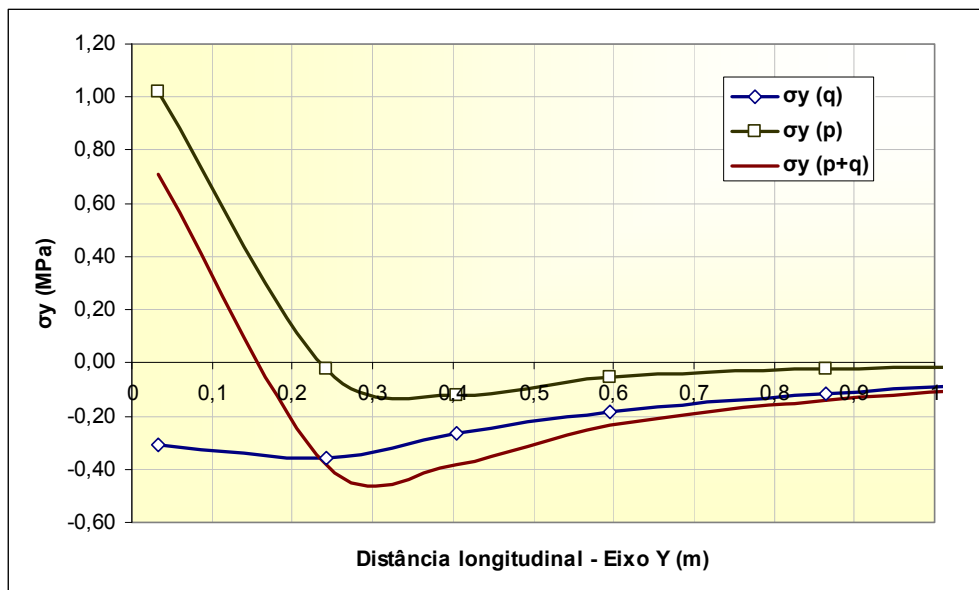


Figura 3.20: Avaliação da influência do carregamento horizontal (q) na superfície do pavimento usando o EFin3D.

Com o programa concluído, tomaram-se como base os resultados obtidos por ele para os estudos desta pesquisa relacionados aos Elementos Finitos. O programa, criado para estudar a formulação do MEF em problemas de pavimentação, faz parte de um dos módulos do método desenvolvido nesta pesquisa e será disponibilizado para uso em outros trabalhos e pesquisas.

3.2. Solução de cálculo de tensões e deformações com base na Teoria da Elasticidade

Os modelos que utilizam a solução de Burmister resolvem problemas de elasticidade linear em sistemas de multicamadas e contínuos, com carga distribuída numa área circular e considerando, ainda, as seguintes hipóteses (EUA, 1994; MEDINA, 1997):

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

Os métodos que utilizam esta solução possuem a vantagem de combinar carregamentos com mais de uma roda, por meio do princípio da superposição e da hipótese de elasticidade linear. É possível também obter os resultados de tensão, deformação e deslocamentos em qualquer ponto da estrutura sem a necessidade de dividir o meio contínuo em Elementos Finitos.

ODEMARK (MEDINA, 1995) desenvolveu em 1949, um procedimento analítico que permite calcular um sistema de multicamadas analogamente a um sistema de duas camadas, denominado de teoria das espessuras equivalentes. Esse procedimento permite simplificar o cálculo das tensões, deformações e deslocamentos, uma vez que a aplicação da teoria de multicamadas é bastante complexa.

Muitos métodos de dimensionamento consideram a solução pela elasticidade linear, apesar do comportamento da maioria dos materiais de pavimentação sob carregamento repetido ser comprovadamente elástico não linear, como é o caso dos materiais granulares e dos solos finos. A escolha pela solução da elasticidade linear se faz pelos seguintes motivos (MOTTA, 1991; AYRES, 1997; RODRIGUES, 1998):

- é comum admitir um modelo elástico linear para as misturas asfálticas, para uma determinada temperatura;
- a teoria da elasticidade linear tem sido a base para a maior parte das aplicações práticas, podendo ser utilizada com um grau de confiança razoável, principalmente quando o pavimento possui espessas camadas asfálticas ou camadas cimentadas;
- os parâmetros necessários para a análise podem ser facilmente obtidos com os recursos disponíveis em laboratórios de solos existentes no Brasil.

Os programas mais conhecidos que utilizam essa formulação são: BISAR da Shell; KENLAYER da Universidade de Kentucky; ELSYM5 de KOPPERMAN *et al.* (1986); e o JULEA, de UZAN (1978) que é utilizado em diversos métodos tais como: pelo PAVE, de FRANCO (2000); pelo AYMA, de AYRES (1997); pelo LEDFAA, da FAA, até 2004; pelo Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004); e pelo PCASE, da Força Aérea e do Exército Americano.

Desses, por já ter sido trabalhado no PAVE (FRANCO, 2000), o JULEA foi selecionado para ser a ferramenta de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos a ser utilizada nas análises comparativas desse trabalho. Para tanto, alterações foram realizadas no código do programa JULEA com o intuito de melhorar a sua performance e reduzir as possibilidades de erros.

3.2.1. Elasticidade não linear na análise de múltiplas camadas

Teoricamente, o Método dos Elementos Finitos realiza uma melhor modelagem do comportamento elástico não linear. No MEF, apesar do material ser considerado homogêneo, o módulo de resiliência pode assumir valores diferentes em cada um dos elementos da malha em função do estado de tensões, o que não é possível na análise elástica de múltiplas camadas.

HUANG (2003), no desenvolvimento do programa KENLAYER, que utiliza a solução elástica de múltiplas camadas, incorporou três métodos para análise não linear aproximada. O primeiro método subdivide a camada de comportamento elástico não linear em subcamadas e as tensões no centro delas são utilizadas para a determinação do módulo de resiliência. No segundo método a camada não é subdividida e um ponto específico é selecionado para calcular o módulo de resiliência. O terceiro método, incorporado na nova edição do KENLAYER, a camada não é subdividida e as tensões obtidas no centro da camada, para o cálculo do módulo de resiliência, são modificadas pela teoria do círculo de Mohr-Coulomb, de modo a não exceder a resistência ao cisalhamento do material.

O primeiro método utilizado por HUANG (2003) permite variar o módulo de elasticidade na direção vertical com a divisão das camadas dos materiais de comportamento elástico não linear em subcamadas. A principal diferença em relação ao MEF é que a variação dos módulos de resiliência das camadas não lineares ocorre apenas na direção vertical, não podendo variar no plano horizontal, dentro de cada subcamada.

RODRIGUES (1998) também cita que esta técnica tem se revelado eficaz para a previsão das tensões e deformações geradas pelas cargas de roda em movimento nas estruturas de pavimentos.

A questão que imediatamente surge é sobre a definição de qual o ponto da subcamada, no plano horizontal, que deve ser utilizado para se determinar as tensões principais para a obtenção do módulo de resiliência. Conforme citado em HUANG (2003), independentemente do ponto no plano horizontal escolhido para a determinação das tensões principais que influenciarão no comportamento resiliente não linear dos materiais, os resultados finais das tensões verticais são pouco afetados, não podendo se dizer o mesmo para os resultados de deslocamentos verticais.

Nos trabalhos dos autores citados anteriormente (HUANG, 2003 e RODRIGUES, 1998) os pontos escolhidos para a maioria das análises (cálculo das tensões e deformações) foram aqueles situados nos centros dos carregamentos. Já, para calcular os deslocamentos especificamente, HUANG (2003) apresenta as expressões (3.4) e (3.5) para definir os pontos, denominados por ele como pontos de tensão.

$$x = X_{PT} + \alpha \cdot z \quad (3.4)$$

$$y = Y_{PT} + \alpha \cdot z \quad (3.5)$$

onde:

- x, y são as coordenadas do ponto de tensão;
- X_{PT} e Y_{PT} são as coordenadas do ponto de tensão na superfície do pavimento;
- α é ângulo da distribuição de carga; e
- z é a profundidade do ponto de tensão.

HUANG (1993) comenta que a implementação da análise elástica não linear no método que utiliza a solução de Burmister fornece um ganho significativo na modelagem de estruturas de pavimento. Entretanto, a utilização das tensões de apenas um ponto em cada subcamada não linear para o cômputo dos módulos de resiliência não está teoricamente correta. Como as tensões variam com a distância radial ao centro do carregamento, os módulos também deveriam variar com essa distância, não sendo, portanto, uniforme na subcamada. Mas quando se deseja obter os valores críticos de deformação de tração na base do revestimento ou de compressão vertical no topo do subleito, é possível determinar um ponto de tensão tal que forneça resultados razoáveis quando comparados aos obtidos pelo MEF que permite a variação horizontal.

Assim, o problema da não linearidade dos materiais seria melhor modelado pela solução dos Elementos Finitos. No entanto, vale lembrar que o Método dos Elementos Finitos é uma aproximação da solução exata e que, dependendo do refinamento da malha, do tipo dos elementos e da modelagem do carregamento, pode gerar resultados não muito satisfatórios.

3.2.2. Programa de cálculo de tensões e deformações com base na Teoria da Elasticidade desenvolvido nesta tese - AEMC

Um programa específico para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, com rotinas para entrada de dados e apresentação de resultados, foi elaborado, da mesma forma que foi realizado para o Método dos Elementos Finitos, durante esta pesquisa e faz parte, também, de um dos módulos que compõe o método de dimensionamento desenvolvido neste trabalho. O programa processa os cálculos com base no programa JULEA, alterado para atender o formato de entrada de dados gerado pelo AEMC.

Para considerar o comportamento elástico não linear dos materiais, as técnicas utilizadas por RODRIGUES (1998) e HUANG (2003) foram incorporadas ao programa AEMC. Para isto, o programa divide as camadas de comportamento elástico não linear em três subcamadas e define os pontos de tensão na origem das coordenadas do carregamento ($x=y=0,00m$) e, verticalmente, no meio das subcamadas. No subleito, para todas as análises, os pontos verticais foram definidos a 0,075m; 0,225m; e 0,375m de profundidade, a partir do seu topo. Além disso, todos os modelos de comportamento dos materiais constantes na Tabela 3.2 também foram incorporados.

Assim, surgiu o segundo programa desta tese que foi denominado AEMC – Análise Elástica de Múltiplas Camadas, que é utilizado como rotina no SisPav.

A interface do programa AEMC com o usuário possui uma aparência similar à do programa EFin3D anteriormente apresentado. Ele possui três abas na janela principal sendo que a primeira <Estrutura>, apresentada na Figura 3.21, exibe uma tabela de dados que permite inserir as informações da estrutura do pavimento, sendo aceitas de uma até oito camadas. Para o programa identificar o subleito, como convenção, o projetista deve representá-lo com uma espessura nula. Os modelos constitutivos dos materiais seguem os mesmos critérios utilizados no FEPAVE, apresentados na Tabela 3.2. Ressalta-se que as unidades utilizadas são: metros para as espessuras; e MPa para os módulos de resiliência.

A segunda aba <Carregamento>, apresentada na Figura 3.22, permite escolher o tipo de carregamento que se deseja analisar. Nesta aba podem ser alterados os valores de Pressão de Pneus, Carga do Eixo, ou a Carga de Roda, além das coordenadas das rodas ou das distâncias entre rodas e entre eixos (S_x e S_y) da configuração de eixo

selecionada. Os tipos de eixos disponíveis são os mesmos apresentados na Tabela 6.1, incluído o item 9 da referida tabela. Nesta aba, as unidades utilizadas são: metros para as distâncias; kg para as cargas de eixos e de rodas; e MPa para a pressão de pneus.

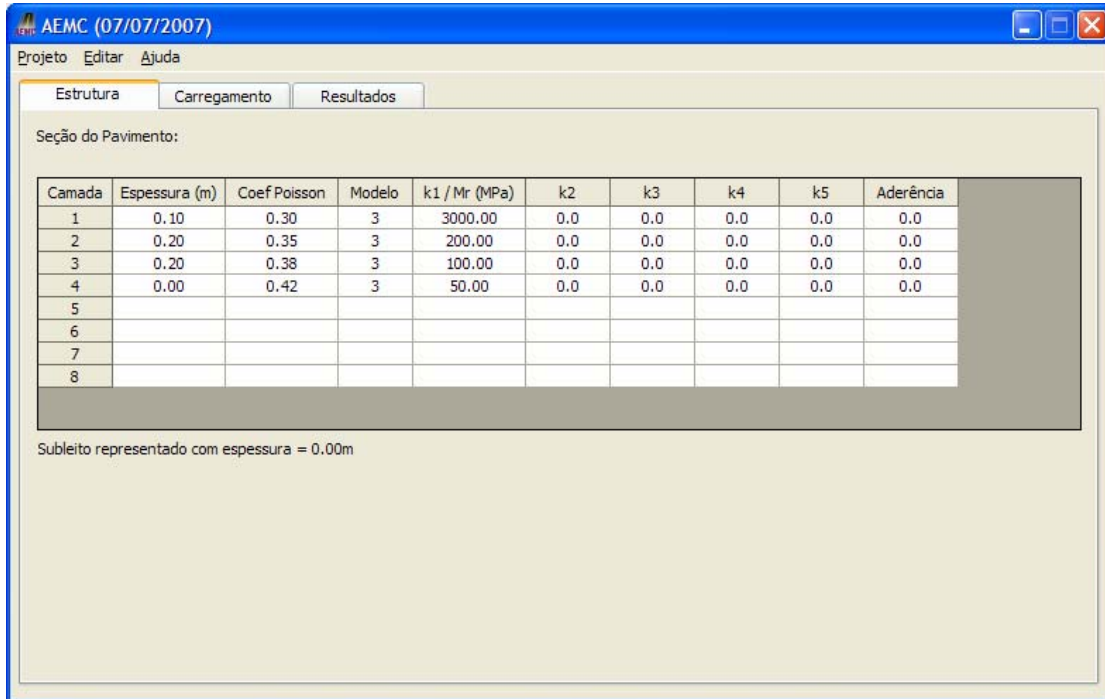


Figura 3.21: Aba <Estrutura> do programa AEMC desenvolvido nesta tese.

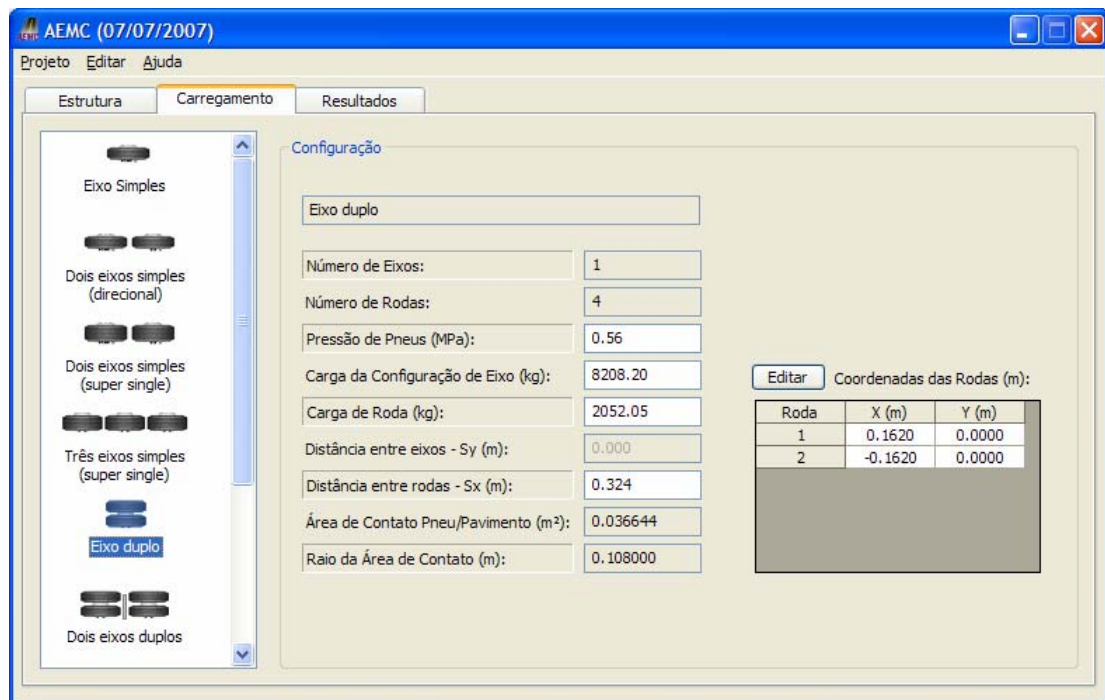


Figura 3.22: Aba <Carregamento> do programa AEMC desenvolvido nesta tese.

A terceira e última aba <Resultados>, apresentada na Figura 3.23, é onde ocorrem os cálculos de tensões, deformações e deslocamentos em todos os pontos definidos pelo usuário. Os pontos podem ser digitados um a um na tabela, nas colunas X, Y e Z ou preenchidos automaticamente pressionando o botão <Pontos>, na opção <Gerar Pontos Automaticamente>.

Com os pontos inseridos na tabela, o processo de cálculo pode ser iniciado pressionando o botão <Calcular> e esse, por sua vez, pode ser interrompido por meio do acionamento do botão <Abortar>. Na janela aparece a evolução da análise e dos cálculos. Os resultados finais são então dispostos ao longo da tabela e podem ser exportados para uma planilha Excel ® conforme apresentado na Figura 3.24.

Caso esteja realizando uma análise com materiais de comportamento elástico não linear, é preciso definir o número de iterações de cálculo no quadro de edição <Iterações> no canto superior esquerdo da aba. O número de iterações pode variar de um até dez.

Por fim, as opções do menu <Projeto> na janela principal do programa permitem o usuário manipular os arquivos de dados, como:

- <Abrir...> Abrir um arquivo salvo no formato indicado na Figura 3.25 e com a extensão <nome_do_arquivo.pAE>;
- <Salvar...> Salvar as informações inseridas e geradas automaticamente pelo programa (estrutura, carregamento e malha de Elementos Finitos) em um arquivo de formato padrão e com a extensão <nome_do_arquivo.pAE>;
- <Salvar como...> Permite salvar as informações com outro nome; e
- <Sair> para encerrar o programa.

Os textos em itálico apresentados na Figura 3.25 são apenas explicativos e não devem ser inseridos no arquivo de entrada de dados de uma análise real.

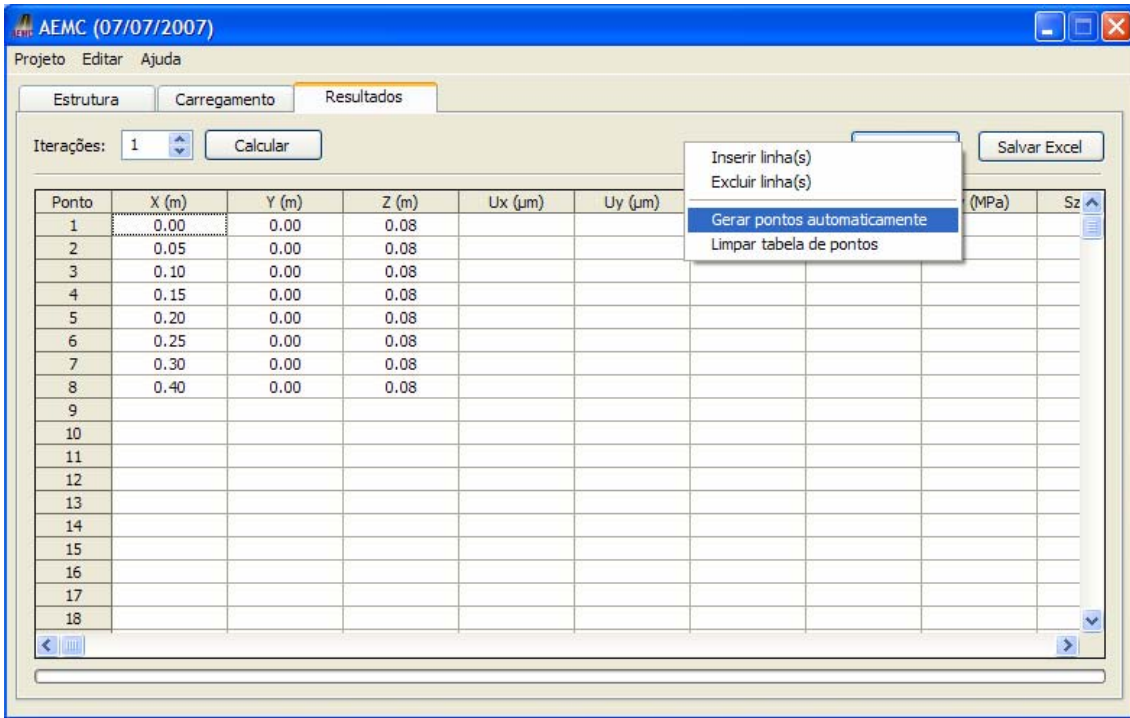


Figura 3.23: Aba <Resultados> do programa AEMC desenvolvido nesta tese, antes dos cálculos.

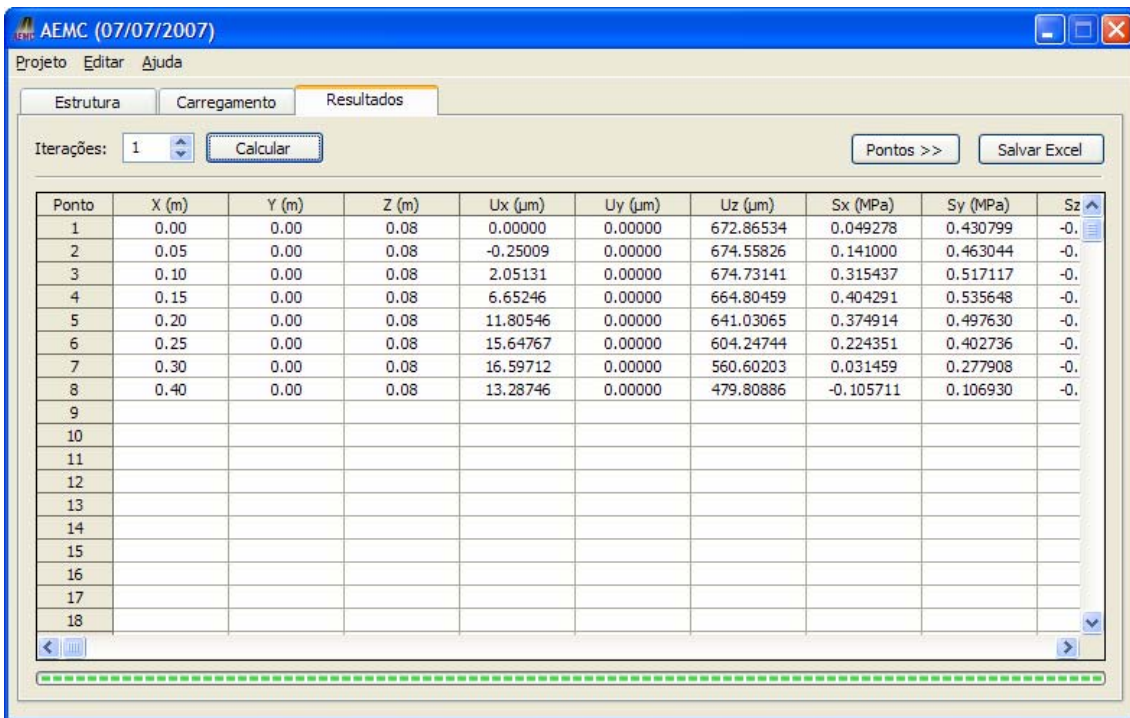


Figura 3.24: Aba <Resultados> do programa AEMC desenvolvido nesta tese, após os cálculos.

```

Estrutura
4 (Número de camadas)
1 0.10 0.30 3 3500.00 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
2 0.20 0.35 3 250.00 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
3 0.20 0.38 3 120.00 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
4 0.00 0.42 3 50.00 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
Carregamento
4 (Tipo de eixo)
1 (Número de eixos)
4 (Número de rodas)
2052.050000 (Carga de roda)
8208.200000 (Carga de eixo)
0.560000 (Pressão de pneus)
SX_SY
0.324000 (Sx)
0.000000 (Sy)
0.162000 0.000000 (Coord Roda 1)
-0.162000 0.000000 (Coord Roda 2)
PntsDeAnalise (X, Y e Z)
1 0.000000 0.000000 0.099000
2 0.050000 0.000000 0.099000
3 0.100000 0.000000 0.099000
4 0.150000 0.000000 0.099000
5 0.200000 0.000000 0.099000
6 0.300000 0.000000 0.099000
7 0.400000 0.000000 0.099000
8 0.500000 0.000000 0.099000
1000 (Fim do Arquivo)

```

Figura 3.25: Formato do arquivo texto para entrada de dados no programa AEMC desenvolvido nesta tese.

3.3. Comparação entre as soluções propostas

Com os dois programas de cálculo desenvolvidas nesta tese (a analítica de múltiplas camadas – AEMC e a dos Elementos Finitos Tridimensional – EFin3D), buscou-se avaliar e comparar os resultados de tensões, deformações e deslocamentos obtidos em cada um dos métodos, simulando estruturas similares de pavimentos. O intuito foi o de verificar possíveis erros nos códigos dos programas e as diferenças nos resultados devido às hipóteses assumidas em cada solução.

Além da avaliação dos resultados, foram comparados os tempos de processamento requeridos pelos programas de cálculo para gerar os resultados. Esses tempos irão se refletir no tempo total requerido pelo método para o dimensionamento de uma estrutura de pavimento.

A primeira comparação foi feita entre os resultados calculados no centro do carregamento ($x = y = 0.0\text{m}$) e considerando que a estrutura possua apenas uma camada (módulo de elasticidade de 1.000 MPa e coeficiente de Poisson de 0,30), como um meio semi-infinito homogêneo, carregamento de 0,56MPa e raio de 0,108m. As soluções foram comparadas entre si e com as soluções exatas, obtidas analiticamente pelas equações da elasticidade, equações (3.6) a (3.8), descritas em HUANG (2003). Os resultados estão apresentados da Tabela 3.3 a Tabela 3.5, e nos gráficos da Figura 3.26 a Figura 3.28.

$$w = \frac{(1 + \nu) \cdot q \cdot a}{E} \cdot \left\{ \frac{a}{(a^2 + z^2)^{0,5}} + \frac{1 - 2 \cdot \nu}{a} \cdot [(a^2 + z^2)^{0,5} - z] \right\} \quad (3.6)$$

$$\sigma_z = q \cdot \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \quad (3.7)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{2} \cdot \left[(1 + 2 \cdot \nu) - 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \frac{z}{(a^2 + z^2)^{0,5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \quad (3.8)$$

onde:

- w é o deslocamento vertical, em m;
- σ_z é a tensão vertical, em MPa;
- σ_x é a tensão radial, em MPa;
- E é o módulo de elasticidade, em MPa;
- ν é o coeficiente de Poisson,
- q é a pressão do carregamento, em MPa;
- a é o raio do carregamento, em m; e
- z é a profundidade, em m.

Tabela 3.3: Comparação dos resultados do deslocamento vertical no centro do carregamento calculados para uma camada com os programas desenvolvidos nesta tese.

<i>Profundidade (m)</i>	<i>Resultados EFin3D (μm)</i>	<i>Resultados AEMC (μm)</i>	<i>Resultados Boussinesq (μm)</i>
0,0000	111,390	110,007	110,074
0,0333	96,655	98,347	98,347
0,0667	79,846	84,443	84,436
0,1000	66,257	71,397	71,432
0,1667	48,000	52,048	52,048
0,2333	36,993	39,959	39,956
0,3000	29,942	32,119	32,120
0,4000	23,131	24,663	24,666
0,5000	18,742	19,954	19,958
0,6258	15,045	16,060	16,065
0,7832	11,986	12,891	12,898
0,9802	9,489	10,327	10,338
1,2267	7,475	8,261	8,277
1,5353	5,864	6,599	6,622
1,9215	4,577	5,259	5,295
2,4048	3,537	4,177	4,233

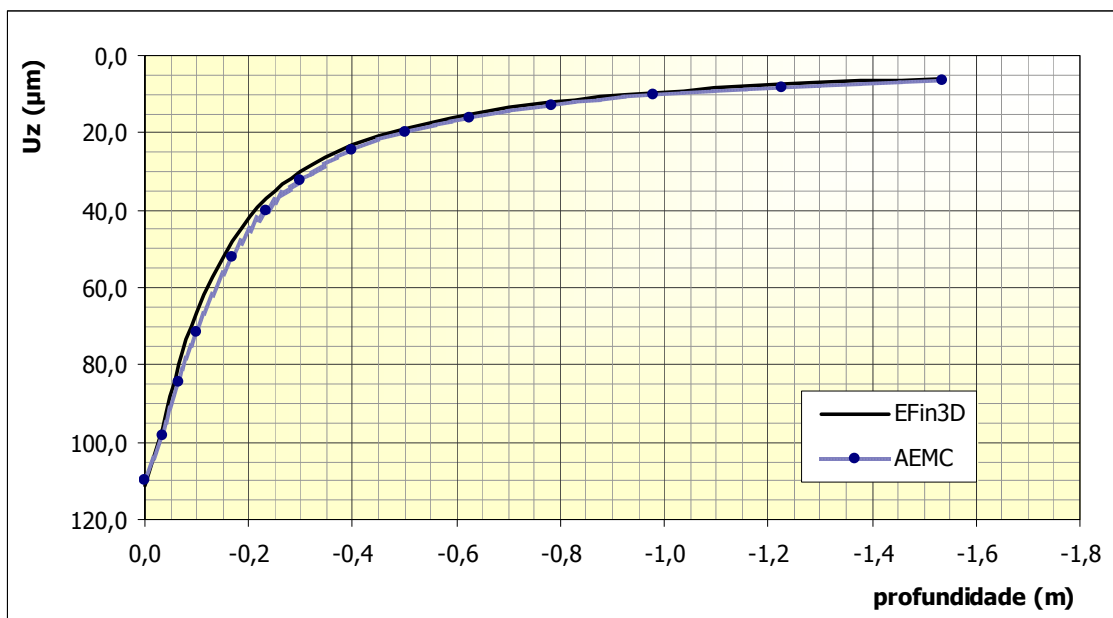


Figura 3.26: Comparação gráfica dos resultados do deslocamento vertical no centro do carregamento para o exemplo de aplicação usando os dois programas desenvolvidos nesta tese.

Tabela 3.4: Comparação dos resultados de tensão vertical no centro do carregamento calculados para uma camada com os programas desenvolvidos nesta tese.

<i>Profundidade (m)</i>	<i>Resultados EFin3D (MPa)</i>	<i>Resultados AEMC (MPa)</i>	<i>Resultados Boussinesq (MPa)</i>
0,0167	0,6778	0,5558	0,5580
0,0500	0,5415	0,5184	0,5185
0,0833	0,4048	0,4324	0,4324
0,1334	0,2635	0,2970	0,2971
0,2000	0,1561	0,1789	0,1785
0,2667	0,1005	0,1141	0,1141
0,3500	0,0649	0,0714	0,0714
0,4500	0,0419	0,0451	0,0451
0,5629	0,0281	0,0295	0,0296
0,7045	0,0186	0,0191	0,0192
0,8817	0,0121	0,0123	0,0124
1,1035	0,0079	0,0079	0,0080
1,3810	0,0051	0,0050	0,0051
1,7284	0,0033	0,0032	0,0033

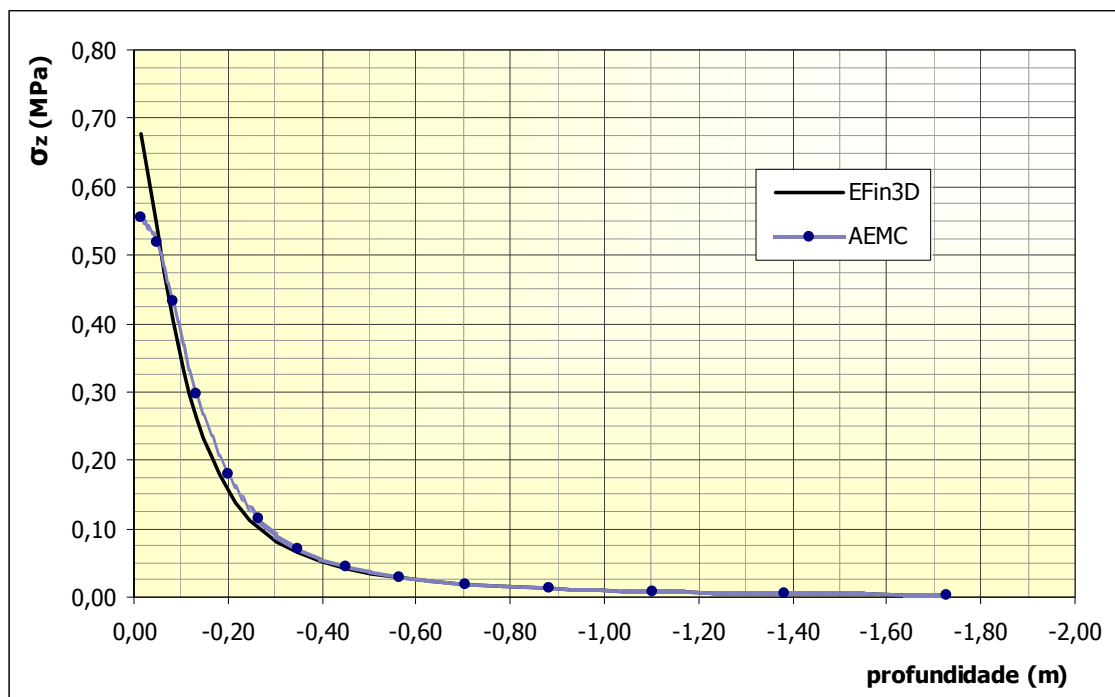


Figura 3.27: Comparação gráfica dos resultados de tensão vertical no centro do carregamento para o exemplo de aplicação usando os dois programas desenvolvidos nesta tese.

Tabela 3.5: Comparação dos resultados de tensão horizontal (x) no centro do carregamento calculados para uma camada com os programas desenvolvidos nesta tese.

<i>Profundidade (m)</i>	<i>Resultados EFin3D (MPa)</i>	<i>Resultados AEMC (MPa)</i>	<i>Resultados Boussinesq (MPa)</i>
0,0167	0,37229	0,30734	0,33775
0,0500	0,13718	0,16295	0,16291
0,0833	0,05333	0,06718	0,06717
0,1334	0,01255	0,01369	0,01364
0,2000	-0,00362	-0,00196	-0,00182
0,2667	-0,00389	-0,00381	-0,00381
0,3500	-0,00337	-0,00333	-0,00334
0,4500	-0,00255	-0,00244	-0,00246
0,5629	-0,00178	-0,00171	-0,00174
0,7045	-0,00125	-0,00116	-0,00118
0,8817	-0,00082	-0,00076	-0,00078
1,1035	-0,00047	-0,00049	-0,00051
1,3810	-0,00020	-0,00030	-0,00033
1,7284	0,00002	-0,00018	-0,00021

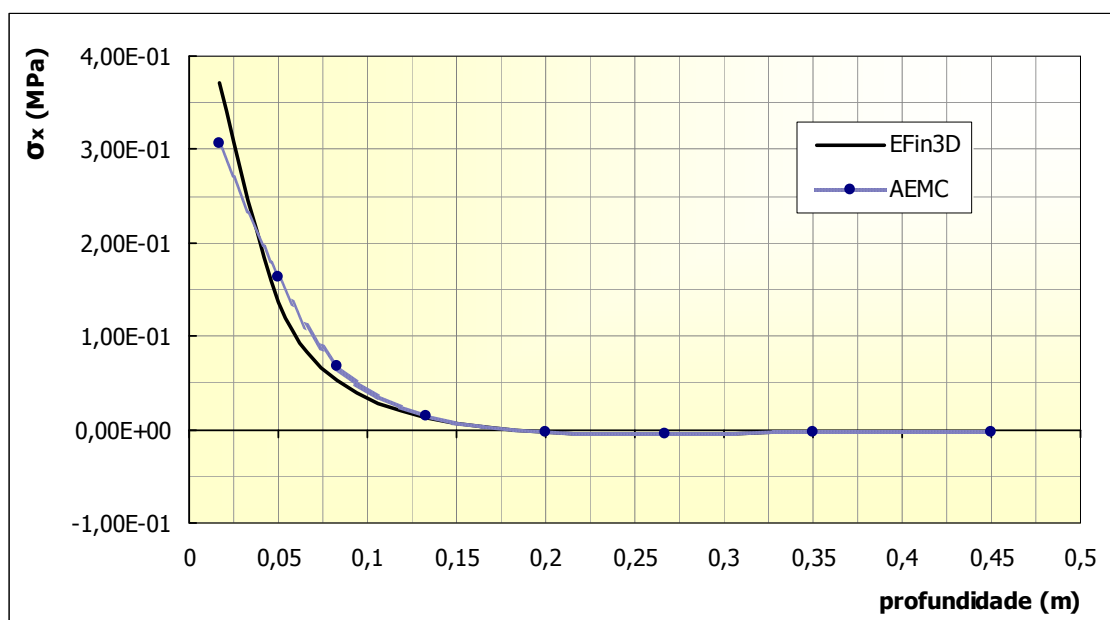


Figura 3.28: Comparação gráfica dos resultados de tensão horizontal (x) no centro do carregamento para o exemplo de aplicação usando os dois programas desenvolvidos nesta tese.

Uma segunda análise comparativa foi realizada para avaliar o efeito nos cálculos de um carregamento de um eixo de rodas duplas em uma estrutura com mais de uma camada, como a apresentada na Figura 3.29. Além disso, aproveitou-se o exemplo para verificar também o efeito da variação do módulo de elasticidade da primeira camada sobre os resultados obtidos nos dois métodos propostos nesta tese.

Para tanto, definiu-se no carregamento citado uma pressão de pneus de 0,56MPa com raio da área de contato de 0,108m e uma estrutura em que o módulo da primeira camada variou de 500 a 10.000MPa.

Os resultados das comparações entre os valores de deslocamento vertical na superfície e de deformação resiliente máxima de tração obtidos nos pontos da estrutura indicados na Figura 3.29 estão apresentados nas Tabelas 3.5 e 3.6 e nos gráficos das Figuras 3.26 e 3.27.

As soluções foram comparadas entre si, mas não foram comparadas com as soluções obtidas analiticamente pelas equações da elasticidade, equações (3.6) a (3.8), dado que a estrutura nesse exemplo possui mais de uma camada e, também, mais de uma roda no carregamento. O programa BISAR da Shell foi utilizado nas comparações.

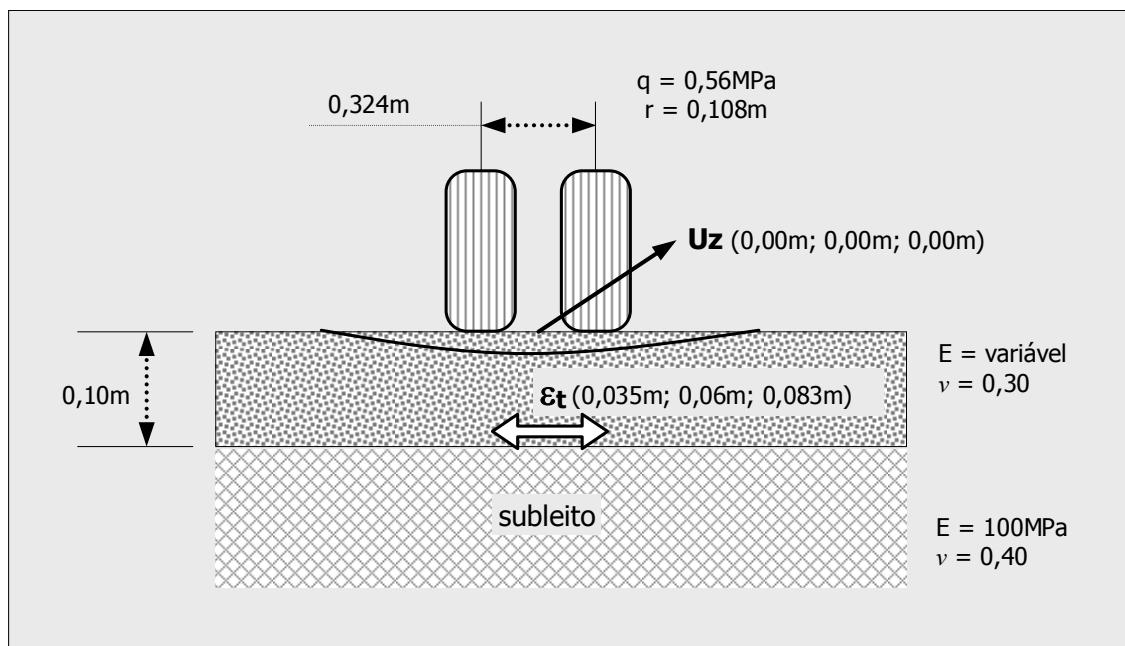


Figura 3.29: Estrutura utilizada na análise da segunda comparação entre os programas desenvolvidos nesta tese.

Tabela 3.6: Comparação dos resultados de deslocamento vertical no centro do carregamento e na superfície do pavimento entre os programas desenvolvidos nesta tese.

Módulo de elasticidade da 1ª Camada (MPa)	Resultados EFin3D (μm)	Resultados AEMC (μm)	Resultados BISAR (μm)
500	651,644	706,6969	707,70
1000	593,8871	662,7829	663,30
1.500	553,358	629,8329	630,10
2.000	522,1769	603,6074	603,80
2.500	496,9209	581,9274	582,10
3.000	475,7624	563,5155	563,60
4.000	441,7387	533,5174	533,60
5.000	415,0702	509,7309	509,80
7.500	366,6981	466,1358	466,20
10.000	332,9359	435,4613	435,50

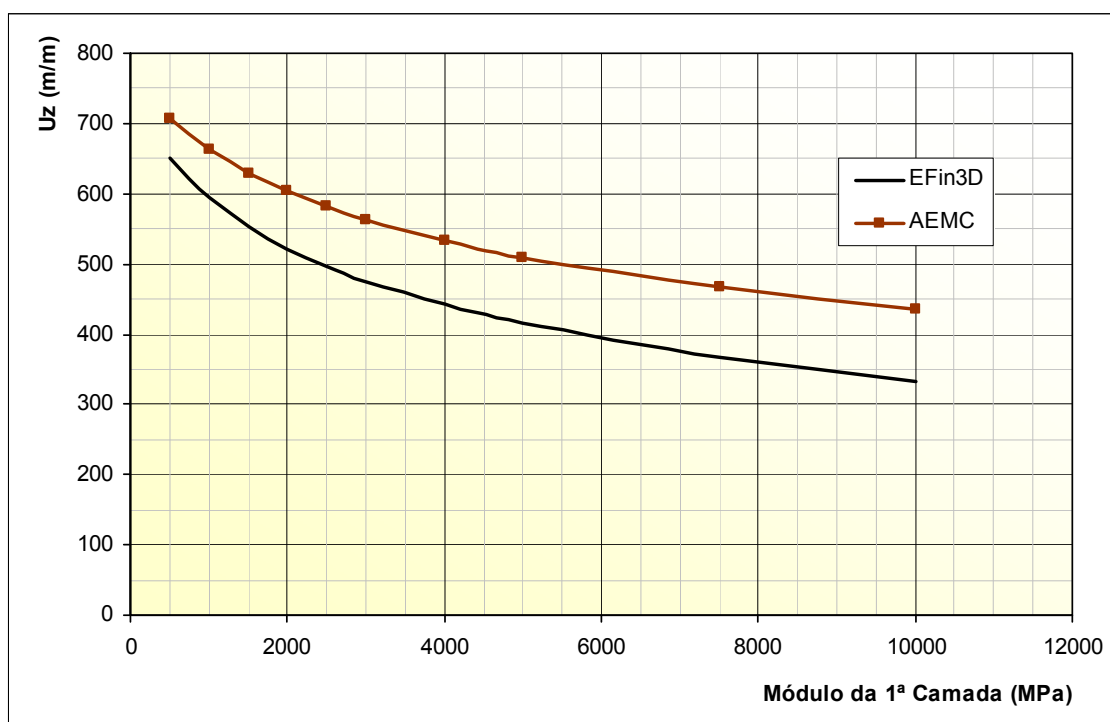


Figura 3.30: Comparação gráfica dos resultados de deslocamento vertical no centro do carregamento e na superfície do pavimento para a segunda análise entre os programas desenvolvidos nesta tese.

Tabela 3.7: Comparação dos resultados de deformação resiliente máxima de tração próximo ao centro do carregamento e a uma profundidade $Z = 0,083m$ entre os programas desenvolvidos nesta tese.

Módulo de elasticidade da 1ª Camada (MPa)	Resultados EFin3D (m/m)	Resultados AEMC (m/m)	Resultados BISAR (m/m)
500	2,81E-04	3,45E-04	3,399E-04
1000	2,34E-04	2,93E-04	2,896E-04
1.500	2,02E-04	2,56E-04	2,528E-04
2.000	1,79E-04	2,28E-04	2,254E-04
2.500	1,62E-04	2,07E-04	2,043E-04
3.000	1,48E-04	1,90E-04	1,874E-04
4.000	1,28E-04	1,64E-04	1,620E-04
5.000	1,13E-04	1,45E-04	1,435E-04
7.500	8,84E-05	1,15E-04	1,134E-04
10.000	7,36E-05	9,60E-05	9,492E-05

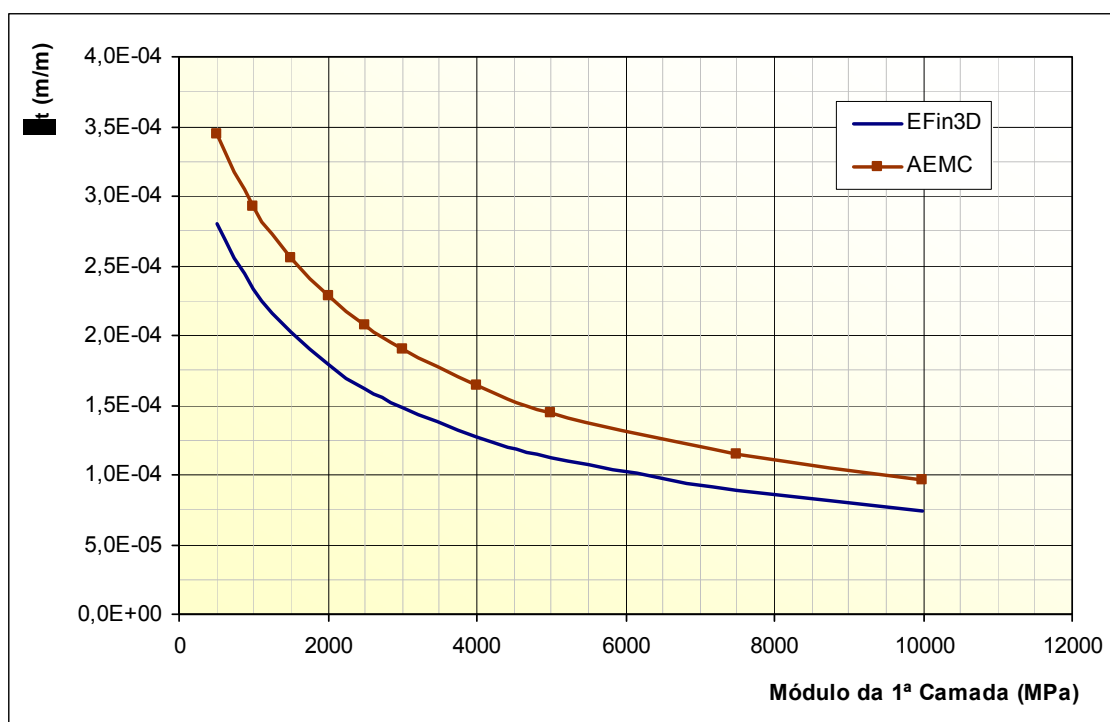


Figura 3.31: Comparação gráfica dos resultados da deformação resiliente máxima de tração para a segunda análise.

Com relação à análise elástica não linear implementada no programa EFin3D e, de forma simplificada, no AEMC, foi realizada uma simulação considerando a estrutura apresentada na Figura 3.5 para a comparação dos resultados em termos de deflexões e deformações resilientes. Os resultados, mostrados nas Figuras 3.32 a 3.34, não foram iguais, como esperado.

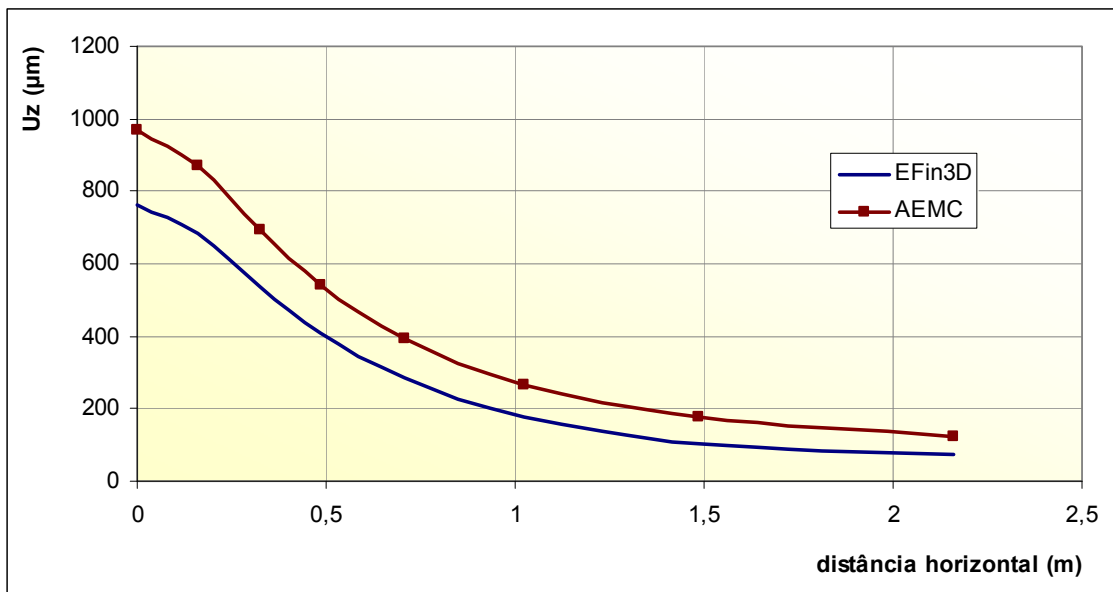


Figura 3.32: Comparação das bacias de deflexão obtidas de análises não lineares com os programas EFin3D e AEMC desenvolvidos nesta tese para o exemplo da Figura 3.5.

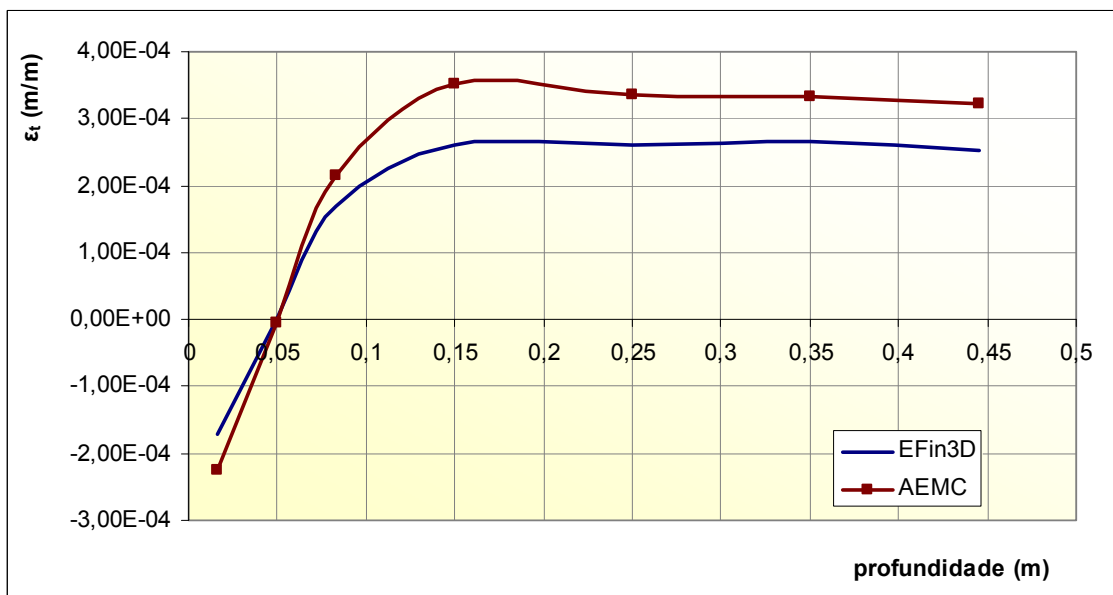


Figura 3.33: Comparação dos resultados de deformação de tração máxima obtidos de análises não lineares com os programas EFin3D e AEMC desenvolvidos nesta tese para o exemplo da Figura 3.5.

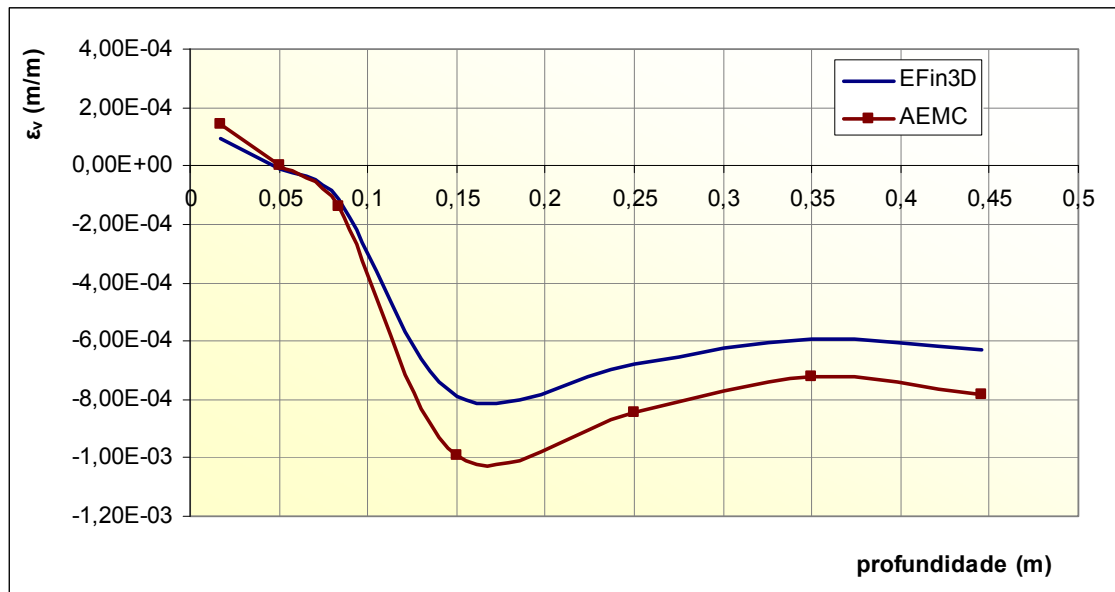


Figura 3.34: Comparação dos resultados de deformação vertical (ϵ_v) obtidos de análises não lineares com os programas EFin3D e AEMC desenvolvidos nesta tese para o exemplo da Figura 3.5.

As diferenças obtidas nos resultados da comparação da primeira análise não foram significativas. Entretanto, observam-se diferenças maiores entre os resultados obtidos pelos dois métodos quando a estrutura e o carregamento se tornam mais complexos como na comparação realizada na segunda análise.

As diferenças observadas na segunda análise entre os resultados obtidos pelos programas desenvolvidos nesta tese (EFin3D e AEMC) se devem a diversos aspectos. Dentre eles, destacam-se:

- a simplificação da resposta elástica não-linear pelo AEMC;
- a consideração da fronteira rígida a uma profundidade do topo do subleito de 50 vezes o raio do carregamento no EFin3D;
- a discretização da malha de Elementos Finitos, uma vez que não foram realizados estudos de sensibilidade da malha;
- a aproximação do carregamento circular a um octógono no EFin3D; e
- a consideração do elemento linear hexaédrico de oito nós para a malha de Elementos Finitos.

É difícil avaliar as diferenças devidas às aproximações relativas à consideração da elasticidade não linear no método da análise de múltiplas camadas uma vez que, embutidas nos resultados, existem diferenças geradas pela aproximação dos cálculos, que são próprias do MEF, como já foram verificadas nos itens anteriores.

No exemplo simulando a elasticidade não linear as diferenças encontradas entre os dois métodos foram de cerca de 20% nos valores críticos de deformação de compressão vertical no topo do subleito. Tal variação poderia influenciar no dimensionamento de um pavimento, caso o critério fosse o de deformação máxima admissível no subleito.

Aumentar a quantidade de nós e elementos na malha pode gerar melhores resultados, entretanto, quanto maior a discretização da malha, maior é a quantidade de memória a ser alocada no computador e maior será o tempo de processamento dos cálculos.

Durante as comparações, o tempo necessário consumido para a realização dos cálculos pelos programas desenvolvidos também foi analisada. Para a solução elástica linear de múltiplas camadas o programa AEMC gera rapidamente o resultado em um ponto, em menos de 1 segundo. Já o programa EFin3D, por sua vez, necessita calcular a solução em todos os nós da malha, representando aí um consumo de tempo bem superior, da ordem de décimos de segundo até minutos, para as malhas geradas automaticamente.

No Método dos Elementos Finitos o tempo de processamento é influenciado diretamente pelo tamanho e discretização da malha de Elementos Finitos. Essa, por sua vez, depende do tipo de carregamento e da estrutura em análise. Assim, quanto mais complexa for a estrutura ou o tipo de carregamento, maior será o tamanho da malha e, conseqüentemente, maior será o tempo necessário para realizar os cálculos.

Uma alternativa para não aumentar a discretização da malha e melhorar os resultados seria a substituição do elemento hexaédrico linear de 8 nós, da família de Lagrange, para um elemento hexaédrico de 20 nós não linear, da família de Serendipity. Nesse caso, o grau de complexidade do problema aumenta sobremaneira, principalmente no módulo de geração da malha de Elementos Finitos automática, com destaque aos pontos referentes ao octógono do carregamento.

Outra alternativa é apresentada por KAWA *et al.* (2004) que, no desenvolvimento do método de dimensionamento de pavimentos rígidos da FAA, utilizou elementos do tipo *modified incompatible modes* (MIM) em todas as camadas estruturais no modelo da malha. O elemento MIM, de oito nós, traz maior eficiência no desempenho computacional quando comparado ao elemento linear de oito nós, reduzindo significativamente a densidade de nós e elementos da malha e, conseqüentemente, o tempo de processamento, sem perda de acurácia nos resultados. Tal elemento permite utilizar apenas uma camada de elementos em cada camada estrutural do pavimento. Entretanto, como foram encontradas poucas referências sobre esse tipo de elemento, não foi possível incluí-lo no programa EFin3D nesta tese.

O método de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC) se mostrou muito prático para as análises de pavimentos em relação ao Método dos Elementos Finitos (EFin3D). Ao longo do desenvolvimento desta tese e durante a manipulação das ferramentas de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos em estruturas de pavimentos, que utilizam os métodos analítico de múltiplas camadas e o dos Elementos Finitos, diversas observações foram levantadas e estão listadas a seguir.

- No Método dos Elementos Finitos, a geometria aproximada do formato do contato entre o pneu e a superfície (ver Figura 3.8), e que define as forças nodais equivalentes devidas ao carregamento, pode gerar diferenças significativas nos resultados. Algumas geometrias foram testadas durante o desenvolvimento deste trabalho e que permitiram obter conclusão.
- Ressalta-se que os resultados de tensões, deformações e deslocamentos obtidos pelo Método dos Elementos Finitos são aproximados, uma vez que o meio é dividido em elementos fictícios de dimensões finitas, ligados entre si por pontos nodais que se assimilam a articulações sem atrito.
- Para obter melhores soluções a malha de Elementos Finitos deve ser aumentada ou melhor discretizada, com o aumento do número de nós e definindo elementos de dimensões menores.
- Melhores soluções também podem ser conseguidas com a substituição do tipo de elemento escolhido, o hexaédrico linear de 8 nós, por outro hexaédrico não linear de 20 nós. Nesse caso, é preciso implementar as rotinas de integração e de geração de malha no programa.

- A alteração do tipo de elemento de hexaédrico de 8 nós para outro de 20 nós gera um esforço maior no desenvolvimento de um módulo de criação automática de malha.
- No MEF, os resultados de tensões e deformações nos nós da malha são aproximados e podem não significar a realidade, principalmente nos nós que se encontram localizados em uma interface de camadas de materiais distintos. Os valores de tensão e deformação são melhores representados quando gerados nos pontos de Gauss (AZEVEDO, 2003) ou no centro dos elementos.
- Visualizar os resultados do estado de tensões ou os deslocamentos de um determinado ponto da estrutura não é imediato no programa de Elementos Finitos. É preciso navegar entre os nós ou elementos da malha e localizar o ponto desejado a partir de suas coordenadas.
- Os resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos podem ser analisados graficamente pelo programa View3d, desenvolvido por RIBEIRO (2003b), conforme apresentado na Figura 3.18, onde se visualiza o deslocamento vertical para um carregamento do tipo três eixos de rodas duplas. Trabalhando o formato dos dados de saída, outros pós-processadores também poderão ser utilizados para a visualização dos resultados.
- Para uma análise simples apenas no Método dos Elementos Finitos, a variável tempo pode não ser considerada significativa. Entretanto, quando o número de análises for grande, tendo diversos tipos de configuração de carregamentos, o tempo de processamento pode se elevar excessivamente, tornando o processo de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos cansativo e sem um ganho considerável de qualidade nos resultados, em relação ao caso da elasticidade linear.
- Uma outra particularidade é que à medida que se varia a espessura de uma camada na busca de um dimensionamento, a malha precisa ser alterada com a variação do tamanho dos elementos. Isso gera diferenças entre os cálculos devido à variação da discretização da malha.
- No caso da elasticidade linear, o método que utiliza a solução analítica da elasticidade linear de múltiplas camadas gera resultados de forma mais rápida.

Principalmente quando se busca a solução em pontos singulares ou pré-definidos na estrutura.

- Em função do algoritmo de cálculo escolhido por UZAN (1978) no JULEA, pontos muito próximos à superfície podem gerar erros de cálculo. A fim de não interromper a execução do módulo de cálculo, a informação do erro é gerada pelo programa. Tentativas em pontos milimetricamente próximos podem fugir dos erros.
- Ainda na rotina do JULEA, pontos com profundidade inferior a 20% do raio do carregamento são interpolados e podem não corresponder perfeitamente à solução exata.
- Os resultados da análise elástica linear realizada pelo JULEA também podem ser visualizados no programa View3D, desenvolvido por RIBEIRO (2003b) desde que sejam gerados os valores para todos os nós da geometria da estrutura, similar a malha de Elementos Finitos.
- O código do JULEA calculava os deslocamentos, mas não estava disponibilizando os valores nos relatórios de saída. As alterações realizadas no código permitiram a visualização e a manipulação desta informação.

Segundo RODRIGUES (1998), as análises elásticas lineares podem ser utilizadas com um grau de confiança razoável apenas no caso de pavimentos com espessas camadas asfálticas ou com a presença de camadas cimentadas. Entretanto, em pavimentos não revestidos ou com revestimentos delgados o comportamento elástico não linear devido a variação do módulo de resiliência dos materiais de pavimentação com o estado de tensões ocorre e deve ser levado em consideração.

3.4. Caracterização da resposta do pavimento no método de dimensionamento proposto nesta tese

Muito se poderia discutir com relação aos dois programas para obtenção de deslocamentos, tensões e deformações desenvolvidos nesta tese. Em vista de tudo que aqui foi dito e, também, pelo que foi pesquisado por diversos outros autores, como HUANG (1993), AYRES (1997), AASHTO (NCHRP, 2004), é importante que sejam avaliados o compromisso entre o rigor analítico dos cálculos e as considerações realizadas na definição e escolha dos parâmetros dos materiais.

Segundo o NCHRP (2004), a incerteza nos modelos de resposta do pavimento é muito pequena, independente de qual método seja utilizado, quando comparada à incerteza de outras variáveis do problema do dimensionamento, tais como os parâmetros de entrada da análise (cargas do tráfego, características dos materiais) e os modelos de danos. A Figura 3.35 ilustra a incerteza relativa entre os diversos parâmetros utilizados em uma análise de dimensionamento de pavimentos.

A redução na incerteza dos resultados, para o caso da análise da elasticidade não linear, quando se utiliza o Método dos Elementos Finitos Tridimensional pode não ser compensada pelo aumento no tempo de processamento e, assim, tornar as análises ou as elaborações rotineiras de projetos não muito práticas.

Além disso, são assumidas frequentemente, pelos dois métodos, hipóteses que não ocorrem efetivamente na prática, como por exemplo, a elasticidade linear isotrópica, a desconsideração das bordas do pavimento, a pressão uniforme de contato dos pneus e a simetria com superposição dos efeitos das rodas.

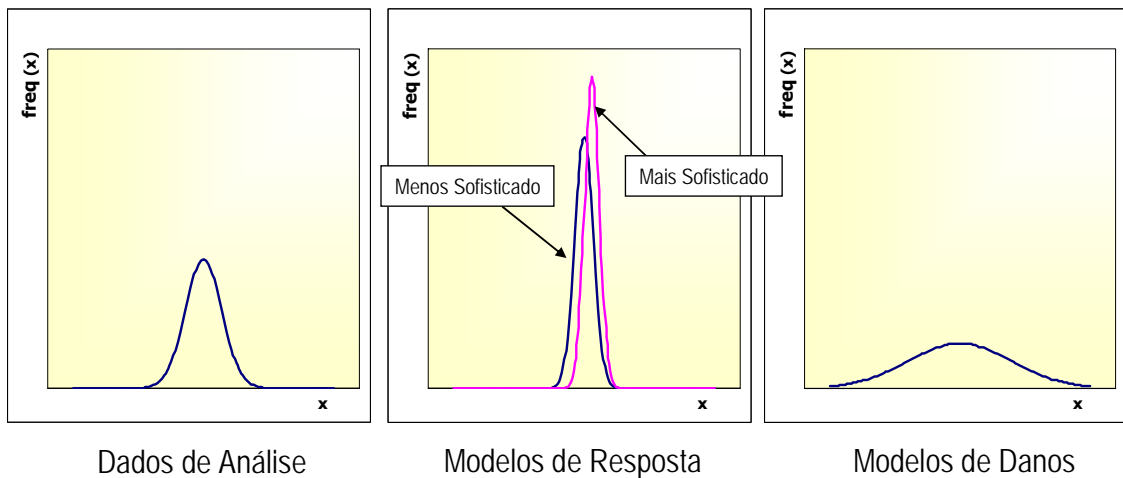


Figura 3.35: Incerteza relativa entre parâmetros utilizados no dimensionamento de pavimentos (NCHRP, 2004).

Sendo assim, visando a praticabilidade e considerando que o objetivo de uma análise em engenharia não é a perfeição, mas sim a suficiência, definiu-se que o método a ser utilizado no dimensionamento de estruturas de pavimentos será a elástica de múltiplas camadas, com a possibilidade de se considerar a elasticidade não linear de forma simplificada apenas no plano vertical. O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004), o LEDFAA e o KENLAYER (HUANG, 2003) fizeram esta mesma escolha para

as análises e dimensionamentos básicos. O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) disponibiliza um programa que usa o MEF apenas para análise avançada.

Outras implicações conduziram também à opção de usar a rotina AEMC como base para o método de dimensionamento proposto como, por exemplo, a consideração de todas as configurações de carga, a avaliação da variação lateral do tráfego etc.

Apesar da elasticidade não linear não ser corretamente caracterizada na abordagem da análise de múltiplas camadas, sua consideração deve ser realizada para que esse comportamento seja avaliado. A incorreção na abordagem pode ser minimizada durante a calibração dos fatores campo-laboratório dos modelos de previsão do desempenho dos pavimentos.

Os programas de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos pelo método das múltiplas camadas AEMC e pelo Método dos Elementos Finitos Tridimensional EFin3D aqui desenvolvidos estão disponíveis para serem explorados e utilizados em futuras pesquisas.

Capítulo 4

Materiais de pavimentação

Nos métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento de pavimentos a caracterização dos materiais de pavimentação é feita de uma forma diferente daquelas utilizadas nos métodos tradicionais. Segundo MOTTA (1991), nos métodos empíricos os materiais são caracterizados por índices de qualidade associados indiretamente ao seu desempenho e condições de construção.

Até a década de 70, os métodos de dimensionamento empregados no Brasil enfocavam, sobretudo, a capacidade de suporte dos pavimentos retratada através do CBR das camadas. Em virtude da apresentação de uma prematura deterioração da malha rodoviária, buscou-se compreender melhor o comportamento mecânico dos materiais de pavimentação, permitindo analisar o comportamento estrutural até então não explicável pelos métodos empíricos clássicos de dimensionamento (SOARES, 2007).

Na abordagem mecanicista é preciso estabelecer a relação tensão-deformação que ocorre nas camadas da estrutura em função do carregamento imposto pelo tráfego de veículos, que implica, conforme MOTTA (1991), na avaliação dos materiais por meio de ensaios que reproduzam o estado de tensões e as condições ambientais a que os pavimentos estarão sujeitos no campo. Nesses métodos, MASADA *et al.* (2004) comentam que os materiais de pavimentação são caracterizados em termos elásticos ou aproximadamente elásticos, de forma que as respostas do pavimento em termos de tensões, deformações e deslocamentos, devidos às cargas do tráfego ou aos fatores ambientais possam ser calculadas pelas teorias mecanicistas.

É sabido que a maioria dos materiais que compõem a estrutura de um pavimento não possui um comportamento elástico puro, pois se observa o acúmulo de deformações permanentes com a aplicação de cargas. A Figura 4.1 apresenta o comportamento dos materiais de pavimentação sujeitos a um ciclo de carregamento. Parte da deformação que ocorre na estrutura é recuperável e chamada normalmente de resiliente, e parte não se recupera, sendo chamada de permanente ou plástica.

Os métodos de dimensionamento ou de análise de pavimentos tratam o comportamento dos materiais de forma diferente. Alguns programas, como o PAVE (FRANCO, 2000), assumem uma resposta elástica linear dos materiais. Outros como o

KENLAYER (HUANG, 2003) e o Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004), permitem assumir comportamentos mais complexos como o elástico não linear ou, ainda, o visco-elástico. Assumir uma resposta elástica linear é uma simplificação do problema, pois como as misturas asfálticas, os solos e os agregados britados não possuem comportamento elástico linear, a lei de Hooke generalizada da elasticidade linear não se aplica diretamente (MEDINA e MOTTA, 2005).

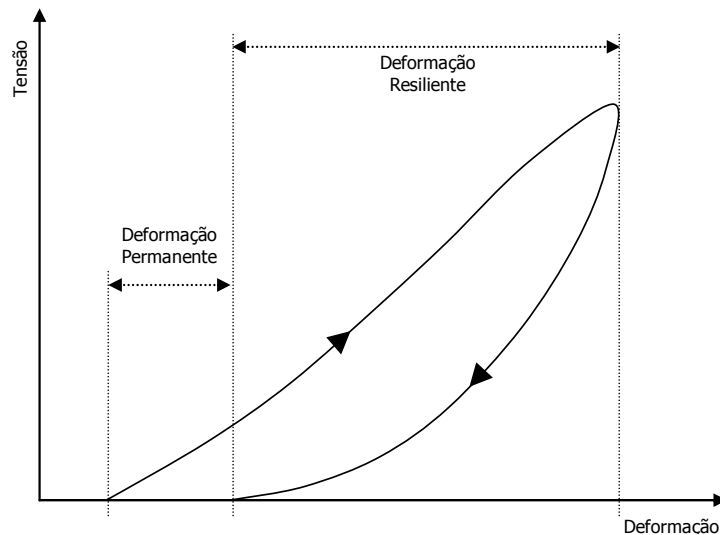


Figura 4.1: Comportamento dos materiais de pavimentação sujeitos a um ciclo de carregamento (LEKARP *et al.*, 2000a).

Estudos realizados a partir de resultados de ensaios em laboratório dos materiais de pavimentação apresentados em diversos trabalhos, como por exemplo, MOTTA (1991); SILVA (1995); HUANG (2003); MEDINA e MOTTA (2005), mostram claramente que o comportamento dos materiais em relação à deformabilidade depende, de forma geral, do tipo do material, da frequência e forma de carregamento, do estado de tensões e da temperatura.

HVEEM (1955)¹ *apud* MEDINA (1997) e MOTTA (1991) concluiu que a origem dos defeitos de trincamento dos pavimentos asfálticos ocorria na repetição de pequenas deformações elásticas (fadiga). O autor preferiu utilizar o termo deformações resilientes para o pavimento, de forma a distinguir as deformações elásticas que ocorrem em outras estruturas, que são muito menores. Historicamente, com o

¹ HVEEM, F. N. Pavement deflection and fatigue failures, *Bulletin n. 114*, HRB (TRB) Washington, DC. 1955. p.43-87.

desenvolvimento ou adaptação de ensaios em laboratório, o termo resiliência ficou consagrado no meio rodoviário.

Define-se o módulo de resiliência de solos como sendo a razão entre a tensão desvio aplicada repetidamente (σ_d) e a deformação resiliente axial correspondente (ε_a) no ensaio triaxial, conforme a expressão (4.1)

$$Mr = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_a} \quad (4.1)$$

O módulo de resiliência vem sendo utilizado nas análises mecânicas por representar melhor o comportamento da estrutura dos pavimentos. Entretanto, o módulo de resiliência não é um parâmetro constante ou fixo para a maioria dos materiais de pavimentação. Conforme descreve FONSECA (1995), a anisotropia ou a não-homogeneidade podem fazer com que o módulo de resiliência varie pontualmente dentro de um material específico.

FRANCO (2000) descreve que outros fatores podem influenciar no comportamento resiliente dos materiais: pressão confinante, número de repetições da tensão desvio, história de tensões, duração e frequência da tensão desvio, tipo de agregado, graduação das partículas, densidade e umidade de compactação e grau de saturação, entre outros.

Dessa forma, cada material possui um comportamento resiliente particular e a caracterização pode ser representada por meio de modelos tensão-deformação, obtidos a partir de ensaios de carga repetida realizados em laboratório.

A Tabela 3.2, apresentada no capítulo anterior, apresenta a definição dos diversos modelos de módulos de resiliência para análises elásticas não lineares de solos e britas, obtidos a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas.

O comportamento mecânico dos materiais utilizados na pavimentação é bastante complexo de se modelar e, por isso, seu estudo deve ser dividido pelos tipos de materiais disponíveis como: misturas asfálticas, granulares, lateríticos, argilosos ou cimentados quimicamente.

4.1. Misturas asfálticas

As misturas asfálticas podem ser utilizadas tanto como camadas estruturais de bases de pavimentos como em camadas de revestimento.

As funções do revestimento em um pavimento são: criar uma superfície plana e segura para o rolamento das rodas dos veículos; permitir um rápido escoamento das águas provenientes de chuvas; e impedir que a água penetre no interior da estrutura do pavimento. Além disso, o revestimento deve possuir resistência suficiente para suportar as repetidas cargas, horizontais e verticais, provenientes do tráfego, sem que ocorram elevadas deformações elásticas e plásticas.

Atualmente, muitos tipos de misturas asfálticas estão disponíveis para serem utilizados em pavimentação. A definição de qual mistura deve ser utilizada depende do volume de tráfego, fatores econômicos e importância da rodovia. Os tipos mais conhecidos são:

- **Tratamentos superficiais:** utilizados apenas como camada de revestimento. É de baixo custo e fácil aplicação no campo e consiste em uma aplicação de betume sobre a base (normalmente emulsão asfáltica ou cimento asfáltico de petróleo) coberta por uma camada de agregados. Podem ser aplicados em uma, duas ou três camadas e a espessura não passa de 2,5cm;
- **Macadame betuminoso:** foi utilizado no passado como camada de base de pavimentos asfálticos no Brasil e consiste na consolidação e compactação dos agregados, seguida da aplicação do ligante asfáltico (geralmente cimento asfáltico de petróleo). O ligante tem a função de penetrar e preencher os vazios dos agregados;
- **Concreto asfáltico:** muito utilizado no Brasil para compor as camadas de ligação (binder) e revestimento dos pavimentos de rodovias de maior fluxo de veículos. Consiste em uma mistura à quente de agregados e ligante asfáltico realizada em usina apropriada, lançada com vibro-acabadoras e compactada com rolos lisos e de pneus no campo;
- **Outros:** também são muito utilizados os pré-misturados a frio, a lama asfáltica e a areia asfalto usinada a quente, bem como as novas tecnologias de materiais, que vem sendo cada vez mais utilizadas, como a camada porosa de atrito, o

stone matrix asphalt (SMA), e as misturas com asfalto polímero e com o asfalto borracha.

Para o dimensionamento analítico de pavimentos, via métodos mecanístico-empíricos, é preciso conhecer o comportamento mecânico das misturas asfálticas quanto à deformabilidade elástica, ou seja, conhecer o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson (MOTTA *et al.* 2002).

As misturas, como o concreto asfáltico ou macadame betuminoso, possuem módulos de deformabilidade dependente da temperatura e por isso apresentam comportamentos termo-visco-elásticos.

As estruturas de pavimentos respondem ao carregamento dinâmico com valores elevados de módulos em relação ao carregamento estático, mostrando que a frequência da aplicação das cargas afeta diretamente a resposta tensão-deformação das misturas asfálticas (FONSECA, 1995).

Os estudos do comportamento visco-elástico das misturas asfálticas no Brasil estão em desenvolvimento crescente, donde se podem destacar os trabalhos de SOUZA (2005), EVANGELISTA (2006) e MEDEIROS (2006).

Os métodos de dimensionamento, até o momento atual, enquanto ainda se estudam as modelagens para a visco-elasticidade, fazem aproximações desse comportamento fixando condições ambientais e de carregamento instantâneas de forma que, para uma dada temperatura e uma dada frequência, o comportamento dos materiais asfálticos seja considerado elástico linear.

Dos diversos métodos para a obtenção da relação constitutiva entre tensão x deformação específica elástica, destaca-se, conforme MOTTA *et al.* (2002) o método de determinação do módulo complexo por compressão axial, muito divulgado nos EUA, e o método de determinação do módulo de resiliência por compressão diametral ou de tração indireta, o mais empregado no Brasil.

No entanto, conforme descreve MOTTA *et al.* (2002), uma das dificuldades para o anteprojeto é que, em geral, não se conhecem ainda as características das misturas que serão utilizadas nos trechos e, em função disso, não se consegue realizar os ensaios nas condições reais para a determinação das características mecânicas. Além disso, ocorrem mudanças no comportamento das misturas ao longo da vida útil dos pavimentos.

Portanto, poder dispor de uma equação de previsão do módulo de deformabilidade é um aspecto importante na fase de anteprojeto e análise de viabilidade técnica e econômica de um trecho. MARQUES (2004) mostrou que é possível dosar uma mistura asfáltica para atender a certo valor de módulo de resiliência de projeto.

4.1.1. Módulo complexo

Originalmente desenvolvido no início dos anos 60 pela Universidade de Ohio (EUA), o ensaio do módulo complexo foi adotado pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM) como um método padrão para determinação do módulo dinâmico de misturas asfálticas (ASTM D 3497-79) em 1979.

Representado normalmente por E^* , o módulo complexo é um número imaginário que relaciona a tensão axial à deformação axial em um corpo-de-prova cilíndrico sujeito a um carregamento dinâmico com pulsos senoidais.

Portanto, o módulo complexo é constituído por uma parte imaginária que caracteriza a propriedade viscosa do material, e uma parte real que caracteriza a sua elasticidade (WITCZAK e ROOT, 1974), e que matematicamente pode ser expresso pela equação (4.2). A Figura 4.2 apresenta um esquema do comportamento tensão e deformação em um ensaio para a obtenção de um módulo complexo.

$$E^* = E' + j \cdot E'' \quad \text{ou} \quad E^* = |E^*| \cdot e^{j \cdot \phi} \quad (4.2)$$

onde:

- E^* é o módulo complexo;
- $E' = (\sigma_0 / \varepsilon_0) \cdot \cos \phi$;
- $E'' = (\sigma_0 / \varepsilon_0) \cdot \sin \phi$;
- j é o número imaginário;
- σ_0 é o pico de tensão dinâmica induzida;
- ε_0 é o pico de deformação recuperável; e
- ϕ é o ângulo de fase entre a tensão aplicada e a deformação elástica correspondente.

FONSECA (1995) descreve que na análise de pavimentos, as misturas asfálticas devem ser consideradas como sistemas visco-elásticos lineares e o módulo complexo é a propriedade que melhor representa a resposta tensão deformação desses materiais.

O valor absoluto $|E^*|$ do módulo complexo é conhecido como módulo dinâmico e pode ser obtido pela relação entre o máximo de tensão dinâmica induzida (σ_0) e o pico de deformação axial recuperável (ε_0), conforme apresentado na expressão (4.3) (FONSECA, 1995; TONIAL, 2001; MOTTA *et al.* 2002):

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (4.3)$$

O parâmetro $|E^*|$ tem sido a base para o desenvolvimento de modelos de previsão para a caracterização da resposta tensão-deformação de misturas asfálticas, especialmente nos trabalhos de pesquisa americanos (FONSECA, 1995).

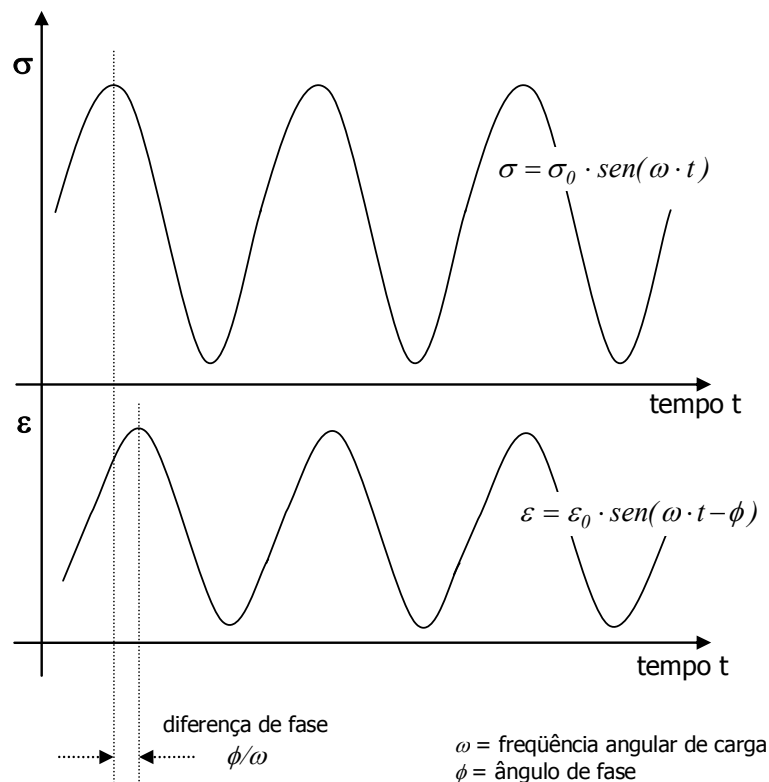


Figura 4.2: Comportamento típico da relação tensão e deformação versus tempo em um ensaio para a determinação do módulo complexo (FONSECA, 1995).

No entanto, conforme descreve MAMLOUK e SAROFIM (1989), do ponto de vista teórico, tanto o módulo complexo quanto o módulo dinâmico não são apropriados

para utilização em análises elásticas de multicamadas, pois eles não representam parâmetros puramente elásticos. No entanto, o módulo complexo pode ser utilizado em modelos de pavimentos visco-elásticos onde a resposta em relação ao tempo é considerada.

FONSECA (1995) desenvolveu um modelo matemático que permite prever o módulo dinâmico em função de diversos parâmetros dos materiais que compõem a mistura asfáltica. A curva gráfica do modelo, apresentado na expressão (4.4), é uma função sigmoidal e, também conhecida na literatura como curva mestra.

$$\log E^* = D + \frac{A}{1 + e^{-0,716 \cdot \log(f) - 0,7425 \cdot \log(\eta)}} \quad (4.4)$$

onde:

- $A = 1,87 + 0,002808 \cdot p_4 + 0,0000404 \cdot p_{38} - 0,0001786 \cdot (p_{38})^2 + 0,0164 \cdot p_{34}$
- $D = -0,261 + 0,008225 \cdot p_{200} - 0,00000101 \cdot (p_{200})^2 + 0,00196 \cdot p_4 +$
 $-0,03157 \cdot V_a - 0,415 \cdot V_{efb} / (V_{efb} + V_a)$
- E é o módulo dinâmico da mistura asfáltica, em 10^5 psi;
- η é a viscosidade do ligante asfáltico, em 10^6 poise;
- f é a frequência da aplicação da tensão desvio, em Hz;
- V_{efb} é o teor efetivo de asfalto, % em volume;
- V_a é o teor de vazios da mistura, em %;
- p_{34} é o percentual de agregados da mistura que fica retido na peneira 3/4”;
- p_{38} é o percentual de agregados da mistura que fica retido na peneira 3/8”;
- p_4 é o percentual de agregados da mistura que fica retido na peneira 4; e
- p_{200} é o percentual de agregados da mistura que passa na peneira 200.

A correlação (R^2) obtida por FONSECA (1995) em seu modelo final foi, em escala logarítmica, 0,930 e em escala aritmética 0,875.

Segundo MOTTA *et al.* (2002), da expressão do modelo de FONSECA (1995) observa-se que, uma vez definida a granulometria dos agregados, os teores de vazios e de asfalto da mistura, e a frequência da aplicação da carga, o módulo dinâmico passa a

ser função apenas da viscosidade do ligante. Esta viscosidade para um determinado instante apresenta uma forte variação com a temperatura e com a frequência de aplicação da carga. Na medida em que o tempo passa, para uma mesma temperatura, a viscosidade aumenta, em função do processo de envelhecimento.

O Guia de Projeto da AASHTO utiliza, nas análises de níveis 2 e 3, o modelo de ANDREI *et al.* (1999)² *apud* AASHTO (NCHRP, 2004), que é baseado no modelo de FONSECA (1995), mas com a incorporação de novos dados de ensaios de laboratório. O modelo é também uma função sigmoideal e está apresentado na expressão (4.5).

$$\log E^* = D + \frac{A}{1 + e^{(-0.603313 - 0.313351 \cdot \log(f) - 0.393532 \cdot \log(\eta))}} \quad (4.5)$$

onde:

- $A = 3,871977 - 0,0021 \cdot p_4 + 0,003958 \cdot p_{38} - 0,000017 \cdot (p_{38})^2 + 0,005470 \cdot p_{34}$
- $D = -1,249937 + 0,02932 \cdot p_{200} - 0,001767 \cdot (p_{200})^2 - 0,002841 \cdot p_4 -$
 $- 0,058097 \cdot V_a - 0,802208 \cdot \left(\frac{V_{efb}}{V_{efb} + V_a} \right)$
- as demais variáveis possuem o mesmo significado explicado na expressão (4.4)

4.1.2. Módulo de resiliência

No ensaio para a determinação do módulo de resiliência, diametral ou de tração indireta (DNER 131/94 e ASTM D4123), um pulso de carga é aplicado verticalmente e gera uma tensão diametralmente em um corpo-de-prova tipo Marshall de uma mistura asfáltica. A deformação horizontal, a vertical ou ambas são registradas. Assumindo um comportamento linear, a relação entre a tensão de tração normal aplicada ao plano vertical diametral (σ_t) e a respectiva deformação específica registrada no plano diametral horizontal (ε_{tr}) fornece o módulo de resiliência (MR), expressa na equação (4.6).

$$M_r = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_{tr}} \quad (4.6)$$

² ANDREI, D., WITCZAK, M.W., e MIRZA, M.W. (1999). *Development of a Revised Predictive Model for the Dynamic (Complex) Modulus of Asphalt Mixtures*. NCHRP 1-37A Inter Team Report, University of Maryland, Março.

No Brasil, TONIAL (2001) mostra que, embora o parâmetro módulo dinâmico por compressão axial ($|E^*|$) e o módulo de resiliência obtido por compressão diametral (MR) representem a relação dinâmica σ/ϵ , os resultados de cada um, obtidos em ensaios realizados sobre misturas asfálticas idênticas, apresentam valores diferentes.

A diferença entre os métodos de ensaio justifica as diferenças entre os módulos. Além do tamanho diferente das amostras ensaiadas, o ensaio para obtenção do Módulo Complexo é do tipo triaxial (sem confinamento) e a tensão desvio é aplicada em pulsos senoidais. Já no ensaio de tração indireta para obtenção do Módulo de Resiliência a amostra é submetida a uma compressão diametral, onde a tensão desvio é aplicada em pulsos “retangulares” de tempo de aplicação de carga de 0,1s e 0,9s de repouso com frequência de 60 ciclos por minuto ou 1 hertz. O estado de tensões gerado no ensaio de tração indireta é admitido como sendo plano e biaxial e produz tanto tensões de tração quanto de compressão num mesmo instante em direções opostas, conforme apresentado na Figura 4.3.

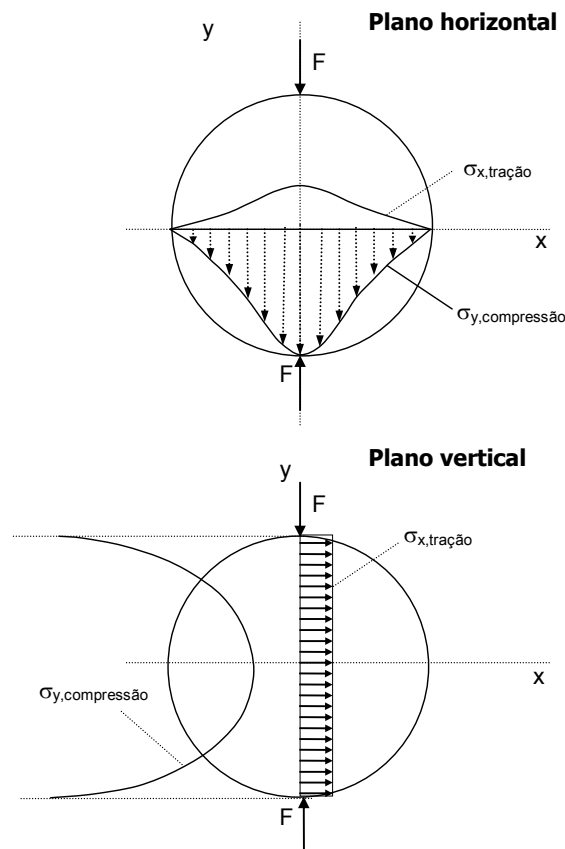


Figura 4.3: Distribuições de tensões de tração e compressão nos planos diametrais, horizontal e vertical de um corpo-de-prova submetido a compressão diametral.

Segundo MAMLOUK e SAROFIM (1989), a hipótese de que o corpo-de-prova esteja sujeito a um estado plano de tensões é válida quando a espessura do corpo-de-prova é pequena quando comparada ao seu diâmetro, como por exemplo, a forma de disco. Com base nesta consideração, os citados autores questionam a utilização de corpos-de-prova do tipo Marshall para realização do ensaio, uma vez que a espessura do corpo-de-prova não é tão menor do que o seu diâmetro.

Os centros de pesquisa no Brasil utilizam esse método para a determinação do módulo de resiliência de misturas asfálticas há muitos anos. O equipamento é o mesmo utilizado nos ensaios para a determinação dos parâmetros relacionados à fadiga das misturas asfálticas.

MOTTA *et al.* (2002) descrevem a variação do comportamento do módulo de resiliência com a variação das características da mistura. Segundo eles, de forma geral, pode-se dizer que o módulo de resiliência:

- varia com a granulometria da mistura sendo maior quanto mais grossa for a faixa adotada;
- varia com o ligante asfáltico sendo maior quanto menor a penetração do asfalto ou maior a sua viscosidade;
- não é muito sensível ao teor de asfalto, dentro da faixa normal de dosagem; e
- é influenciado pela relação asfalto/ filler e a própria natureza do filler.

Segundo MOTTA *et al.* (2002), não é trivial se obter uma relação simples de estimativa de módulo de resiliência que considere todos os aspectos da mistura. O trabalho citado apresenta regressões exclusivamente visando servir de base para anteprojetos, pois foram obtidas com base em um banco de dados restrito. Os dados utilizados são de resultados de ensaios de compressão diametral, com tempo de aplicação de carga de 0,1 segundo e frequência de 1 Hz, realizados no laboratório da COPPE.

A regressão citada, a seguir apresentada, foi obtida com 78 observações (n=78), apresentando $r^2 = 0,74$, servindo apenas para misturas recém compactadas de concreto asfáltico tipo capa ou binder com ligantes convencionais.

$$\begin{aligned}
 MR = & 7568,92 - 39,82 \cdot P + 527,56 \cdot V + 71,91 \cdot RBV - \\
 & - 243,0 \cdot A + 112,63 \cdot P_{34} - 189,06 \cdot P_{38} + 136,71 \cdot P_4 - \\
 & - 169,91 \cdot P_{200} - 423,57 \cdot T
 \end{aligned}
 \tag{4.7}$$

onde:

- MR é o módulo de resiliência (MPa);
- P é o índice de penetração do ligante (25°C, 0,1mm);
- V é o volume de vazios (%);
- RBV é a relação betume-vazios (%);
- A é a porcentagem de asfalto;
- P_{34} é a porcentagem de agregado passante na peneira 3/4, em relação ao agregado total;
- P_{38} é a porcentagem de agregado passante na peneira 3/8, em relação ao agregado total;
- P_4 é a porcentagem de agregado passante na peneira 4, em relação ao agregado total;
- P_{200} é a porcentagem de agregado passante na peneira 200, em relação ao agregado total; e
- T é a temperatura do ensaio de módulo (°C).

Outra correlação apresentada por MOTTA *et al.* (2002), representada na expressão (4.8), foi para misturas asfálticas, recém compactadas, preparadas com asfalto-polímero tipo SBS. Na regressão PA é o ponto de amolecimento e as demais variáveis são as mesmas definidas na regressão (4.7), $r^2 = 0,83$ e $n=21$.

$$\begin{aligned}
 MR = & -17,76 \cdot P + 34,75 \cdot V + 75,91 \cdot RBV + 319,07 \cdot A - \\
 & - 22,32 \cdot PA - 107,02 \cdot T
 \end{aligned}
 \tag{4.8}$$

Como todas as misturas com polímero foram preparadas na faixa B do DNER com variação muito pequena entre elas, as características granulométricas não foram relevantes nesta previsão. Os teores de polímero variaram entre 3 e 7%.

MARQUES (2004) mostrou ser possível obter modelos de previsão como critérios de dosagem para projetar misturas asfálticas para atender a um determinado valor (ou faixa de valores) de módulo de resiliência. Os modelos de previsão desenvolvidos pelo autor consideraram três tipos de misturas e são aplicáveis aos materiais e combinações estudadas em sua pesquisa. Sua extrapolação para outros fatores ou combinações de fatores e níveis diferentes dos analisados em seu trabalho requer cuidados especiais. O modelo simplificado para todas as misturas obtido pelo autor está apresentado na expressão (4.9), cujos fatores são os definidos na Tabela 4.1. O ajuste desta regressão foi $R^2=0,92$.

A primeira coluna da tabela das estimativas dos parâmetros corresponde à matriz das variáveis explicativas X e a segunda coluna corresponde à matriz dos coeficientes β do modelo simplificado. A forma final do modelo simplificado é o somatório da multiplicação da primeira coluna pela segunda coluna, ou seja:

$$MR = X \cdot \beta + \varepsilon ; \text{ ou}$$

$$MR = 4977,959 - [MISTURA = 1] \cdot 1630,807 + [MISTURA = 2] \cdot 1290,997 + \quad (4.9)$$

$$+ \dots + [NGI = 75 \text{ Gir}] \cdot [T = 5,5]$$

$\varepsilon = \text{Erro aleatório com média zero e variância } \sigma^2$.

Os parâmetros X assumem apenas os valores de 0 ou 1 na equação do modelo. Se a viscosidade a ser investigada for de 3144cP (CAP 20) o parâmetro X [VISC=3144] deve assumir o valor 1 em todos os termos e as demais variáveis de viscosidade são nulas. O mesmo raciocínio é seguido para as demais variáveis. Dessa forma, o modelo só produz resultados se os fatores forem correspondentes aos níveis utilizados por MARQUES (2004) que são:

- [TEMP] só assume a unidade para as temperaturas 10°, 25° ou 35°C;
- [VISC] só assume a unidade se a viscosidade for 3144cP, correspondente ao CAP 20; 4367cP ao CAP 50/60; ou 4440cP ao CAP 40.
- [NGI] assumirá a unidade se a compactação utilizada for a Marshall com 75 golpes ou do tipo giratória com 75 giros ou 100 giros.
- [T] irá assumir a unidade se os Teores de asfalto forem de 3,5%, 4,5% ou 5,5% nas misturas 1 e 2; ou ainda os valores de 4,5%, 5,0%, 5,5% ou 6,0% na mistura 3.

Tabela 4.1: Estimativa dos parâmetros do modelo simplificado do MR - Variáveis explicativas e coeficientes β (MARQUES, 2004).

Variáveis explicativas X	β
Intercepto	4977,959
[MISTURA=1]	-1630,807
[MISTURA=2]	1290,997
[TEMP=10]	11552,199
[TEMP=25]	3093,908
[VISC=3144,0]	-1039,443
[VISC=4367,0]	-2772,384
[NGI=75 Marshall]	-1186,242
[NGI=75 Giratório]	-574,146
[T=3,5]	977,774
[T=4,5]	1952,603
[T=5,0]	1657,754
[T=5,5]	679,147
[MISTURA=1] * [TEMP=10]	-1530,097
[MISTURA=1] * [TEMP=25]	-387,879
[MISTURA=2] * [TEMP=10]	-1309,408
[MISTURA=2] * [TEMP=25]	-245,514
[MISTURA=1] * [VISC=3144,0]	-125,022
[MISTURA=1] * [VISC=4367,0]	196,237
[MISTURA=2] * [VISC=3144,0]	-1890,962
[MISTURA=2] * [VISC=4367,0]	-1691,089
[MISTURA=1] * [NGI=75 Marshall]	-367,091
[MISTURA=1] * [NGI=75 Giratório]	70,506
[MISTURA=2] * [NGI=75 Marshall]	-697,733
[MISTURA=2] * [NGI=75 Giratório]	564,509
[MISTURA=1] * [T=3,5]	409,454
[MISTURA=1] * [T=4,5]	543,472
[MISTURA=2] * [T=4,5]	474,094
[TEMP=10] * [VISC=3144,0]	160,437
[TEMP=10] * [VISC=4367,0]	-3581,309
[TEMP=25] * [VISC=3144,0]	-806,819
[TEMP=25] * [VISC=4367,0]	-1811,319
[TEMP=10] * [NGI=75 Marshall]	-555,087
[TEMP=10] * [NGI=75 Giratório]	-113,356
[TEMP=25] * [NGI=75 Marshall]	503,377
[TEMP=25] * [NGI=75 Giratório]	591,456
[TEMP=10] * [T=3,5]	-2485,477
[TEMP=10] * [T=4,5]	-329,240
[TEMP=10] * [T=5,0]	202,357
[TEMP=10] * [T=5,5]	156,522
[TEMP=25] * [T=3,5]	-284,107
[TEMP=25] * [T=4,5]	578,321
[TEMP=25] * [T=5,0]	672,668
[TEMP=25] * [T=5,5]	490,099
[VISC=3144,0] * [NGI=75 Marshall]	-27,524
[VISC=3144,0] * [NGI=75 Giratório]	316,097
[VISC=4367,0] * [NGI=75 Marshall]	380,524
[VISC=4367,0] * [NGI=75 Giratório]	689,438
[VISC=3144,0] * [T=3,5]	856,676
[VISC=3144,0] * [T=4,5]	-787,179
[VISC=3144,0] * [T=5,0]	-999,809
[VISC=3144,0] * [T=5,5]	-355,277
[VISC=4367,0] * [T=3,5]	789,673
[VISC=4367,0] * [T=4,5]	-511,510
[VISC=4367,0] * [T=5,0]	-372,960
[VISC=4367,0] * [T=5,5]	-124,674
[NGI=75 Marshall] * [T=3,5]	1219,057
[NGI=75 Marshall] * [T=4,5]	372,965
[NGI=75 Marshall] * [T=5,0]	618,314
[NGI=75 Marshall] * [T=5,5]	988,007
[NGI=75 Giratório] * [T=3,5]	-908,162
[NGI=75 Giratório] * [T=4,5]	-758,208
[NGI=75 Giratório] * [T=5,0]	-770,440
[NGI=75 Giratório] * [T=5,5]	270,439

4.1.3. Comparação entre os módulos dinâmico e o de resiliência

Os diversos tipos de módulos representam as relações tensão-deformação características dos materiais asfálticos. O módulo dinâmico apresentado anteriormente tenta representar o comportamento visco-elástico das misturas asfálticas e o módulo obtido pela tração indireta, o comportamento resiliente apenas.

TAYEBALI *et al.* (1995) compararam resultados de módulos obtidos em ensaios por compressão uniaxial (módulo dinâmico) com os obtidos por tração indireta (módulo de resiliência) em vários níveis de temperatura. Em geral os ensaios proporcionam estimativas de módulos diferentes. Módulos médios obtidos por compressão diametral, com um coeficiente de Poisson adotado como 0,35, geralmente excede o módulo obtido por compressão axial em 35% a 45%.

PINTO (1991) obteve duas correlações entre os valores de módulo de resiliência obtidos em laboratório com o módulo complexo E^* calculado pelo método de Francken e Verstraeten³ (1977 *apud* PINTO, 1991), na temperatura de 25°C. As correlações consideraram as propriedades iniciais do ligante asfáltico e as propriedades envelhecidas, isto é, após o ensaio de película delgada. Para as propriedades iniciais, PINTO (1991) obteve a correlação (4.10) e para as propriedades envelhecidas, a correlação (4.11).

$$Mr_{lab} = 2,41 \cdot |E_{calc}^*| \quad (4.10)$$

$$Mr_{lab} = 1,52 \cdot |E_{calc}^*| \quad (4.11)$$

onde:

- Mr_{lab} é o Módulo de resiliência médio obtido em laboratório; e
- $|E_{calc}^*|$ é o Módulo dinâmico calculado pelo método de FRANCKEN (1977).

TONIAL (2001) mostrou que os valores de módulos de resiliência obtidos por compressão diametral realizados em laboratório na COPPE/UFRJ a 25°C, com frequência de 1,0Hz, tempo de aplicação de carga de 0,1s, tempo de repouso de 0,9s e coeficiente de Poisson de 0,30, apresentaram valores médios 56% maiores que os

³ FRANCKEN L. e VERSTRATEN (1977), Permanent Deformation Law of Bituminous Road Mixes in Repeated Triaxial Compression. *Proceedings of 4th Conference Structural Design of Asphalt Pavements*, Ann Habour.

módulos dinâmicos, obtidos por cálculo, utilizando o modelo apresentado por FONSECA (1995), a partir de um banco de dados de valores de módulos ($|E^*|$) obtidos por compressão axial.

$$Mr_{lab} \cong 1,56 \cdot |E^*_{calc}| \quad (4.12)$$

onde:

- Mr_{lab} é o Módulo de resiliência médio obtido em laboratório; e
- $|E^*_{calc}|$ é o Módulo dinâmico calculado pela equação de FONSECA (1995).

Ainda segundo TONIAL (2001), o ligante asfáltico é um material que tem seu comportamento dependente do tempo e da frequência de aplicação da carga. Ao serem utilizadas formas diferentes de carregamento (pulso ou senoidal) com a mesma frequência, os tempos de aplicação de carga não serão os mesmos. Ou seja, comparando o módulo dinâmico obtido por um ensaio com aplicação de carga senoidal a uma frequência de 1Hz com o módulo de resiliência obtido por meio de um ensaio com aplicação de pulsos de carga com a mesma frequência observa-se que o valor numérico do módulo de resiliência é superior ao valor do módulo dinâmico. Isso ocorre por que o tempo de carga do ensaio de módulo de resiliência de 0,1s, seguido de 0,9s em repouso, provoca uma deformação específica menor que no ensaio dinâmico, onde a carga permanece atuando ao longo de todo o ciclo, chegando ao seu valor máximo no meio do período e produzindo deformações específicas maiores.

Os estudos citados, entre outros, comprovam que existem diferenças entre os módulos dinâmicos e resilientes de misturas asfálticas obtidas por meio dos ensaios de compressão uniaxial e compressão diametral, respectivamente.

MAMLOUK e SAROFIM (1989) concluem que, para comparar diversas misturas asfálticas qualquer tipo de módulo pode ser utilizado desde que o mesmo ensaio seja utilizado em todas as misturas. Da mesma maneira, se for necessário utilizar o valor do módulo em um modelo ou expressão empírica, o método de ensaio utilizado para o desenvolvimento do modelo deve ser seguido. E, ainda, se for utilizar o valor do módulo para uma análise teórica ou mecânica, os métodos de ensaio devem considerar as mesmas hipóteses que foram utilizadas no procedimento analítico.

4.1.4. Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson das misturas asfálticas normalmente varia entre 0,15 e 0,50 e é, também, muito influenciado pela temperatura (NCHRP, 2004). WITCZAK⁴ (1993 *apud* AYRES, 1997), utilizou o módulo dinâmico para correlacionar indiretamente à temperatura da mistura com o valor do coeficiente de Poisson. O modelo obtido pelo citado autor está apresentado na expressão (4.13). Esse modelo foi utilizado no programa AYMA (AYRES, 1997) e, também, no programa PAVE (FRANCO, 2000).

$$\begin{aligned}\mu &= 0,50 \text{ se } E \leq 69\text{MPa} (10.000 \text{ psi}) \\ \mu &= 0,15 \text{ se } E \geq 34.474\text{MPa} (5.000.000 \text{ psi}) \\ \mu &= 1,01872 - 0,12968 \cdot \log(E) \text{ se } 0,15 < \mu < 0,50\end{aligned}\tag{4.13}$$

onde:

- μ é o coeficiente de Poisson da camada asfáltica; e
- E é o módulo dinâmico da camada asfáltica, em psi.

O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) incorporou um novo modelo de previsão do coeficiente de Poisson, apresentado na expressão (4.14). O modelo, que é utilizado no nível 2b de análise, também estima o coeficiente de Poisson com base no módulo dinâmico da mistura asfáltica. As variáveis são as mesmas definidas na expressão (4.13).

$$\mu = 0,15 + \frac{0,35}{1 + e^{(-1,63 + 3,84 \cdot 10^{-6} E)}}\tag{4.14}$$

Para fins ilustrativos, são apresentadas as curvas dos modelos de Witczak e do Guia de Projeto da AASHTO no gráfico da Figura 4.4.

⁴ WITCZAK, M.W. (1993). *Level 2 Mix Design for Fatigue Distress (Procedure Analysis)*, SHRP A-001 Report, University of Maryland, Department of Civil Engineering, March.

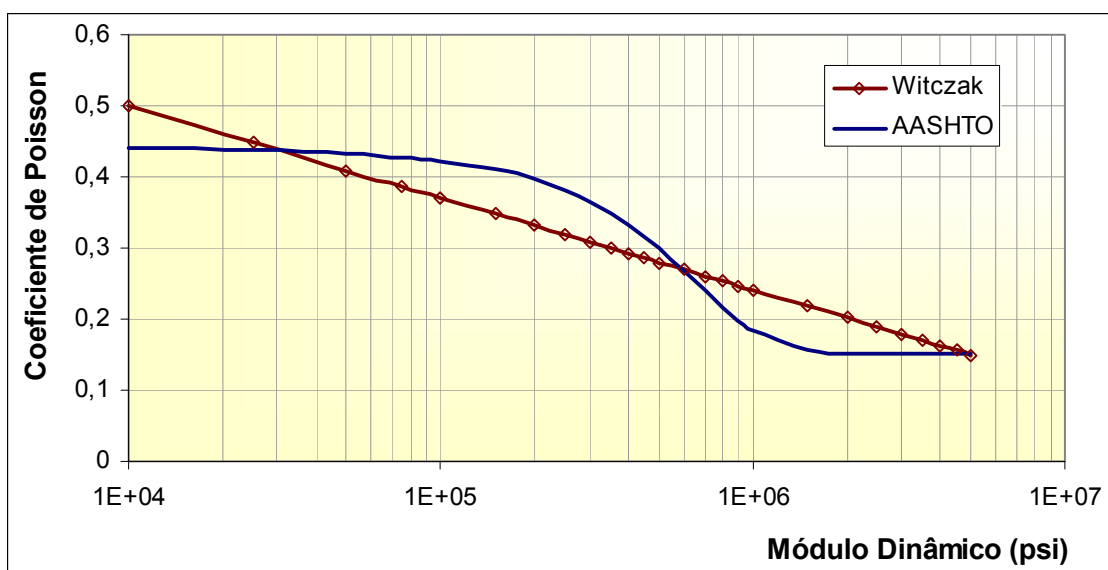


Figura 4.4: Comparação entre os modelos de Witczak e AASHTO de previsão do coeficiente de Poisson.

4.1.5. Envelhecimento do ligante asfáltico

É fato que as misturas asfálticas apresentam um endurecimento ao longo de sua vida útil. Esse fenômeno é conhecido como envelhecimento e ocorre, dentre outros fatores, devido à oxidação e volatilização de componentes do ligante asfáltico. A modelagem do envelhecimento do cimento asfáltico (WITCZAK e MIRZA, 1995) é realizada em duas fases: envelhecimento em curto prazo e em longo prazo.

O envelhecimento em curto prazo é função do superaquecimento do ligante durante o processo de usinagem a quente da mistura e, em longo prazo, devido a fatores ligados ao clima, propriedades da mistura e tipo do ligante. Segundo WITCZAK e MIRZA (1995), o envelhecimento do ligante ocorre em taxas diferentes ao longo da profundidade da camada.

TONIAL (2001) cita que o envelhecimento de um Cimento Asfáltico de Petróleo - CAP é o processo pelo qual o ligante, durante sua estocagem, manuseio, aplicação e serviço, altera suas características químicas e reológicas resultando em um aumento de sua consistência. Os principais fatores que influenciam no envelhecimento de um CAP em curto prazo, considerado o tempo durante a estocagem, manuseio e aplicação são a temperatura e o grau de exposição do ligante ao oxigênio do ar. Já em longo prazo, com o pavimento em operação, a temperaturas ambientes e grandes superfícies específicas de ligante asfáltico em contato com o oxigênio do ar, o envelhecimento do CAP continua a

ocorrer, mas de forma mais lenta. A Figura 4.5 ilustra a evolução do envelhecimento da viscosidade do ligante asfáltico com o tempo.

Segundo WITCZAK e MIRZA (1995), em função da exposição maior da superfície do pavimento com o ar, o envelhecimento ou oxidação do ligante ocorre em taxas diferentes ao longo da profundidade da camada.

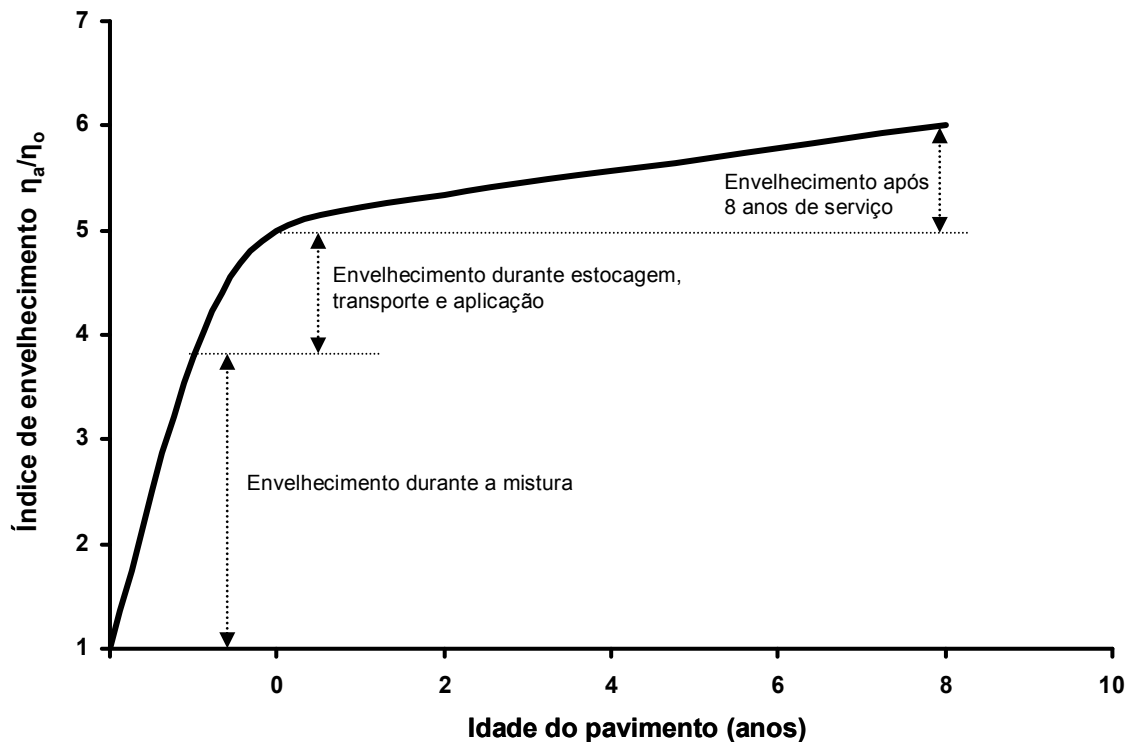


Figura 4.5: Envelhecimento do ligante asfáltico nas etapas de construção e de utilização do pavimento (WHITEOAK, 1991 *apud* TONIAL, 2001).

O efeito do envelhecimento afeta diretamente a viscosidade do ligante asfáltico da mistura, que vai aumentando ao longo da vida do pavimento. A viscosidade do ligante asfáltico, por sua vez, é uma propriedade que influencia significativamente o módulo dinâmico das misturas asfálticas.

AYRES (1997), FRANCO (2000) e o Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) estimam a evolução do envelhecimento do ligante asfáltico para uma determinada idade e em uma profundidade qualquer da camada asfáltica em função das temperaturas médias do ar. A técnica, desenvolvida por WITCZAK e MIRZA (1995), foi baseada na curva de viscosidade-temperatura do ligante asfáltico, expressão (4.15), e está apresentada resumidamente a seguir.

$$\log \cdot \log(\eta) = A + VTS \cdot \log(T + 459,67) \quad (4.15)$$

onde:

- A e VTS são constantes da regressão;
- η é a viscosidade do ligante asfáltico em centiPoise; e
- T_r é a temperatura do ligante asfáltico em °F.

O ligante fornecido pela refinaria apresenta a curva viscosidade x temperatura caracterizada pelos parâmetros A e VTS ditos originais (A_{orig} e VTS_{orig}). A Tabela 4.2 apresenta os valores para os coeficientes A_{orig} e VTS_{orig} da curva viscosidade x temperatura, obtidos a partir da regressão linear realizada com os dados levantados na Petrobras S.A para alguns ligantes asfálticos produzidos no Brasil (FRANCO, 2000).

Tabela 4.2: Valores de A e VTS obtidos a partir dos dados de viscosidade fornecidos pela Petrobras S.A (FRANCO, 2000).

Cimento asfáltico	A_{orig}	VTS_{orig}	Nº de dados	R^2
CAP 7	11,11983	-3,74508	9	0,9971
CAP 20	11,14079	-3,74264	705	0,9972
CAP 40	11,19880	-3,75505	40	0,9976
CAP 50/60	11,12836	-3,73601	70	0,9991

Para simular o efeito de envelhecimento do ligante asfáltico em curto prazo, WITCZAK e MIRZA (1995) estabeleceram uma relação, com base em dados de campo, entre a viscosidade original (A_{orig} e VTS_{orig}) com a viscosidade após a estocagem (A_o e VTS_o), mistura e aplicação, expressões (4.16) e (4.17).

$$A_o = a_0 + a_1 \cdot A_{orig} \quad (4.16)$$

$$VTS_o = a_1 \cdot VTS_{orig} \quad (4.17)$$

onde:

- $a_0 = 0,054405 + 0,004821 \cdot Cód.$; e
- $a_1 = 0,972035 + 0,010886 \cdot Cód.$

A variável *Cód* indica a resistência ao endurecimento no envelhecimento em curto prazo e é função da composição química e das condições de produção da mistura asfáltica. Ele foi introduzido para melhorar a precisão do modelo e é definido em função de faixas de relação (HR) entre o log-log da viscosidade após a mistura (η_0) e aplicação e o log-log da viscosidade do ligante original (η_{orig}), conforme a expressão (4.18). O código pode ser selecionado de acordo com a Tabela 4.3.

$$HR = \frac{\log(\log(\eta_0))}{\log(\log(\eta_{orig}))} \quad (4.18)$$

Tabela 4.3: Valores dos códigos referentes à resistência do cimento asfáltico ao endurecimento, WITCZAK e MIRZA (1995).

Resistência ao endurecimento em curto prazo	HR	Código
Excelente a bom	$HR \leq 1,030$	-1
Médio	$1,030 \leq HR \leq 1,075$	0
Moderado	$1,075 \leq HR \leq 1,100$	1
Ruim a muito ruim	$HR \geq 1,100$	2

Com os parâmetros da regressão da curva de viscosidade x temperatura do ligante asfáltico aplicados no campo (A_0 e VTS_0), pode-se estimar os parâmetros (A_{t_l} e VTS_{t_l}) para um determinado período de tempo $t=t_l$ e na profundidade de 0,25pol. (0,635cm), pelo modelo da equação (4.19).

$$\log \cdot \log(\eta_{t_l}) = \frac{\log \cdot \log(\eta_0) + A \cdot t_l}{1 + B \cdot t_l} \quad (4.19)$$

onde:

- $A = -0,004166 + 1,41213 \cdot C + C \cdot \log(MAAT) + D \cdot \log \cdot \log(\eta_0)$;
- $B = 0,197725 + 0,068384 \cdot \log(C)$;
- $C = 10^{(274,4946 - 193,831 \cdot \log(T_R) + 33,9366 \cdot (\log(T_R))^2)}$; e
- $D = -14,5521 + 10,47662 \cdot \log(T_R) - 1,88161 \cdot (\log(T_R))^2$.
- η_{t_l} é a viscosidade do ligante após t_l meses a 0,25pol. de profundidade, na temperatura T_r , em centiPoise;

- η_0 é a viscosidade inicial do ligante, após o envelhecimento em curto prazo, em centiPoise;
- T_r é a temperatura do ligante asfáltico, em °Rankine;
- t_l é o tempo decorrido em meses; e
- $MAAT$ é a Média anual da temperatura do ar, em °F.

Utiliza-se a expressão (4.19) para se obter três valores de viscosidades do ligante asfáltico para as temperaturas de 25, 60 e 135°C. Com os três pares de dados obtidos (temperatura e viscosidade), determina-se, por regressão linear, os parâmetros A_{tl} e VTS_{tl} da relação (4.15) viscosidade x temperatura.

Com base nos parâmetros A_{tl} e VTS_{tl} é possível estimar a viscosidade do ligante no período t_l e na temperatura do pavimento na profundidade de 0,25pol pela relação (4.15) viscosidade / temperatura.

O passo seguinte é estimar a viscosidade do ligante em qualquer profundidade da camada asfáltica que, segundo a proposta de WITCZAK e MIRZA (1995), é realizado por meio da equação (4.20).

$$\eta_{z,t_l} = \frac{\eta_{z=0,25in;t=t_l} \cdot (4 + A) - A \cdot \eta_0 \cdot (1 - 4 \cdot z)}{4 \cdot (1 + A \cdot z)} \quad (4.20)$$

onde:

- $A = 23,83 \cdot e^{(-0,0308 \cdot MAAT)}$;
- Z é a profundidade, em polegadas;
- $MAAT$ é a Média anual da temperatura do ar, em °F;
- $\eta_{z=0,25;t=t_l}$ é a viscosidade do ligante após t_l meses a 0,25pol. de profundidade, em centiPoise;
- η_0 é a viscosidade inicial do ligante, após o envelhecimento em curto prazo, em centiPoise; e
- η_{z,t_l} é a viscosidade do ligante após t_l meses na temperatura do pavimento da profundidade Z , em centiPoise.

Por meio deste método é possível avaliar o efeito do envelhecimento do ligante asfáltico ao longo do tempo, considerando as variações de temperaturas no interior do pavimento. O gráfico da Figura 4.6 ilustra esse efeito em um ligante asfáltico, adaptado para a condição de temperaturas médias mensais do ar da cidade de Porto Alegre, e em um período de dez anos analisados mensalmente.

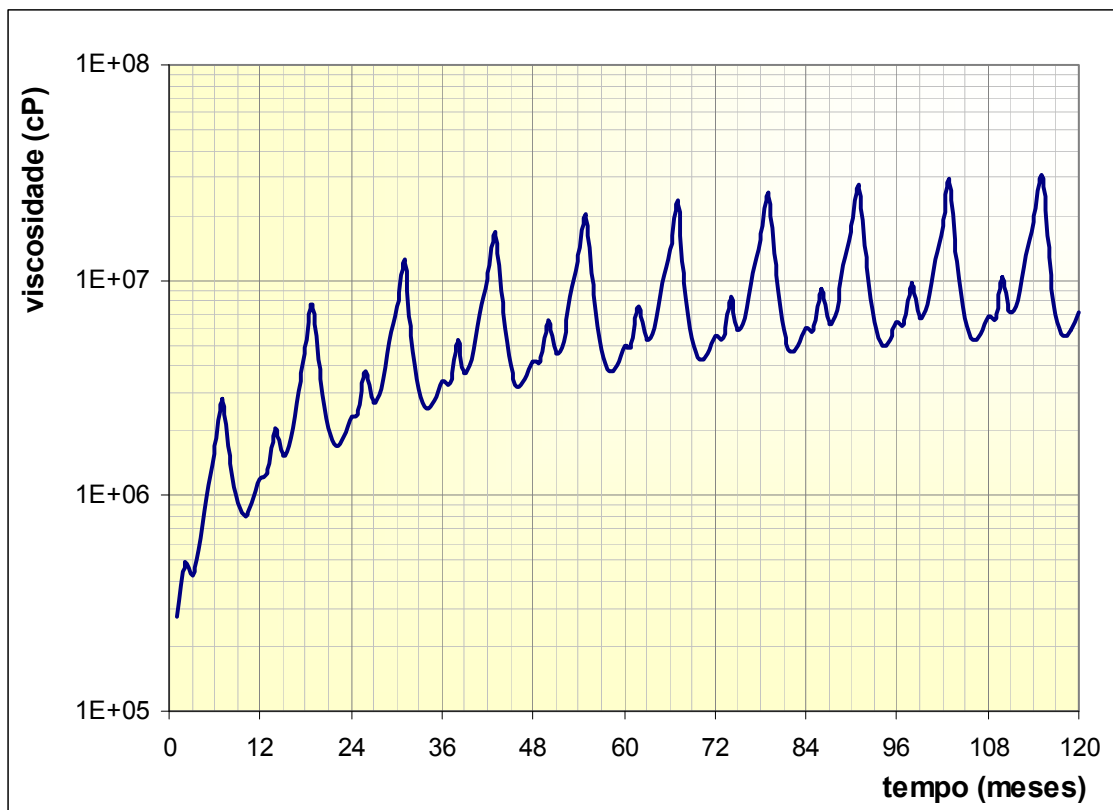


Figura 4.6: Evolução do envelhecimento de um ligante asfáltico, conforme o método proposto por WITCZAK e MIRZA (1995) adaptado para a condição de temperaturas da cidade de Porto Alegre.

O método proposto por WITCZAK e MIRZA (1995) permite estimar a evolução do envelhecimento do ligante asfáltico por meio de alterações nos valores de viscosidade, na medida em que o tempo passa.

Assim, pelo modelo de FONSECA (1995), expressão (4.4), ou do modelo utilizado no Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004), apresentado na expressão (4.5), é possível estimar a evolução do valor do módulo dinâmico da mistura asfáltica em qualquer instante de uma análise, considerando o efeito do envelhecimento do ligante asfáltico, como pode ser observado no gráfico da Figura 4.7, obtido com as viscosidades apresentadas na Figura 4.6.

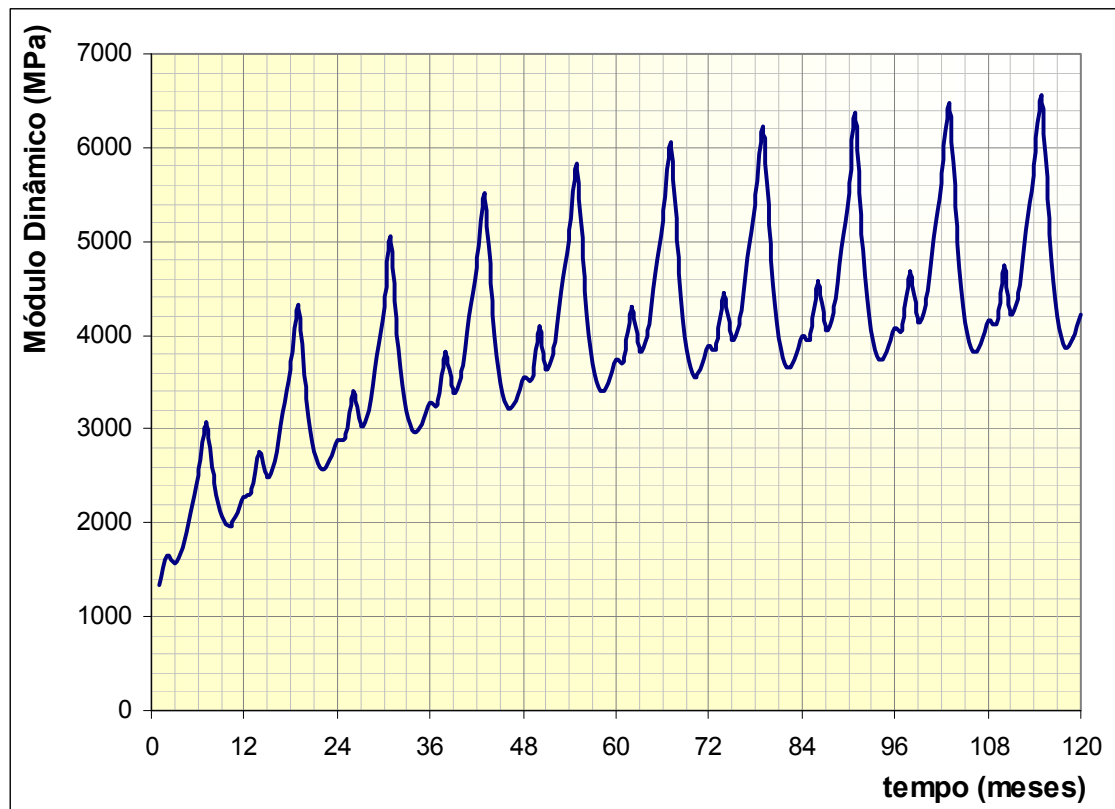


Figura 4.7: Evolução do Módulo Dinâmico em função do envelhecimento do ligante asfáltico, estimado pelo modelo de FONSECA (1995).

4.1.6. Caracterização dos materiais asfálticos no método de dimensionamento proposto nesta tese

Apesar de o módulo complexo ser a propriedade que melhor representa a resposta tensão-deformação dos materiais asfálticos como sistemas visco-elásticos lineares na análise de pavimentos MAMLOUK e SAROFIM (1989) e FONSECA (1995) afirmam que, teoricamente, tanto o módulo complexo quanto o módulo dinâmico não são apropriados para utilização em análises elásticas de multicamadas, pois eles não representam parâmetros puramente elásticos.

O módulo de resiliência, por ser muito difundido no Brasil, é utilizado freqüentemente em análises teóricas ou mecânicas. Os resultados dos ensaios obtidos pelos diversos laboratórios brasileiros, a princípio, podem ser comparados, pois, em geral, utilizam equipamentos similares e seguem uma mesma norma técnica. Dessa forma, o módulo de resiliência foi escolhido para representar o comportamento mecânico dos materiais asfálticos no método proposto na presente pesquisa.

A caracterização da mistura asfáltica deve ser feita, portanto, com base nas seguintes informações:

- Módulo de resiliência e coeficiente de Poisson;
- Granulometria da mistura;
- Parâmetros de viscosidade do ligante asfáltico; e
- Índices volumétricos.

Estas informações são necessárias e não podem ser omitidas para que o programa funcione corretamente. Informações adicionais podem ser fornecidas para auxiliar o programa SisPav a sugerir valores e, também, para constarem no relatório final de dimensionamento gerado pelo programa SisPav. Tais informações são relacionadas à identificação, classificação, tipo de ligante, densidade máxima, e podem ser omitidas, pois não são utilizadas nos cálculos para o dimensionamento. A Figura 4.8 ilustra um exemplo de caracterização dos materiais asfálticos na tela do programa SisPav.

Para servir como sugestão inicial para o valor do módulo de resiliência, o programa apresenta ao projetista a estimativa obtida pela expressão (4.7), obtida por MOTTA *et al.* (2002), que prevê o módulo de resiliência diretamente com base nos parâmetros da mistura. Juntamente com a estimativa do módulo, o coeficiente de Poisson é, também, sugerido a partir do modelo de previsão incorporado no AASHTO (NCHRP, 2004), equação (4.14).

Tais valores serão apresentados como valores sugeridos pelo programa e podem, a qualquer tempo, serem alterados quando ensaios mais específicos forem realizados pelos projetistas.

A camada de revestimento asfáltico é subdividida em três subcamadas de espessuras iguais para permitir realizar as considerações do efeito do envelhecimento ao longo da profundidade. O programa irá calcular as temperaturas, as viscosidades e os módulos no centro de cada uma das subcamadas.

Como não estão disponíveis modelos brasileiros que relacionem o módulo de resiliência com a viscosidade do ligante asfáltico, o procedimento de análise do envelhecimento do ligante foi adaptado para avaliar a variação do módulo de resiliência.

A adaptação consiste em estimar a variação do módulo no tempo t em relação ao módulo inicial, utilizando o método do envelhecimento com o modelo de FONSECA (1995) e corrigindo o módulo dinâmico para o de resiliência com o fator de 1,56 sugerido por TONIAL (2001), ou com a relação entre os módulos dinâmico e de resiliência iniciais.

Propriedades da camada

Camada selecionada -> 2

Material: Mistura asfáltica

Espessura (m): 0.1000

Coefficiente de Poisson: 0.337

Aderência na interface: 0.0000

Modelo constituinte (MPa): 3 - Elástico linear

Mr (MPa)	4193.0600
----------	-----------

Parâmetros

Tipo de CAP	CAP 50/70
Penetração 100g 5s 25°C 0,1mm	60.0
Ao (visc x T)	11.123
VTSo (visc x T)	-3.713
Volume de vazios (%)	4.5
Teor de asfalto (%)	6.0
RBV (%)	73.5
Faixa Granulométrica (DNIT)	Faixa B
% passando #3/4	90.0
% passando #3/8	62.5
% passando #4	44.0
% passando #200	5.5
Identificação	
Massa específica (kg/m³)	

Valores sugeridos >> OK Cancel

Figura 4.8: Exemplo da tela para caracterização dos materiais asfálticos do programa de dimensionamento SisPav desenvolvido nesta tese.

Tal adaptação foi comparada com os resultados de acompanhamento de campo em trechos experimentais apresentados por TONIAL (2001) e está apresentada no gráfico da Figura 4.9. A adaptação da técnica do envelhecimento de longo prazo mostrou que, para os trechos analisados, as estimativas do módulo de resiliência ficaram relativamente próximas dos valores medidos, indicando de forma satisfatória a condição real. Somente para o trecho “Bandeirantes” é que o comportamento estimado apresentou discrepâncias maiores em relação ao observado. A correlação obtida para os 30 pontos da comparação foi de 0,796 (em escala linear).

Segundo TONIAL (2001), a adoção de um valor fixo para o coeficiente de Poisson pode levar a um erro de valores, uma vez que esse parâmetro varia de acordo com a consistência do ligante. Dessa forma, a mesma adaptação utilizada para a

previsão do módulo de resiliência em função do envelhecimento é utilizada para a previsão do coeficiente de Poisson.

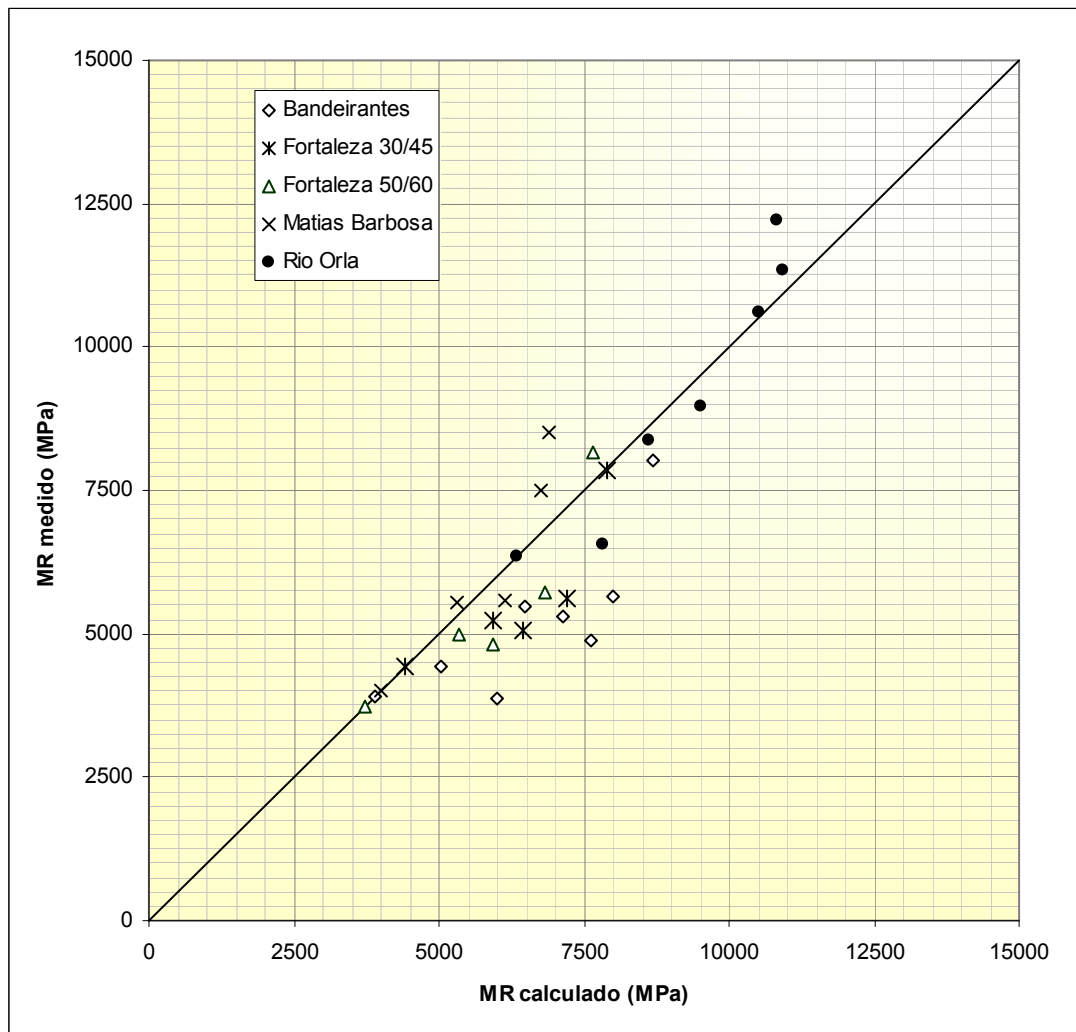


Figura 4.9: Comparação entre os módulos de resiliência medidos de trechos experimentais (TONIAL, 2001) com os estimados pelo método adaptado nesta tese do envelhecimento do ligante.

O fluxograma de como o programa desenvolvido nesta tese trata o envelhecimento do ligante asfáltico e seu efeito sob o módulo de resiliência está apresentado na Figura 4.10.

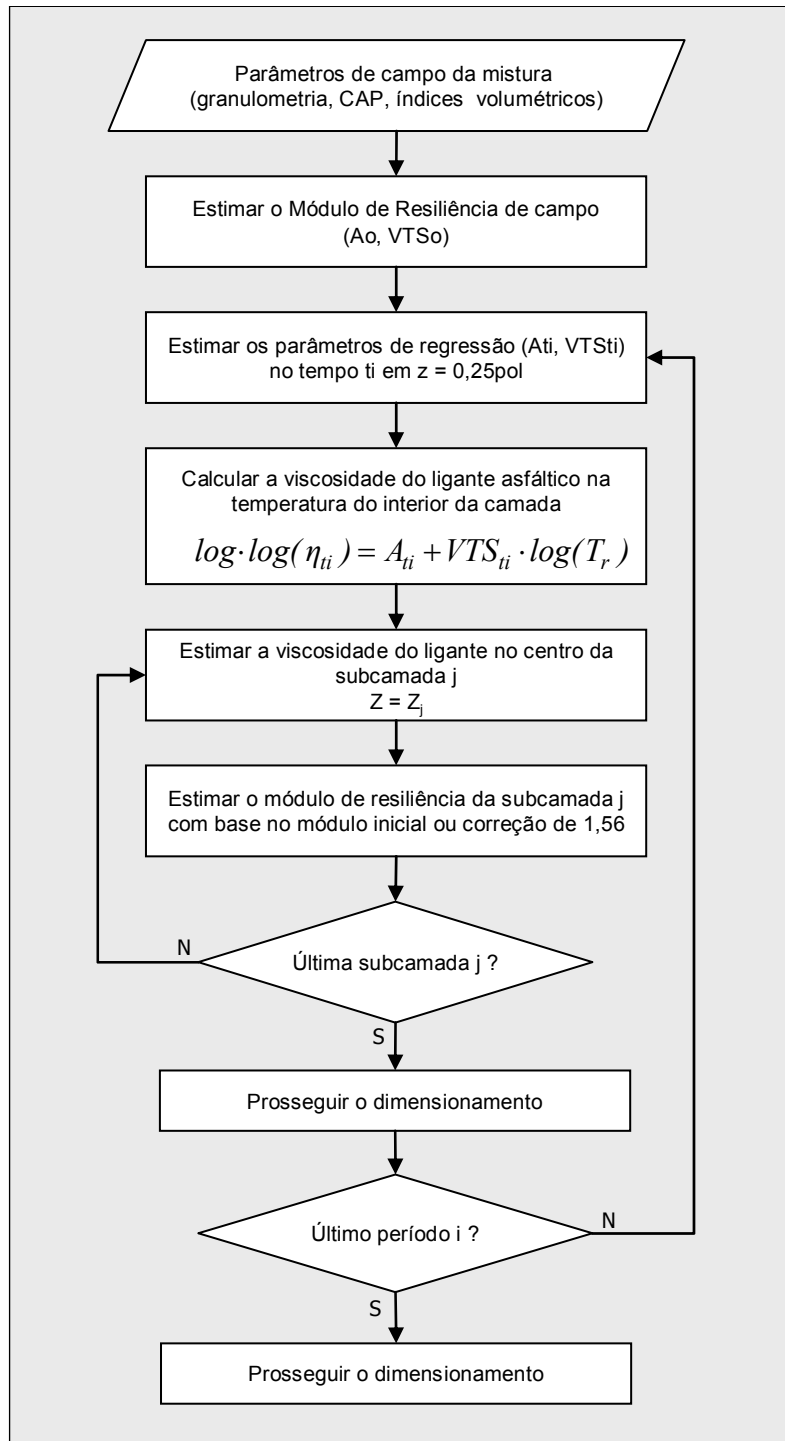


Figura 4.10: Fluxograma para estimar o módulo de resiliência no centro da subcamada asfáltica pelo método do envelhecimento de WITCZAK e MIRZA (1995) adaptado para o programa de dimensionamento desenvolvido nesta tese.

4.2. Materiais granulares

Os materiais granulares são muito comuns em camadas de base ou sub-base de pavimentos de rodovias e até de aeroportos. São caracterizados por serem uma mistura íntima de agregados selecionados provenientes da britagem de rochas ou seixos e conhecidos como brita graduada ou brita corrida, ou ainda, de solos granulares naturais.

É bastante freqüente o uso de britas graduadas, de lateritas pedregulhosas e de solo-brita e, em alguns estados brasileiros, ainda se usam macadames secos ou hidráulicos como base de pavimentos. Para estes últimos, os módulos de resiliência são em geral obtidos por processo de retroanálise de bacias de deflexão obtidas por viga Benkelman ou por FWD (MEDINA e MOTTA, 2005).

Os materiais granulares possuem muitas características relativas à partícula que causam um impacto nas propriedades de engenharia do material como um todo e, portanto, no desempenho da camada do pavimento. Estas características podem ser subdivididas em três tipos, a saber: as propriedades da partícula, as propriedades obtidas de produção do agregado e as propriedades obtidas na construção da camada (DAWSON, 1999).

As propriedades da partícula são aquelas devidas à natureza geológica da rocha da qual o material é derivado. A composição mineral, a dureza da rocha e os materiais contaminantes afetam as características de atrito entre os agregados, causam um efeito sobre a durabilidade e podem alterar o desempenho mecânico como um todo do material.

As propriedades relacionadas à produção dos agregados estão ligadas à forma de como a rocha é esmagada, britada e seu produto é classificado. Dependendo do tipo e qualidade da produção do agregado, o material pode produzir um efeito significativo sobre as propriedades de engenharia do pavimento como, por exemplo, no comportamento da deformação permanente da estrutura.

As propriedades obtidas na construção da camada são, por exemplo, devidas ao processo de compactação, que pode conduzir a um aumento da resistência à deformação permanente, bem como devidas a presença ou não de drenos no interior da camada, que permitirá reduzir as pressões de água no material, entre outros aspectos.

Além disso, foi postulado por VUONG⁵ (1982 *apud* LEKARP *et al.* 2000a) que a deformação permanente de materiais granulares devida ao tráfego é resultante de três principais mecanismos que envolvem as propriedades das partículas do material granular: a consolidação, a distorção e o atrito.

A consolidação é devida à mudança de forma e compressão do conjunto de partículas. A distorção é devida à curvatura, inclinação e arredondamento das partículas individuais. O atrito provoca o esmagamento dos agregados ou quebra devida a uma aplicação de carga superior à resistência da partícula.

Muitos esforços vêm sendo dedicados à compreensão do comportamento resiliente de materiais granulares e, devido esses estudos, sabe-se que o comportamento das camadas granulares em relação ao carregamento do tráfego mostra-se elástico não linear (MOTTA, 1991; MEDINA, 1997; MONISMITH e BROWN, 1999; LEKARP *et al.*, 2000a; PARK e LYTTON, 2002).

As respostas das camadas granulares da estrutura de um pavimento às cargas aplicadas pelo tráfego são convenientemente caracterizadas pelas deformações recuperáveis ou resilientes e pelas deformações residuais ou permanentes. No entanto, segundo LEKARP *et al.* (2000a), a natureza do mecanismo da deformação total dos agregados nas camadas granulares ainda não é completamente compreendido.

Para propósitos de projeto, é importante considerar como varia o comportamento resiliente com a variação de fatores de influência, tais como o estado de tensões, a densidade de compactação, a granulometria, a quantidade de finos, o tamanho das partículas, a umidade, o histórico de tensões e o tempo e a frequência do carregamento.

Apesar desses vários fatores influenciarem no comportamento resiliente, o efeito do estado de tensões é o mais significativo segundo LEKARP *et al.* (2000a) e, por essa razão, é essencial que a relação tensão versus deformação seja modelada de forma mais acurada possível com base nas leis constitutivas.

Diferentes abordagens são encontradas na literatura para a compreensão ou modelagem do comportamento resiliente dos materiais granulares: a abordagem clássica que utiliza tensões e deformações desvio e de confinamento; a abordagem que utiliza as

⁵ VUONG, B. (1992). Influence of density and moisture content on dynamic stress-strain behavior of a low plasticity crushed rock. *Rd. and Transp. Res.*, 1(2), p. 88–100.

tensões e deformações volumétricas e de cisalhamento; e o procedimento utilizado pelo LEDFAA para determinação do módulo de resiliência de camadas granulares.

4.2.1. Abordagem clássica

Na década de 60, MONISMITH e DEACON (1969) já apontavam para a tendência do módulo de resiliência aumentar com a tensão de confinamento ($k\text{-}\sigma_3$), modelo apresentado na equação (4.21). Já HICKS e MONISMITH (1971) e MOTTA (1991) indicavam que o modelo $k\text{-}\theta$, ou seja, módulo de resiliência em função do invariante de tensões, apresentado pela equação (4.22), seria o mais comumente utilizado para representar o comportamento resiliente uma vez que levam em conta a influência tanto de σ_1 quanto de σ_3 . A simplicidade do modelo $k\text{-}\theta$ o tornou extremamente útil e muito aceito para análises de tensões dependente da rigidez do material (LEKARP *et al.* 2000a).

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (4.21)$$

$$MR = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (4.22)$$

onde:

- MR é o módulo de resiliência;
- σ_3 é a tensão de confinamento;
- θ é o invariante de tensões; e
- k_1 e k_2 são constantes obtidas em laboratório (distintas entre um modelo e outro).

RADA e WITCZAK (1981) analisaram um conjunto de ensaios de laboratório, segundo o modelo da equação (4.22), com o intuito de obter uma correlação típica entre os valores de módulo de resiliência para os diversos tipos de materiais granulares. A relação obtida pelos autores está apresentada na expressão (4.23). Os ensaios foram agrupados em seis categorias de solos, sendo eles: areia siltosa, cascalho arenoso, mistura agregado-areia, brita, escória e calcário.

$$\log(MR) = C_0 + C_1 \cdot S_R + C_2 \cdot PC + C_3 \cdot \log(\theta) \quad (4.23)$$

onde:

- MR é o módulo de resiliência em psi;
- S_R é o grau de saturação em (%);
- PC é o percentual do grau de compactação em (%);
- θ é o invariante de tensões em psi; e
- C_0, C_1, C_2 e C_3 são constantes indicadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Parâmetros da equação de previsão do módulo de resiliência em função das propriedades físicas (RADA e WITCZAK, 1981).

Agregado	Pontos	C_0	C_1	C_2	C_3	R^2	Erro padrão
Calcário 1	14	3,4060	-0,005289	0,01194	0,004843	0,79	0,13
Calcário 2	17	-0,3017	-0,005851	0,05054	0,004445	0,60	0,21
Brita	18	1,0666	-0,003106	0,03556	0,006469	0,81	0,15
Escória	17	3,2698	-0,003999	0,01663	0,003840	0,59	0,18
Agreg -areia	18	4,1888	-0,003312	0,02138	0,006785	0,83	0,15
Brita corrida	17	0,9529	-0,012070	0,04117	0,006035	0,84	0,17
Todos dados	101	4,022	-0,006832	0,007055	0,005516	0,61	0,23

RADA e WITCZAK (1981) avaliaram, ainda, os diversos fatores que afetam o módulo de resiliência dos materiais granulares, analisados segundo o modelo $MR = k_1 \theta^{k_2}$. PREUSSLER (1983) também fez reflexões sobre estas influências, que foram assim destacadas:

- O módulo é afetado pelo estado de tensões atuante. Outros fatores, como frequência e duração de cargas, número de repetições e seqüência de carregamento não influem significativamente no módulo de materiais granulares;
- Grande faixa de variação do valor de k_1 para britas e materiais granulares, tornando difícil o estabelecimento de um parâmetro consistente para o referido modelo.

- Quando o valor de k_1 cresce, o valor de k_2 decresce, diminuindo a não linearidade;
- O grau de saturação é o fator intrínseco de maior influência no valor do módulo. A sua elevação reduz o valor de k_1 e não altera substancialmente o valor de K_2 . Para a brita, o grau crítico de saturação é de cerca de 85%. Acima desse valor ocorre uma instabilidade do material e rápida deterioração sob carga repetida;
- O módulo aumenta proporcionalmente com a elevação da massa específica aparente seca, porém esse efeito gera uma alteração bem menor do que o causado pelo nível de tensão e umidade. O acréscimo na energia de compactação eleva o valor de K_1 e não modifica k_2 ; e
- O efeito da graduação do agregado não influencia o valor do MR, desde que a porcentagem de finos (% que passa na peneira 200) seja inferior a 16%.

Existem estudos indicando que os modelos $k-\sigma_3$ e $k-\theta$ não predizem de forma acurada a resposta dos materiais granulares na estrutura do pavimento (MOTTA, 1991; PARK e LYTTON, 2002), porque assumem um coeficiente de Poisson constante e, também, porque não consideram o efeito das tensões de cisalhamento no comportamento resiliente. Alguns estudos, segundo LEKARP *et al.* (2000a), mostram que parâmetros de tensões adicionais ao modelo $k-\theta$ são necessários.

MAY e WITCZAK⁶ (1981 *apud* LEKARP *et al.* 2000a) verificaram que o módulo de resiliência *in situ* de camadas granulares não é função somente da tensão octaédrica, mas também da magnitude da deformação de cisalhamento induzida pela tensão de cisalhamento ou desvio. Assim, UZAN⁷ (1985 *apud* LEKARP *et al.* 2000a), introduziu na expressão do modelo $k-\theta$, o termo relativo à tensão desvio e o termo referente à pressão atmosférica como um fator de normalização de unidades. O modelo conhecido como composto, apresentado nas expressões (4.24) e (4.25), tem se mostrado superior ao modelo $k-\theta$ e vem substituindo-o nas rotinas de análises (LEKARP *et al.* 2000a). Nas análises em três dimensões o termo da tensão desvio é substituído pela tensão de cisalhamento octaédrica τ_{oct} .

⁶ MAY, R. W., e WITCZAK, M. W. (1981). *Effective granular modulus to model pavement responses*. Transp. Res. Rec. 810, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 1–9.

⁷ UZAN, J. (1985). *Characterization of granular material*. Transp. Res. Rec. 1022, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 52–59.

$$M_r = k_1 \cdot p_0 \cdot \left(\frac{\theta}{p_0} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_0} \right)^{k_3} \quad (4.24)$$

$$M_r = k_1 \cdot p_0 \cdot \left(\frac{\theta}{p_0} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_0} \right)^{k_3} \quad (4.25)$$

onde:

- MR é o módulo de resiliência;
- p_0 é a pressão atmosférica;
- σ_d é a tensão desvio;
- θ é o invariante de tensões;
- τ_{oct} é a tensão de cisalhamento octaédrica; e
- k_1 , k_2 e k_3 são constantes obtidas em laboratório (distintas para os diversos modelos).

O modelo composto utilizado na COPPE é função das tensões desvio (σ_d) e de confinamento (σ_3), como apresentado na expressão (4.26). Este modelo permite associar tanto o comportamento granular quanto o argiloso dos materiais dependendo dos valores dos coeficientes k_2 e k_3 obtidos por regressão.

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (4.26)$$

Quanto aos modelos de comportamento resiliente, o modelo composto possui grande vantagem sobre os demais. Por ser mais genérico, não depende do conhecimento, a priori, do comportamento predominante do material, se granular ou argiloso. Além disso, demonstrou ser capaz de avaliar o valor do módulo de resiliência com precisão superior aos demais (FERREIRA, 2002; MOTTA e MEDINA, 2006).

A Tabela 4.5 mostra resultados típicos dos parâmetros de regressão do modelo composto da COPPE, expressão (4.26), de britas graduadas utilizadas em pavimentos como base ou sub-base (RAMOS, 2003). Em muitas estradas brasileiras algumas britas

têm maior contribuição nas deflexões do pavimento do que o subleito laterítico. Quando as tensões confinantes que atuam na base de brita são pequenas o módulo cai muito.

Tabela 4.5: Parâmetros de regressão do modelo composto, em MPa, para britas de granito e gnaíse do Rio de Janeiro (RAMOS, 2003).

Amostra	Energia	Massa específica aparente seca (kg/m ³)	Umidade ótima (%)	Umidade no ensaio (%)	Parâmetros do modelo			R ²
					k ₁	k ₂	k ₃	
S-374/02	Intermediária	2033	7,5	7,28	592	0,47	-0,26	0,96
	Modificada	2140	6,2	5,77	815	0,44	-0,08	0,96
S-375/02	Intermediária	2040	7,7	6,68	604	0,29	-0,11	0,96
	Modificada	2088	4,7	4,91	1051	0,48	-0,06	0,96
S-377/02	Intermediária	2030	4,8	4,47	307	0,26	-0,47	0,94
	Modificada	2096	4,0	3,65	678	0,33	-0,01	0,97
S-380/02	Intermediária	1990	7,0	6,50	690	0,35	0,02	0,97
	Modificada	2044	5,0	4,77	603	0,29	-0,20	0,94

FERREIRA (2005) está desenvolvendo, em sua tese de doutorado, um classificador de solos quanto à resiliência e um preditor dos valores do módulo de resiliência utilizando ferramentas de *Data Mining* e Redes Neurais. A partir dos parâmetros geotécnicos já especificados para projetos de pavimentação, tais como a granulometria por peneiramento, os limites de Atterberg, a densidade e umidade de compactação, etc, o autor busca obter os parâmetros estimados de k₁, k₂ e k₃ do modelo composto, descrito na expressão (4.26).

O modelo composto é muito explorado e autores vêm desenvolvendo novas regressões matemáticas com a incorporação de termos adicionais ao modelo originalmente desenvolvido, como, por exemplo, o proposto por WITCZAK (2004), com cinco constantes, k₁, k₂, k₃, k₆ e k₇, apresentado na expressão (4.27).

$$M_r = k_1 \cdot p_0 \cdot \left(\frac{\theta - 3 \cdot k_6}{p_0} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_0} + k_7 \right)^{k_3} \quad (4.27)$$

E ainda, autores como PARK e LYTTON (2002) e KOLISOJA (1997) incluíram no modelo composto termos relativos à influência do efeito da sucção e da densidade de compactação de campo respectivamente. Os modelos encontram-se apresentados nas expressões (4.28) (PARK e LYTTON, 2002) e (4.29) (KOLISOJA, 1997).

$$M_r = k_1 \cdot \left(\frac{\theta - 3 \cdot w \cdot f \cdot h_m}{p_0} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_0} \right)^{k_3} \quad (4.28)$$

$$M_r = k_1 \cdot (n_{max} - n) \cdot p_0 \cdot \left(\frac{\theta}{p_0} \right)^{0,7} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_0} \right)^{-0,2} \quad (4.29)$$

onde:

- w é a umidade do material;
- f é função da umidade;
- h_m é a matriz de sucção;
- n é a porosidade do agregado; e
- n_{max} é a porosidade máxima.

Para as análises convencionais de estruturas de pavimentos, ou seja, na análise de camadas elásticas, é comum se utilizar um coeficiente de Poisson constante para os materiais granulares com base na suposição que o material é homogêneo e isotrópico. No entanto, o coeficiente de Poisson para materiais granulares não se mantém constante durante o carregamento, sendo dependente do estado de tensões.

O coeficiente de Poisson aumenta com o aumento da tensão desvio e com a redução da tensão de confinamento. Dessa forma, o comportamento deve ser considerado nas análises simultaneamente com o comportamento variável do módulo de resiliência que é dependente do estado de tensões (TRICHÊS, 1985 e PARK e LYTTON, 2002).

TRICHÊS (1985) observou uma aproximação melhor nos pontos mais afastados da área carregada da bacia de deformação medida em campo com a calculada pelo programa FEPAVE alterado para a consideração do coeficiente de Poisson variável. Os modelos utilizados pelo autor correlacionavam os resultados de coeficiente de Poisson obtidos em laboratório com a relação de tensões σ_1 / σ_3 por meio de uma curva polinomial do terceiro grau. Para o autor, o coeficiente de Poisson é um dos parâmetros mais difíceis de se obter em laboratório. A sofisticação de ensaios para a sua obtenção pode melhorar o refinamento dos cálculos das deflexões, mas tal sofisticação não

produzia efeitos positivos enquanto não fosse melhorada a precisão das medidas de bacias de campo, naquela época referidas somente ao uso de Viga Benkelman.

LEKARP *et al.* (2000a) citam que em comparação aos estudos de resiliência dos materiais granulares, poucos estudos foram executados para avaliar o comportamento do coeficiente de Poisson. A sua determinação em laboratório requer uma medição muito acurada da deformação radial do corpo-de-prova, o que na prática se mostra mais complexo que a medição das deformações axiais. Dessa forma, é comum assumir o coeficiente de Poisson de materiais granulares como um parâmetro constante como, por exemplo, 0,35. Existem registros que o coeficiente de Poisson pode variar de 0,20 a 0,40.

4.2.2. Abordagem volumétrica e de cisalhamento

Uma outra abordagem bastante estudada para a avaliação do comportamento resiliente dos materiais granulares é a denominada volumétrica e de cisalhamento. Nesta abordagem a relação tensão versus deformação é transformada pelas componentes volumétricas e de cisalhamento e o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson substituídos pelos módulos volumétrico e cisalhante. As definições das tensões e deformações básicas estão apresentadas nas expressões a seguir (LEKARP *et al.* 2000a):

$$p = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3); \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (4.30)$$

$$\varepsilon_{v,r} = \varepsilon_{1,r} + 2 \cdot \varepsilon_{3,r}; \quad \varepsilon_{s,r} = \frac{2}{3} \cdot (\varepsilon_{1,r} - \varepsilon_{3,r}) \quad (4.31)$$

$$K = \frac{p}{\varepsilon_{v,r}}; \quad G = \frac{q}{3 \cdot \varepsilon_{s,r}} \quad (4.32)$$

onde:

- K é o módulo volumétrico;
- G é o módulo cisalhante;
- p é a tensão normal principal;
- q é a tensão desvio;
- $\varepsilon_{v,r}$ é a deformação volumétrica recuperável; e
- $\varepsilon_{s,r}$ é a deformação cisalhante recuperável.

Segundo BROWN e HYDE⁸ (1975 *apud* LEKARP *et al.* 2000a), três são as vantagens de se utilizar esse tipo de abordagem para materiais não lineares: (1) nenhuma suposição de comportamento elástico linear é necessária para os cálculos; (2) as componentes volumétricas e cisalhantes das tensões e deformações são tratadas separadamente; e (3) a abordagem possui um significado mais realístico em um regime de tensões tridimensionais que o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson. Entretanto, segundo LEKARP *et al.* (2000a), apesar das vantagens desta abordagem, os modelos matemáticos para a determinação dos parâmetros volumétricos e cisalhantes são mais complexos e mais difíceis de serem determinados a partir de dados obtidos em laboratório.

Materiais granulares apresentam um comportamento elasto-plástico complexo quando submetidos a um carregamento de veículos em movimento. A modelagem desse comportamento tem sido alvo de muitos pesquisadores que, por sua vez, desenvolveram diferentes procedimentos para prever a resposta resiliente dos materiais granulares. Apesar dos procedimentos terem sido desenvolvidos para dados que representam situações particulares, observa-se o grande esforço na pesquisa para o desenvolvimento de modelos mais gerais, baseados em uma teoria sólida e de aplicabilidade útil (LEKARP *et al.* 2000a).

4.2.3. O procedimento do LEDFAA

O procedimento utilizado no programa LEDFAA para a determinação do módulo de resiliência é baseado na técnica desenvolvida pelo *Waterways Experiment Station* do exército americano e descrito no manual técnico TM 5-822-13/AFJMAN 32-1018 (EUA, 1994).

Os materiais granulares utilizados para base e sub-base são caracterizados pelo uso de gráficos, expressos pelas equações (4.33) e (4.34), onde o módulo de resiliência, em lb/pol², da camada granular (E_n) é uma função de sua espessura (t), em polegadas, e do módulo da camada subjacente (E_{n+1}), em psi. A expressão (4.33) é utilizada para

⁸ BROWN, S. F., e HYDE, A. F. L. (1975). *Significance of cyclic confining stress in repeated-load triaxial testing of granular material*. Transp. Res. Rec. 537, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 49-58.

determinação de módulos de resiliência de camadas de base granulares e a expressão (4.34) para camadas de sub-base (EUA, 1994).

$$E_n = E_{n+1} \cdot [1 + 10,52 \cdot \log(t) - 2,10 \cdot \log(E_{n+1}) \cdot \log(t)] \quad (4.33)$$

$$E_n = E_{n+1} \cdot [1 + 7,18 \cdot \log(t) - 1,56 \cdot \log(E_{n+1}) \cdot \log(t)] \quad (4.34)$$

Esta técnica tenta simular de forma simples o efeito da elasticidade não linear das camadas granulares, pois a consideração do efeito da resistência da camada subjacente e da espessura seria uma forma indireta de considerar o efeito do confinamento e do estado de tensões sobre o módulo do material. O módulo estimado dessa forma, entretanto, é independente do tipo e qualidade dos agregados que compõem a camada, os quais devem apenas cumprir os requisitos especificados na norma para camadas granulares.

4.2.4. Caracterização dos materiais granulares no método de dimensionamento proposto nesta tese

Os laboratórios de materiais de pavimentação no Brasil pesquisam os materiais granulares segundo a abordagem clássica. Dessa forma, o método proposto nesta tese utiliza a relação constitutiva dos materiais granulares modelada segundo as expressões (4.21), (4.22) e (4.24).

Os materiais granulares são caracterizados no método de dimensionamento proposto nesta tese por meio dos parâmetros: módulo de resiliência e coeficiente de Poisson. O comportamento elástico pode ser considerado como linear ou não linear por meio dos modelos constitutivos descritos na Tabela 3.2.

No caso da consideração elástica não linear, será aplicada a mesma técnica utilizada no programa AEMC, onde a camada é subdividida em três subcamadas e cujos módulos são determinados com base no estado de tensões no centro do carregamento, conforme explicado anteriormente no item 3.2.1.

Outras informações podem ser fornecidas apenas para constarem no relatório final de dimensionamento gerado pelo programa SisPav. Tais informações são relacionadas à identificação, classificação, densidade máxima, umidade ótima, energia de compactação e podem ser omitidas, pois não são utilizadas nos cálculos para o

dimensionamento. A Figura 4.11 ilustra um exemplo de caracterização dos materiais granulares na tela do programa SisPav.

Os parâmetros k_i dos modelos de módulos de resiliência dos materiais granulares poderão ser inseridos livremente pelo projetista. Para fins de anteprojeto, os valores $k_1=1000$ e $k_2=0,50$ para o modelo $MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$, em MPa, são sugeridos pelo programa de dimensionamento proposto.

O coeficiente de Poisson é considerado constante em toda a análise de dimensionamento, sendo sugerido como padrão o valor de 0,35, o mesmo considerado como representativo por TRICHÊS (1985). A variabilidade deste parâmetro em função do carregamento e de outras variáveis não pôde ser considerada por haver poucos estudos que permitissem uma modelagem consistente do seu comportamento para materiais brasileiros.

A abordagem considerada no programa LEDFAA não será introduzida no programa de dimensionamento proposto nesta tese, uma vez que o módulo de resiliência é totalmente independente da qualidade e dos parâmetros do material granular utilizado.

Propriedades da camada

Camada selecionada -> 2

Material: Material granular

Espessura (m): 0.3000

Coefficiente de Poisson: 0.350

Aderência na interface: 0.0000

Modelo constituinte (MPa)

1 - Granular f(sigma3)

k1	1000.0000
k2	0.5000

Parâmetros

Identificação	S374/02
Faixa granulométrica	Faixa A
Umidade ótima (%)	8.6%
Massa específica (kg/m³)	1905
Energia de compactação	Intermediária
Grau de compactação (%)	95% (mín)

Valores sugeridos >> OK Cancel

Figura 4.11: Exemplo da tela para caracterização dos materiais granulares do programa de dimensionamento SisPav desenvolvido nesta tese.

4.3. Solos finos, siltosos ou argilosos

Os solos finos, siltosos ou argilosos, com exceção dos solos lateríticos, geralmente não são aproveitados para construção de camadas estruturais de pavimentos, dada a sua baixa qualidade de resistência ou capacidade de suportar deformações permanentes. No entanto, eles se encontram presentes na natureza e, freqüentemente são vistos como parte da camada final da terraplenagem, reforço do subleito, subleito ou ainda, no máximo, como sub-base das estruturas dos pavimentos de rodovias e pistas pavimentadas de menor volume de tráfego.

Classificar-se-iam também como materiais argilosos os solos lateríticos que são bastante comuns no Brasil, mas por suas características próprias eles serão estudados em um item à parte.

4.3.1. O comportamento resiliente dos solos finos, siltosos ou argilosos

O comportamento resiliente dos solos finos, siltosos ou argilosos é dependente da massa específica, da umidade ou sucção, estrutura do solo e do estado de tensões ao qual o material está submetido. A sua caracterização em laboratório deve garantir as mesmas condições de campo, uma vez que amostras com os mesmos teores de umidade e compactação podem produzir resultados bastante diferentes se compactadas de forma a gerarem estruturas diferentes, tais como uma estrutura dispersa comparada a outra floculada (MONISMITH e BROWN, 1999).

MOTTA (1991) cita que a observação corrente é que o comportamento dos solos finos, siltosos ou argilosos apresentam também, como os materiais granulares, uma relação tensão versus deformação elástica não linear. O comportamento predominante do material, quando compactado na umidade ótima, é aquele que relaciona o módulo com a tensão desvio axial repetida (σ_d).

HICKS (1970) propôs um modelo elástico bi-linear para representar o comportamento do módulo de resiliência (MR), obtido por meio de análise de regressão, representado pela expressão (4.35), em função da tensão-desvio (σ_d) e dos parâmetros k_1 , k_2 , k_3 e k_4 . MOTTA (1991) cita que nesse modelo, para pequenos níveis de tensão, o módulo decresce rapidamente com o aumento da tensão desvio até um ponto em que esta velocidade cai bruscamente, podendo até mesmo apresentar um ligeiro crescimento do módulo de resiliência com o aumento de σ_d .

$$M_r = \begin{cases} k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d), & \forall k_1 > \sigma_d \\ k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1), & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases} \quad (4.35)$$

SVENSON (1980) buscou em seu trabalho comprovar a influência da umidade, densidade e outros fatores no comportamento resiliente dos solos argilosos. Com os dados obtidos em laboratório para quatro tipos de argilas de rodovias federais, utilizou, além do modelo bi-linear, uma regressão matemática logarítmica relacionando o módulo de resiliência (MR) com a tensão desvio (σ_d), conforme a expressão (4.36). O modelo transformou os resultados em apenas uma reta na escala log-log, diferentemente do modelo bi-linear que utiliza duas retas em escala linear, e reduziu, também, os parâmetros constantes de 4 para 2 a serem determinados nas regressões.

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (4.36)$$

PREUSSLER (1983) agrupou os solos finos de subleitos ou reforço, como aqueles que apresentam mais de 35% em peso de material passando na peneira 200, na tentativa de classificá-los em termos de resiliência. O Manual de Pavimentação do DNER em 1996 e o atual (DNIT, 2006a) apresentam esta caracterização:

- Solo Tipo I – bom como subleito e reforço do subleito, podendo ser utilizado como camada de sub-base.
- Solo Tipo II – regular como subleito e reforço do subleito.
- Solo Tipo III – não pode ser usado como camada de pavimento e para subleito, requer estudos especiais.

Os tipos são definidos pela proporção de silte na fração fina, que passa na peneira 200 (S%) e pelo valor do CBR, conforme apresentado na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Classificação dos solos finos quanto à resiliência, DNIT (2006a).

CBR	S%		
	≤ 35	35 -65	≥ 65
≤ 5	III	III	III
6 – 9	II	II	III
≥ 10	I	II	III

Para estes três tipos de solos são admitidas as seguintes expressões, para valores de tensões e módulos em MPa (PREUSSLER, 1983; PINTO, 1991; e DNIT, 2006a):

$$\text{Solo Tipo I : } M_r = 34,74 \cdot \sigma_d^{-1,12} \quad (4.37)$$

$$\text{Solo Tipo II : } M_r = 35,37 \cdot \sigma_d^{-0,548} \quad (4.38)$$

$$\text{Solo Tipo III : } M_r = 52,0 \text{ MPa} \quad (4.39)$$

4.3.2. Caracterização dos solos finos, siltosos e argilosos no método de dimensionamento proposto nesta tese

Os solos finos, siltosos e argilosos são caracterizados no método de dimensionamento proposto nesta tese por meio dos parâmetros: módulo de resiliência e coeficiente de Poisson. O comportamento elástico pode ser considerado como linear ou não linear por meio dos modelos constitutivos descritos na Tabela 3.2.

No caso da consideração elástica não linear, será aplicada a mesma técnica utilizada no programa AEMC, em que a camada é subdividida em três subcamadas e cujos módulos são determinados com base no estado de tensões no centro do carregamento, conforme explicado anteriormente no item 3.2.1.

Outras informações podem ser fornecidas para auxiliar o programa SisPav a sugerir valores e, também, para constarem no relatório final de dimensionamento. Tais informações são relacionadas à identificação, classificação, CBR, percentual de silte, densidade máxima, umidade ótima, energia de compactação e podem ser omitidas, pois não são utilizadas nos cálculos para o dimensionamento. A Figura 4.12 ilustra a tela do programa SisPav que permite a caracterização dos solos finos, siltosos e argilosos.

Os parâmetros resilientes dos solos finos, siltosos e argilosos poderão ser inseridos livremente pelo projetista. Para fins de anteprojeto, valores são sugeridos pelo método de dimensionamento conforme a classificação proposta do DNIT (2006a), apresentada na Tabela 4.6 e nas expressões (4.37) a (4.39).

Camada selecionada -> 2

Material: Solos finos, siltosos ou argilosos

Espessura (m): 0.3000

Coefficiente de Poisson: 0.400

Aderência na interface: 0.0000

Modelo constituinte (MPa): 3 - Elástico linear

Mr (MPa)	52.0000
----------	---------

Parâmetros

Classificação (DNIT)	Tipo III
CBR (%)	3
% Silte na fração fina #200	80.0
Identificação	Amostra 4
Umidade ótima (%)	19.4%
Massa específica (kg/m ³)	1541
Energia de compactação	Intermediário
Grau de compactação (%)	95% (mín)

Valores sugeridos >> OK Cancel

Figura 4.12: Exemplo da tela para caracterização dos solos finos, siltosos e argilosos do programa de dimensionamento SisPav desenvolvido nesta tese.

4.4. Lateritas pedregulhosas e solos lateríticos finos

Os solos lateríticos tropicais podem ser classificados como solos granulares ou como finos ou argilosos. A separação do estudo dos solos lateríticos se justifica devido o seu comportamento rodoviário adequado, mesmo quando fino e também, pelo fato dos solos lateríticos não serem classificados de forma apropriada pelas classificações correntes de solos como a TRB (norma ABNT 12253), a mais utilizada no meio rodoviário (MACÊDO, 2004).

Ressalta-se a grande importância dos solos lateríticos para o meio rodoviário brasileiro, uma vez que, dada a sua grande ocorrência e boa qualidade de resistência, são extensamente utilizados em camadas estruturais de pavimentos, substituindo muitas vezes camadas granulares de agregado britado, principalmente em pavimentos de baixo volume de tráfego (MARANGON, 2004).

Dados para classificação e hierarquização das propriedades e do comportamento mecânico de solos lateríticos finos podem ser definidos a partir da Metodologia MCT, desenvolvida por NOGAMI e VILLIBOR (1995). O trabalho dos autores permite utilizar esses dados para desenvolver especificações de materiais assim como para a elaboração de projeto final de engenharia. A metodologia MCT foi desenvolvida a partir da constatação de que muitos solos lateríticos, mesmo apresentando bom comportamento mecânico e hidráulico, não atendiam aos critérios tradicionais de aceitação como material de construção de camadas de pavimentos.

Os critérios tradicionais classificam os solos lateríticos nos mesmos grupos de solos plásticos, que, de modo geral, não são recomendados para pavimentos, por terem expectativa de serem expansivos em contato com a água e perderem resistência, podendo levar as estruturas do pavimento à ruptura ou deformações plásticas excessivas. No caso específico dos solos lateríticos, graças a sua mineralogia e microestrutura, eles são plásticos, mas pouco se expandem nem apresentam grande influência da umidade (BERNUCCI *et al.* 2000).

Os solos lateríticos se caracterizam pela alta proporção de sesquióxidos de ferro (Fe_2O_3) e alumínio (Al_2O_3) em relação a outros componentes químicos. Além disso, possuem granulometria bastante variável, podendo ocorrer em todas as frações: pedra de mão, pedregulho, areia, silte e argila, tanto quanto rochas concrecionárias conhecidas como couraça laterítica (MACÊDO, 2004).

O clima é um fator predominante nos processos físico-químicos associados com a formação do solo laterítico. Os elementos que influenciam diretamente no processo são: temperatura, precipitações pluviométricas, ventos, deficiência e excedente hídricos. O Brasil, dada sua posição geográfica, possui esses elementos climáticos favoráveis à formação de solos lateríticos, e por isso a sua grande ocorrência na maior parte do território nacional.

4.4.1. O comportamento resiliente das lateritas pedregulhosas e solos lateríticos finos

Os solos lateríticos podem apresentar altos valores de módulo de resiliência, comparáveis ou mesmo superiores, para um mesmo estado de tensões, aos valores obtidos para materiais granulares normalmente utilizados como base de pavimentos (MARANGON, 2004). Conforme observado por MOTTA (1991), diversas literaturas

apresentam materiais argilosos lateríticos com módulos constantes e bastante elevados, independentes do estado de tensões que se encontram. Em seus estudos sobre pavimentos de baixo volume de tráfego, foram observados módulos de resiliência de argilas lateríticas vermelhas entre de 200 e 2.000 MPa.

O comportamento mecânico de solos lateríticos foi estudado por ARANOVICH (1985) com base nos resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida de um grande número de solos lateríticos provenientes das camadas dos pavimentos de rodovias vicinais, localizadas nos Estados de Goiás, Paraná, São Paulo e Mato Grosso do Sul. O autor verificou a influência conjunta das tensões desvio e confinante na obtenção do valor módulo de resiliência (MR) e propôs um modelo combinado para prever a resposta do MR de solos lateríticos em função das tensões desvio (σ_d) e de confinamento (σ_3). O modelo apresentado na expressão (4.40) é dado por duas equações e cinco constantes k_1 , k_2 , k_3 , k_4 e k_5 obtidas a partir da regressão dos dados obtidos em ensaios em laboratório.

$$M_r = \begin{cases} [k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d)] \cdot \sigma_3^{k_5}, & \forall k_1 > \sigma_d \\ [k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1)] \cdot \sigma_3^{k_5}, & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases} \quad (4.40)$$

MACÊDO (1996) propôs o modelo composto, expressão (4.26), que leva em consideração a influência ao mesmo tempo das tensões confinantes (σ_3) e desvio (σ_d) para todos os tipos de material. Dessa forma, o modelo proposto elimina a dificuldade da definição do comportamento resiliente dos solos em função de sua granulometria, isto é, se o comportamento é influenciado pela tensão desvio ou pela tensão de confinamento.

MARANGON (2004) ressalta a importância da consideração conjunta das tensões desvio e de confinamento para a determinação do módulo de resiliência, e que os coeficientes de correlação obtidos para esse modelo atingem valores acima de 0,90, bastante superiores àqueles auferidos para os demais modelos considerados. Tal afirmação foi confirmada com base em ensaios realizados pelo citado autor para a obtenção do Módulo de Resiliência, no Laboratório da COPPE, em trinta e três amostras de solos de diferentes regiões do estado de Minas Gerais. Os corpos-de-prova ensaiados foram moldados nas condições de teor de umidade e energia correspondentes a 10 golpes do ensaio Mini-MCV. Os resultados dos parâmetros constantes dos modelos em função de σ_d , σ_3 e composto (σ_d e σ_3), para as amostras de solos ensaiadas, estão apresentadas na Tabela 4.7, onde, ZM são os materiais provenientes da região da Zona

da Mata, SL os provenientes da região do sul de minas e MV os provenientes da macro-região da Zona Metalúrgica e Campo das Vertentes.

Tabela 4.7: Valores dos parâmetros para os modelos, σ_d , σ_3 e composto, com os respectivos valores de R^2 , para as amostras ensaiadas da região de Minas Gerais (MARANGON, 2004).

CP	Módulo de Resiliência (MPa)									
	$M_r = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$			$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$			$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$			
	k_1	k_2	R^2	k_1	k_2	R^2	k_1	k_2	k_3	R^2
ZM01 (LG')	93,6	-0,420	0,943	79,4	-0,390	0,537	106	0,094	-0,484	0,995
ZM01R (LG')	87,9	-0,443	0,966	71,7	-0,422	0,578	96	0,069	-0,491	0,997
ZM02 (LG')	57,4	-0,736	0,992	36,9	-0,738	0,657	57	-0,001	-0,736	0,998
ZM03 (LG')	70,3	-0,457	0,953	56,7	-0,437	0,575	76	0,065	-0,502	0,995
ZM04 (LG')	60,9	-0,610	0,968	45,8	-0,583	0,582	68	0,086	-0,669	0,996
ZM05 (LG')	66,8	-0,483	0,946	60,0	-0,424	0,525	93	0,099	-0,475	0,978
ZM05R (LG')	68,1	-0,497	0,967	53,4	-0,478	0,591	74	0,060	-0,538	0,997
ZM06 (LG')	139,4	-0,368	0,924	131,5	-0,312	0,437	175	0,170	-0,485	0,998
ZM07 (LG')	91,0	-0,417	0,96	76,5	-0,391	0,557	102	0,081	-0,472	0,997
ZM08 (NG')	64,4	-0,696	0,947	50,1	-0,638	0,525	82	0,182	-0,821	0,992
ZM08R (NG')	74,1	-0,606	0,919	63,2	-0,535	0,472	100	0,217	-0,749	0,991
ZM09 (LG')	58,6	-0,721	0,984	37,9	-0,723	0,652	59	0,002	-0,721	0,997
ZM09R (LG')	69,9	-0,489	0,974	53,5	-0,480	0,62	72	0,030	-0,512	0,997
ZM10 (LG')	80,3	-0,473	0,970	65,4	-0,446	0,568	90	0,086	-0,531	0,997
ZM11 (LG')	80,0	-0,446	0,951	67,7	-0,411	0,533	92	0,108	-0,518	0,996
ZM11R (LG')	82,4	-0,462	0,950	65,6	-0,445	0,582	89	0,055	-0,498	0,995
ZM12 (LG')	112,4	-0,547	0,971	90,2	-0,510	0,557	132	0,117	-0,626	0,997
ZM13 (LG')	72,3	-0,675	0,978	50,9	-0,656	0,61	78	0,063	-0,721	0,996
ZM14 (LG')	85,4	-0,516	0,989	61,4	-0,523	0,672	83	-0,019	-0,502	0,999
ZM15 (LG')	69,9	-0,554	0,987	51,8	-0,543	0,627	74	0,038	-0,579	0,998
ZM16 (LG')	120,7	-0,456	0,977	96,4	-0,440	0,598	129	0,054	-0,494	0,998
ZM16R (LG')	118,0	-0,426	0,959	97,4	-0,570	0,570	129	0,069	-0,472	0,997
MV01 (LG')	86,1	-0,521	0,877	76,7	-0,452	0,436	114	0,021	-0,662	0,986
MV02 (LG')	71,7	-0,407	0,942	60,9	-0,379	0,539	81	0,089	-0,467	0,995
MV02R (LG')	72,0	-0,472	0,949	60,2	-0,436	0,534	83	0,110	-0,546	0,995
MV03 (LG')	123,7	-0,362	0,926	113,4	-0,316	0,467	149	0,138	-0,455	0,997
MV04 (LG')	87,8	-0,559	0,819	75,9	-0,493	0,421	114	0,201	-0,699	0,972
MV05 (LA')	99,6	-0,09	0,161	131,3	0,026	0,009	159	0,344	-0,319	0,986
MV06 (LG')	65,2	-0,419	0,883	60,7	-0,356	0,421	84	0,189	-0,546	0,099
MV07 (LG')	236,4	-0,175	0,561	276,0	-0,085	0,086	341	0,273	-0,360	0,994
MV08 (NG')	33,4	-0,639	0,947	23,1	-0,634	0,616	34	0,021	-0,655	0,991
MV09 (NG')	138,7	-0,209	0,640	156,1	-0,124	0,149	196	0,255	-0,380	0,992
SL01 (LA')	211,7	-0,275	0,779	221,9	-0,201	0,275	286	0,223	-0,424	0,993
SL02 (LG')	95,1	-0,346	0,916	90,0	-0,293	0,433	118	0,161	-0,454	0,997
SL03 (LG')	145,6	-0,291	0,919	141,6	-0,240	0,412	179	0,155	-0,396	0,999
SL04 (LG')	72,0	-0,442	0,923	61,1	-0,407	0,515	83	0,110	-0,518	0,993
SL05 (LG')	79,3	-0,390	0,922	73,0	-0,338	0,456	98	0,160	-0,499	0,996
SL06 (LG')	92,8	-0,446	0,947	76,9	-0,419	0,550	104	0,087	-0,506	0,995
SL07 (LG')	76,2	-0,446	0,930	63,4	-0,417	0,537	86	0,088	-0,506	0,993
SL08 (LG')	71,0	-0,636	0,919	67,5	-0,510	0,441	88	0,164	-0,746	0,998

MARANGON (2004) verificou que a reunião de dados segundo famílias com características em comum se mostrou adequada na tentativa de correlacionar os parâmetros do Módulo de Resiliência com os parâmetros da classificação MCT. As regressões estudadas pelo autor se mostraram muito mais dependentes dos parâmetros de classificação MCT que os parâmetros de caracterização tradicional. O autor apresentou modelos de estimativa dos parâmetros dos modelos composto, σ_d e σ_3 com base em 178 conjuntos de dados (amostras), perfazendo 3.382 dados referentes a 9 teses desenvolvidas em 3 diferentes instituições. Os coeficientes das regressões estão apresentados na Tabela 4.8, para solos de comportamento laterítico e na Tabela 4.9, para solos de comportamento não laterítico.

Tabela 4.8: Coeficientes de regressão obtidos para os parâmetros dos modelos de MR - solos de Comportamento Laterítico (MARANGON, 2004).

Modelos MR (MPa)		R ²	Coeficientes de regressão*					
			constante	c'	d'	Pi	h	pass
$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	k1	0,529	985,798	-86,704	-1,836	0,999	-24,73	-
	k2	0,342	0,433	-0,113	-0,001	-	-	-
	k3	0,391	0,235	-0,003	-0,025	-	-	-
$M_r = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	k1	0,464	660,316	-1,644	0,628	-19,045	-	-
	k2	0,472	0,529	-0,003	-0,021	-0,004	-	-
$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	k1	0,509	939,593	-94,427	-2,054	1,14	-23,046	-
	k2	0,506	0,643	-0,139	0	2	-0,013	-0,005

* c', d', Pi são parâmetros do método MCT, h é o teor de umidade (%) e pass é o % de solo que passa na #200.

Tabela 4.9: Coeficientes de regressão obtidos para os parâmetros dos modelos de MR - solos de Comportamento Não Laterítico (MARANGON, 2004).

Modelos MR (MPa)		R ²	Coeficientes de regressão*					
			constante	c'	d'	Pi	ME	pass
$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	k1	0,815	892,695	-481,927	5,3	-0,953	0,815	892,695
	k2	0,338	0,321	0,001	-0,004		0,338	0,321
	k3	0,651	-0,216	-0,565	0,004	0,022	0,651	-0,216
$M_r = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	k1	0,768	530,459	-263,592	3,061	-0,603	0,768	530,459
	k2	0,781	1,606	-0,633	0,006	-0,074	0,781	1,606
$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	k1	0,823	878,362	-493,023	5,215	-0,885	0,823	878,362
	k2	0,785	0,552	-0,575	0,005	-0,001	0,785	0,552

* c', d', Pi são parâmetros do método MCT, ME é a massa específica de moldagem em kN/m³, e pass é o % de solo que passa na #200.

4.4.2. Caracterização das lateritas pedregulhosas e solos lateríticos finos no método de dimensionamento proposto nesta tese

Os solos lateríticos são caracterizados no método de dimensionamento proposto nesta tese de forma semelhante aos materiais granulares, ou seja, por meio dos parâmetros: módulo de resiliência e coeficiente de Poisson. O comportamento elástico, da mesma forma, também pode ser considerado como linear ou não linear por meio dos modelos constitutivos descritos na Tabela 3.2.

Outras informações, como no caso dos materiais granulares, podem ser fornecidas apenas para constarem no relatório final de dimensionamento gerado pelo programa SisPav. Tais informações são relacionadas à identificação, classificação, densidade máxima, umidade ótima, energia de compactação e podem ser omitidas, pois não são utilizadas nos cálculos para o dimensionamento. A Figura 4.13 ilustra um exemplo de caracterização dos solos lateríticos na tela do programa SisPav.

Propriedades da camada

Camada selecionada -> 2

Material: Solo laterítico

Espessura (m): 0.3000

Coeficiente de Poisson: 0.350

Aderência na interface: 0.0000

Modelo constituinte (MPa)

3 - Elástico linear

Mr (MPa)	130.0000
----------	----------

Parâmetros

Identificação	ZM00A2
Classificação	MCT LG'
Umidade ótima (%)	16.3%
Massa específica (kg/m³)	1780
Energia de compactação	Intermediária
Grau de compactação (%)	95% (mín)

Valores sugeridos >> OK Cancel

Figura 4.13: Exemplo da tela para caracterização dos solos lateríticos do programa de dimensionamento SisPav desenvolvido nesta tese.

Os parâmetros resilientes das lateritas pedregulhosas ou dos solos lateríticos finos poderão ser inseridos livremente pelo projetista no programa. Nenhum modelo foi

definido para sugerir valores de módulo, dado que as regressões pesquisadas não apresentaram uma correlação forte. Entretanto, apenas para fins de anteprojeto, na falta de informações mais específicas, serão sugeridos os valores de módulo de resiliência de 130MPa e de coeficiente de Poisson de 0,35.

4.5. *Materiais estabilizados quimicamente*

O conceito de estabilização de materiais para pavimentação, resumindo as definições descritas em MARANGON (1992) e MACÊDO (2004), está ligado à melhoria das propriedades de resistência e expansibilidade dos solos para que sirva às necessidades da Pavimentação, por meio de métodos físicos, químicos ou físico-químicos, com o objetivo de melhor aproveitar os recursos disponíveis na região onde se pretende implantar o pavimento.

A estabilização dos materiais pode ser, basicamente, dos tipos: granulométrica, onde estudos em laboratório são desenvolvidos para melhorar a granulometria do solo com a adição de agregados ou areia; a química, onde se utiliza um agente químico estabilizador como cimento ou cal para conferir ao solo uma ação de cimentação entre as partículas e grãos; e a física, com a aplicação mecânica de uma energia para a compactação do solo.

Além desses tipos, a composição de dois ou mais tipos de estabilização são possíveis, como por exemplo, a compactação, que é genericamente utilizada conjuntamente a todos os outros tipos de estabilização.

Nesse ponto do estudo, apenas os solos estabilizados quimicamente serão estudados, uma vez que os materiais alterados com estabilização granulométrica ou física podem ser tratados como materiais granulares ou finos, siltsos e argilosos, anteriormente detalhados.

Sabe-se de longa data que tecnicamente todo solo pode ser melhorado pela adição de cimento, com exceção daqueles ricos em mica e húmus. Porém, pode-se afirmar que os solos arenosos de boa graduação e com plasticidade de média a baixa são os mais suscetíveis de serem estabilizados com cimento, pois requerem baixos teores de aditivo; enquanto que aqueles com elevada plasticidade são problemáticos já que exigem além de altos teores de cimento, enérgicos equipamentos misturadores (CERATTI, 1991).

A estabilização química pode modificar as propriedades do solo por meio de reações de cimentação entre os grãos e os produtos adicionados e, assim, resultar na formação de novos materiais. Segundo MACÊDO (2004), dentre os produtos químicos mais comumente empregados na estabilização de solos, ressalta-se o cimento, a cal, produtos de escórias de alto forno, cinza volante, materiais asfálticos, ácido fosfórico, cloretos de cálcio e de sódio, e ainda o sulfonato de lignina.

Dentre as diversas formas existentes para a estabilização de solos, a estabilização com cimento Portland é a que possui maior fonte de dados e de estudos relacionados às propriedades de resiliência e fadiga. Em função disso, dentre os materiais estabilizados, apenas os tratados com cimento Portland serão analisados nesta pesquisa.

Segundo PITTA (1997), os tipos de materiais estabilizados com cimento são: o solo cimento, o solo melhorado com cimento e a brita graduada tratada com cimento. Além desses tipos, é muito comum também em bases de pavimentos o concreto compactado a rolo – CCR (PITTA, 1984).

O solo-cimento é o produto endurecido resultante da cura úmida de uma mistura homogênea compactada de solo pulverizado, cimento e água que atende a características de qualidade (PITTA, 1997).

O solo melhorado com cimento possui características mecânicas e físicas inferiores às do solo-cimento, onde a adição do cimento busca melhorar os parâmetros relativos à plasticidade, variação volumétrica, capacidade portante e a sensibilidade à água, de forma a possibilitar o emprego do material em pavimentação (PITTA, 1997).

A brita graduada com cimento (*cement treated base*) é um material pétreo britado, enquadrado em faixas granulométricas estreitas e possui um teor de cimento suficiente para atender certos requisitos de resistência à compressão simples (PITTA, 1997).

O concreto compactado a rolo é um concreto de baixa trabalhabilidade, que permite compactação por rolos compressores e que contém um teor de cimento muito menor do que o usual em concretos empregados em pavimentação (PITTA, 1984).

4.5.1. O comportamento resiliente dos materiais estabilizados com cimento

O comportamento mecânico das camadas compostas por materiais estabilizados com cimento pode ser caracterizado pelo par módulo elástico de Young e coeficiente de Poisson (AYRES, 1997). Para estes materiais verifica-se a existência de um módulo de resiliência em tração diferente do módulo de compressão, bem como diferenças nos valores quanto ao tipo de ensaio executado (compressão diametral ou flexão alternada), conforme pode ser verificado com os resultados obtidos por CERATTI (1991).

MACÊDO (2004) afirma que para solos estabilizados com cimento, o módulo de resiliência de compressão pode ser representado por um valor constante, elástico linear ($M_R = E$), que geralmente é elevado quando comparado com os módulos de resiliência de britas e outros materiais granulares normalmente utilizados em bases de pavimentos asfálticos.

Estudos das características de rigidez de materiais estabilizados com cimento indicam que os módulos variam muito dependendo do tipo de solo, nível de tratamento, tempo de cura, teor de umidade e condições de ensaio. Sabe-se também da existência de correlações entre a rigidez de misturas cimentadas e vários parâmetros tais como resistência à compressão simples e à flexão (MONISMITH, 1992).

Após a adição do cimento, o solo melhorado pode ser considerado como um material granular ou fino com novas propriedades mecânicas e físicas, incluindo aí os parâmetros de resiliência. PITTA (1997) sugere valores típicos de módulos de resiliência lineares entre 1.000 e 2.500MPa e de coeficiente de Poisson entre 0,25 e 0,35.

CERATTI (1991) realizou ensaios de fadiga em amostras de solo-cimento, que possibilitou obter uma gama de valores para a resistência à tração e para o módulo de resiliência desse material. Os dados estão apresentados na Tabela 4.10.

MACÊDO (2004) ensaiou misturas de solo com cimento nos teores de 1%, 3%, 5% e 7% e obteve resultados de módulo de resiliência, após 28 dias de cura, variando de 381MPa a 4661MPa para diversas tensões de confinamento. Os solos utilizados foram classificados como lateríticos e saprolíticos oriundos, respectivamente, de duas jazidas de solos localizadas nas cidades de João Pessoa – PB e Recife – PE.

Tabela 4.10: Gama de valores de módulo de resiliência de misturas de solo-cimento (CERATTI, 1991).

Amostra	Localização e descrição	Teor de cimento	Resistência à tração (MPa)	Módulo de resiliência (MPa)
1	Jazida de Guararema, SP Saprolito de gnaiss róseo	6%	1,07	8.344 a 11.385
5	Entroncamento SP310/SP326, acima da linha de seixos, vermelho	8%	0,92	7.716 a 9.467
6	Mesmo perfil da AM5, abaixo da linha de seixos, residual de arenito, vermelho	8%	0,60	5.139 a 6.399

Para as misturas de solo-cimento, com teores de cimento entre 5% a 10%, PITTA (1997) sugere valores típicos de módulos de elasticidade lineares entre 2.000 e 6.000MPa e de coeficiente de Poisson entre 0,20 e 0,35.

A Norma Técnica de Pavimentação “IP-08 Análise mecanicista à fadiga de estruturas de pavimento” da Secretaria de Infra-estrutura urbana da cidade de São Paulo sugere a faixa de valores de 5.000 a 15.000MPa para o módulo de resiliência de bases de brita graduada tratada com cimento (BGTC). O coeficiente de Poisson sugerido é de 0,20 a 0,25.

PITTA (1997) também apresenta valores típicos para o módulo de deformação elástica de britas graduadas tratadas com cimento. Os valores variam de 4.000 a 10.000MPa e o coeficiente de Poisson entre 0,20 e 0,35.

TRICHÊS (1994) apresenta resultados de laboratório sobre a caracterização mecânica de misturas cimentadas, tipo CCR, para serem empregadas em pavimentação. Segundo as análises do referido autor, o consumo de cimento foi a variável mais importante na definição do módulo de deformação elástica. Dentre os diversos modelos estudados pelo autor para estimar o valor do módulo, dois deles, baseados em parâmetros da mistura ou sua resistência à compressão simples, estão apresentados nas expressões (4.41) e (4.42).

$$E = 0,216 \cdot CCi + 3,767 \cdot MF + 0,061 \cdot En - 4,435 \cdot CCi^2 - 26,410 \quad (4.41)$$

$$R^2 = 0,956; S_d = 1,614$$

$$E = 23,525 \cdot \log(f_{ct,28}) - 6,337$$

$$R^2 = 0,944; S_d = 1,776$$
(4.42)

onde:

- E é o módulo de deformação elástica do CCR, em GPa;
- $f_{ct,28}$ é a resistência à tração na flexão, aos 28 dias, em MPa;
- CCi é o consumo de cimento em kg/m³;
- MF é o módulo de finura em %; e
- En é a energia de compactação em kg.cm/cm³.

PITTA (1984) sugere valores entre 6.000 a 35.000MPa como típicos do módulo de deformação elástica para a camada de concreto cimento rolado.

A resistência à compressão simples aos 28 dias é um outro parâmetro mecânico utilizado para caracterizar os materiais estabilizados com cimento. Segundo RODRIGUES (1998) a experiência britânica do TRRL indica que para um pavimento não apresentar uma vida de serviço curta, a resistência à compressão simples aos 28 dias deve ser superior a 3,5MPa, para estes materiais.

O LEDFAA, programa de dimensionamento de pavimentos de aeroportos descrito no Capítulo 2, considera três tipos de especificações para materiais estabilizados com cimento. O primeiro tipo é o solo-cimento (*soil cement base*), com módulo de resiliência constante e igual a 1.725MPa; o segundo tipo é a brita graduada tratada com cimento (*cement treated base*), com módulo igual a 3.500MPa; e o terceiro é a camada de concreto pobre ou rolado (*econocrete*) com módulo igual a 4.825MPa. Para os três tipos de materiais o LEDFAA considera o coeficiente de Poisson constante e igual a 0,20 (FAA, 2005).

Também se pode representar o comportamento mecânico de materiais cimentados por meio de um modelo em que o valor do módulo de deformação elástica diminui à medida que progridem os danos devidos às repetições da carga do tráfego, tais como o trincamento por fadiga (AYRES, 1997).

AYRES (1997) selecionou uma função do tipo sigmoidal dependente do dano de fadiga acumulado na camada estabilizada para representar a tendência de redução do

valor do módulo. A função, apresentada na expressão (4.43) e no gráfico da Figura 4.14, é disponibilizada como opção de uso no programa AYMA, e também no programa PAVE (FRANCO, 2000). O modelo utiliza dois módulos limites, sendo o limite superior equivalente ao módulo da camada recém-construída e sem trincas e o limite inferior equivalente ao módulo da camada totalmente trincada.

$$E_i = E_{min} + \frac{E_{max} - E_{min}}{1 + e^{-4+14 \cdot D_i}} \quad (4.43)$$

onde:

- E_{max} e E_{min} são os limites inferior e superior dos módulos;
- E_i é o módulo da camada cimentada no período i ;
- D_i é o consumo de vida de fadiga acumulado no mês i .

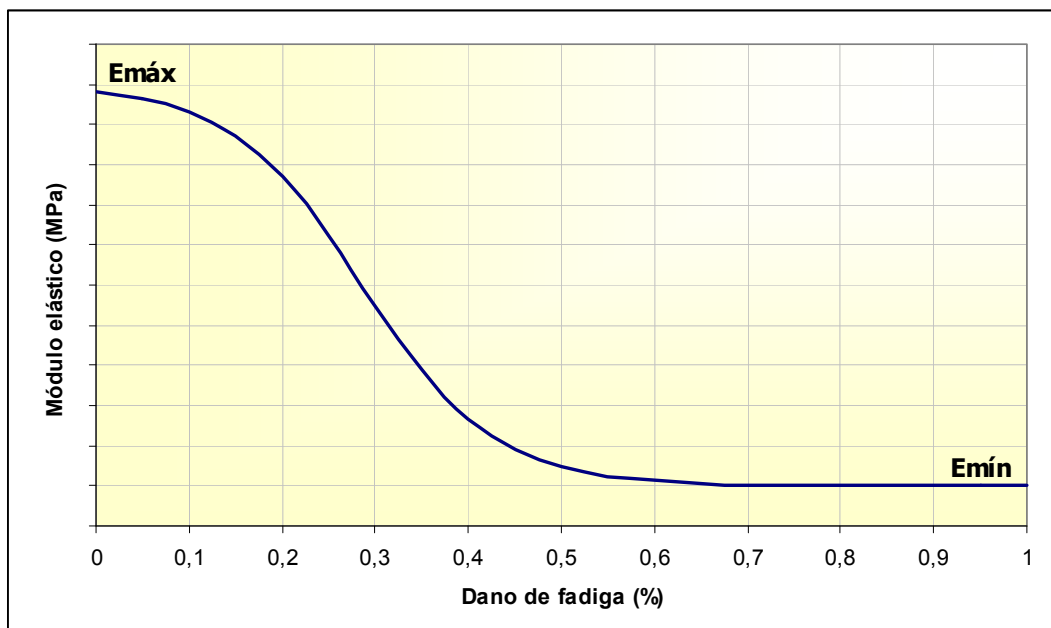


Figura 4.14: Relação sigmoide entre o módulo elástico de camadas cimentadas e o dano de fadiga (AYRES, 1997).

Embora a literatura técnica indique um comportamento elástico linear para os materiais estabilizados, TRINDADE *et al.* (2003) mostraram que o módulo de resiliência de solos arenosos e argilosos estabilizados com cimento variou para diferentes níveis de tensão aplicados durante os ensaios triaxiais de cargas repetidas. O solo argiloso utilizado pelos autores foi caracterizado como um Latossolo vermelho-amarelo, contendo 54% de argila, e o arenoso como um solo Saprolítico, com 75% de

fração de areia. Os módulos de resiliência obtidos pelos autores estão descritos na Tabela 4.11.

Tabela 4.11: Modelos constitutivos do comportamento resiliente de solos-cimento observados por TRINDADE *et al.* (2003).

Material	Modelo	Teor de cimento	Umidade	k_1	k_2
Solo argiloso	$M_r = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	11%	Ótima -2%	20.836	-0,3065
			Ótima	38.364	-0,4505
			Ótima +2%	35.757	-0,5146
Solo arenoso	$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	5%	Ótima -2%	488	0,3691
			Ótima	408	0,3823
			Ótima +2%	100	0,6572

Obs.: M_R em MPa; σ_d e σ_3 em kPa.

4.5.2. Caracterização dos materiais estabilizados com cimento no método de dimensionamento proposto nesta tese

Os materiais estabilizados com cimento poderão ser caracterizados no método de dimensionamento desenvolvido nesta tese tanto conforme a função do tipo sigmoideal dependente do consumo de vida de fadiga, descrita por AYRES (1997), quanto pelo módulo elástico linear constante. Os parâmetros necessários para que o programa SisPav, desenvolvido nesta tese, funcione corretamente são: módulo de resiliência, resistência à tração aos 28 dias e coeficiente de Poisson.

Informações adicionais podem ser fornecidas para constarem no relatório final de dimensionamento. Tais informações são relacionadas à identificação do material, teor de cimento, densidade máxima, umidade ótima, energia de compactação e podem ser omitidas, pois não são utilizadas nos cálculos para o dimensionamento. A Figura 4.15 ilustra um exemplo da tela do programa SisPav que permite a caracterização dos materiais estabilizados com cimento.

Os parâmetros de resiliência que são sugeridos no método proposto nesta tese, para fins de anteprojeto, estão apresentados na Tabela 4.12 e foram baseados nos valores típicos indicados por PITTA (1984 e 1997). Tais valores poderão ser modificados pelo projetista quando esse possuir dados mais confiáveis.

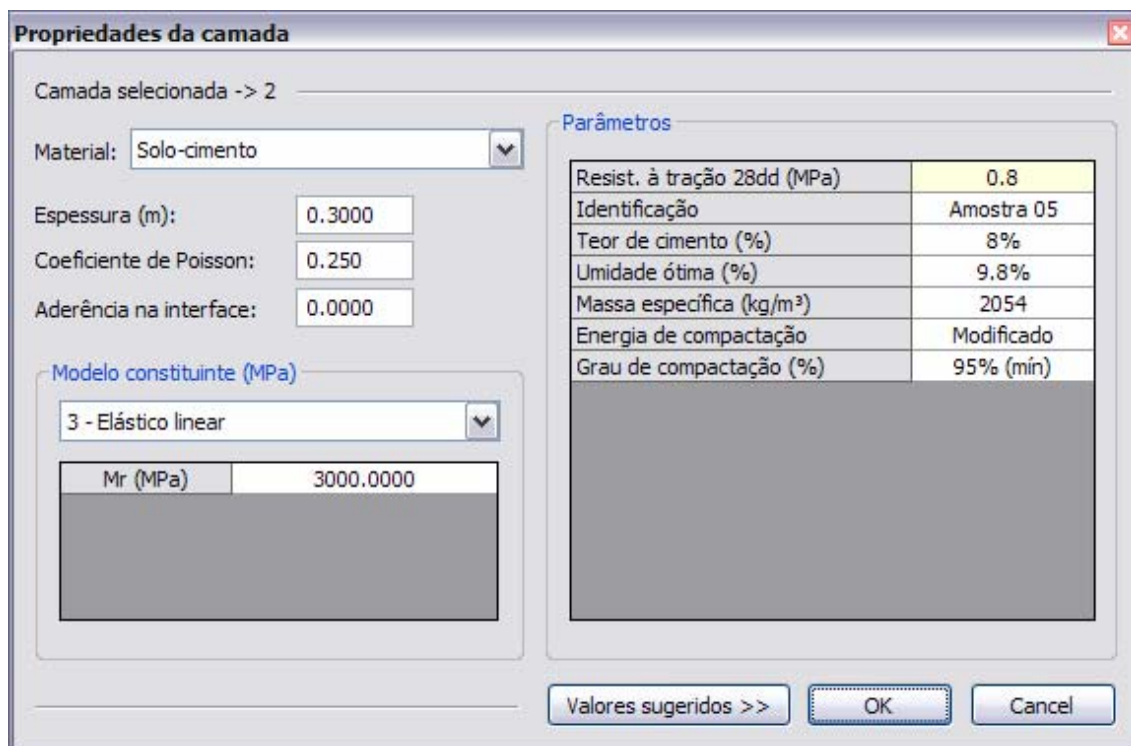


Figura 4.15: Exemplo da tela para caracterização dos materiais estabilizados com cimento do programa de dimensionamento SisPav desenvolvido nesta tese.

Tabela 4.12: Parâmetros sugeridos pelo método de dimensionamento desenvolvido nesta tese para misturas estabilizadas com cimento.

Material	Modelo	Resistência à tração 28dias (MPa)	Módulo de Resiliência (MPa)	Coeficiente de Poisson
Solo melhorado com cimento	Elástico linear	-	1.500	0,30
Solo-cimento	Elástico linear	0,8	3.000	0,25
Brita graduada tratada com cimento	Elástico linear	1,2	5.000	0,25
Concreto compactado a rolo	Elástico linear	1,5	7.500	0,25

Capítulo 5

Influência do meio físico

Os pavimentos não estão sujeitos somente às ações das cargas do tráfego. O meio físico à sua volta também exerce influência sobre sua vida útil, e, portanto, não deve ser desprezado (FRANCO, 2000). As ações do clima e do tráfego em conjunto constituem os principais fatores que impõem uma vida útil limitada aos pavimentos (MEDINA, 1997).

A consideração da variação climática no desempenho de um pavimento não pode ser desprezada, uma vez que o clima afeta diretamente o comportamento mecânico de alguns materiais que compõem a estrutura, especialmente a camada de revestimento e o subleito. Menor ênfase pode ser dirigida ao fenômeno do congelamento e degelo das camadas da estrutura, pois essa ocorrência não é comum no país (FRANCO, 2000).

Segundo MOTTA (1991), o clima é um dos fatores que mais afetam o desempenho de um pavimento. Representado por seus elementos básicos, temperatura do ar e precipitação, o clima influencia os pavimentos por diversos mecanismos, tais como a intemperização dos materiais, a alteração dos módulos resilientes ou ainda a alteração das umidades de equilíbrio.

A temperatura do ar atua diretamente nas propriedades resilientes dos materiais asfálticos devido à natureza viscosa dos ligantes asfálticos. Essa influência da temperatura, no entanto, não é muito observada nos demais materiais utilizados em pavimentação.

A precipitação age no sentido de aumentar a umidade nas camadas inferiores do pavimento. A alteração da umidade dos materiais de pavimentação pode significar uma variação no comportamento resiliente. No revestimento asfáltico não se considera a alteração da umidade, mas sim, a colaboração da ação da água no efeito da intemperização da mistura asfáltica.

A umidade e a temperatura são as duas variáveis ambientais que podem significativamente afetar as propriedades das camadas e do subleito do pavimento e, assim, conseqüentemente, afetar a capacidade da estrutura de suportar o carregamento imposto pelo tráfego. Alguns dos efeitos ambientais em materiais de pavimentação,

resumidos de NCHRP (2004), são listados abaixo, excluindo-se os efeitos ligados ao congelamento da água na estrutura do pavimento que não se aplicam no caso brasileiro:

- Os materiais asfálticos apresentam variação nos valores de módulo em função da temperatura. Os valores podem variar de 14.000 a 21.000 MPa ou mais, durante os meses frios do inverno, a cerca de 700 MPa ou menos, nos meses quentes do verão (no caso dos Estados Unidos).
- Quanto mais elevado for o índice de umidade nos materiais não estabilizados, como solos, agregados ou mistura dos dois, mais baixo será o seu módulo. A umidade apresenta dois efeitos separados: o primeiro efeito pode afetar o estado de tensões, devido à sucção ou à pressão neutra da água. Os materiais granulares podem exibir mais do que um aumento de 5 vezes no módulo. Os módulos dos solos argilosos são afetados pela interação argila-água-eletrólito, que é razoavelmente complexa. O segundo efeito pode afetar a estrutura do solo com a destruição da cimentação entre partículas dos materiais.
- Os materiais estabilizados com algum tipo de ligante, como o asfalto ou cimento, não são afetados diretamente pela presença da umidade. No entanto, a umidade excessiva pode conduzir a um desgaste em misturas asfálticas ou pode ter efeitos a longo prazo na integridade estrutural de materiais estabilizados com cimento.
- Os materiais estabilizados com cimento podem também ter sua estrutura danificada durante o ciclo molhagem-secagem refletindo na redução do módulo e no aumento de deflexões.

Todo o dano considerado no Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) é afetado pelos fatores ambientais em algum grau. Conseqüentemente, as flutuações, diurnas e sazonais nos perfis de umidade e de temperatura na estrutura do pavimento, causadas por mudanças no nível do lençol da água, por precipitação e infiltração, por ciclos molhagem-secagem, e por outros fatores externos são modeladas de maneira muito detalhada no procedimento de projeto mecanístico-empírico da AASHTO.

O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) utiliza um modelo climático integrado que simula mudanças no comportamento e nas características da estrutura do pavimento e no subleito devido às alterações nas condições climáticas ao longo de

vários anos de serviço. O modelo consiste dos seguintes componentes: um modelo climático-material-estrutural; um modelo para estimar os esforços relacionados aos ciclos de congelamento e degelo; e um modelo de infiltração e drenagem.

Em função das características regionais utilizadas no desenvolvimento do modelo climático do Guia de Projeto da AASHTO ele não foi aproveitado no método de dimensionamento desenvolvido nesta tese. O procedimento implementado baseia-se apenas na influência da temperatura e da umidade nos pavimentos.

Os mecanismos de influência do clima nos pavimentos serão apresentados a seguir de forma separada em influência da temperatura e da umidade, para uma melhor compreensão.

5.1. *Influência da temperatura*

Pela natureza viscosa dos materiais asfálticos, as temperaturas do ambiente e a do pavimento influenciam diretamente nas suas propriedades resilientes. Dessa forma, as misturas asfálticas acabam por ter um comportamento mecânico termo-visco-elasto-plástico, o que significa que as curvas ‘tensão versus deformação’ desses materiais variam, também, com a temperatura.

Diversas pesquisas no sentido de avaliar a influência do clima sobre os pavimentos asfálticos foram desenvolvidas no Brasil, tais como, PREVITERA (1974), MOTTA (1979), entre outros.

PREVITERA (1974) mostra que, no Brasil, o amolecimento do revestimento asfáltico ocorre devido às altas temperaturas do ar e à grande absorção de radiação solar. Esse amolecimento ocasiona maiores deformações elásticas e plásticas dos pavimentos asfálticos sob a ação das cargas. Por meio de simulações com o programa FEPAVE, o referido autor mostrou esta influência. A deformação resiliente estimada para certas condições de clima de algumas cidades brasileiras, no centro da carga, chegou a ser três vezes maior no verão que no inverno.

Segundo MEDINA e MOTTA (2005), o aumento da temperatura reflete-se de várias formas na vida de fadiga da camada asfáltica (ver Figura 5.1). Uma delas é a redução do valor do módulo de resiliência (MR) que aumenta as deformações de tração geradas na base da camada; outra forma é a redução da resistência à tração (RT); e ainda há o efeito do envelhecimento do ligante asfáltico que enrijece a mistura asfáltica. A

influência na vida de fadiga pode ser verificada, por exemplo, a partir da observação dos resultados de ensaios realizados por PREUSSLER (1983) e PINTO (1991), esse último apresentado no gráfico da Figura 5.2.

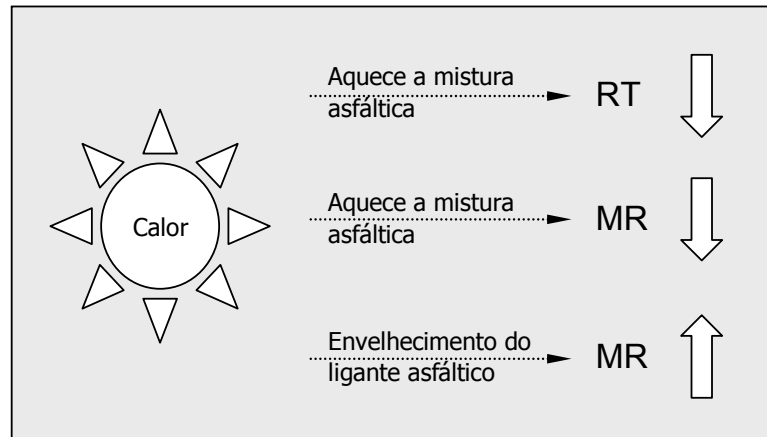


Figura 5.1: Influência da temperatura nas características da mistura asfáltica.

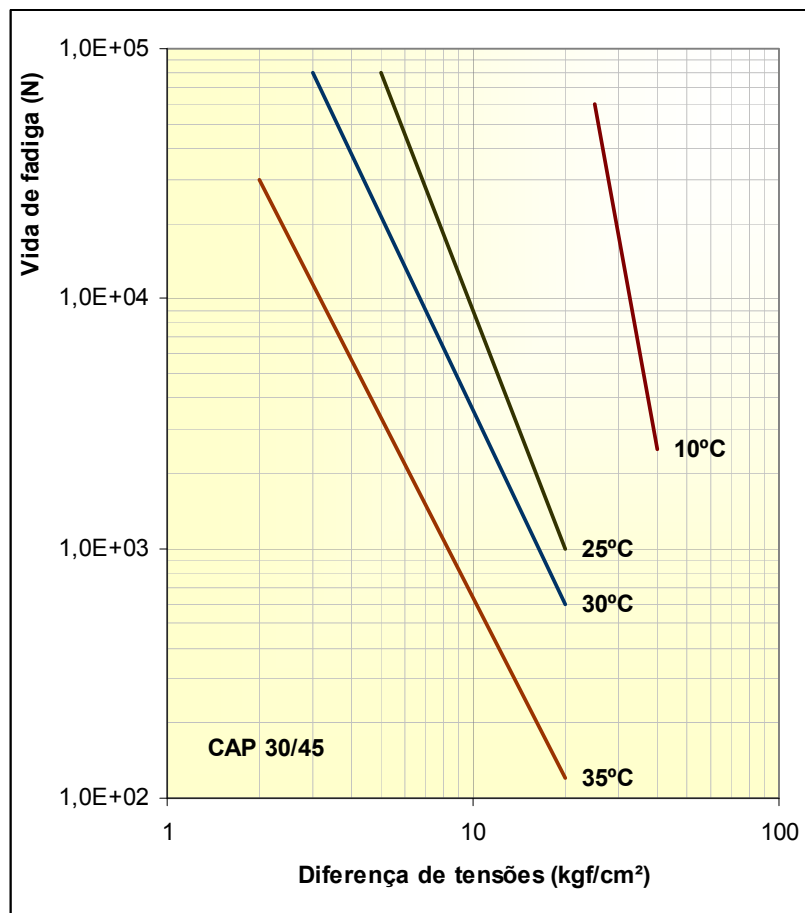


Figura 5.2: Exemplo da influência da temperatura na vida de fadiga de uma mistura asfáltica (PINTO, 1991).

Os revestimentos asfálticos absorvem muito calor por serem corpos negros. É de se esperar que, em dias quentes, as temperaturas da superfície e no interior de um pavimento asfáltico sejam elevadas. MOTTA (1979) fez medições de temperatura superiores a 70°C na superfície de um pavimento asfáltico em dias quentes no Rio de Janeiro.

A quantidade de calor que os pavimentos absorvem depende da quantidade de radiação solar incidente, que, por sua vez, é função de três fatores principais: período do ano, período do dia e a latitude do local e de outros fatores como nebulosidade e a altitude do local. Em regra geral, à medida que a latitude aumenta, a quantidade de radiação solar diminui (MOTTA, 1991).

A temperatura ao longo do perfil do pavimento se altera, podendo ser maior ou menor que a temperatura da superfície, dependendo dos fatores climáticos externos e da hora do dia. O gradiente de temperaturas gerado ao longo da profundidade do revestimento asfáltico induz um comportamento diferencial à deformação permanente.

As temperaturas médias no interior do pavimento são determinadas a partir de modelos matemáticos baseados nas temperaturas médias mensais do ar. A Tabela 5.1 apresenta dados de temperaturas médias mensais do ar obtidos a partir das Normais Climatológicas (BRASIL, 1992).

Em virtude da posição geográfica do Brasil, região tropical, as variações das temperaturas médias mensais do ar ao longo do ano são muito pequenas em relação à média anual. Este fato pode ser observado na Tabela 5.1, onde, com exceção das capitais Curitiba, São Paulo, Porto Alegre e Florianópolis que estão situadas nas maiores latitudes, os desvios padrões das médias das temperaturas são inferiores a 2°C (FRANCO, 2000).

O Brasil, em geral, importa as metodologias de estudo e projeto de pavimentos dos EUA. Comparando o clima dos EUA com o clima no Brasil, sabe-se que, em grande parte do território americano, pelas altas latitudes, a variação das temperaturas médias mensais são superiores às variações brasileiras, além das temperaturas mínimas absolutas serem inferiores às mínimas brasileiras e ainda com ocorrência de gelo.

Tabela 5.1: Temperaturas médias mensais de 30 anos de observação (1961-1990) das capitais brasileiras em °C (BRASIL, 1992).

	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.	Média	Desvio Padrão*
Curitiba	19,6	19,9	19,0	16,7	14,6	12,2	12,8	14,0	15,0	16,5	18,2	19,3	16,5	2,7
São Paulo	22,1	22,4	21,7	19,7	17,6	16,5	15,8	17,1	17,8	19,0	20,3	21,1	19,3	2,3
Porto Alegre	24,6	24,7	23,1	20,1	16,8	14,3	14,5	15,3	16,8	19,2	21,3	23,2	19,5	3,9
Florianópolis	24,3	24,7	23,7	21,4	18,5	16,7	16,3	16,9	17,5	19,6	21,5	22,5	20,3	3,1
Belo Horizonte	22,8	23,2	23,0	21,1	19,8	18,5	18,1	19,0	21,0	21,9	22,2	22,2	21,1	1,8
Brasília	21,6	21,8	22,0	21,4	20,2	19,1	19,1	21,2	22,5	22,1	21,7	21,5	21,2	1,1
Campo Grande	24,4	24,4	24,0	23,1	20,4	19,1	19,3	21,8	22,6	24,1	24,3	24,3	22,7	2,0
Goiânia	23,8	23,8	23,9	23,6	22,1	20,8	20,8	22,9	24,6	24,6	24,0	23,5	23,2	1,3
Rio de Janeiro	26,2	26,5	26,0	24,5	23,0	21,5	21,3	21,8	21,8	22,8	24,2	25,2	23,7	1,9
Vitória	26,3	26,9	26,5	25,2	23,7	22,5	21,7	22,2	22,6	23,5	24,4	25,4	24,2	1,8
Maceió	26,2	26,3	25,3	25,9	25,1	24,3	23,7	23,5	23,9	24,1	24,4	24,8	24,8	1,0
Mossoró	26,8	25,0	27,3	27,3	27,0	26,7	26,5	27,1	27,7	28,1	28,3	28,7	27,2	1,0
Rio Branco	25,5	25,4	25,5	25,3	24,5	23,2	23,4	24,3	25,2	25,7	25,7	25,6	24,9	0,9
Porto Velho	25,0	25,5	25,7	25,5	24,9	23,5	24,0	25,0	25,6	25,8	25,7	25,5	25,1	0,7
Salvador	26,5	26,6	26,7	25,2	25,2	24,3	23,6	23,7	24,2	25,0	25,5	26,0	25,2	1,1
Recife	26,6	26,6	26,5	25,9	25,2	24,5	24,0	23,9	24,6	25,5	25,9	26,3	25,5	1,0
Cuiabá	26,7	25,3	26,5	26,1	24,6	23,5	22,0	24,7	26,6	27,4	27,2	26,6	25,6	1,6
Aracaju	27,0	27,1	27,2	26,8	26,0	25,1	24,6	24,5	25,1	25,9	26,1	26,4	26,0	1,0
Belém	26,6	24,5	25,5	26,7	25,9	25,9	25,8	26,0	26,1	26,4	26,4	26,1	26,0	0,6
João Pessoa	25,8	25,2	28,2	25,5	27,0	26,2	23,7	25,4	27,5	27,7	27,0	24,1	26,1	1,4
Porto Nacional	25,5	25,5	25,6	26,0	26,2	25,5	25,5	27,0	28,0	26,8	26,2	25,8	26,1	0,8
São Luiz	26,1	25,7	25,8	25,8	25,9	25,9	25,7	26,0	26,4	26,6	27,0	26,8	26,1	0,4
Macapá	26,0	25,7	25,7	25,9	26,1	26,2	26,1	26,8	27,5	27,9	27,7	27,0	26,6	0,8
Fortaleza	27,3	26,7	26,3	26,5	26,3	25,9	25,7	26,1	26,6	27,0	27,2	27,3	26,6	0,5
Manaus	26,1	26,0	26,1	26,3	26,3	26,4	26,5	27,0	27,5	27,6	27,3	26,7	26,7	0,6

* Desvio padrão da média das temperaturas médias mensais do ar

O conhecimento do perfil das temperaturas no interior do pavimento em relação às condições do ambiente externo é fundamental para o dimensionamento da estrutura, pois o comportamento resiliente dos materiais, principalmente os asfálticos, é dependente da temperatura.

MOTTA (1991) cita um dos primeiros estudos de avaliação de temperaturas no pavimento, que foi o trabalho de BARBER⁹ (1957). Neste estudo foi desenvolvido um modelo que permite estimar as temperaturas máximas em revestimentos com base em

⁹ BARBER, E.S., 1957, Calculation of maximum pavement temperatures from weather reports, Boletim nº 168, HRB

dados meteorológicos e de uma equação de transferência de calor. O modelo de Barber, apresentado na expressão (5.1), considera o pavimento como um meio homogêneo e semi-infinito.

$$T = T_m + T_v \cdot \left[\frac{H \cdot e^{-x \cdot C}}{\sqrt{(H + C)^2 + C^2}} \right] \cdot \text{sen} \left[0,262 \cdot t - x \cdot C - a \tan \left(\frac{C}{H + C} \right) \right] \quad (5.1)$$

onde:

- T é a temperatura do revestimento na profundidade x , em °C;
- T_m é a temperatura média efetiva do ar junto à superfície, em °C;
- T_v é a variação máxima da temperatura do ar em relação à média, em °C;
- t é o tempo a partir do início de um ciclo, em horas;
- x é a profundidade, em m;
- h é o coeficiente de transmissão térmica, em J/(m².h.°C);
- k é a condutividade térmica, em J/(m.h.°C);
- $H = h / k$;
- $C = \sqrt{\frac{0.131}{a}}$;
- a é a difusividade térmica, $a = k / (c \cdot w)$;
- c é a capacidade calorífica específica, em J/(kg .°C) e
- w é a massa específica, em kg/m³.

Os modelos que AYRES (1997) utiliza em seu programa para estimar a temperatura no revestimento asfáltico foram desenvolvidos por Witczak, equações (5.2) e (5.3). Esses modelos estimam a temperatura média mensal e o desvio padrão dessa temperatura a uma determinada profundidade do revestimento a partir da temperatura média mensal do ar, assumindo uma distribuição normal de temperaturas mensais no pavimento para uma determinada profundidade.

$$MMPT = MMAT \cdot \left(1 + \frac{1}{z+4} \right) - \frac{34}{z+4} + 6 \quad (5.2)$$

$$SD_{MMPT} = \frac{3,896 - 0,03908 \cdot z}{1 - 0,03982 \cdot z - 0,412422 \cdot \log_{10}(MMPT) + 0,0417 \cdot \log_{10}(MMPT)} \quad (5.3)$$

onde:

- $MMPT$ é a Temperatura média mensal do pavimento na profundidade z em, °F;
- $MMAT$ é a Temperatura média mensal do ar, em °F;
- SD_{MMPT} é o Desvio padrão da temperatura do pavimento, em °F; e
- z é a Profundidade na camada asfáltica do pavimento onde se quer conhecer a temperatura, em polegadas.

MOTTA (1979) realizou medições em um painel experimental situado na Ilha do Fundão no Rio de Janeiro, onde foram coletadas temperaturas do ar e do revestimento durante um ano. Com base nesses dados experimentais, foram desenvolvidos vários modelos de estimativa da temperatura do pavimento em função das temperaturas do ar e da superfície do revestimento. RODRIGUES (1998) analisou esses diversos modelos e desenvolveu um único modelo de previsão, que está apresentado na expressão (5.4).

O modelo de Rodrigues estima a temperatura em uma profundidade do revestimento em função das temperaturas do ar e da superfície do revestimento, diferentemente do modelo de Witczak que estima a média mensal desta temperatura e seu desvio padrão para uma temperatura média mensal do ar.

$$T(x) = T_{sup} + (T_{sup} - T_{ar}) \cdot [1 - \exp(0,06855 - 0,002633 \cdot x) \cdot x] \quad (5.4)$$

onde:

- $T(x)$ é a temperatura na profundidade x do pavimento, em °C;
- T_{sup} é a temperatura da superfície do pavimento, em °C;
- T_{ar} é a temperatura do ar, em °C; e
- x é a profundidade no revestimento asfáltico onde se quer conhecer a temperatura, em cm.

O programa PAVE (FRANCO, 2000), o programa AYMA (AYRES, 1997) e, ainda, o Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) incorporam os modelos de Witczak para estimar a temperatura no interior do pavimento. Os programas citados subdividem os períodos de análise (mensais, por exemplo) em sub-períodos ou subestações e em cada uma delas a temperatura no interior da camada é calculada com base em uma frequência de distribuição de temperaturas no interior do pavimento. Com isso, é possível estimar os parâmetros de resiliência da camada asfáltica considerando a influência do ambiente, conforme a distribuição ilustrada na Figura 5.3 e o algoritmo representado no fluxograma da Figura 5.4. Em cada um destes sub-períodos da análise aplica-se o tráfego proporcional ao movimento previsto para o sub-período em análise.

A divisão do período de análise em sub-períodos permite avaliar o efeito da variação das temperaturas médias do ar no comportamento resiliente das misturas asfálticas e, assim, considerar também o envelhecimento do ligante asfáltico.

As distribuições de probabilidades (Z) utilizadas para definir o espectro de temperaturas em um sub-período são iguais a -1,2816; -0,5244; 0,000; 0,5244 e 1,2816, correspondentes às frequências de 10%, 30%, 50%, 70% e 90% em uma distribuição Normal, como pode ser observado na Figura 5.3.

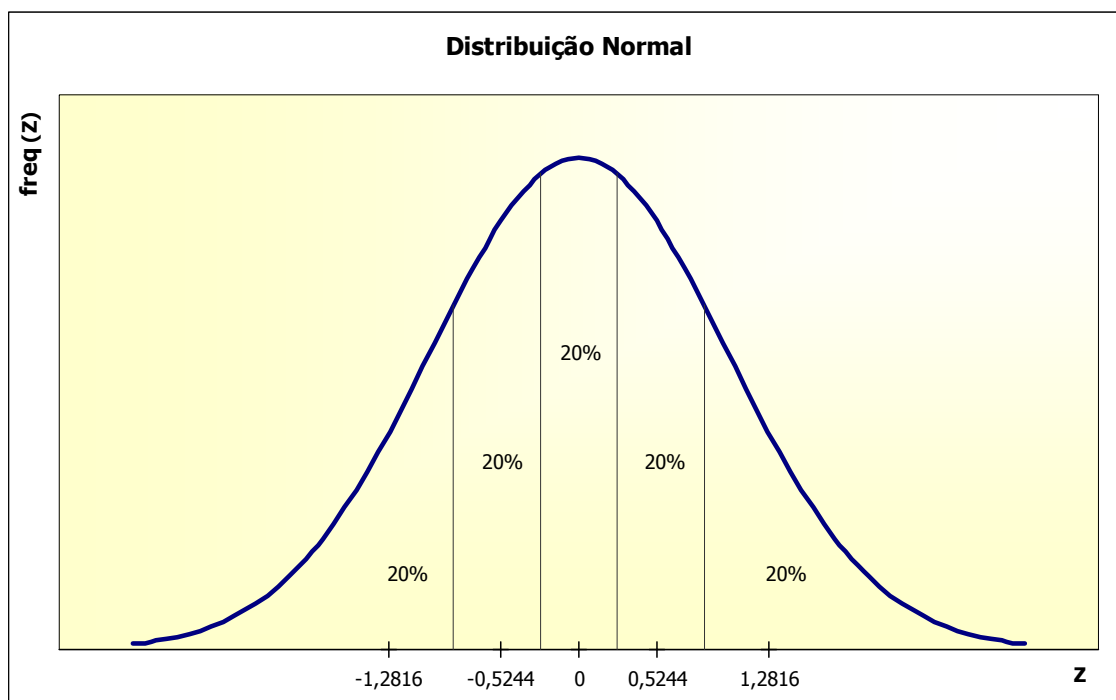


Figura 5.3: Distribuição de frequências de temperaturas no interior do pavimento (AYRES, 1997).

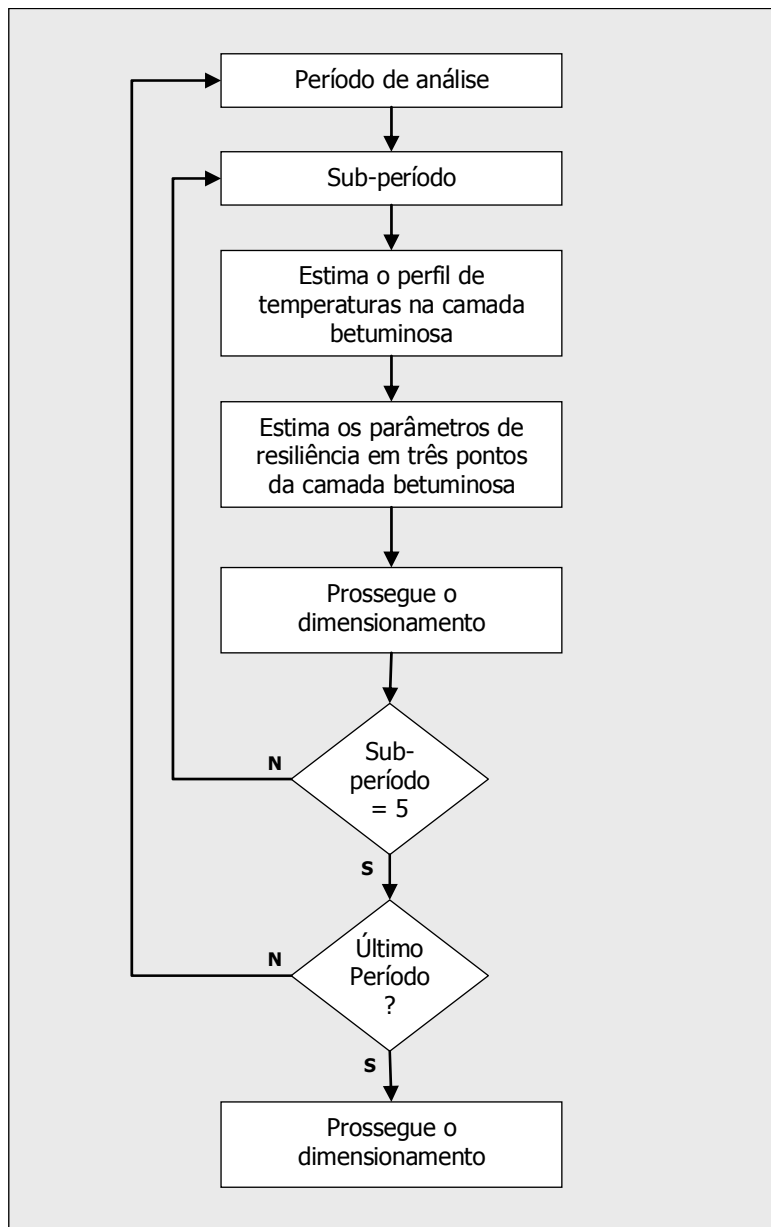


Figura 5.4: Fluxograma do cálculo do módulo de resiliência da camada asfáltica utilizado no programa PAVE (FRANCO, 2000).

5.2. *Influência da variação de umidade*

A umidade das camadas do pavimento pode variar em função de diversos fatores, dentre os quais se destacam: a infiltração de água de chuva pelas trincas do pavimento ou pelos acostamentos sem revestimento; a variação do nível do lençol freático; ou, ainda, a transferência de umidade entre as camadas devido às variações de temperatura.

Diretamente relacionada à umidade, a sucção também influencia no comportamento resiliente dos materiais. MOTTA (1991) cita os estudos de Shackel em

1973, o qual constata que a sucção, que está diretamente ligada ao potencial de água total no solo, diminui com o aumento do número de repetição de cargas em ensaios dinâmicos, para uma determinada combinação de densidade e saturação. As deformações axiais resiliente e permanente decrescem rapidamente com o aumento da sucção, para um determinado grau de saturação na moldagem dos corpos-de-prova e, com isso, o módulo de resiliência aumenta com o crescimento da sucção.

Estudos brasileiros recentes mostram esta influência positiva da sucção no valor do módulo de resiliência, com repercussão favorável na vida útil dos pavimentos já que, na maior parte do tempo, as camadas estão trabalhando sob condição parcialmente saturada e, portanto com presença de sucção.

No Brasil são incomuns o fenômeno do congelamento e o conseqüentemente descongelamento da água existente nos vazios do solo, ao contrário do que ocorre em países de climas frios, como os EUA. Porém o método utilizado no Brasil para dimensionamento de estruturas de pavimentos e escolha de materiais para base e sub-base é baseado no ensaio de CBR onde os corpos-de-prova ficam embebidos por quatro dias. Esta condição representa as condições rigorosas do clima frio presente nos EUA, onde o descongelamento induz uma saturação das camadas e do subleito do pavimento.

A utilização desse método em projetos de pavimentos pode levar a um “superdimensionamento” da estrutura, quanto ao afundamento ou à deformação permanente, uma vez que as camadas do pavimento, quando bem construídas, não atingem a condição saturada, pois a umidade se estabiliza próxima da umidade de compactação. Porém muitas vezes esse “superdimensionamento” em relação à proteção do subleito não corresponde a um aumento de vida de fadiga e, por isso, muitas vezes a ruptura precoce do pavimento ocorre por esse aspecto (MOTTA, 1991).

Os efeitos da umidade e da sucção podem alterar o comportamento mecânico da estrutura do pavimento uma vez que as características dos materiais não estabilizados com cimento ou asfalto são sensíveis a esta variação. Esta afirmação pode ser comprovada por meio das pesquisas realizadas que avaliaram esta influência em materiais granulares e nos solos finos.

Segundo LEKARP *et al.* (2000a), o teor de umidade de saturação da maioria dos materiais granulares não tratados afeta as características da resposta resiliente tanto no

laboratório quanto nas condições de campo. SMITH e NAIR¹⁰ (1973), VUONG⁵ (1992), *apud* LEKARP *et al.* (2000a), citam que, geralmente, a resposta resiliente de materiais granulares secos ou parcialmente saturados é similar, mas quando a saturação completa é alcançada o comportamento pode ser afetado significativamente.

Pesquisadores como HAYNES e YODER (1963), HICKS e MONISMITH (1971), DAWSON *et al.* (1996), que estudaram o comportamento de materiais granulares em altos níveis de saturação, reportaram uma notável dependência do módulo de resiliência com o teor de umidade, com o valor do módulo diminuindo com o aumento do nível de saturação. HAYNES e YODER (1963), por exemplo, observaram uma diminuição de 50% no valor do módulo de resiliência em cascalhos com um aumento do nível de saturação de 70% para 97%.

HICKS e MONISMITH (1971) mostraram que o valor do módulo de resiliência diminui constantemente quando o teor de umidade aumenta acima do seu valor ótimo. Materiais granulares saturados desenvolvem excesso de poro-pressão sobre carregamento repetido. Quando se desenvolvem poro-pressões, as tensões efetivas no material diminuem com uma conseqüente redução na resistência ao cisalhamento e na rigidez do material.

Pode ser questionado que não é o grau de saturação que influencia o comportamento do material, mas a resposta do comportamento da poro-pressão. MITRY¹¹ (1964), SEED¹² *et al.* (1967), *apud* LEKARP *et al.* (2000a), e HICKS (1970) comentam que a diminuição do valor do módulo de resiliência devido à saturação é obtida somente com análise baseada nas tensões totais. Analogamente, PAPPIN¹³ (1979 *apud* LEKARP *et al.* 2000a), observou que se os resultados de ensaios forem analisados com base nas tensões efetivas, o valor do módulo de resiliência permanece aproximadamente constante.

¹⁰ SMITH, W.S., e NAIR, K., 1973, Development of procedures for characterization of untreated granular base coarse and asphalt-treated base course materials. Rep. No. FHWA-RD-74-61, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

¹¹ MITRY, F.G., 1964. *Determination of the modulus of resilient deformation of untreated base course materials*, PhD thesis, University of California, Berkeley, Berkeley, Califórnia.

¹² SEED, H.B., MITRY, F.G., MONISMITH, C.L., and CHAN, C.K., 1967, *Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated load tests*. NCHRP Rep. No. 35.

¹³ PAPPIN, J.W., 1979, *Characteristics of granular material for pavement analysis*. PhD thesis, University of Nottingham, Nottingham, England.

THOM e BROWN (1987), entretanto, questionam se a presença de umidade em um agregado produz algum efeito lubrificante nas partículas. Isso poderia aumentar a deformação elástica na estrutura da camada de agregados com uma conseqüente redução do valor do módulo de resiliência, mesmo sem a geração de poro-pressões. Os autores confirmaram esta hipótese com uma série de ensaios triaxiais de carga repetida em pedra britada, onde o teor de umidade era um dos parâmetros variáveis. Utilizando testes drenados e frequências variando de 0,1 a 3 Hz, nenhuma poro-pressão foi desenvolvida para graus de saturação superiores a 85%. Apesar da falta de poro-pressão, os resultados dos ensaios mostraram uma redução no módulo de resiliência com o aumento do teor de umidade, o que foi relacionado ao efeito lubrificante da água. No entanto, uma outra forma de interpretação destas observações pode ser considerar a redução da poro-pressão localizada em altos teores de umidade conduzindo a menores forças de contato entre partículas.

Um estudo conduzido por RAAD *et al.* (1992) demonstrou que o efeito da umidade no comportamento resiliente de agregados é, talvez, mais significativo em agregados bem graduados com grande quantidade de finos. Isso porque a água se prende melhor nos poros desses materiais, ao passo que materiais uniformemente graduados permitem que a água drene livremente.

DAWSON *et al.* (1996) estudaram um grupo de agregados bem graduados e concluíram que abaixo do teor de umidade ótima a rigidez tende a aumentar com o aumento do teor de umidade, aparentemente devido ao desenvolvimento da sucção. Além da umidade ótima, como o material se torna mais saturado e um excesso de poro-pressão se desenvolve levando a um efeito oposto, ou seja, a rigidez diminui de forma rápida com o aumento do teor de umidade.

A saturação dos materiais granulares afeta também o coeficiente de Poisson. HICKS (1970) e HICKS e MONISMITH (1971) reportaram que o coeficiente de Poisson varia com o grau de saturação. De acordo com os autores, a variação é notada tanto na análise com tensões efetivas quanto na análise das tensões totais, sugerindo que a explicação pela poro-pressão ou sucção para a variação no coeficiente de Poisson é insuficiente.

LEKARP *et al.* (2000a) concluíram que um aumento no teor de umidade em materiais granulares, particularmente em níveis elevados de saturação, tem apresentado uma redução tanto no módulo de resiliência quanto no coeficiente de Poisson.

Segundo SALEM *et al.* (2003), muitos pesquisadores têm investigado a influência do teor de água no módulo de resiliência de solos finos. SEED¹⁴ *et al.* (1962), *apud* SALEM *et al.* (2003), estudaram a influência do teor de umidade natural no módulo de resiliência de amostras não trabalhadas de solos de subleito em argila siltosa utilizadas na pista experimental da AASHTO. As posições dos pontos de teste mostraram que para esse tipo de solo, uma redução do teor de umidade em apenas 3% abaixo do teor ótimo resultou na duplicação do valor do módulo de resiliência do material. Por exemplo, os dados apresentaram um salto no valor do módulo de 34MPa para cerca de 69MPa, para a referida redução no teor de umidade de 3%.

Outro exemplo, para ilustração, foram os ensaios realizados com solos de subleito em argila siltosa no projeto experimental da cidade de San Diego por JONES e WITCZAK¹⁵ (1977 *apud* SALEM *et al.* 2003) que para uma variação na umidade de compactação de cerca de 11% para aproximadamente 20%, o valor do módulo de resiliência variou de quase 275MPa para menos de 52MPa.

NAJI *et al.* (2003) mostram que o módulo de resiliência aumenta com o aumento da matriz de sucção. Esse aumento no valor do módulo é atribuído ao fato de que maiores sucções no solo produzem um endurecimento na amostra e, com isso, um maior módulo de resiliência. Acredita-se também, ainda segundo NAJI *et al.* (2003), que uma sucção maior aumenta a integridade da estrutura do solo, isto é, aumenta a rigidez do esqueleto do solo.

SEIXAS (1997) estudou o efeito da umidade de compactação nos materiais argilosos ensaiando solos do subleito e da camada de reforço do pavimento do novo aeroporto de Rio Branco no Acre. Com os resultados de oito ensaios triaxiais para o subleito e dez ensaios para o solo argiloso de reforço, onde variou a umidade de compactação entre os níveis abaixo, acima e na umidade ótima, o autor pode verificar que o efeito da umidade de compactação é bastante significativo na relação entre o módulo de resiliência e a intensidade da tensão desvio. A pesquisa observou que para valores de umidade acima da ótima, os valores do módulo decresceram bruscamente,

¹⁴ SEED, H.B., CHAN C.K. e LEE C.E., 1962, "Resilience Characteristics of Subgrade Soils and their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements". Proceedings, *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, University of Michigan, pp. 611-636.

¹⁵ JONES, M.P. e WITCZAK, M.W., 1977, *Subgrade Modulus on the San Diego Test Road*. Transportation Research Record 641, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 1-6.

enquanto que para valores abaixo da umidade ótima os valores do módulo apresentaram pouca variação.

Os resultados da pesquisa de SVENSON (1980) mostraram que, em solos argilosos lateríticos, a deformação permanente, medida em ensaios triaxiais de carga repetida, aumenta com o aumento da umidade de compactação ou com a redução da massa específica aparente seca.

5.2.1. Umidade de equilíbrio

Nos materiais compactados a uma determinada umidade que compõem uma estrutura de pavimento, esperam-se pequenas modificações no teor de umidade inicial até que o solo entre em equilíbrio hídrico com o ambiente e o subleito natural. O revestimento praticamente impermeável dificulta a infiltração de águas pluviais e a evaporação da umidade do subleito. Desta forma, existe uma tendência das umidades das camadas e do subleito do pavimento, durante grande parte de sua vida útil, se estabilizarem em uma umidade de equilíbrio, desde que as condições de fluxo de água através da estrutura sejam mantidas (MEDINA, 1997).

No Brasil diversas pesquisas, segundo MEDINA e MOTTA (2005), comprovam que a umidade de equilíbrio das camadas de pavimentos de rodovias federais bem projetadas e com dispositivos de drenagem eficientes é próxima da umidade ótima, não havendo grandes variações sazonais. Não se pode afirmar que o mesmo ocorra em pavimentos construídos na Região Norte do Brasil, aeroportos e em vias urbanas em geral pela falta de dados referentes a estas estruturas.

Segundo MEDINA e MOTTA (2005) a umidade de equilíbrio pode ser entendida como o valor médio da gama de oscilação da umidade do solo ao longo do ano, após a fase de acomodação nos primeiros meses de serviço. Os autores ainda citam um estudo desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias entre 1979 e 1984 em que foi avaliado o efeito da sazonalidade das deflexões do pavimento, medidas em provas de carga pneumáticas de caminhão (viga Benkelman) em 53 trechos experimentais distribuídos pelo Brasil. Essa pesquisa, denominada P.A.E.P. - Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos, buscou correlacionar a umidade do subleito com as deflexões medidas duas vezes na estação chuvosa e duas vezes na estação seca. O efeito da sazonalidade foi verificado insignificante pelo P.A.E.P. quanto a variações das deflexões induzidas pelas variações da umidade.

As umidades “*in situ*” de lateritas aplicadas em camadas de base e sub-base são quase sempre inferiores aos teores ótimos de compactação. Esta observação foi realizada na pesquisa sobre lateritas empreendida pela USAID em três regiões tropicais pelo mundo (Brasil, África e Sudeste da Ásia) por MORIN e TODOR¹⁶ (1975 *apud* MEDINA e MOTTA, 2005).

Atualmente ainda se projetam pavimentos utilizando o conceito do CBR, que considera como parâmetro de projeto a resistência saturada do subleito, base e sub-base. Tal situação somente ocorre quando existe o fenômeno gelo-degelo que é uma característica raramente observada no Brasil.

5.2.2. Modelos que relacionam o módulo de resiliência com a umidade

Diversos estudos que verificaram a influência da umidade no valor do módulo de resiliência de materiais não estabilizados ou não cimentados são encontrados na literatura, mas poucos deles fazem referência a um procedimento para a previsão do módulo.

Destaca-se o trabalho de TAKEDA (2006), que realizou ensaios para avaliar a influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista. Segundo o citado autor, mantendo todas as condições de ensaio idênticas, quanto maior for o teor de umidade do material, menor será o módulo de resiliência. Entretanto, a umidade apresenta dois efeitos separados:

- pode afetar o estado de tensão através da sucção. Tanto solos granulares quanto finos podem aumentar o módulo de resiliência em mais de cinco vezes devido à secagem; e
- pode afetar a estrutura do solo através da destruição da cimentação entre as partículas dos solos.

A Tabela 5.2 apresenta os valores de módulo de resiliência típicos em diferentes teores de umidade, para cada um dos materiais e umidades analisados por TAKEDA (2006).

¹⁶ MORIN, W.J. e TODOR, P.C., 1975, *Laterite e lateritic soils and other problem soils in the tropics*. Lyon Associates Inc., Rio de Janeiro, 377p.

Tabela 5.2: Valores de módulo de resiliência típicos de diversas amostras em diferentes teores de umidade - wo (TAKEDA, 2006).

Amostra		Módulo de resiliência (MPa)			
		wo-2%	wo-1%	wo	wo+1%
Grossa	1L (76)	535	359	237	149
	1Na (81)	525	288	175	147
	1Nb (85)	307	195	121	64
	2L (11)	1633	769	205	120
	2N (17)	1476	726	281	127
	4L (50)	337	195	146	120
Intermediária	5N (55)	828	263	111	66
	5L (60)	895	471	277	187
	6N (27)	1131	820	453	285
	6La (30)	1829	1156	474	179
	6Lb (57)	1455	773	273	100
	7L (46)	756	432	241	165
	8L (88)		440	190	97
Fina	9L (21)	1009	420	235	183
	9N (77)	1155	727	328	248
	10L (38)	987	559	303	184
	10N (53)	362	289	231	118
	11La (48)	923	684	413	301
	11Lb (91)		716	373	211
	11N (78)	1029	639	388	182
	12L (25)	802	510	265	205
	12Na (22)	1452	889	499	
	12Nb (34)	376	289	248	173
	13L (67)	893	643	407	281
	13N (39)	1319	530	169	
	14L (71)	1552	957	564	368
	14Na (65)	1272	601	438	287
	14Nb (86)	836	564	366	284
15N (64)	109	95	79	58	

Segundo SALEM *et al.* (2003), para o desenvolvimento do Guia de Projeto da AASHTO, foi desenvolvido o modelo apresentado na expressão (5.5) para estimar a variação no valor do módulo de resiliência devido às mudanças no teor de umidade do solo.

$$\log\left(\frac{M_R}{M_{R-opt}}\right) = a + \frac{(b-a)}{1 + \exp[c + d \cdot (S - S_{opt})]} \quad (5.5)$$

onde:

- M_R é o Módulo de resiliência para qualquer grau de saturação S;

- MR_{opt} é o Módulo de resiliência do material na umidade ótima;
- S é o Grau de saturação do material em decimal;
- S_{opt} é o S no teor ótimo de umidade; e
- a, b, c, d são parâmetros de regressão do modelo.

FRANCO (2000), assim como AYRES (1997), em seu programa de análise mecanística de pavimentos asfálticos, utilizou a discretização dos módulos em subestações ou valores mensais, em que é permitido aos projetistas definir valores constantes de módulos para o período ou mês da análise, de forma a simular uma influência da umidade nos valores de resistência dos materiais não estabilizados ou não ligados quimicamente.

5.3. Caracterização do meio físico no método de dimensionamento proposto nesta tese

A influência do ambiente nas estruturas de pavimento é representada por alterações nas propriedades físicas dos materiais. O envelhecimento do ligante asfáltico nas camadas asfálticas e a variação do módulo de resiliência em materiais finos são exemplos dessa influência.

O método de dimensionamento proposto nesta tese utiliza a mesma abordagem utilizada no programa PAVE (FRANCO, 2000), cujo fluxograma está apresentado na Figura 5.4, para considerar o efeito da temperatura na camada asfáltica. A abordagem consiste em dividir o ano de análise em períodos ou estações. Em cada período, a distribuição de temperaturas é simulada com a divisão em cinco subestações, como ilustrado na Figura 5.3. Com base nos modelos das expressões (5.2) e (5.3) estimam-se as temperaturas no interior do revestimento em cada subestação e, em seguida, os módulos de resiliência da camada asfáltica, como descrito no Capítulo 4.

FRANCO (2000) verificou que a variação dos resultados relativos ao consumo de vida de fadiga e o afundamento devido à deformação permanente em função do tipo de divisão da análise, em períodos mensais, bimestrais ou trimestrais, não foi muito significativo, uma vez que as temperaturas médias mensais do ar não variam muito em quase todas as regiões brasileiras. Levando em conta este estudo e visando otimizar o tempo de cálculo no dimensionamento, foi definido, nesta proposta de método atual,

que o período das análises é o equivalente às estações do ano, ou seja, períodos trimestrais.

Uma das principais constatações resultantes de vários estudos de campo, apresentadas e analisadas em MEDINA e MOTTA (2005) é a de que a umidade de equilíbrio, dos subleitos de rodovias bem projetadas e construídas com dispositivos de drenagem (superficial e profunda) eficientes, pode ser considerada igual, no máximo, ao teor de umidade do ensaio de Proctor normal de compactação. O mesmo ocorre na maioria das camadas de base e de sub-base. Esta condição permite que se adote o critério da umidade de compactação das amostras de solo nos ensaios triaxiais de cargas repetidas ser a do teor ótimo para a energia de compactação adotada. As exceções ocorrem em situações de drenagem precária (MEDINA e MOTTA, 2005).

Com base na constatação de Medina e Motta, citada no parágrafo anterior, a influência da variação da umidade do subleito e das camadas de sub-base e base do pavimento ao longo dos períodos de análise não será considerada. O modelo constitutivo do módulo de resiliência do material, nesta proposta de método, será considerado o mesmo ao longo de toda a análise de dimensionamento.

Capítulo 6

Carregamento da estrutura

O tráfego rodoviário, assim como os demais parâmetros a serem considerados no projeto estrutural de um pavimento, é muito variado quanto ao tipo de veículos e cargas transportadas (MEDINA e MOTTA, 2005). A modelagem do tráfego é complexa, pois envolve contagem de veículos, distribuição do peso sobre os eixos, velocidade de passagem, variação lateral em relação ao eixo da rodovia, geometria dos eixos, pressão dos pneus, etc.

Os fatores que dificultam a elaboração de um bom dimensionamento, relacionados ao carregamento da estrutura são (MEDINA, 1997, SOARES, 2007):

- a previsão do crescimento do tráfego e do volume de carga transportado ao longo do tempo;
- as transgressões freqüentes da carga máxima permitida para cada tipo de veículo transportar;
- heterogeneidade das configurações dos eixos dos veículos que compõem a frota, com grande variabilidade de formas de eixos, com diferentes números de rodas, variados tipos de pneus e com diferentes pressões de calibração; e
- variações na velocidade de translação das cargas de eixo, condicionadas pela geometria da via.

Os métodos de dimensionamento consagrados solucionam a dificuldade da grande variabilidade de eixos, pneus e pressões transformando o espectro de cargas e configurações atuantes em um número equivalente de passagens de um eixo padrão (MOTTA, 1991). A utilização de fatores de equivalência de cargas foi proposta no trabalho de TURNBULL *et al.* (1962) que serviu de base para o método de dimensionamento de pavimentos do DNER de 1966. O conceito do fator de equivalência de operações entre eixos é baseado no conceito de passagem e cobertura, também utilizada no método de dimensionamento de pavimentos de aeroportos desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano. O conceito adota, ainda, o critério de comparações do dano de deformação máxima de compressão admissível no subleito de um determinado eixo com um eixo padrão.

A solicitação de tráfego sobre uma rodovia é expressa, portanto, pelo número N de repetições de carga de um eixo padrão, que foi definido de forma arbitrada como sendo um eixo simples de rodas duplas, carregado com 8,2 toneladas. O número N é calculado pela expressão (6.1), sendo função direta de três variáveis principais: o volume total de veículos em todo período de projeto (V_t), o fator de veículos (F_v) e o fator climático regional (F_r).

$$N = V_t \cdot F_v \cdot F_r \quad (6.1)$$

Para o cálculo do fator de veículos (F_v), portanto, faz-se necessária a transformação de todas as cargas dos diferentes tipos de veículos em cargas que sejam equivalentes, em poder destrutivo, à carga do eixo padrão. O método do DNER, desenvolvido pelo engenheiro Murillo Lopes de Souza a partir de pequenas alterações num método do Corpo dos Engenheiros do Exército Americano (TURNBULL *et al.* 1962), expressa o fator de veículos em função de dois fatores, o fator de eixos e o fator de carga, conforme a expressão (6.2).

$$F_v = F_e \cdot F_c \quad (6.2)$$

onde:

- F_e é o fator de eixos: um número que, multiplicado pelo número de veículos, fornece o número de eixos correspondentes;
- F_c é o fator de carga: um número que, multiplicado pelo número de eixos que operam, fornece o número de eixos equivalentes ao eixo padrão, isto é, transforma o poder de dano de deformação permanente no subleito provocados pelos eixos dos vários tipos de veículos que compõem o tráfego em um dano equivalente ao eixo padrão.

Os valores dos fatores de equivalência de carga podem ser obtidos por meio de gráficos, como o apresentado na Figura 6.1, tirados do método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do DNER de 1966. Os gráficos correlacionam as cargas de eixo com os fatores de equivalência de operações. A curva para os eixos triplos foi apresentada em uma versão mais recente do método em 1981.

O método da AASHTO, desde sua origem em 1962 até o método de 1993, utilizava critérios de equivalência diferentes dos de TURNBULL *et al.* (1962), onde os fatores de equivalência variam com o tipo de estrutura, expresso pelo número estrutural (SN) e tem como referência de equivalência a queda de serventia superficial. No estabelecimento destes fatores foram consideradas as atuações dos tipos de veículos mostrados na Figura 6.2 (esquerda).

No método de projeto de reforço DNER PRO 159/85 (DNER, 1985), os fatores de equivalência são expressos por equações e foram, em parte, baseados nos fatores de equivalência do método da AASHTO de 1982.

Portanto, dado que existem diversas técnicas que permitem transformar os eixos reais em eixos equivalentes, cada uma com suas próprias considerações e critérios, os cálculos para um mesmo espectro de veículos não resultam no mesmo “número N”.

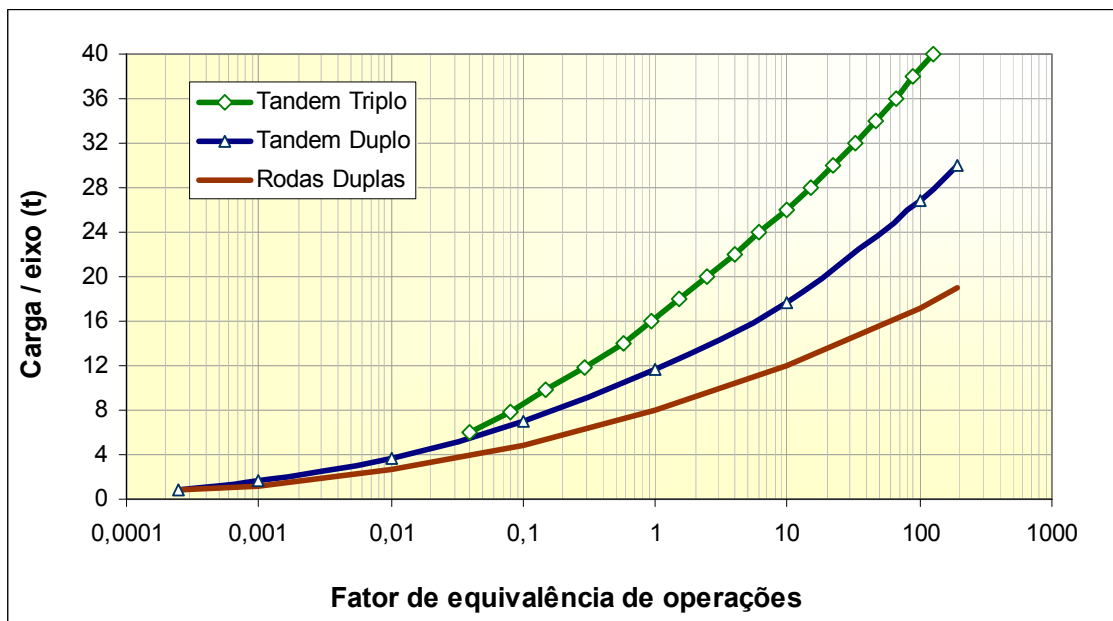


Figura 6.1: Fatores de equivalência de operações do método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do DNER/DNIT.

MOTTA (1991) atenta também para o fato de que os fatores de equivalência da AASHTO foram desenvolvidos para determinados tipos e condições particulares de solos e clima que não tem necessariamente características correspondentes no Brasil. Além disso, os veículos utilizados nas pistas experimentais eram muito diferentes dos veículos utilizados atualmente como ilustra a Figura 6.2.

A ruptura no pavimento asfáltico pode ocorrer por danos relativos à fadiga no revestimento, ao acúmulo de deformação permanente nas suas diversas camadas ou, ainda, por ruptura do subleito. O tráfego sendo caracterizado por um número de passagens equivalentes do eixo padrão, que é obtido por equivalência no dano de deformação permanente no topo do subleito ou pelo conceito de serventia e número estrutural do pavimento, pode não ser representativo quando se busca avaliar um pavimento, por exemplo, com relação à fadiga.



Figura 6.2: Veículos utilizados na pista experimental da AASHTO da década de 50 (esquerda) em comparação com um dos veículos atualmente em operação (direita).

O novo procedimento do Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004), está substituindo a utilização dos fatores de equivalência por análises dos danos individuais produzidos para cada eixo no pavimento. Os dados típicos requeridos pelo novo método sobre o tráfego são: o volume do tráfego no ano base; a velocidade operacional dos veículos; os fatores de distribuição da faixa e direção do tráfego; os fatores de distribuição de tipos de veículos e carga de eixos; as características dos pneus e as pressões de inflação; o fator de distribuição lateral; e os fatores de crescimento do tráfego.

Dessa forma, para realizar um dimensionamento é preciso conhecer ou obter os dados do volume do tráfego e do carregamento a partir da contagem e da pesagem de veículos em rodovias similares. Os métodos tradicionais desconsideram o efeito de veículos leves como os automóveis, utilitários e caminhões leves. O Guia da AASHTO considera os efeitos a partir de caminhões ou ônibus leves, classificados como Classe 4 da FHWA - *Federal Highway Administration*.

No Brasil, por exemplo, a norma de restauração de pavimentos asfálticos e semi-rígidos, DNER-PRO 159 (DNER, 1985), requer pelo menos contagens volumétricas classificatórias e pesagens de todos os veículos comerciais durante três dias consecutivos em um período de oito horas diárias. Os locais para a realização das pesagens devem ser representativos para a caracterização de todo o trecho.

O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) define a contagem de veículos como uma contagem simples do número total de passagens de veículos, agrupados por classes, como por exemplo, veículos de passageiros, ônibus e caminhões, em uma determinada seção de pavimento e em um determinado período de tempo. A contagem pode ser contínua, sazonal ou de curta duração. A contagem contínua é realizada ao longo de todo o ano e, conseqüentemente, é a mais consistente e acurada forma de contagem de veículos para a utilização na caracterização do tráfego. A contagem sazonal é realizada de duas a doze vezes ao ano, em períodos de tempo que variam de 24 horas a duas semanas, enquanto a contagem de curta duração ocorre em períodos que variam de seis horas a sete dias.

Cabe assim analisar detalhadamente o espectro de veículos e eixos atualmente em operação no Brasil bem como o perfil do tráfego com suas distribuições laterais, de faixa e sazonalidade para se tentar buscar uma nova abordagem da caracterização do tráfego no dimensionamento mecânico de estruturas de pavimentos asfálticos.

6.1. Tipos e pesos dos eixos

Hoje no país existem vários tipos de veículos de carga, cada vez com mais capacidade para transportar mais peso. A legislação nacional limita o peso máximo que cada eixo pode carregar e, também, o peso bruto total dos veículos. Segundo a resolução 210 do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN, 2006a) os limites máximos de peso bruto total (PBT) ou peso bruto total combinado (PBTC), respeitando os limites da capacidade máxima de tração da unidade tratora determinada pelo fabricante, são os seguintes:

- veículo não articulado: 29 t
- veículos com reboque ou semi-reboque, exceto caminhões: 39,5 t;
- PBTC para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semi-reboque, e comprimento total inferior a 16 m: 45 t;

- PBTC para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semi-reboque com eixos em tandem triplo e comprimento total superior a 16m: 48,5 t;
- PBTC para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semi-reboque com eixos distanciados, e comprimento total igual ou superior a 16 m: 53 t;
- PBTC para combinações de veículos com duas unidades, do tipo caminhão e reboque, e comprimento inferior a 17,50 m: 45 t;
- PBTC para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão e reboque, e comprimento igual ou superior a 17,50 m: 57 t;
- PBTC para combinações de veículos articulados com mais de duas unidades e comprimento inferior a 17,50 m: 45 t;
- PBTC para a combinação de veículos de carga, com mais de duas unidades, incluída a unidade tratora, poderá ser de até 57 t, desde que possua no máximo sete eixos e comprimento máximo de 19,80 metros e mínimo de 17,50 metros.










A resolução 210 do CONTRAN (2006a) dispõe, ainda, sobre a limitação do peso bruto transmitido por eixo de veículo nas superfícies das vias públicas, que são os apresentados na Tabela 6.1. A legislação define como eixos em tandem aqueles que possuem dois ou mais eixos que constituam um conjunto integral de suspensão com, no mínimo, quatro pneumáticos, podendo qualquer deles ser ou não motriz.

A circulação de Combinações de Veículos de Carga – CVC com mais de duas unidades, incluída a unidade tratora, com peso bruto total acima de 57t ou com comprimento total acima de 19,8m, como aqueles apresentados na Tabela 6.2, são permitidos pela resolução 211/2006 do CONTRAN (2006b). Conforme esta resolução, estes veículos só podem circular pelas vias urbanas portando uma Autorização Especial de Trânsito e desde que atendam aos seguintes requisitos:

- possuir um PBTC igual ou inferior a 74t;
- possuir comprimento superior a 19,8m e máximo de 30,0m, quando o PBTC for inferior ou igual a 57t.

- possuir comprimento mínimo de 25,0m e máximo de 30,0m, quando o PBTC for superior a 57t.
- respeitar os limites legais de peso por eixo fixados na resolução 210/2006 do CONTRAN.

Tabela 6.1: Cargas máximas legais permitidas por configuração de eixos (CONTRAN 1998, 2006a).

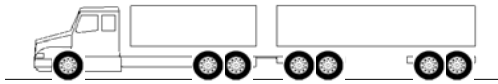
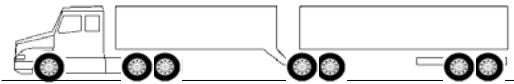

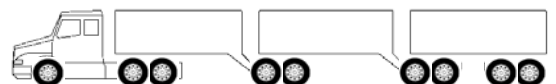
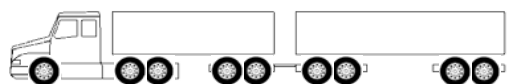
	Configuração do semi-eixo	Descrição do eixo	Limite do Peso Bruto (kg)	Limite com Tolerância (kg)
1		<i>eixo simples isolado</i>	6.000	6.450
2		<i>dois eixos simples (direcional)</i>	12.000	12.900
3		<i>dois eixos simples (pneus extralargos)</i>	17.000	18.275
4		<i>três eixos simples (pneus extralargos)</i>	25.500	27.413
5		<i>eixo simples de quatro rodas</i>	10.000	10.750
6		<i>dois eixos de quatro rodas (em tandem)</i>	17.000	18.275
7		<i>dois eixos de quatro rodas</i>	15.000	16.125
8		<i>três eixos em tandem de quatro rodas</i>	25.500	27.413
9		<i>conjunto de dois eixos (especial)</i>	13.500	14.513

Ainda em vigor, a resolução 104 de 1999 do CONTRAN (1999) regulamenta que, enquanto não estiverem concluídos os estudos e pesquisas que orientem a atualização dos limites de peso por eixo, bem como não for fixada uma metodologia para aferição de peso de veículos, apenas os critérios de PBT e PBTC serão utilizados para aplicação de multas.

A resolução 104 fixa o percentual de tolerância de 7,5% no peso por eixo e o percentual de tolerância de 5% para o PBT e PBTC e isenta de multa os excessos de peso verificados nos eixos isolados ou conjuntos de eixos quando o peso bruto medido estiver igual ou inferior ao PBT ou PBTC estabelecido para o veículo, acrescido da tolerância. A resolução determina nesse caso que o veículo somente poderá prosseguir

viagem após o remanejamento ou transbordo da carga de modo que os excessos por eixo sejam eliminados (CONTRAN, 1999).

Tabela 6.2: Exemplos de Combinações de Veículos de Carga – CVC com mais de duas unidades, incluída a unidade tratora. (CONTRAN, 2006b).

Descrição do veículo	Configuração	Peso Bruto Total Combinado (t)
Duas articulações		57
Duas articulações Bi-trem articulado		57
Quatro articulações Treminhão		63
Três articulações Tri-trem		74
Três articulações Rodotrem		74

Os pneus dos veículos também sofreram evolução tecnológica. A indústria desenvolveu um tipo de pneu chamado de *super-single*, um novo conceito de pneus extralargos que substituem os pneus duplos para utilização em reboques e semi-reboques. O CONTRAN, por meio da resolução número 62 (CONTRAN, 1998), regulou o uso desses pneus, sendo permitido apenas o tipo 385/65 R22.5 em semi-reboques e reboques dotados de suspensão pneumática com eixos em tandem. No entanto, a indústria já está disponibilizando no mercado os pneus com as medidas 425/65R19.5, 425/65R22.5, 445/65R19.5 e 445/65R22.5 e que podem ser utilizados em veículos tratores e em ônibus. Nesse caso, é necessária uma autorização experimental provisória para a utilização nas rodovias brasileiras.

A resolução número 62 (CONTRAN, 1998) definiu também os limites de peso para os eixos equipados com os pneumáticos extralargos, sendo admitido o peso bruto máximo transmitido de 17 toneladas para o tandem duplo e 25,5 toneladas para o tandem triplo.

Observa-se que não houve alteração do peso bruto máximo permitido entre os eixos tandem duplo e triplo de reboques e semi-reboques equipados com dois pneumáticos por eixo e com apenas um pneu extralargo por eixo. É certo que a alteração dos tipos de pneumáticos alteram a forma de como a carga é aplicada no pavimento. No entanto, poucas informações foram encontradas sobre tal mudança. Para verificar as diferenças técnicas entre os conjuntos de eixos, apresentam-se na Tabela 6.3 as configurações típicas dos conjuntos tandem duplo e triplo para os dois tipos de pneus.

Tabela 6.3: Configuração dos eixos tandem duplo e triplo com pneus extralargos e comuns (BRIDGESTONE e FIRESTONE, 2001).

Configuração	Tandem Duplo		Tandem Triplo	
	Pneus extralargos	Pneus comuns	Pneus extralargos	Pneus comuns
Esquema				
PBT (kgf)	17.000	17.000	25.500	25.500
Medida dos pneus	385/65R22.5	275/80R22.5	385/65R22.5	275/80R22.5
Pressão de Pneus (kgf/cm ²)	8,5	8,25	8,5	8,25
Peso por roda (kgf)	8.500	4.250	8.500	4.250
Área de contato por roda (cm ²)	1.000	515	1.000	515
Largura do pneu (mm)	389	276	389	276
Diâmetro em contato com o pavimento (mm)	357	256	357	256

Ressalta-se que para o dimensionamento de estruturas de pavimentos o PBT ou PBTC não são as variáveis mais importantes, mas sim o peso bruto transmitido por roda do veículo nas superfícies das vias públicas. Por isso, a pressão de contato da roda com o pavimento é de grande importância em uma análise.

A pressão de contato da roda com o pavimento é geralmente assumida como sendo igual à pressão de inflação dos pneus nas análises de tensão e deformação. O cálculo da área de contato (A_c) é feito a partir da divisão entre a carga de roda (CR) pela pressão de inflação dos pneus (PI), expressão (6.3).

$$A_c = CR / PI \quad (6.3)$$

Assumir tal hipótese é uma simplificação. Os trabalhos de HIMENO *et al.* (1997) e De BEER *et al.* (1997), baseados em medições de campo, mostram que a pressão de contato não é uniformemente distribuída, sendo maior nas bordas da área carregada, e, também, não é igual à pressão de inflação dos pneus. De BEER *et al.* (1997) mediram valores de pressão de contato média vertical cerca de 1,6 a 2,7 vezes a pressão de inflação para cinco tipos diferentes de pneus. Os citados autores sugerem, ainda, expressões para estimar a pressão de contato nas extremidades dos pneus, equação (6.4), e a pressão de contato nos centros dos pneus, equação (6.5).

$$q = -0,53 \cdot L^2 + 57,46 \cdot L - 534,05 \quad (6.4)$$

$$q = 0,86 \cdot p + 175 \quad (6.5)$$

onde:

- q é a pressão média de contato, em kPa;
- p é a pressão de inflação dos pneus, em kPa ($420\text{kPa} > p > 720\text{kPa}$); e
- L é a carga por roda simples, em kN ($20\text{kN} > L > 50\text{kN}$).

6.2. Distribuição e variação lateral do tráfego

O tráfego deve ser caracterizado também em função de características das vias e estradas, e ainda, em função das características das cidades servidas, para a qual ela será projetada. Por exemplo, um número maior de faixas distribui um pouco melhor o tráfego e as características das cidades interligadas podem indicar que os veículos trafeguem com certo peso em um sentido e outro valor no sentido contrário.

O percentual de veículos de projeto deve ser detalhado para cada sentido da via. Normalmente se assume um valor de 50% o que pode não ser sempre verdadeiro. Rotas diferentes para o transporte de bens são comuns e dependem dos tipos de produtos a serem transportados. Em algumas regiões, os veículos de transporte saem totalmente carregados em um sentido e retornam, no outro sentido, descarregados, como é o caso das épocas de colheita de grãos e cana-de-açúcar, por exemplo.

Quando uma via possui mais de uma faixa em um sentido, o percentual de passagens dos veículos para cada uma das faixas de projeto deve ser avaliado. O percentual é dependente da geometria da via e condições específicas. Normalmente, em vias de duas faixas, a maioria dos veículos mais pesados trafega pela faixa da direita. Em vias com mais de três faixas, a distribuição da passagem dos veículos mais pesados é mais complexa. Segundo MEDINA (1997) em vias com apenas uma faixa não se faz uma diferenciação transversal no dimensionamento. Apesar de na prática não ser feita a diferenciação, recomenda-se fazê-la em pistas com mais de uma faixa, visando a economia de recursos.

O método de dimensionamento do DNER (SOUZA, 1981), considera o tráfego da faixa mais solicitada como o tráfego para efeito de projeto. Na falta de dados precisos, o método indica os percentuais de veículos na faixa de projeto conforme os apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Recomendações de percentual de veículos na faixa de projeto (SOUZA, 1981).

Número de faixas de tráfego (2 sentidos)	veículos na faixa de projeto (%)
2	50
4	35 a 48
6 ou mais	25 a 48

Existe também uma pequena variação lateral da passagem dos veículos em uma faixa em relação ao eixo da rodovia. As rodas dos veículos normalmente não passam sucessivamente por um mesmo ponto. Esta variação se torna maior no caso de pistas de pouso e decolagem de aeroportos.

O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) considera o desvio lateral em relação ao eixo da rodovia no dimensionamento de pavimentos asfálticos, uma vez que a variação lateral do tráfego influencia a estimativa da fadiga e da deformação permanente na análise de uma estrutura de pavimento. Um aumento no desvio lateral irá resultar em vida de fadiga maior e menor deformação permanente.

O parâmetro “variação lateral do tráfego” não é usualmente medido no campo, entretanto, uma aproximação que o Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) faz é considerá-lo como uma variável normalmente distribuída. O desvio lateral do tráfego é, então, representado pelo desvio padrão da distribuição normal. A Figura 6.3 ilustra a variação lateral do tráfego, considerando uma variação pequena e outra maior, onde pode ser observada a zona de influência da ação da repetição das cargas sobre o pavimento e a Figura 6.4 apresenta um esquema do efeito da variação lateral do tráfego no dano acumulado do pavimento.

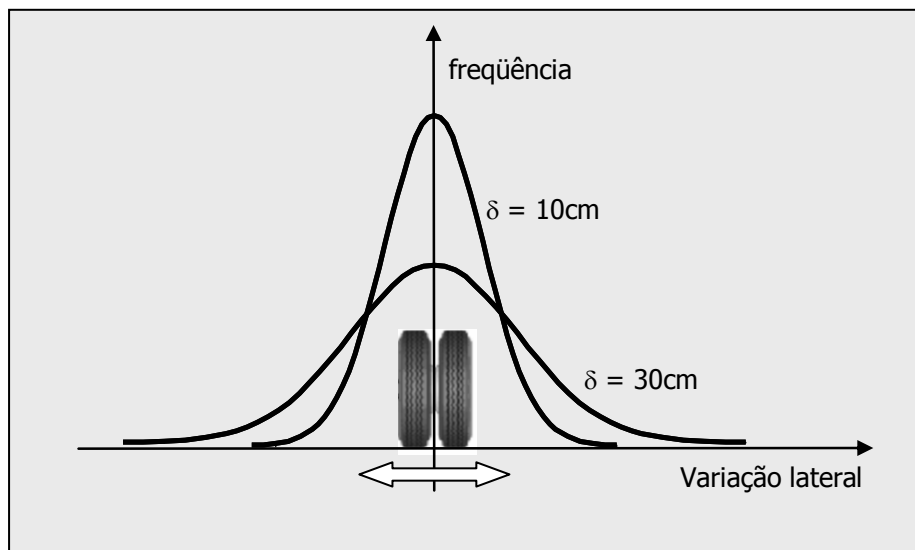


Figura 6.3: Variação lateral do tráfego (δ) considerando uma distribuição de frequências normal (adaptado de NCHRP, 2004).

Segundo WARDLE *et al.* (2003), observações de campo e pesquisas da influência da largura da faixa de tráfego na distribuição da trilha de roda mostram que a passagem sucessiva de veículos em um pavimento possui uma distribuição estatística do tipo normal em torno do eixo da faixa de rolamento e o grau de desvio lateral é

tipicamente caracterizado pelo desvio padrão (SD). HO SANG¹⁷ (1975 *apud* WARDLE *et al.* 2003) verificou que, em aeroportos, o desvio lateral varia dependendo do tipo de operação no pavimento, por exemplo, em pistas de pouso e decolagem (SD=1600mm), em pistas de rolamento (SD=800mm) ou nos pátios (SD=200mm). BUILTER *et al.* (1993) reportaram que, para uma rodovia com uma faixa de tráfego de 3,60m, o desvio lateral é cerca de 300mm.

FRANCO (2000) e AYRES (1997) não implementaram o efeito da variação lateral do tráfego nos seus respectivos programas PAVE e AYMA. Os referidos programas consideram que a carga atua diretamente num mesmo ponto ao longo de todas as análises. FRANCO (2000) implementou apenas o conceito de passagem / cobertura, que é uma simplificação do conceito do desvio lateral, quando as análises de fadiga utilizam o modelo de previsão de dano da FAA, para aeroportos.

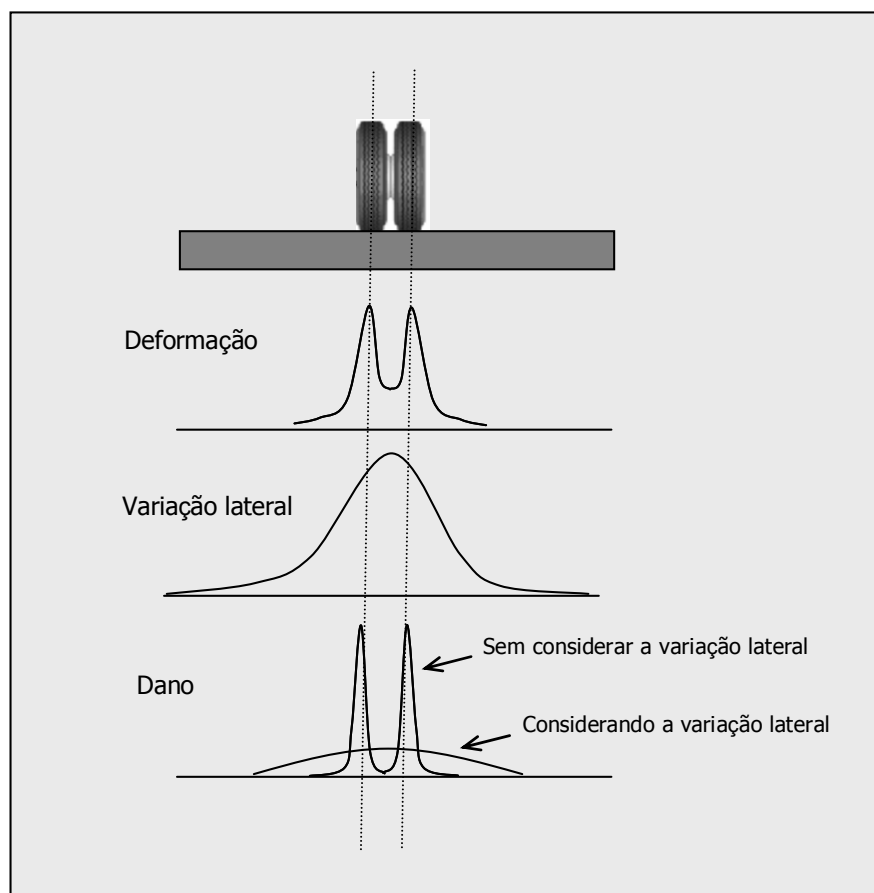


Figura 6.4: Representação esquemática do efeito da variação lateral do tráfego no dano acumulado (WARDLE e RODWAY, 1995).

¹⁷ HO SANG, V.A., 1975, *Field survey and analysis of aircraft distribution on airport pavements*. Report No. FAA-RD-74-36. U.S. Federal Aviation Administration.

6.3. Variabilidade do tráfego ao longo do ano

Apesar de ocorrer uma variabilidade do tráfego ao longo de um ano, a maioria dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos não a considera, ou seja, trata o tráfego de forma constante ao longo de todo o período da análise. Esta variabilidade é muito comum no Brasil, como por exemplo, nas épocas de safra e, também, nas épocas de férias escolares e feriados prolongados, em que determinadas rodovias aumentam significativamente o fluxo de veículos e caminhões carregados.

Esse aumento do fluxo de veículos ocorre em uma determinada época do ano que possui características climáticas particulares, como por exemplo, em uma época de seca, ou no verão, e, depende da atividade econômica que movimenta as cidades próximas à rodovia.

O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) considera esta sazonalidade no dimensionamento de estruturas de pavimentos. O método definiu um fator de ajuste mensal de tráfego que representa um percentual do tráfego anual para cada classe de veículo. O fator é calculado pela divisão entre o volume mensal de tráfego de uma dada classe pelo volume total de veículos da classe no ano.

As variações mensais do tráfego, que levam à determinação dos fatores de ajuste dependem de diversos parâmetros dos quais podem ser citados: a proximidade de indústrias, de áreas agrícolas, de regiões litorâneas, de rodovias mais importantes, ferrovias, portos e aeroportos, etc. A Figura 6.5 apresenta dados relativos ao ano de 2001 do levantamento de contagem de veículos de uma rodovia brasileira, considerando todos os tipos de veículos. Observa-se da figura que em algumas seções da rodovia BR-101, no trecho entre o Rio de Janeiro e o Espírito Santo, a variação do tráfego mensal é pequena e em outras, maior, caracterizando a época de férias em que o movimento de turistas para as praias é bastante elevado. A contagem dos marcos quilométricos nesse trecho da BR-101 inicia na divisa com o estado do Espírito Santo.

Como já comentado, porém, há que se considerar que para o dimensionamento apenas o tráfego comercial é contabilizado e algumas destas estatísticas incluem os veículos de passeio.

As diferenças mensais do tráfego podem se alterar ao longo dos anos, durante a vida de serviço do pavimento, o que significa que, por exemplo, os meses de pico no

volume de tráfego podem variar ao longo dos anos. O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004), no entanto, não considera esta variação. O método da AASHTO realiza as análises ao longo de todos os anos considerando uma mesma variação mensal definida no ano base.

O tráfego também pode variar ao longo das horas do dia, dos dias da semana e das semanas do mês. Essas variações possuem implicações no dimensionamento de uma estrutura de pavimento, pois se correlacionam diretamente com as condições climáticas. No entanto, os métodos de dimensionamento consideram esta distribuição do tráfego dentro do mês como uniforme ao longo de todo o período de análise, inclusive o Guia de Projeto da AASHTO. O nível de detalhamento necessário, para a realização de uma avaliação horária do tráfego, poderia tornar inviável qualquer dimensionamento de pavimentos com os recursos disponíveis atualmente.

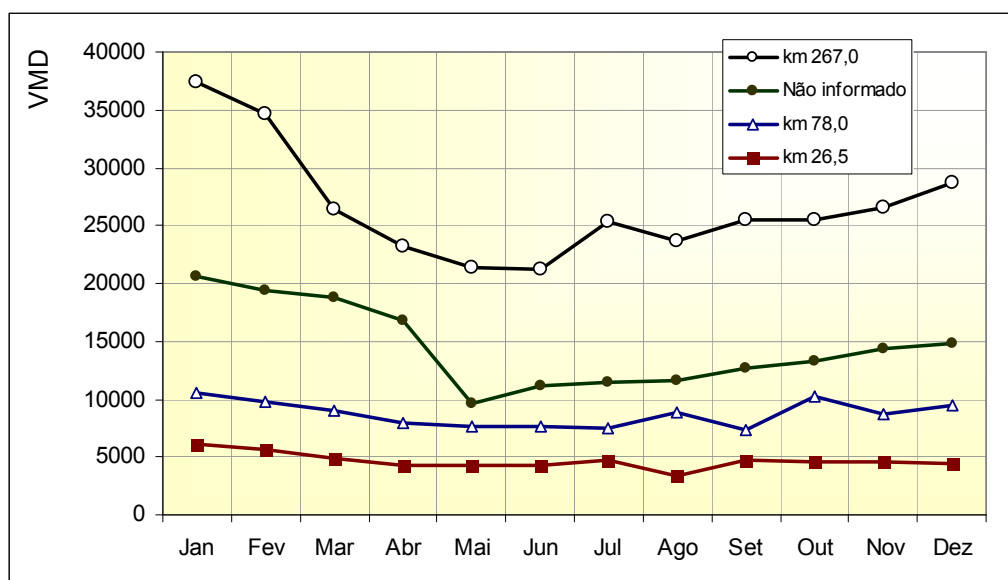


Figura 6.5: Variação mensal do tráfego no ano de 2001 em quatro seções da rodovia BR-101 entre o RJ e o ES (DNIT, 2005).

6.4. Caracterização do tráfego no método de dimensionamento proposto nesta tese

O método de dimensionamento desenvolvido nesta tese considera o efeito sobre o pavimento de cada configuração de eixo selecionada pelo projetista dentro de uma coleção de eixos pré-estabelecida pelo programa. As configurações implementadas são as apresentadas na Tabela 6.1 e, a partir delas, o programa irá calcular as tensões e deformações nos pontos críticos da estrutura.

As coordenadas dos pontos em que são realizadas as análises devem estar ajustadas para os diversos tipos de eixos. Isso deve ser realizado para permitir a avaliação dos efeitos sobre os diversos pontos no interior da estrutura de forma coerente. Os sistemas de coordenadas, representados na Figura 6.6, coincidem o eixo principal do dimensionamento com o eixo de simetria das áreas carregadas.

A carga de roda é assumida no programa como sendo uniformemente distribuída em uma área de contato circular entre o pneu e a superfície do pavimento. A pressão de contato entre o pneu e o pavimento é assumida como sendo igual à pressão de inflação dos pneus, por falta de dados mais específicos para as configurações de rodas e pneus utilizados no país. O tamanho da área de contato, portanto, depende da carga de roda e da pressão de inflação dos pneus e pode ser calculada pela expressão (6.3).

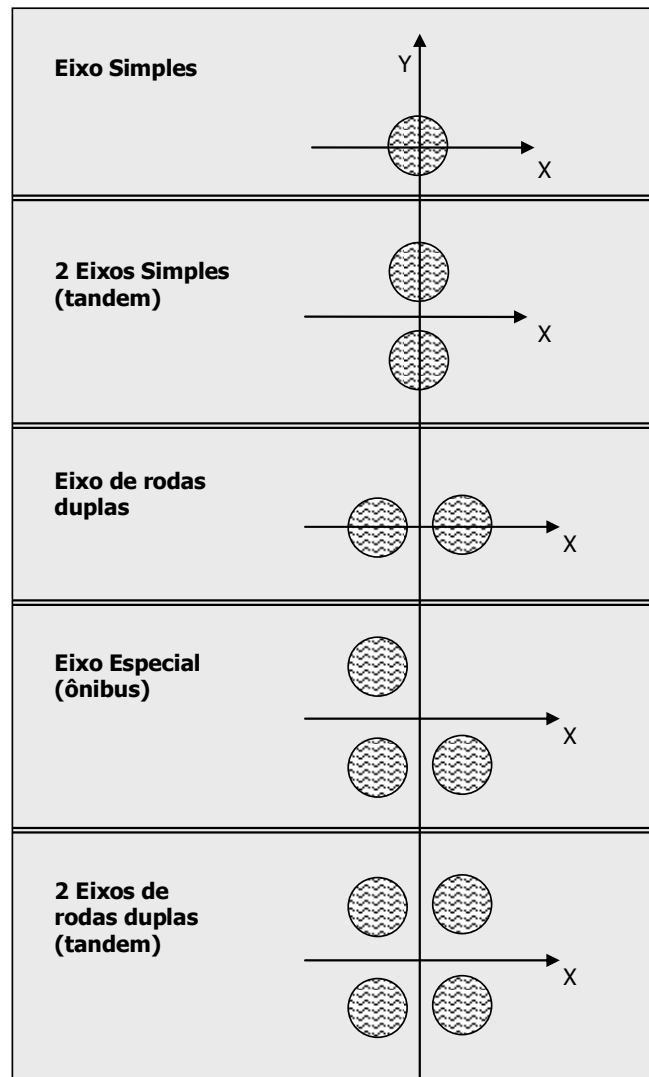


Figura 6.6: Sistema de coordenadas utilizado no método de dimensionamento proposto e desenvolvido nesta tese.

Além de considerar o efeito de cada configuração de eixo sob a estrutura do pavimento, o método de dimensionamento proposto nesta tese considera também a variação lateral do tráfego no acúmulo de danos no pavimento. A técnica aplicada é a mesma proposta pelo Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004), em que a variação lateral do tráfego ocorre segundo uma distribuição de frequências do tipo normal.

O Guia de Projeto AASHTO (NCHRP, 2004) divide a distribuição normal do tráfego em vinte e uma partes, cada uma representando aproximadamente 4,76% do total da distribuição. Em cada uma das áreas, a coordenada X de análise ficou definida como sendo a multiplicação do desvio padrão da normal (“z”), nos pontos correspondentes às frequências múltiplas de 4,76%, pela variação lateral do tráfego (desvio padrão da variável).

No caso deste método de trabalho, o programa divide a distribuição normal do tráfego em apenas nove partes e o cálculo dos danos se dá nos pontos indicados na Figura 6.7.

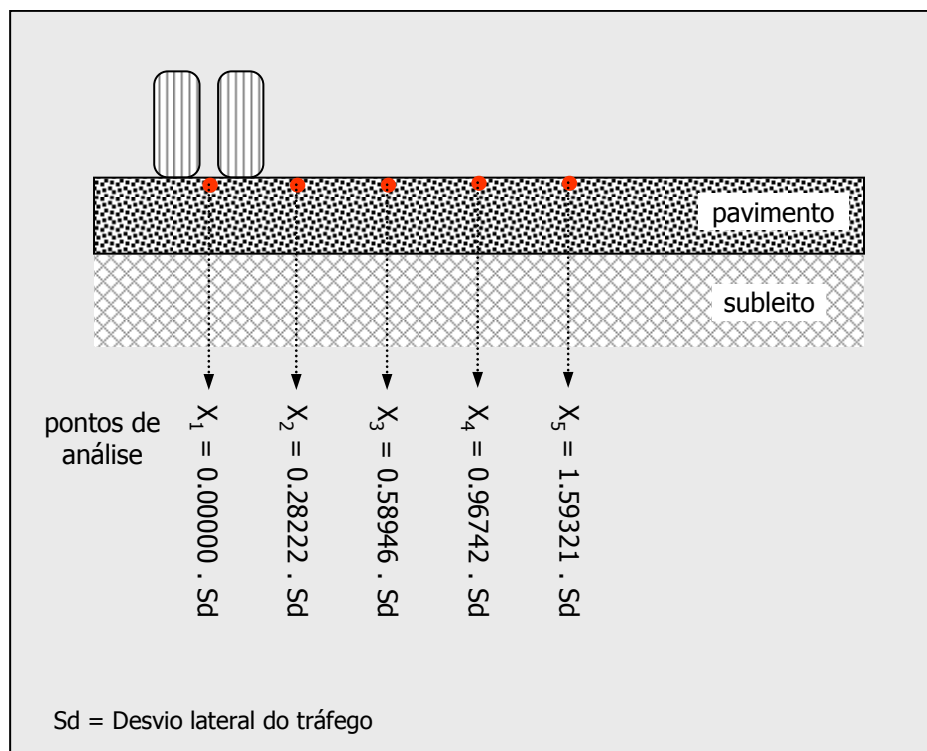


Figura 6.7: Pontos de análise para consideração da variação lateral do método desenvolvido nesta tese.

Para calcular o efeito final de uma passagem do eixo sobre o pavimento em um ponto específico da estrutura o programa somará a contribuição de cada efeito (D_i) de uma determinada posição na variação lateral, relativa a uma parcela de 11,1% (1/9) do tráfego, utilizando a expressão (6.6).

$$D = \frac{100}{9} \cdot \sum_{i=1}^9 D_i \quad (6.6)$$

Essa técnica se aplica aos danos que apresentem uma relação linear com o carregamento, e, por isso, não pode ser utilizada para a avaliação da deformação permanente. Para o afundamento de trilha de roda o Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) calcula o incremento de deformação permanente em cada camada considerando a resposta do pavimento em cada posição da variação lateral.

A Figura 6.8 apresenta esquematicamente o fluxograma do método de dimensionamento desenvolvido nesta tese considerando os diversos tipos de configuração de eixos utilizados no programa e a variação lateral do tráfego.

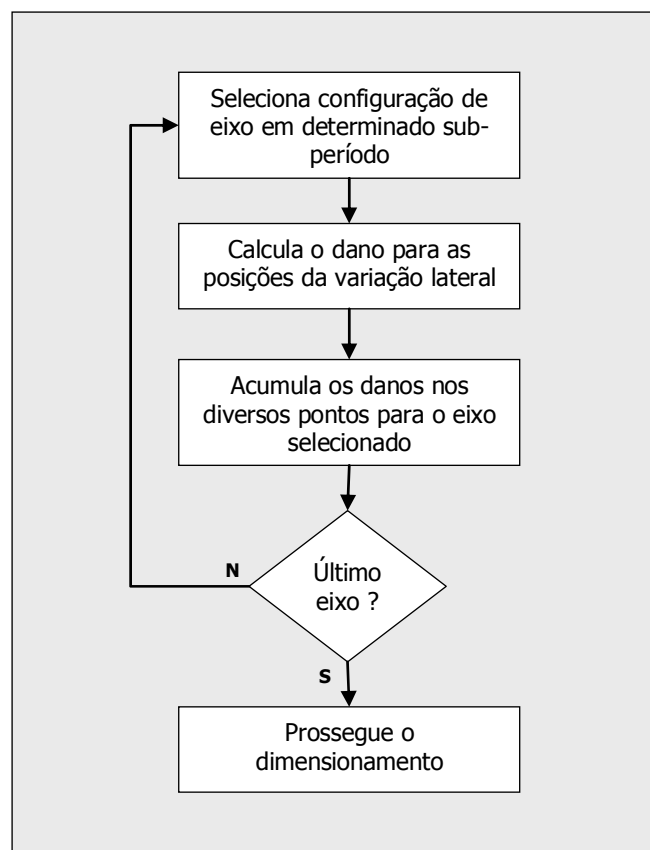


Figura 6.8: Fluxograma simplificado do tratamento do tráfego no método de dimensionamento desenvolvido nesta tese.

Capítulo 7

Modelos de desempenho de pavimentos asfálticos

O critério de ruptura do pavimento asfáltico é considerado como um dos fatores essenciais no projeto estrutural de pavimentação. A sua definição deve ficar bem esclarecida, pois influencia diretamente no custo de implantação de uma rodovia. Se subdimensionado, custos extras para reparação serão necessários; se superdimensionado, uma parte do investimento inicial poderia ser economizada.

Existem dois tipos de avaliação para a ruptura de pavimentos asfálticos: a ruptura estrutural e a ruptura funcional. Como já descrito anteriormente, a ruptura estrutural é o colapso propriamente dito da estrutura do pavimento ou de um de seus componentes de forma que o pavimento se torna incapaz de sustentar qualquer carga imposta na superfície. A ruptura funcional, que pode ou não vir acompanhada de uma ruptura estrutural, é uma condição que o pavimento atinge caracterizada pelo desconforto ao rolamento dos veículos; pela diminuição da segurança das operações; pelo aumento do risco de aquaplanagem devido às irregularidades e defeitos gerados pelo trincamento; ou, ainda, pelas grandes deformações permanentes (YODER e WITCZAK, 1975).

O pavimento pode atingir a ruptura estrutural ou funcional devido a fatores relacionados ao clima, às técnicas construtivas e principalmente às passagens das cargas impostas pelo tráfego. Cada passagem de um eixo contribui com uma parcela da vida de serviço segundo critérios de ruptura pré-estabelecidos. Esta parcela é o que se pode chamar de dano unitário devido a uma passagem do veículo. Com a seqüência da passagem dos veículos, os danos unitários vão se acumulando e consumindo a vida de serviço do pavimento.

O dano unitário varia em função das propriedades de engenharia dos materiais que compõem a estrutura do pavimento e se manifestam de diversas formas, como a deformação plástica no subleito do pavimento, o afundamento de trilha de roda ou o trincamento por fadiga dos revestimentos asfálticos ou das camadas cimentadas.

Estas manifestações do dano são comumente utilizadas pelos métodos consagrados de dimensionamento de pavimentos asfálticos como critérios de ruptura, que são classificados como:

- Para a ruptura estrutural: a deformação elástica ou tensão limite no topo do subleito; a deformação permanente, ou afundamento de trilha de roda; a deflexão máxima na superfície do pavimento; e o dano de fadiga.
- Para a ruptura funcional: o nível de irregularidade na superfície do pavimento; e o índice de serventia.

Para cada um dos critérios descritos acima existem modelos de desempenho que funcionam no dimensionamento como limitantes para a determinação das espessuras das camadas da estrutura do pavimento. Os modelos devem ser calibrados levando em consideração as mesmas hipóteses adotadas no método de dimensionamento no qual estão inseridos (FRANCO, 2004b).

Assim, os modelos de desempenho se tornam uma parte inseparável de um método de dimensionamento de pavimentos em particular e, portanto, não se deve extrair diretamente um modelo de um determinado método para utilização fora do contexto pelo qual foi calibrado (WARDLE *et al.* 2003). A Tabela 7.1 apresenta um resumo dos critérios de ruptura adotados em alguns dos métodos mais conhecidos e que são detalhados nos itens a seguir.

Tabela 7.1: Critérios de ruptura de métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos (MONISMITH e BROWN, 1999).

Método	Critérios de Ruptura
Shell International Petroleum	Fadiga em camadas estabilizadas com cimento ou asfálticas Deformação limite no topo do subleito Deformação permanente na camada asfáltica (estimado)
Instituto do Asfalto (MS-1)	Fadiga em camadas asfálticas Deformação limite no topo do subleito
Austroroads	Fadiga em camadas estabilizadas com cimento ou asfálticas Deformação limite no topo do subleito
Laboratoire Central de Ponts et Chaussées (LCPC)	Fadiga em camadas estabilizadas com cimento ou asfálticas Deformação permanente na camada asfáltica
Federal Aviation Administration (LEDFAA)	Fadiga em camadas estabilizadas com cimento ou asfálticas Deformação limite no topo do subleito

7.1. Deformação limite no topo do subleito

A obtenção de dados para o desenvolvimento de modelos de deformação permanente é dificultada pelo tempo elevado necessário para a realização desses ensaios e o número de variáveis que precisam ser avaliadas. Ainda nos dias atuais, a deformação permanente em estruturas de pavimento é avaliada indiretamente por meio das tensões verticais e deformações resilientes causadas pela aplicação de cargas e que ocorrem no topo do subleito. Vários métodos de projeto incorporam essa abordagem pela simplicidade com que pode ser incluída na análise (FRANCO, 2000).

Vale ressaltar também que, para esta avaliação, é considerado que a deformação permanente das camadas preparadas do pavimento é insignificante quando comparada à deformação do subleito.

A limitação da tensão vertical que atua no topo do subleito é um dos critérios utilizados atualmente para o projeto de pavimentos, uma vez que se supõe sempre que o subleito é a camada de menor resistência ao cisalhamento, visto ser o material local e, portanto, o mais sensível às deformações plásticas (MOTTA, 1991).

Vários são os modelos de previsão tanto da tensão vertical quanto da deformação plástica admissível no topo do subleito.

MOTTA (1991) apresenta o modelo que estima a tensão vertical admissível no topo do subleito, apresentado na equação (7.1), que, segundo a autora, é originalmente devida a Heukelom e Klomp de 1962. Esse modelo foi incorporado no programa PAVE para análise de pavimentos, desenvolvido por FRANCO (2000).

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006 \cdot M_R}{1 + 0,7 \cdot \log N} \quad (7.1)$$

onde:

- σ_{adm} é a tensão vertical admissível no topo do subleito, em kgf/cm²;
- M_R é o módulo de resiliência do subleito, em kgf/cm² e
- N é o número de aplicações de carga.

Outra forma de consideração limite de formação de afundamento de trilha de roda é a adoção de modelos de deterioração da deformação vertical limite no topo do

subleito ou no conjunto das camadas, e a mais simples representação é a apresentada na expressão (7.2).

$$\varepsilon_v = A \cdot N^B \quad \text{ou} \quad N = k_1 \cdot \left(\frac{I}{\varepsilon_v} \right)^{k_2} \quad (7.2)$$

onde:

- ε_v é a deformação vertical limite no topo do subleito;
- A , B ou k_1 , k_2 são parâmetros experimentais obtidos em ensaios de laboratório; e
- N é o número admissível de aplicações de carga no laboratório.

No método de dimensionamento de pavimentos da *Shell Oil* os parâmetros experimentais do modelo (7.2) são definidos para diversos níveis de confiança (50%, 85% e 95%) e estão apresentados na Tabela 7.2 (MONISMITH e BROWN, 1999).

SANTOS (1998) apresenta outros modelos de previsão da deformação limite do subleito extraídos do trabalho de Pidwerbesky e Steven de 1997, também com a mesma forma básica do modelo da expressão (7.2). Os parâmetros experimentais A e B do modelo estão apresentados na Tabela 7.3.

Tabela 7.2: Parâmetros A e B do modelo da expressão (7.2) de previsão da deformação vertical limite no topo do subleito da Shell Oil (MONISMITH e BROWN, 1999).

Nível de confiança	A	B
50%	0,028	-0,25
85%	0,021	-0,25
95%	0,019	-0,21

Tabela 7.3: Parâmetros A e B de modelos de previsão da deformação vertical limite no topo do subleito citadas por SANTOS (1998).

Fonte (Citado em SANTOS, 1998)	Parâmetro	
	A	B
Claessen et al. (1997)	0,028	-0,25
Dunlop et al. (1993) - rodovia 1ª Classe	0,021	-0,23
Dunlop et al. (1993) - rodovia 2ª Classe	0,025	-0,23
Manual Austrália Austroads (1992)	0,0085	-0,14
Pidwerbesky e Steven (1997)	0,012	-0,145

MONISMITH e BROWN (1999) apresentam os modelos utilizados pelos métodos de dimensionamento do *Asphalt Institute*, expressão (7.3), e do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* da França, expressão (7.4), para estimar a deformação vertical limite no topo do subleito. Os modelos estão apresentados, a seguir, na forma desenvolvida do modelo, ou seja, “ N ” em função de “ ε_v ”.

$$N = 1,365 \cdot 10^{-9} \cdot \varepsilon_v^{-4,477} \quad (7.3)$$

$$N = 2,227 \cdot 10^{-9} \cdot \varepsilon_v^{-4,505} \quad (7.4)$$

AYRES (1997) e FRANCO (2000) inseriram em seus programas, o AYMA e o PAVE respectivamente, os modelos da *Shell Oil* e do *Asphalt Institute* citados anteriormente, além do modelo do Corpo dos Engenheiros do Exército Americano (USACE), que é apresentado na expressão (7.5). Esse modelo é o mesmo utilizado pelo método da FAA (2006) para dimensionamento de pavimentos de aeroportos.

$$N = 10.000 \cdot \left(\frac{0,000247 + 0,000245 \cdot \log M_r}{\varepsilon_v} \right)^{0,0658 \cdot M_r^{0,559}} \quad (7.5)$$

onde:

- MR é o módulo de resiliência da camada, em psi;
- ε_v é a deformação vertical limite no topo do subleito; e
- N é o número admissível de aplicações de carga do eixo de aeronave padrão.

As curvas dos diversos modelos citados são apresentadas de forma gráfica para fins de comparação. Para permitir comparar o modelo de Heukelom e Klomp, que é função da tensão admissível, com os demais modelos, que são função da deformação específica resiliente, uma estrutura de pavimento aleatória foi simulada para diversos valores de módulos e espessuras, de forma a se obter pares de valores ($\sigma_{adm} \times \varepsilon_v$). As curvas estão apresentadas na Figura 7.1 e verifica-se que dependendo da fonte, os valores podem variar bastante quanto menores forem as deformações ou por outra quanto maior for o volume do tráfego.

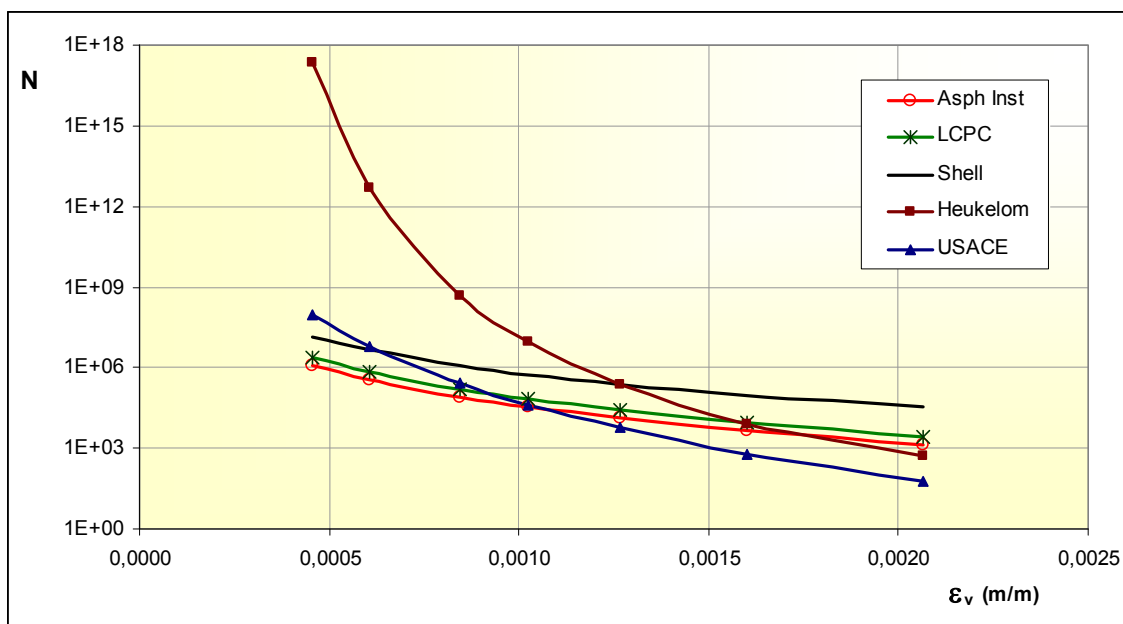


Figura 7.1: Comparação entre os modelos de previsão do número de repetições de carga admissível para a deformação vertical limite no topo do subleito.

A deformação limite no topo do subleito é o critério mais utilizado pelos métodos de dimensionamento de pavimentos, uma vez que, à medida que se aumenta a espessura total do pavimento, as tensões que chegam ao topo do subleito tendem a diminuir. Pela simplicidade de sua utilização, o critério se tornou bastante difundido.

7.2. Deformação permanente

O efeito da deformação permanente é caracterizado pelos afundamentos ao longo da trilha de roda e pelas irregularidades na superfície do pavimento que, por sua vez, dificultam a drenagem e aumentam o risco de aquaplanagem. Esses efeitos têm consequência direta na redução dos níveis de segurança e no conforto ao rolamento das estradas, pistas de pouso e decolagem, ruas e avenidas. A Figura 7.2 ilustra o dano de deformação permanente em uma pista de rolamento de um aeródromo brasileiro.

Muitos autores identificam a deformação permanente, também denominada como afundamento de trilha de roda, como um dos principais mecanismos de ruptura de pavimentos e que deve ser considerado no dimensionamento da estrutura (AYRES, 1997; MOTTA, 1991; MEDINA, 1997; HUANG, 1993; FRANCO, 2000).

Segundo MOTTA (1991), no Brasil já se comprovou que o efeito da deformação plástica não é significativo nas estradas federais, não aparecendo como causa principal

da deterioração dos pavimentos, devendo-se isso em parte aos critérios de dimensionamento do método CBR saturado e, também, às baixas umidades de equilíbrio que predominam nas camadas dos pavimentos brasileiros.



Figura 7.2: Exemplo de deformação permanente em pavimento asfáltico.

Há, no entanto, um crescimento das deformações permanentes somente de contribuição do revestimento com o aumento das cargas e nas áreas urbanas em pontos concentrados como em paradas de ônibus. Porém, este tipo de defeito é mais uma questão de dosagem da mistura asfáltica do que de dimensionamento de pavimentos, pois não depende da espessura da camada de revestimento.

Quando se pretende implantar um novo método de dimensionamento, o efeito da deformação permanente não pode deixar de ser avaliado a partir dos modelos que vem sendo propostos ou outros estudos a serem desenvolvidos.

Os métodos de dimensionamento consagrados, como o método da Shell (BISAR), o do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos, o de dimensionamentos de pavimentos de aeroportos da FAA (LEDFAA), não verificam o dano relacionado à deformação permanente das camadas do pavimento. Esses métodos consideram que a estrutura do pavimento não se deforma plasticamente e a deformação na superfície do pavimento é proveniente apenas da deformação plástica do subleito.

Segundo LEKARP *et al.* (2000b), a limitação do desenvolvimento da deformação plástica na estrutura é um dos principais aspectos na filosofia do dimensionamento de pavimentos asfálticos. Embora medir no campo o afundamento de trilha de roda seja uma tarefa simples, a sua previsão é bastante complexa. O problema não se resume apenas na caracterização dos materiais, mas, também, na avaliação do impacto das condições ambientais e do cálculo das tensões apropriadas durante toda a vida de serviço do pavimento.

A causa da ocorrência da deformação permanente é devida à ação das cargas do tráfego sobre a superfície dos pavimentos que gera uma deformação total na estrutura. Esta deformação total é composta pelas parcelas de deformação resiliente ou reversível e deformação permanente, ou plástica. Todas as camadas do pavimento contribuem com alguma parcela para a deformação permanente total da estrutura. Dessa forma, para estimar-se a profundidade dos afundamentos de trilha de roda, é necessário se conhecer o mecanismo de deformação de cada um dos materiais componentes das camadas do pavimento (MOTTA, 1991; HUANG, 1993).

Os modelos de previsão da deformação específica permanente dos materiais de pavimentação têm sido desenvolvidos a partir de dados obtidos em laboratório, por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Os corpos-de-prova não são previamente condicionados, como nos ensaios para determinação do módulo de resiliência, pois as deformações permanentes iniciais não devem ser desconsideradas. As amostras dos materiais devem ser preparadas para as condições (temperatura, estado de tensões, umidade, densidade etc.) esperadas no campo (FRANCO, 2000).

No entanto, os procedimentos utilizados para moldar os corpos-de-prova para a realização de ensaios triaxiais influenciam sobremaneira os parâmetros dos modelos de previsão do afundamento de trilha de roda. Estas influências, unidas à incerteza na previsão do tráfego e das condições climáticas, tornam muito difícil a estimativa da deformação permanente, justificando a utilização de modelos mais simplificados (HUANG, 1993; FRANCO, 2000).

LEKARP *et al.* (2000b) listam os diversos fatores que influenciam o comportamento de materiais granulares à deformação permanente. São eles: o estado de tensões; o número de aplicações de carga; a umidade do material; a história de tensões; o tipo de agregado e sua granulometria.

O modelo mais comum para a previsão da deformação permanente, encontrado em diversas fontes (SVENSON, 1980; CARDOSO, 1987; MOTTA, 1991; MEDINA, 1997; SANTOS, 1998; FRANCO, 2000; LEKARP *et al.* 2000b) relaciona o número de repetições de carga com a deformação específica permanente. Esse modelo, que é geral para todos os materiais de pavimentação, é representado na equação (7.6) e foi introduzido por MONISMITH *et al.* (1975).

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B \quad (7.6)$$

onde:

- ε_p é a deformação específica plástica;
- A e B são parâmetros a serem determinados para as condições do ensaio; e
- N é o número de repetições de carga em laboratório.

Em ensaios de laboratório consegue-se, para as condições específicas de carregamento e preparação de cada material, obter boas regressões com esse modelo, representando satisfatoriamente o comportamento da deformação permanente em relação apenas ao número de repetições de carga, tanto para solos granulares como para solos argilosos (FRANCO, 2000). Para fins ilustrativos apresentam-se na Tabela 7.4 os resultados de ensaios obtidos por SANTOS (1998) em diversas amostras de solos granulares lateríticos e na Tabela 7.5, os parâmetros de regressão obtidos por ESPINOSA (1987) para duas granulometrias de brita gnáissica.

Segundo GUIMARÃES (2001) e MEDINA e MOTTA (2005) os parâmetros A e B do modelo de Monismith, expressão (7.6), além de dependerem da natureza do material ensaiado e das condições de ensaio, dependem também do número de ciclos (N) utilizado para ajustar a reta de mínimos quadrados. Devido a esta dependência, GUIMARÃES (2001) comenta que o modelo de Monismith pode estimar uma deformação permanente elevada quando comparada com medidas reais de campo e propõe uma extensão ao modelo que será comentado a seguir, no item 7.2.4.

Tabela 7.4: Variação da deformação específica permanente com o número de aplicações de carga em materiais granulares de seis trechos de rodovias de Mato Grosso (SANTOS, 1998).

Nível de Tensão Aplicado: $\sigma_3=1,05 \text{ kgf/cm}^2$ e $\sigma_d=3,15 \text{ kgf/cm}^2$				
Estação	Camada	$\varepsilon_p = A \cdot N^B$		
		A	B	R ²
E-100	Base	0,005	0,11	0,92
	Sub-base	0,002	0,06	0,9
	Subleito	0,003	0,1	0,89
E-200	Base	0,001	0,1	0,92
	Sub-base	0,003	0,06	0,89
	Subleito	0,001	0,1	0,87
E-300	Base	0,002	0,13	0,89
	Sub-base	0,001	0,04	0,69
	Subleito	0,003	0,06	0,94
E-400	Base	0,002	0,08	0,93
	Sub-base	0,003	0,07	0,93
	Subleito	0,002	0,07	0,93
E-600	Base	0,004	0,08	0,91
	Sub-base	0,002	0,07	0,93
	Subleito	0,002	0,07	0,93
E-800	Base	0,001	0,08	0,91
	Sub-base	0,001	0,09	0,9
	Subleito	0,001	0,09	0,92

Tabela 7.5: Parâmetros do modelo de Monismith para duas granulometrias de uma brita gnáissica (ESPINOSA, 1987).

Amostra	Condições de compactação			Nível de tensão (MPa)		$\varepsilon_p = A \cdot N^B$		
	w (%)	γ_s (g/cm ³)	S (%)	σ_d	σ_3	A	B	r
Brita I	5,64	2,25	76,2	0,07	0,07	0,0018	0,038	0,983
	5,00	2,24	66,2	0,21	0,07	0,0026	0,033	0,951
	5,06	2,21	62,0	0,32	0,105	0,0047	0,077	0,944
Brita II	5,89	2,23	71,8	0,21	0,07	0,0020	0,031	0,982
	5,73	2,23	68,5	0,08	0,021	0,0030	0,032	0,976

A partir da diferenciação matemática do modelo de MONISMITH *et al.* (1975), equação (7.6), CARDOSO (1987) relaciona a deformação permanente com a deformação resiliente. Esse modelo, apresentado na equação (7.7), permite estimar a deformação permanente considerando não apenas o número de aplicações de carga~em laboratório, mas também o estado de tensões presente no material. Dessa maneira o autor buscou representar no termo da deformação resiliente a influência de outros fatores que alteram o comportamento dos materiais à deformação plástica, tais como a umidade, a densidade, o tipo e granulometria dos materiais, a história de tensões e o estado atual de tensões.

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu \cdot (N)^{-\alpha} \quad (7.7)$$

onde:

- $\mu = \frac{A \cdot B}{\varepsilon_r}$;
- $\alpha = 1 - B$;
- $\varepsilon_p(N)$ é a deformação permanente na n-ésima repetição de carga;
- ε_r é a deformação específica resiliente;
- N é o número de aplicações de carga em laboratório; e
- A e B são os parâmetros experimentais do modelo de MONISMITH *et al.* (1975).

CARDOSO (1987) mostra os intervalos prováveis de variação dos valores de α e μ para materiais típicos pesquisados em várias referências, representados resumidamente na Tabela 7.6.

Tabela 7.6: Valores prováveis para α e μ , segundo CARDOSO (1987).

Camada	α	μ
Revestimento asfáltico	0,45 a 0,90	0,10 a 0,50
Base / sub-base	0,90 a 1,00	0,10 a 0,30
Subleito	0,70 a 0,90	0,01 a 1,20

Conhecendo-se, assim, as equações que estabelecem a relação entre as deformações permanentes e as tensões em laboratório, para todos os materiais componentes das camadas do pavimento, é possível estimar a deformação permanente total de uma estrutura ou o afundamento de trilha de rodas do pavimento asfáltico por meio do somatório das deformações parciais de cada uma das camadas, conforme a expressão (7.8), adaptada de BARKSDALE¹⁸ (1971, *apud* MOTTA, 1991) para a estimativa do afundamento de trilha de roda (δ_{total}^P).

$$\delta_{total}^P = \sum_{i=1}^{n-1} (\varepsilon_p^i \times h_i) + \delta_{SL} \quad (7.8)$$

onde:

- δ_{total}^P é a deformação permanente total do pavimento;
- ε_p^i é a deformação permanente específica média da camada de ordem i;
- h_i é a espessura da camada de ordem i; e
- n é o número de camadas do pavimento, considerando o subleito.

Com o avanço da pesquisa dos fatores que influenciam o comportamento dos materiais à deformação permanente, modelos de previsão cada vez mais complexos estão sendo desenvolvidos pelos pesquisadores na tentativa de simular, a partir de ensaios de laboratório, o comportamento no campo do afundamento de trilha de roda.

Dessa forma, apresentam-se a seguir alguns modelos específicos de previsão de afundamento de trilha de roda para os diversos tipos de materiais utilizados em pavimentação e, também, uma outra forma de abordagem da deformação permanente dos materiais de pavimentação, a teoria “Shakedown”.

7.2.1. Materiais granulares

AYRES (1997) e FRANCO (2000) utilizaram em seus programas de avaliação de pavimentos o método que estima a deformação permanente usando um modelo

¹⁸ BARKSDALE, R.D., 1972, *Laboratory evaluation of rutting in base course material* - Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements – Michigan.

mecanístico-empírico desenvolvido por TSENG e LYTTON (1989). A deformação permanente de trilha de roda é estimada de acordo com o modelo da equação (7.9).

$$\delta_a(N) = \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) \cdot e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h \quad (7.9)$$

onde:

- $\delta_a(N)$ é a deformação permanente da camada;
- N é o Número de repetições de carga;
- h é a espessura da camada;
- ε_o , ρ e β são propriedades dos materiais;
- ε_r é a deformação específica resiliente imposta nos ensaios de laboratório para se obter os parâmetros ε_o , ρ e β ; e
- ε_v é a deformação específica vertical média resiliente.

Os coeficientes ρ e β e a relação $\varepsilon_o/\varepsilon_r$ são parâmetros dos materiais obtidos a partir de ensaios de deformação permanente. A estimativa desses parâmetros é realizada por meio de outros modelos complexos (ver FRANCO, 2000), em função do estado de tensões, do módulo de resiliência e da umidade dos materiais.

O modelo utilizado no Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) baseou-se no mesmo modelo desenvolvido por TSENG e LYTTON (1989), mas com modificações para se conseguir uma calibração satisfatória com os dados de acompanhamento de trechos. Além da introdução do fator de calibração β_{GB} igual a 2,2, as mudanças permitiram eliminar o termo referente à tensão no modelo e modificar as equações para as formas apresentadas a seguir, que permitem estimar os coeficientes ρ e β e a relação $\varepsilon_o/\varepsilon_r$.

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 \cdot W_c \quad (7.10)$$

$$\log \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) = \frac{(e^{(\rho)^\beta} \cdot a_1 E_r^{b_1}) + (e^{(\rho/10^7)^\beta} \cdot a_7 E_r^{b_7})}{2} \quad (7.11)$$

$$C_o = \ln \left[\frac{(a_1 E_r^{b_1})}{(a_7 E_r^{b_7})} \right] \quad (7.12)$$

$$\rho = 10^7 \cdot \left[\frac{C_o}{1 - (10^7)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}} \quad (7.13)$$

$$W_c = 51,712 \cdot \left[\left(\frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{0,64}} \right]^{-0,3586 \cdot GWT^{0,1192}} \quad (7.14)$$

onde:

- W_c é o teor de umidade (%);
- E_r é o Módulo de resiliência do material (psi);
- GWT é a profundidade do nível d'água (ft);
- $a_1 = 1,0942 \cdot 10^{-18}$; $b_1 = 3,520049$;
- $a_7 = 0,03162278$; e $b_7 = 0,5$.

E o modelo final calibrado é apresentado na expressão (7.15), com $R^2 = 0,6235$; $N = 387$; $Se = 0,014in$; $Se/Sy = 0,519$, é:

$$\delta_a(N) = 2,2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_\theta}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N} \right)^\beta} \varepsilon_v h \quad (7.15)$$

7.2.2. Misturas asfálticas

O modelo de deformação permanente de misturas asfálticas utilizado pelo Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) é uma relação constitutiva baseada em dados de ensaios triaxiais de carga repetida calibrados com dados de observações de campo analisados estatisticamente. O modelo escolhido pelo Guia, apresentado na expressão (7.16), foi baseado na extensa pesquisa conduzida por LEAHY (1989) e AYRES (1997) e foi parcialmente calibrado com dados de campo obtidos de 88 seções do LTPP localizadas em 28 estados americanos.

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = k_1 \cdot 10^{-3,51108} T^{1,5606} N^{0,479244} \quad (7.16)$$

onde:

- ε_p é a deformação permanente na n-ésima repetição de carga;
- ε_r é a deformação específica resiliente como função das propriedades da mistura, temperatura e frequência de carregamento;
- N é o Número de repetições de carga; e
- T é a Temperatura do material em °F.

O fator k_1 é função da espessura da camada asfáltica e da profundidade do ponto de análise e foi introduzido para promover uma previsão mais acurada possível do afundamento de trilha de roda. A sua determinação foi obtida por meio de ensaios realizados em trincheiras em seções da Pesquisa de acompanhamento de trechos de pavimentos do Departamento de Transportes do estado de Minnesota (MnRoad).

- $k_1 = (C_1 + C_2 \cdot z) \cdot 0,328196^{-z}$;
- $C_1 = -0,1039 \cdot H_{ac}^2 + 2,4868 \cdot H_{ac} - 17,342$;
- $C_2 = 0,0172 \cdot H_{ac}^2 - 1,7331 \cdot H_{ac} + 27,428$;
- H_{ac} é a espessura da camada asfáltica em polegadas; e
- z é a profundidade em polegadas.

7.2.3. Subleito

Os programas de análises de pavimentos de AYRES (1997) e FRANCO (2000) utilizam o mesmo modelo de TSENG e LYTTON (1989) descrito na equação (7.9) no item anterior, diferenciando-se apenas nas equações de determinação dos coeficientes ρ e β e da relação $\varepsilon_o/\varepsilon_r$ que são específicas para materiais de subleito.

O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) utiliza para solos finos o mesmo modelo modificado para materiais granulares citado no item anterior. A

diferença está no fator de calibração β_{SG} que é igual a 8,0. O modelo para material do subleito é o apresentado na expressão (7.17).

$$\delta_a(N) = 8,0 \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \varepsilon_v h \quad (7.17)$$

$$R^2 = 0,1908; N = 387; Se = 0,056in; Se/Sy = 0,92.$$

A análise da deformação permanente para o subleito deve ser abordada de uma forma diferente das análises realizadas para as camadas do pavimento, pois no método de dimensionamento adotado, o subleito é considerado como sendo uma camada de profundidade infinita.

AYRES (1997) desenvolveu um método aproximado para determinar a deformação permanente do subleito a partir das deformações específicas permanentes no topo do subleito e a 15cm (6 pol.) de profundidade.

A partir de diversos resultados, Ayres verificou que a deformação específica permanente ao longo do subleito vai reduzindo exponencialmente, segundo a relação apresentada na equação (7.18).

$$\varepsilon_p(z) = \varepsilon_p(z=0) \cdot e^{-k \cdot z} \quad (7.18)$$

onde:

- $\varepsilon_p(z=0)$ é a deformação específica permanente no topo do subleito;
- $\varepsilon_p(z)$ é a deformação específica permanente na profundidade z ;
- z é a profundidade medida a partir do topo do subleito, em pol; e
- $k = 1/6 \cdot \ln\left(\frac{\varepsilon_{p,z=0}}{\varepsilon_{p,z=6''}}\right)$

Assim, AYRES (1997), em seu programa AYMA, calcula a deformação permanente do subleito do pavimento (δ_{SL}) pela seguinte relação:

$$\delta_{SL} = \int_0^{\infty} \varepsilon_p(z) \cdot dz = \frac{1}{k} \cdot \varepsilon_p(z=0) \quad (7.19)$$

7.2.4. Análise “Shakedown”

O conceito do “shakedown” ou acomodamento é utilizado para descrever o comportamento de estruturas convencionais da engenharia sob um carregamento cíclico repetido. Foi originalmente desenvolvido para analisar o comportamento de vasos de pressão sob carregamento térmico cíclico e atualmente é utilizado em diversas áreas da engenharia, incluindo aí o estudo dos materiais granulares usados em pavimentação.

Segundo LEKARP e DAWSON (1998), ao relacionar a deformação permanente de camadas granulares com o nível de tensões cisalhantes pode-se concluir que, para níveis baixos de tensões, a deformação permanente resultante pode atingir uma condição de equilíbrio. Para níveis elevados de tensões, entretanto, constata-se que as deformações permanentes aumentam rapidamente, podendo resultar até em ruptura. Isso levanta a possibilidade da existência de um nível crítico de tensão que separa a condição de equilíbrio da condição de ruptura.

A essência desta análise, portanto, é determinar a carga crítica de acomodamento para uma dada combinação de espessuras de camadas do pavimento, de tipos de materiais e de condições ambientais. Em pavimentos operando com cargas acima da crítica de acomodamento prevê-se exibir um aumento no acúmulo de deformações permanentes sob condições de carregamento repetido por um longo período, podendo conduzir a um colapso ou afundamentos de trilha de rodas excessivos. Os pavimentos operando em níveis de carga inferiores à carga crítica de acomodamento podem até exibir pequenas deformações permanentes, mas alcançam um estado de equilíbrio a partir do qual danos mecânicos deixam de ocorrer. Alguns métodos de dimensionamento de pavimentos assumem que os pavimentos se deterioram indefinidamente, entretanto, existem evidências de campo que isso nem sempre seja verdade e o estado de equilíbrio é alcançado (WERKMEISTER *et al.* 2003).

WERKMEISTER *et al.* (2002) citam que o comportamento da camada granular pode ser dividido em três intervalos (A, B e C), detalhados na Figura 7.3:

- Se o comportamento estiver no intervalo A, então a camada não desenvolverá mais deformações permanentes após a compactação e o material responderá elasticamente. Assim, o intervalo A é permitido em um pavimento, na condição de que as deformações plásticas acumuladas, antes do desenvolvimento completo do comportamento resiliente, sejam suficientemente pequenas.

- O material no intervalo B desenvolve acúmulos de deformações plásticas e pode atingir a ruptura para um elevado número de aplicações de carga. Tal condição pode ser adequada para vias com pequeno movimento de tráfego.
- O intervalo C não deve ocorrer em um pavimento bem dimensionado, pois a resposta do material é sempre plástica a cada aplicação de carga o que resulta em um incremento progressivo de deformação permanente.

Citando, ainda, WERKMEISTER *et al.* (2003), as análises de diversos resultados de ensaios de deformação permanente (triaxiais de carga repetida) em um gráfico que relacione a razão de tensões aplicadas (σ_{1max}/σ_c) com o pico da tensão axial (σ_{1max}) revelam uma relação exponencial, descrita em (7.20), que permite determinar os limites de acomodamento, isto é, os limites das áreas A, B e C. Os limites de acomodamento são fortemente dependentes das propriedades dos materiais e dos fatores climáticos sazonais.

$$\sigma_{1max} = \alpha \cdot \left(\frac{\sigma_{1max}}{\sigma_c} \right)^\beta \quad (7.20)$$

onde:

- σ_{1max} é o pico de tensão axial ($\sigma_c + \sigma_d$);
- σ_c é a tensão de confinamento; e
- α e β são parâmetros dos materiais.

Ensaaios triaxiais de carga repetida foram conduzidos por WERKMEISTER *et al.* (2003), em séries de corpos-de-prova com incrementos na relação σ_{1max} / σ_c , para a determinação dos parâmetros dos materiais da equação (7.20). Os autores buscaram definir os limites das condições de tensões, a partir dos quais ocorrem alterações no comportamento à deformação permanente (os limites de acomodamento). Para os materiais ensaiados, os autores verificaram que quando uma deformação plástica específica axial acumulada para 3000 a 5000 ciclos de carregamento for de $0,45 \cdot 10^{-4}$ m/m o limite A-B (limite plástico de acomodamento) é alcançado. Quando esta deformação atinge $4,0 \cdot 10^{-4}$ o limite B-C (limite plástico de *creep*) é alcançado. A Figura 7.3 ilustra os limites de acomodamento do material ensaiado pelos referidos autores.

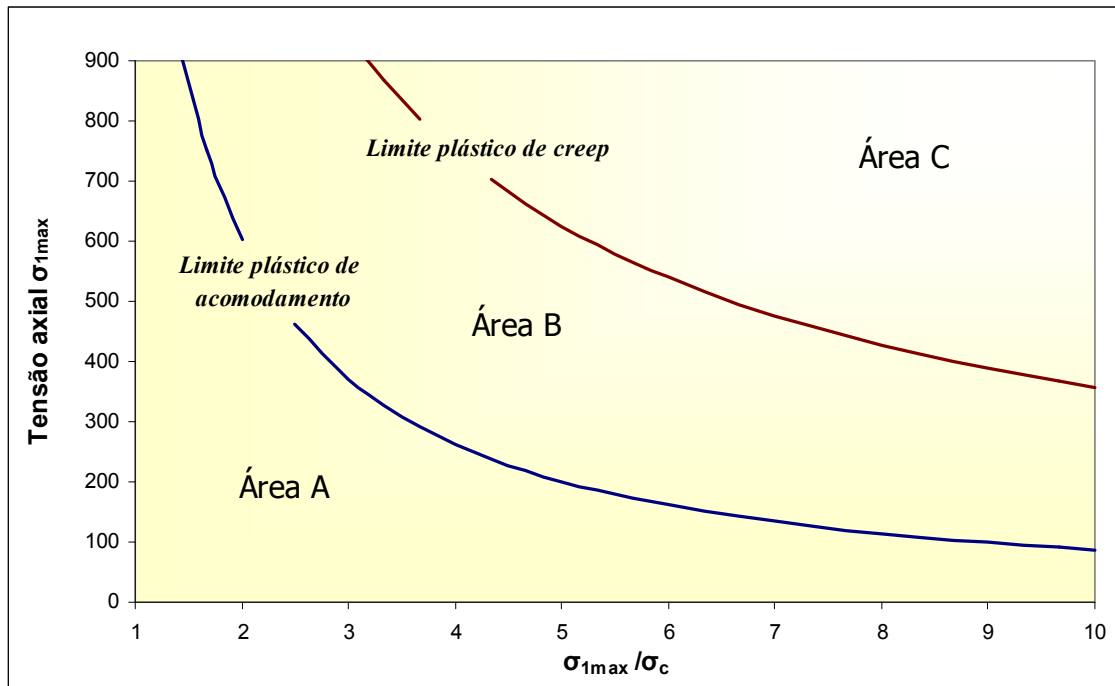


Figura 7.3: Gráfico da relação de tensões axial máxima e compressão pela tensão axial máxima (WERKMEISTER *et al.*, 2003).

Poucos estudos sobre a teoria *Shakedown* no Brasil foram realizados. Destacam-se os trabalhos de GUIMARÃES (2001), que buscou definir o acomodamento (*shakedown*) de solos granulares e finos lateríticos; e o trabalho de MALYSZ (2006), que prevê a construção de um equipamento para ensaio triaxial de corpos-de-prova de grandes dimensões (25cm x 50cm) para avaliar o comportamento de camadas granulares sob cargas repetidas.

GUIMARÃES (2001) fez considerações sobre o modelo de Monismith para a previsão de deformação permanente em solos constituintes de camadas de pavimentos, a partir de ensaios realizados com amostras de uma Laterita de Brasília e uma Argila Amarela do Rio de Janeiro. O autor realizou uma adaptação do modelo de deformação permanente de MONISMITH *et al.* (1975), equação (7.6), que consistiu basicamente em limitar o modelo original até um número de ciclos correspondente ao ciclo de *shakedown*, N_{SD} , ou seja, usar a equação enquanto existir uma taxa de acréscimo não-nula da deformação permanente total. A partir daí a deformação permanente é aproximada por uma reta de declividade muito pequena ou nula. A deformação passaria a ser dada pela função representada na equação (7.21).

$$\begin{aligned}\varepsilon_p &= A.N^B \text{ se } N \leq N_{SD} \text{ e} \\ \varepsilon_p &= C.N + D \text{ se } N > N_{SD}\end{aligned}\tag{7.21}$$

onde:

- ε_p é a deformação específica plástica;
- A e B são parâmetros a serem determinados para as condições do ensaio;
- N é o número de repetições de carga; e
- N_{SD} é o número de ciclos correspondente ao ciclo de *shakedown*.

Com o modelo expandido para valores superiores ao do acomodamento ou *shakedown* plástico, GUIMARÃES (2001) obteve valores de deformação permanente na ordem de 20,6% e 18,2% menores do que aqueles obtidos com o modelo original.

Embora a teoria “shakedown” ou do acomodamento esteja relacionada com a deformação permanente dos materiais de pavimentação, os limites entre os intervalos de comportamento ainda não foram bem definidos e devem ser avaliados caso a caso para cada material que se desejar utilizar em pavimentação.

Apesar de possuir uma teoria consistente, o conceito do “shakedown” para os materiais granulares correntes no Brasil precisa ser mais estudado e mais difundido. Os estudos e ensaios triaxiais de carga repetida permitiriam obter os parâmetros de regressão das curvas limites de acomodamento, equação (7.20), ou mesmo o número de ciclos correspondente ao ciclo de shakedown proposto por GUIMARÃES (2001), que atualmente são pouco conhecidos.

7.3. Deflexão admissível na superfície do pavimento

A deflexão máxima admissível na superfície do pavimento é um fator que pode representar um controle da resistência à fadiga e que é adotado como critério de degradação estrutural pela facilidade de controle no campo (MEDINA e MOTTA, 2005).

A deflexão recuperável máxima é um indicativo do comportamento global da estrutura, sendo afetada pelo subleito e pelas camadas constituintes do pavimento. A sua definição está ligada a concepção estrutural do pavimento e as características elásticas de suas camadas. A deflexão representativa de uma determinada seção de pavimento é

considerada em diversos métodos de dimensionamento de reforços como o principal fator a afetar o cálculo da espessura do reforço necessário, como ocorre nos métodos PRO 10/79, PRO 11/79, PRO 159/85 e PRO 269/94 (DNIT, 2006b).

PREUSSLER (1983) propôs expressões para estimar a vida de fadiga baseada na deflexão recuperável da estrutura do pavimento devida a um carregamento conhecido e que faz parte do método de projeto de reforço de pavimentos do DNER – PRO 269/94, o TECNAPAV (DNER, 1994).

O autor citado dividiu o modelo em duas expressões, descritas em (7.22), a fim de tornar o tratamento estatístico mais apurado: uma expressão para revestimentos com menos de 10cm de espessura e outra para espessuras superiores a 10cm, como apresentado na Figura 7.4.

$$\begin{cases} \log(D) = 3,148 - 0,188 \cdot \log(N_f) & \text{para } h < 10\text{cm} \\ \log(D) = 3,479 - 0,289 \cdot \log(N_f) & \text{para } h \geq 10\text{cm} \end{cases} \quad (7.22)$$

onde:

- D é a deflexão máxima total admissível (0,01mm); e
- N é o número de repetições de carga.

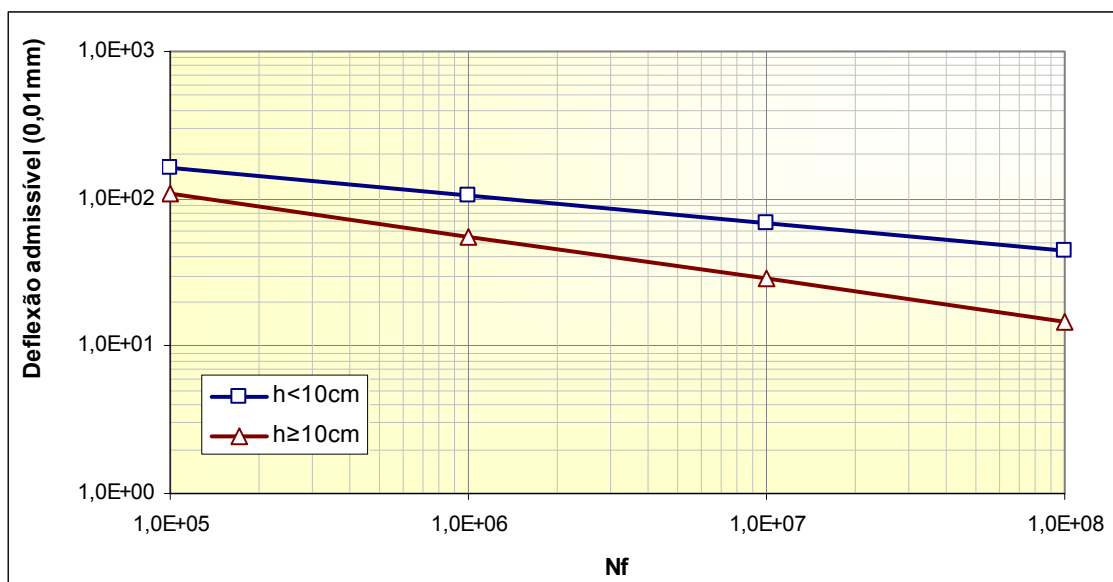


Figura 7.4: Curvas do critério de deflexão admissível (PREUSSLER, 1983).

PREUSSLER (1983) multiplicou por 100 o valor do número de repetições de carga do ensaio de fadiga que serviu de base como critério, como fator campo-laboratório, o qual se encontra já embutido nos parâmetros das expressões do modelo (7.22).

7.4. Fadiga dos materiais asfálticos e cimentados

Define-se fadiga como um processo de alterações progressivas estruturais, localizadas e permanentes, que ocorre em um material sujeito a condições que produzam deformações e tensões (com amplitude inferior à tensão de ruptura do material), repetidas ou oscilantes em determinado ponto ou pontos, e que possa culminar em trincas ou completa ruptura após um determinado número de repetições. Ou seja, o material perde resistência com a repetição da aplicação da carga. (MONISMITH e DEACON, 1969; PINTO e MOTTA, 1995; RODRIGUES, 1998).

Nos materiais asfálticos e cimentados, a fadiga ocorre pela repetição da aplicação das cargas oriundas do tráfego de veículos sobre os pavimentos, gerando micro-fissuras na estrutura que resultam na perda de rigidez do material. Ao longo do tempo, as micro-fissuras vão se acumulando até a ruptura do material. A Figura 7.5 ilustra um pavimento com o dano de fadiga na superfície.



Figura 7.5: Exemplo de dano de fadiga em pavimento asfáltico.

O trincamento inicia em pontos críticos, aonde as tensões são maiores. Com a continuação da aplicação do carregamento, as trincas se propagam por toda a espessura da camada, permitindo a passagem de água da superfície para a estrutura do pavimento. Esse fenômeno enfraquece e reduz o desempenho global do pavimento, consistindo em um dos principais processos de ruptura dos pavimentos (AYRES, 1997).

A fadiga das misturas asfálticas é considerada como um importante fator para o bom dimensionamento de estruturas de pavimentos e, portanto, seu comportamento deve ser bem conhecido e devidamente caracterizado. Além dos materiais asfálticos, a fadiga ocorre também nas camadas de materiais estabilizados quimicamente, tais como as britas graduadas tratadas com cimento e as misturas solos-cimento.

O ensaio para a caracterização da fadiga submete uma amostra do material a uma aplicação de carga repetida até a sua ruptura. A ruptura pode ser definida por vários critérios. A curva que representa o número de aplicações de carga até a ruptura com a amplitude da carga aplicada é conhecida como a curva de Wöhler, pesquisador que realizou os primeiros estudos fundamentais da fadiga de metais em laboratório, e é caracterizada por relações do tipo (PINTO, 1991; BENEDETTO *et al.* 1997; MONISMITH e BROWN, 1999; LOUREIRO, 2003):

$$N_f = k_1 \cdot \sigma^{n_1} \quad (7.23)$$

$$N_f = k_2 \cdot \varepsilon^{n_2} \quad (7.24)$$

onde:

- N_f é o número de aplicações de carga até a ruptura;
- σ é a tensão de tração repetida atuante;
- ε é a deformação de tração repetida; e
- n_1, n_2, k_1 e k_2 são constantes experimentais obtidas por regressão.

As equações (7.23) e (7.24) representam o comportamento da fadiga como sendo uma relação linear em um gráfico bi-logarítmico entre a tensão ou deformação de tração com o número de aplicações de carga. A equação (7.23) representa o modelo geral quando o ensaio é realizado a tensão controlada e a equação (7.24) quando o ensaio é realizado a deformação controlada.

O ensaio de fadiga a tensão controlada é caracterizado pela aplicação de uma carga constante e conhecida, em ciclos repetidos, sobre um corpo-de-prova cilíndrico ou prismático. A aplicação contínua da tensão procura simular as condições de campo no laboratório, em que a carga das rodas dos veículos atua sobre os pavimentos de forma repetitiva. A Figura 7.6 apresenta um esquema do comportamento à fadiga de misturas asfálticas à tensão controlada (MONISMITH e DEACON, 1969).

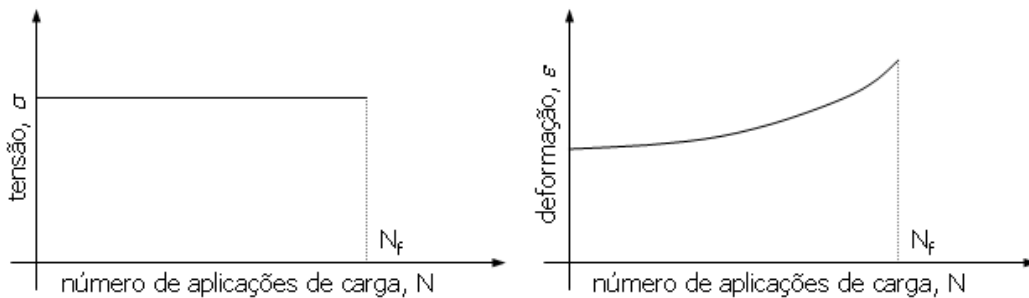


Figura 7.6: Representação esquemática do comportamento de fadiga à tensão controlada de misturas asfálticas (MONISMITH e DEACON, 1969).

Segundo HUANG (1993) o ensaio à tensão controlada é aplicável em pavimentos com espessuras das camadas asfálticas superiores a 15cm. PINTO (1991) comenta ainda que o ensaio se aplica em pavimentos com camadas asfálticas rígidas em relação ao seu suporte, significando que o comportamento estrutural das camadas de misturas asfálticas possui capacidade para resistir às cargas aplicadas, controlando a magnitude das deformações que podem ocorrer.

Esse ensaio é bastante utilizado nos mais importantes centros de pesquisa de pavimentos do Brasil, apesar de suas limitações.

O ensaio de fadiga à deformação controlada, que é pouco difundido no Brasil por suas dificuldades operacionais, é caracterizado por uma aplicação repetida e decrescente de tensões, de modo a manter uma deformação recuperável do corpo-de-prova constante do início até o final do ensaio. A Figura 7.7 apresenta uma representação esquemática do comportamento das tensões e deformações no corpo-de-prova durante o ensaio. Nesse tipo de ensaio as trincas vão evoluindo de forma mais lenta que no ensaio realizado a tensão controlada, uma vez que a intensidade da carga aplicada vai diminuindo ao longo do ensaio e com isso, o tempo para a realização do ensaio se torna extenso.

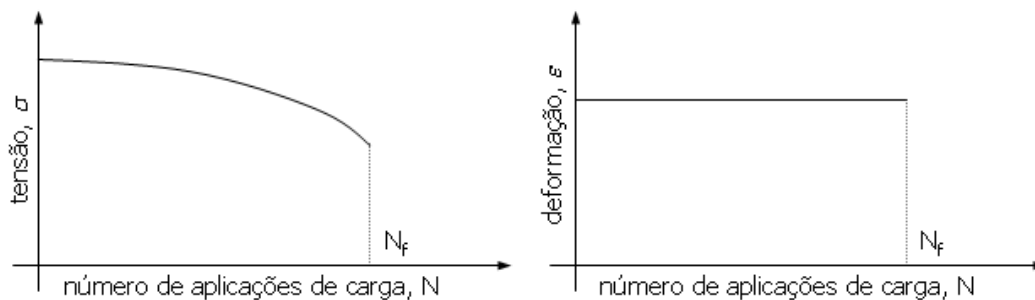


Figura 7.7: Representação esquemática do comportamento de fadiga à deformação controlada de misturas asfálticas (MONISMITH e DEACON, 1969).

Em função desta característica do ensaio, é possível que o corpo-de-prova não chegue ao colapso e, por isso, é necessário que seja estabelecido um critério de ruptura. Alguns critérios utilizados são: a redução em 40% ou 50% da carga inicial aplicada (PINTO 1991); ou 50% do módulo de rigidez inicial por flexão ou da tensão inicial (PRONK e HOPMAN¹⁹, 1990; TAYEBALI²⁰ *et al.* 1992; *apud* LOUREIRO, 2003).

Segundo HUANG (1993) esse tipo de ensaio é aplicável apenas a pavimentos delgados, com espessuras inferiores a 5cm. PINTO (1991) comenta que o ensaio representa melhor os pavimentos com camadas asfálticas fracas em relação ao seu suporte. Nesses pavimentos, as deformações da estrutura são regidas pelas camadas subjacentes à camada asfáltica e, portanto, a diminuição no módulo de rigidez do revestimento influi pouco no dimensionamento.

Na situação real de campo nem o comportamento à tensão controlada nem o à deformação controlada ocorrem ao longo de toda a vida de serviço do trecho. Segundo MONISMITH e DEACON (1969), uma extensa quantidade de modos de carregamento pode ocorrer entre os dois limites bem definidos pelos ensaios de fadiga. Isso se deve às alterações das propriedades de resistência e rigidez das misturas asfálticas com o avanço do dano de fadiga que geram uma variação do comportamento das tensões e deformações no interior da camada asfáltica durante o carregamento.

¹⁹ PRONK, A.C. e HOPMAN, P.C., 1990, “Energy Dissipation: The Leading Factor of Fatigue. In Highway Research: Sharing the Benefits”: *Proceedings of a Conference of the United States Strategic Highway Research Program*, London, p. 255-267.

²⁰ TAYEBALI, A.A.; ROWE, G.M. e SOUZA, J.B., 1992, “Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixtures”: *Proceedings Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, AAPT, v. 61, p. 333-360.

MONISMITH e DEACON (1969) definiram uma forma de avaliar esta variação por meio do Fator Modo, equação (7.25). A Figura 7.8 apresenta uma representação esquemática do comportamento das tensões x deformações em uma mistura asfáltica para um modo de carregamento intermediário.

$$MF = \frac{|A| - |B|}{|A| + |B|} \quad (7.25)$$

onde:

- MF é o fator modo;
- $|A|$ é a variação percentual da tensão de tração horizontal devido a uma redução arbitrada e fixa da rigidez da mistura; e
- $|B|$ é a variação percentual da deformação de tração horizontal devido a uma redução arbitrada e fixa da rigidez da mistura.

A determinação dos parâmetros de regressão que geram os modelos (7.23) ou (7.24) é realizada por meio dos resultados dos ensaios repetitivos de aplicação de carga em laboratório e, quando se reúnem resultados consistentes para situações características, é possível se obter modelos genéricos de desempenho em relação à fadiga. Na medida em que se acumulam resultados e se desenvolvem modelos, busca-se reduzir a quantidade de ensaios de laboratório para a caracterização da fadiga dos materiais.

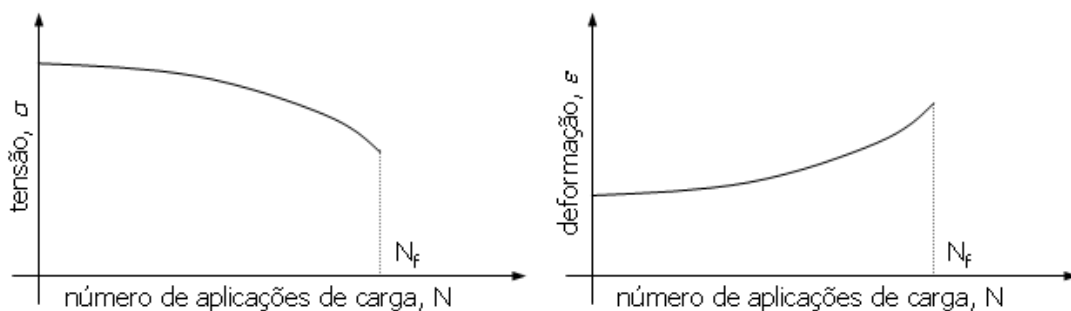


Figura 7.8: Representação esquemática do comportamento de fadiga de misturas asfálticas em modo de carregamento intermediário (MONISMITH e DEACON, 1969).

A fadiga expressa pelas equações (7.23) e (7.24) representa uma condição específica de diversos parâmetros que estão envolvidos no ensaio como a forma do corpo-de-prova, qualidade do material, a temperatura da amostra e o estado de tensões.

A fim de melhor representar o comportamento da fadiga e buscando identificar uma lei geral, várias instituições, como a COPPE/UFRJ, *Shell Oil* e a AASHTO, vêm desenvolvendo modelos de fadiga baseados na deformação inicial de tração e no módulo ou rigidez da mistura. Os modelos possuem a forma apresentada na equação (7.26).

$$N_f = k_1 \cdot \varepsilon^{n_1} \cdot S_{mix}^{n_2} \quad (7.26)$$

onde:

- N_f é o número de aplicações de carga até a ruptura;
- ε é a deformação máxima inicial de tração;
- S_{mix} é o módulo de resiliência ou rigidez da mistura; e
- k_1 , n_1 e n_2 são constantes de regressão.

O programa PAVE (FRANCO, 2000) utiliza nas análises diversos modelos de previsão da vida de fadiga. Ao projetista é dada a tarefa de escolher o modelo mais adequado que atenda às necessidades do seu projeto. No entanto, FRANCO (2004b) verificou que, para materiais asfálticos, os modelos de previsão mais conhecidos estimam vidas de fadiga diferentes, mesmo os modelos ditos calibrados para condições de campo.

FRANCO (2004b) salienta ainda que, para realizar uma análise de uma estrutura de pavimento, todos os métodos de ensaio utilizados, tanto para a previsão da fadiga de materiais asfálticos quanto para o de módulo de deformabilidade, devem ser coerentes com a técnica adotada no programa de dimensionamento. Em vista disso, a utilização de modelos diversos, desenvolvidos a partir de métodos de ensaio diferentes daqueles em que o método de dimensionamento foi baseado, de forma indiscriminada pode gerar resultados incoerentes. A mesma preocupação serve para os modelos que estimem a vida de fadiga de misturas cimentadas.

O comportamento das misturas asfálticas à fadiga pode ser determinado por meio de diferentes métodos ou procedimentos de ensaio. A definição do método a ser utilizado é baseada na disponibilidade de equipamentos no laboratório e no conhecimento dos procedimentos de ensaio. Cada equipamento possui vantagens e limitações particulares. Segundo MONISMITH e DEACON (1969) nenhum dos equipamentos é suficientemente universal de forma a garantir um ensaio padrão e todos devem ser considerados como uma ferramenta de pesquisa que possui um uso específico e limitado.

As leis de fadiga obtidas a partir dos ensaios realizados com equipamentos distintos são utilizadas como critério de dano nos dimensionamentos de estruturas de pavimentos em diversos países do mundo. A seguir, resumem-se os principais modelos de fadiga de pavimentos asfálticos dos métodos mais consagrados.

7.4.1. Modelo da Shell Oil

SHOOK²¹ *et al.* (1982 *apud* HUANG, 1993) apresentaram um modelo que hoje é conhecido como modelo da Shell. No modelo originalmente desenvolvido para o método de 1978, os autores substituíram o módulo de rigidez pelo módulo dinâmico. Além desta substituição, eliminaram o parâmetro teor de asfalto como variável de entrada, generalizando ainda mais a forma do modelo. As alterações resultaram na expressão (7.27).

$$N_f = 0,0685 \cdot \varepsilon_t^{-5,671} \cdot E^{-2,363} \quad (7.27)$$

onde:

- N_f é a vida de fadiga;
- ε_t é a deformação específica de tração; e
- E é o módulo dinâmico da mistura asfáltica, em psi.

²¹ SHOOK, J.F.; FINN, F.N.; WITCZAK, M.W.; MONISMITH, C.L., 1982, "Thickness design of asphalt pavements – The asphalt institute Method": *Proceedings, 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, Vol. 1, pp. 17-44.

Os dados utilizados para o desenvolvimento foram obtidos de ensaios de flexão repetida de vigotas a deformação controlada. Como o modelo é parte de um método de dimensionamento, acredita-se que esteja calibrado para as condições específicas do método da Shell (FRANCO, 2004b).

Esta lei de fadiga, que é utilizada no programa de dimensionamento de pavimentos da Shell, o *Shell Pavement Design Method* – SPDM, foi também incorporada nos programas AYMA (AYRES, 1997) e PAVE (FRANCO, 2000).

7.4.2. Instituto do Asfalto (MS-1)

O modelo apresentado na equação (7.28), faz parte do manual de dimensionamento de pavimentos de rodovias e ruas do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos – MS-1, de 1969 e reeditado pela nona vez em 1991.

$$N = 18,4 \cdot C \cdot \left[4,325 \cdot 10^{-3} \cdot (\varepsilon_t)^{-3,291} \cdot |E^*|^{-0,854} \right] \quad (7.28)$$

onde:

- $C = 10^M$;
- $M = 4,84 \cdot \left(\frac{V_{asf}}{V_{ar} + V_{asf}} - 0,69 \right)$;
- V_{asf} é o teor de asfalto em volume na camada asfáltica;
- V_{ar} é o volume de vazios com ar na camada asfáltica;
- N é o número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;
- ε_t é a deformação específica de tração da camada asfáltica; e
- $|E^*|$ é o módulo dinâmico da camada asfáltica, em psi.

Esta lei de fadiga foi obtida a partir de um conjunto de dados obtidos de ensaios de laboratório realizados à tensão controlada de flexão repetida e calibrada com dados de seções selecionadas da AASHO Road Test. O fator 18,4 na expressão pode ser entendido como fator de calibração campo-laboratório que permite estimar o número mínimo de repetições de carga de eixo simples equivalente de 80kN para que o

pavimento acumule um dano equivalente a uma área trincada por fadiga de pelo menos 20% em relação à área total (THE ASPHALT INSTITUTE, 1982).

O modelo de fadiga do Instituto do Asfalto dos EEUU foi também incorporado nos programas desenvolvidos por AYRES (1997), o AYMA, e por FRANCO (2000), o PAVE.

7.4.3. Modelo do Guia de Projeto da AASHTO

O modelo utilizado no Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) é baseado no modelo do Instituto do Asfalto, mas com uma nova calibração dos coeficientes n_1 , n_2 e n_3 determinada por otimização numérica e por outros modos de comparação de dados.

O modelo final obtido e utilizado no Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) é o expresso na equação (7.29).

$$N_f = 0,00432 \cdot k'_1 \cdot C \left(\frac{I}{\varepsilon_t} \right)^{3,9492} \left(\frac{I}{E} \right)^{1,281} \quad (7.29)$$

onde:

- $C = 10^M$;
- $M = 4,84 \cdot \left(\frac{V_{asf}}{V_{ar} + V_{asf}} - 0,69 \right)$;
- V_{asf} é o teor de asfalto em volume na camada asfáltica;
- V_{ar} é o volume de vazios com ar na camada asfáltica;
- N é o número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;
- ε_t é a deformação específica de tração da camada asfáltica; e
- $|E^*|$ é o módulo dinâmico da camada asfáltica, em psi.

O parâmetro k'_1 foi inserido no modelo para prover uma correção no dano de fadiga devido ao efeito da espessura da camada asfáltica. O parâmetro k'_1 pode ser obtido por meio das expressões (7.30) e (7.31) dependendo se o tipo de fadiga ocorre da base da camada para o topo ou do topo para a base (trincamento longitudinal), respectivamente.

Para o trincamento da base para o topo:

$$k'_1 = \frac{I}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02-3,49 \cdot hac)}}} \quad (7.30)$$

Para o trincamento do topo para a base:

$$k'_1 = \frac{I}{0,0001 + \frac{29,844}{1 + e^{(30,544-5,7357 \cdot hac)}}} \quad (7.31)$$

onde *hac* é a espessura total da camada asfáltica.

As duas previsões são realizadas concomitantemente, desde que ocorram tensões de tração nos pontos críticos no período de análise para o carregamento selecionado.

O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) ainda desenvolveu modelos que estimam a área trincada a partir do dano de fadiga calculado. As funções de transferência, como os modelos foram chamados, estão apresentados nas expressões (7.32) e (7.33).

Para o trincamento da base para o topo:

$$FC_{bottom} = \left(\frac{6000}{1 + e^{(C'_1 + C'_2 \cdot \log_{10}(D-100))}} \right) \cdot \left(\frac{I}{60} \right) \quad (7.32)$$

onde:

- FC_{bottom} é o trincamento da base para o topo, %;
- D é o dano de fadiga da base para o topo;
- $C'_1 = -2 \cdot C'_2$; e $C'_2 = -2,40874 - 39,748 \cdot (1 + hac)^{-2,856}$

Para o trincamento do topo para a base:

$$FC_{top} = \left(\frac{1000}{1 + e^{(2,8-1,4 \cdot \log_{10}(D-100))}} \right) \cdot (10,56) \quad (7.33)$$

onde:

- FC_{top} é o trincamento do topo para a base, ft/mile; e
- D é o dano de fadiga do topo para a base.

A calibração dos modelos de fadiga foi realizada com base em informações e dados de observação ao longo do tempo de 82 trechos experimentais localizados em 24 estados americanos e canadenses. A maioria dos trechos avaliados pertence ao programa LTPP (*Long Term Pavement Performance*) de instrumentação e acompanhamento de diversas seções de rodovias americanas que produz um banco de dados bastante amplo de informações sobre as propriedades e performance dos pavimentos.

7.4.4. Modelo de Pinto (1991)

PINTO (1991) sugeriu uma lei de previsão de vida de fadiga baseada em uma análise de 82 pontos de ensaios de fadiga à tensão controlada de seis misturas asfálticas, a 25°C. O método de ensaio utilizado foi o de compressão diametral, com aplicação de 60 pulsos de carga por minuto e 0,14 segundos de duração da aplicação da carga repetida.

O modelo desenvolvido por PINTO (1991), que fornece o número de aplicações de carga necessário para a ruptura do corpo-de-prova, está apresentado na expressão (7.34).

$$N_{lab} = 9,07 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{I}{\varepsilon_t} \right)^{2,65} \cdot \left(\frac{I}{MR} \right)^{-0,033} \quad (7.34)$$

onde:

- N_{lab} é a vida de fadiga em laboratório;
- ε_t é a deformação específica de tração; e
- MR é o módulo de resiliência da mistura asfáltica, em kgf/cm².

PINTO (1991) realizou a calibração do seu modelo com base em observações e análises do comportamento no campo de trechos da rodovia BR-101. O autor citado definiu curvas para estimar os valores mínimos e máximos do fator campo-laboratório para o seu modelo, associados à deformação específica inicial e às diferenças de tensões no revestimento dos trechos da rodovia analisados. Atualmente, diversos órgãos e institutos de pesquisa vêm utilizando o coeficiente f_{cl} igual a 10^4 como fator campo-laboratório para esse modelo, que corresponde a cerca de 20% da área trincada do pavimento a uma temperatura de 54°C e em termos de $\Delta\sigma$, segundo PINTO (1991).

O modelo desenvolvido na pesquisa de PINTO (1991) foi incorporado no programa PAVE (FRANCO, 2000), e pode ser utilizado no programa AYMA, desenvolvido por AYRES (1997), a partir da definição manual das constantes de regressão do modelo particular.

7.4.5. Modelos de Fadiga obtidos nesta tese a partir da base de dados da COPPE

Para compor o método desenvolvido nesta tese o autor levantou os dados de ensaios de carga repetida à tensão controlada realizados no laboratório de pavimentação da COPPE e de outros publicados em diversos trabalhos técnicos e científicos para obter os modelos de previsão de fadiga das misturas asfálticas. Foram analisados 675 resultados de ensaios de fadiga, de diversas amostras de corpos-de-prova de misturas asfálticas, sendo 536 de misturas asfálticas com ligantes tradicionais; 51 de misturas com ligantes modificados por polímero; e 88 de misturas com asfalto borracha.

Os dados disponíveis nas fontes de consulta foram as dimensões do corpo-de-prova, o percentual de nível de tensão aplicada, a carga aplicada (kgf), a pressão aplicada (kgf/cm²) a deformação específica resiliente, a diferença de tensões (MPa), o número de aplicações de carga, o módulo de resiliência médio (MPa) e a Tensão de tração estática máxima (MPa). Informações relativas ao tipo de ligante, faixa granulométrica e índices volumétricos não estavam disponibilizadas em todos os ensaios levantados. Estão incluídos nas regressões os dados dos ensaios realizados por PINTO (1991), BENEVIDES (2000), RAMOS *et al.* (2000), SALINI (2000), SOARES *et al.* (2000), MARQUES *et al.* (2001), DANTAS NETO *et al.* (2001).

O modelo obtido para as misturas asfálticas com ligantes convencionais está apresentado na expressão (7.35) e no gráfico da Figura 7.9.

$$N_{lab} = 1,904 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{I}{\varepsilon_t}\right)^{2,821} \cdot \left(\frac{I}{MR}\right)^{0,74} \quad R^2=0,805 \quad (7.35)$$

O modelo obtido para as misturas asfálticas com ligantes modificados por polímero SBS ou EVA está apresentado na expressão (7.36) e no gráfico da Figura 7.10.

$$N_{lab} = 4,455 \cdot 10^{-7} \cdot \left(\frac{I}{\varepsilon_t}\right)^{3,798} \cdot \left(\frac{I}{MR}\right)^{1,493} \quad R^2=0,813 \quad (7.36)$$

O modelo obtido para as misturas asfálticas com ligantes do tipo asfalto borracha está apresentado na expressão (7.37) e no gráfico da Figura 7.11.

$$N_{lab} = 7,265 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{I}{\varepsilon_t}\right)^{3,103} \cdot \left(\frac{I}{MR}\right)^{1,918} \quad R^2=0,676 \quad (7.37)$$

onde:

- N_{lab} é a vida de fadiga em laboratório;
- ε_t é a deformação específica de tração; e
- MR é o módulo de resiliência da mistura asfáltica, em MPa.

O Anexo 1 apresenta os resultados de todos os ensaios utilizados para a obtenção das regressões dos modelos de previsão de vida de fadiga. As Figuras 7.12 e 7.13 ilustram algumas comparações do comportamento à fadiga dos três materiais asfálticos em questão com base nos modelos de comportamento aqui obtidos. Nas comparações realizadas verifica-se que as misturas com ligantes modificados com polímero e borracha possuem uma tendência a uma melhor resistência à fadiga, fato que deve ser alvo de melhores investigações.

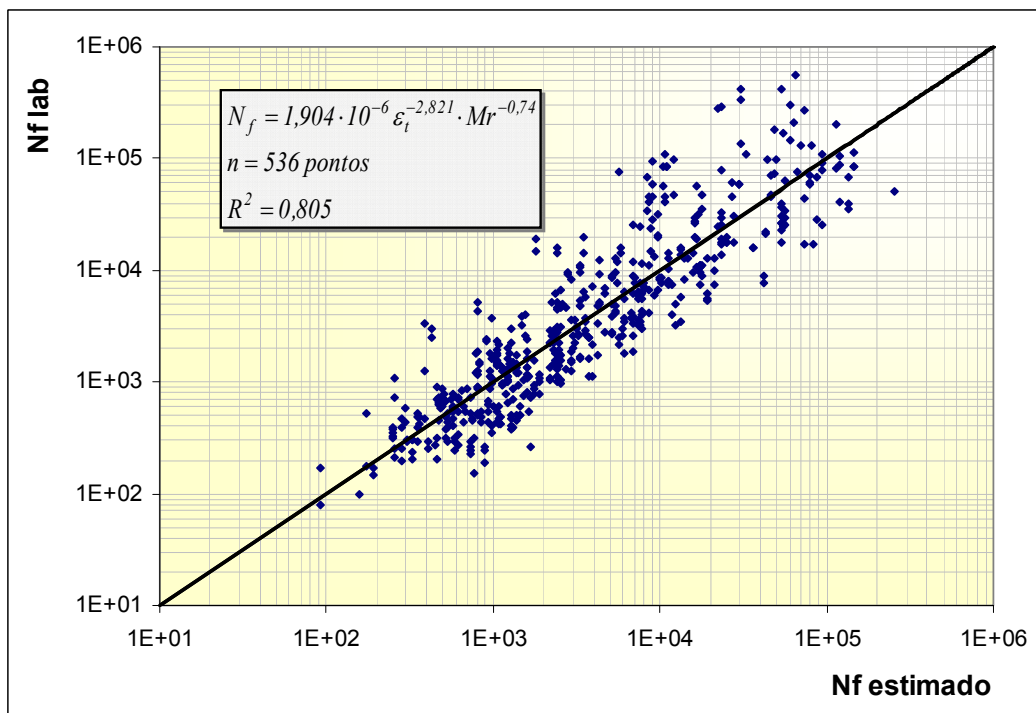


Figura 7.9: Vida de fadiga estimada pela regressão dos dados de ensaios da COPPE para misturas asfálticas com ligantes convencionais.

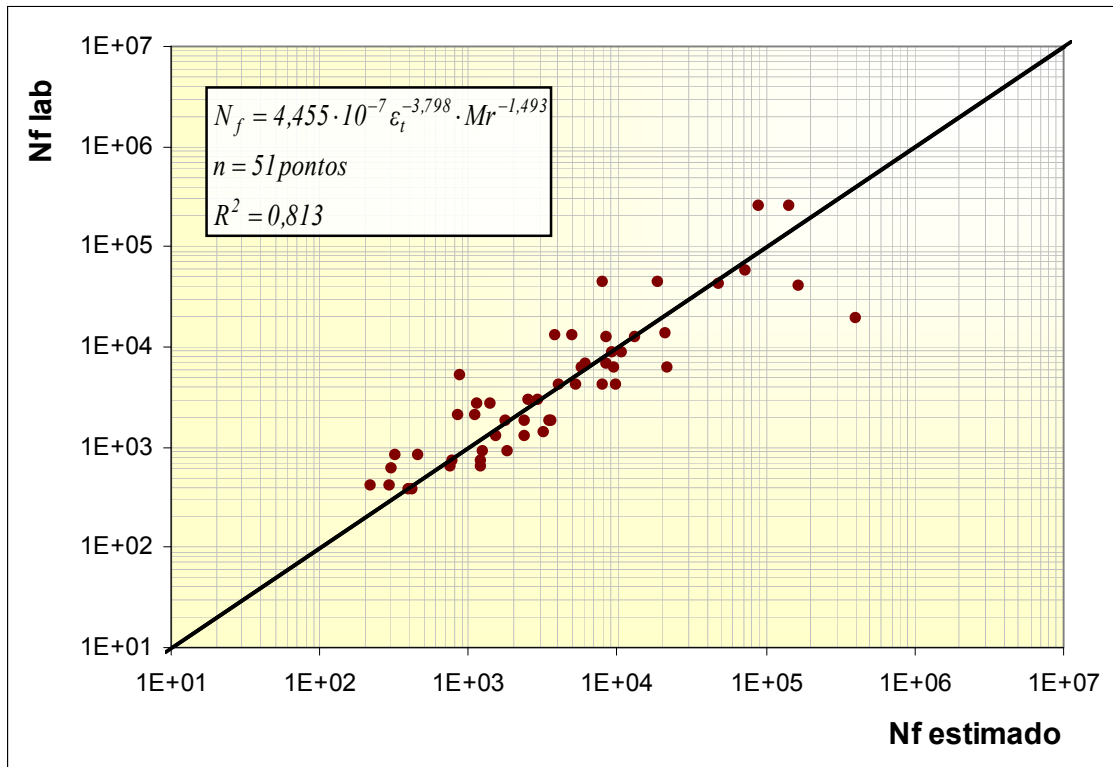


Figura 7.10: Vida de fadiga estimada pela regressão dos dados de ensaios da COPPE para misturas asfálticas com ligante modificado por polímero SBS ou EVA.

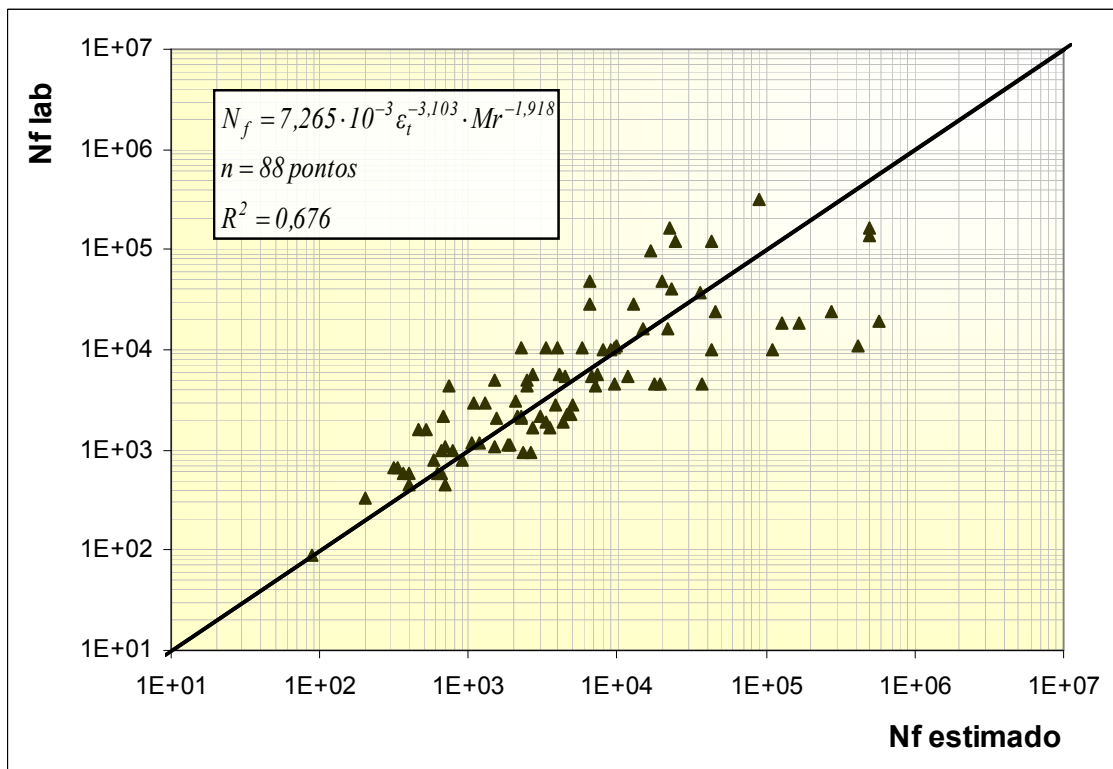


Figura 7.11: Vida de fadiga estimada pela regressão dos dados de ensaios da COPPE para misturas asfálticas com asfalto borracha.

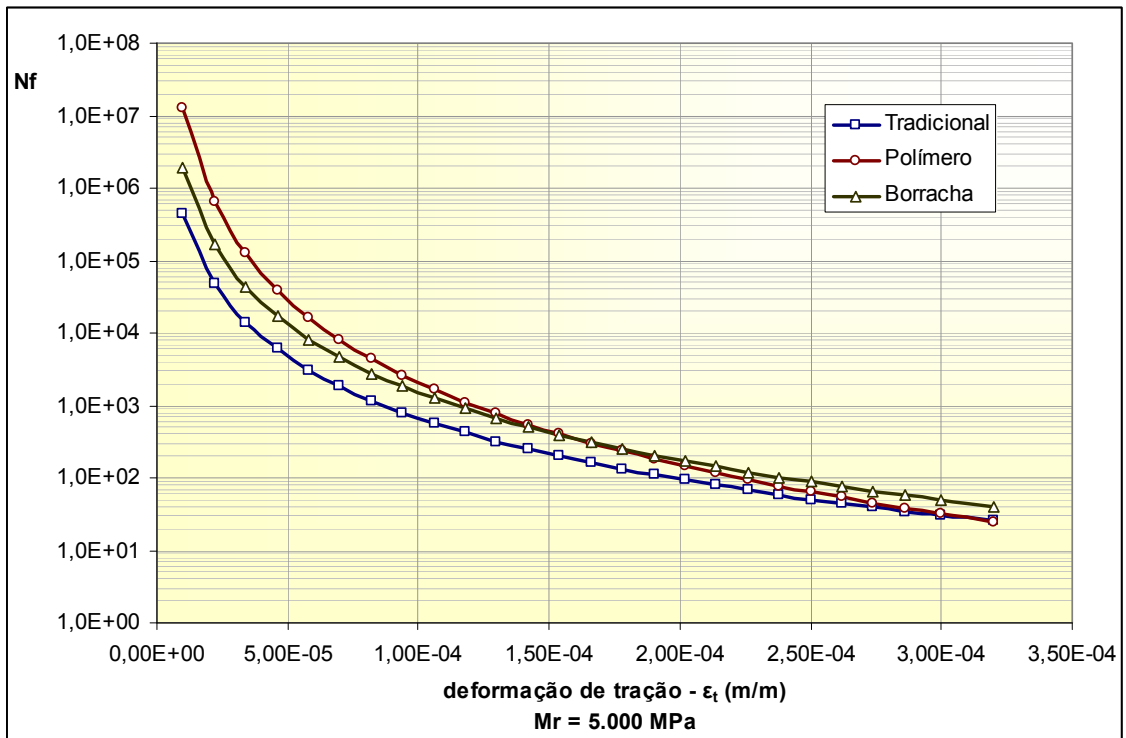


Figura 7.12: Curvas de fadiga obtidas nesta tese de misturas asfálticas com ligantes convencionais, modificado por polímero SBS ou EVA e borracha em função da deformação de tração, para um MR = 5000MPa.

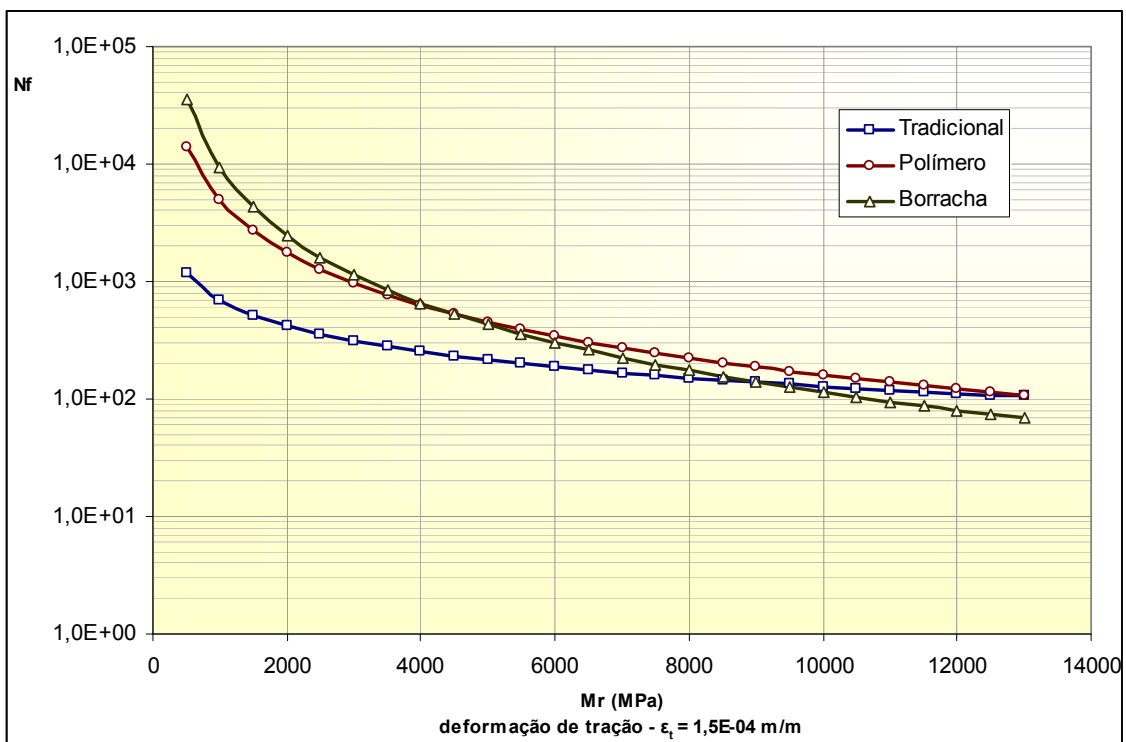


Figura 7.13: Curvas de fadiga obtidas nesta tese de misturas asfálticas com ligantes convencionais, modificado por polímero SBS ou EVA e borracha em função do MR, para uma deformação de tração = 1,50E-04 m/m.

7.4.6. Modelos para materiais estabilizados quimicamente

O desempenho de um pavimento semi-rígido é fortemente condicionado pelo trincamento por fadiga da base estabilizada quimicamente.

Segundo MEDINA (1997), a vida de fadiga de misturas cimentadas (N) pode se correlacionar com as tensões ou deformações de tração (y) por meio dos modelos $y = N_f^b$ ou $y = a + b \cdot \log N_f^b$. A fadiga pode ser correlacionada também com a densidade de energia de deformação em que se busca eliminar a dependência direcional das deformações ou tensões, utilizando-se os invariantes de tensões.

Segundo RODRIGUES (1998) os estudos para definição de um critério de ruptura levam a recomendação de que se deve limitar a deformação de tração sob a camada cimentada. Esse parâmetro explica melhor o trincamento por fadiga do que a tensão de tração.

RODRIGUES (1998) cita o modelo desenvolvido a partir de ensaios de laboratório realizados por Pretorius em 1970 em um material cimentado com solo do tipo A-1-0 não plástico. O modelo apresentado na equação (7.38) é também citado por AYRES (1997) e FRANCO (2000) como modelo log-log do Corpo dos Engenheiros do Exército Norte-Americano (USACE), e utilizados no programas AYMA e PAVE.

$$N_f = \left(\frac{142}{\varepsilon_t} \right)^{20,3} \quad (7.38)$$

onde:

- N_f é o número de repetições de carga que levam ao trincamento e ruptura; e
- ε_t é a deformação de tração no fundo da camada cimentada ($\times 10^{-6}$).

AYRES (1997) e FRANCO (2000) utilizam mais dois modelos em seus programas, além do modelo apresentado anteriormente. São eles: o modelo semilog da USACE, representado na expressão (7.39), e o desenvolvido por THOMPSON²² (1986 *apud* AYRES, 1997), que é apresentado na expressão (7.40). Esse modelo também

²² THOMPSON, M., 1986, *Relationships for cement treated bases*, Journal of Materials in Civil Engineering, n. 46, v. 1, ASCE, New York, NY.

utilizado no Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) com novos fatores de calibração.

$$N_f = 10^{(9,110 - 0,0578 \cdot \varepsilon_t)} \quad (7.39)$$

$$N_f = 10^{\left(\frac{0,972 - \sigma_t / M_R}{0,0825}\right)} \quad (7.40)$$

onde:

- MR é o módulo de ruptura da camada cimentada; e
- σ_t é a tensão de tração.

CERATTI (1991) obteve curvas de fadiga para seis misturas diferentes de solo-cimento ensaiadas com modo de carregamento à flexão. As curvas de fadiga são expressas segundo as equações (7.41) e (7.42) e os parâmetros experimentais estão apresentados na Tabela 7.7.

$$\%RF = a + b \cdot \log(N_f) \quad (7.41)$$

$$\varepsilon_t = a + b \cdot \log(N_f) \quad (7.42)$$

onde:

- $\%RF$ é a relação entre a tensão aplicada no ensaio e a resistência à tração na flexão do material;
- ε_t é a deformação inicial de tração imposta ao material; e
- a e b são parâmetros experimentais.

O modelo USACE semilog, expressão (7.39), possui a mesma forma matemática da equação (7.24). Assim, as curvas de fadiga para os seis solos estudados por CERATTI (1991) puderam ser comparadas graficamente com o modelo USACE, como ilustrado na Figura 7.14. Observa-se que a mistura seis de CERATTI (1991) aproximou-se bastante do modelo USACE.

Tabela 7.7: Características das curvas de fadiga do solo-cimento a 90 dias de cura (CERATTI, 1991).

Solo	Resistência à flexão (MPa)	Módulo de resiliência (MPa)	Parâmetros da equação (7.41)			Parâmetros da equação (7.42)		
			a	b	r	a x 10 ⁻⁴	b x 10 ⁻⁵	r
1	2,27	16.160	125,63	-14,92	0,87	1,86	-2,20	0,89
2	1,05	12.860	89,86	-3,930	0,76	1,26	-1,28	0,96
3	0,78	6.090	64,01	-0,822	0,89	1,55	-1,45	0,85
4	1,30	9.720	103,46	-5,056	0,92	1,74	-1,30	0,83
5	0,99	9.230	94,76	-2,500	0,74	1,13	-0,58	0,49
6	0,79	8.500	67,59	-1,030	-0,17	1,69	-2,00	0,81

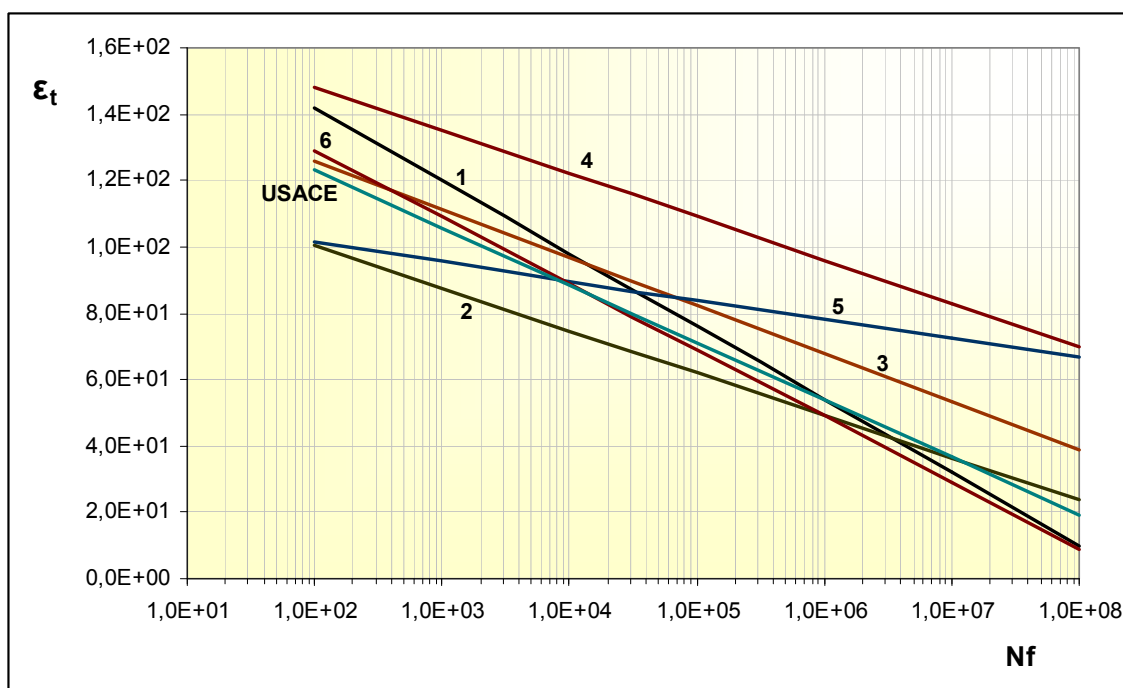


Figura 7.14: Comparação das correlações entre a vida de fadiga e a deformação de tração dos modelos de CERATTI (1991) e USACE semilog.

TRICHÊS (1994) apresentou um método para dimensionamento de pavimentos semi-rígidos que contenham camada de concreto compactado a rolo (CCR). Nesta pesquisa, o autor desenvolveu modelos de comportamento à fadiga para misturas de CCR com consumo de cimento na faixa de 60 a 120 kg/m³. Os modelos, que caracterizam duas condições de deterioração, estão apresentados nas expressões (7.43) a (7.46).

- Aparecimento de fissuras de 2,5mm de profundidade na face tracionada.

$$N_f = 10^{(15,082-15,753 \cdot SR)} \text{ probabilidade de 50\% para a ruptura} \quad (7.43)$$

$$N_f = 10^{(14,306-15,753 \cdot SR)} \text{ probabilidade de 95\% para a ruptura} \quad (7.44)$$

- Ruptura total da camada.

$$N_f = 10^{(14,911-15,074 \cdot SR)} \text{ probabilidade de 50\% para a ruptura} \quad (7.45)$$

$$N_f = 10^{(14,222-15,074 \cdot SR)} \text{ probabilidade de 95\% para a ruptura} \quad (7.46)$$

onde:

- SR é a relação entre a tensão aplicada no ensaio e a resistência à tração na flexão do material aos 28 dias; e
- N_f é o número de repetições de carga que levam à ruptura por fadiga.

7.5. Calibração dos modelos

Para que todos os critérios de ruptura dos pavimentos possam ser úteis em um método de dimensionamento, além de considerar fatores relacionados aos parâmetros do método de ensaio escolhido, é preciso que estejam calibrados para:

- as condições específicas observadas no campo (nível e a intensidade das cargas do tráfego atuante, as condições climáticas);
- o modelo de resposta do pavimento considerado (elástico linear, elástico não linear ou visco-elástico); e
- a forma de como os dados do tráfego são trabalhados (número equivalente de repetições de carga ou matriz de carregamento).

Sendo assim, os diversos modelos só podem ser incorporados a um método de dimensionamento se todas as fases do processo, da definição dos tipos de ensaios de laboratório até a verificação do modelo com dados experimentais, forem racionais com a tecnologia e com as ferramentas de cálculo disponíveis.

A calibração dos modelos de previsão dos danos nas estruturas de pavimentos é considerada a fase empírica do método racional que ora se encontra em pesquisa e em muitos casos já em implantação em todo o mundo.

É neste ponto que os questionamentos da teoria dos novos métodos de dimensionamento ocorrem com maior intensidade. São feitas perguntas do tipo: de que serve uma abordagem detalhada e de cálculos complexos se nos critérios de ruptura são utilizados fatores de calibração baseados em observação e experiência?

Os métodos de dimensionamento empíricos são teoricamente válidos apenas para as condições semelhantes ao universo de variáveis observadas e experimentadas. Como a maioria dos métodos que são utilizados no país foi desenvolvida no exterior, em locais com características ambientais e de materiais bastante diferentes das existentes no Brasil, os dimensionamentos de estruturas podem não ser confiáveis. No caso do método do CBR, os motivos estão relacionados, entre outros aspectos, ao congelamento do subleito, a não consideração das características dos materiais tropicais, a definição do tipo de carregamento, ao método construtivo ou, ainda, às condições climáticas.

O desenvolvimento de um método de dimensionamento mecanístico-empírico faz com que todas essas variáveis sejam avaliadas no ambiente característico do país, com a experiência dos técnicos brasileiros.

Este desenvolvimento trouxe muitos benefícios às análises de pavimentos, tais como, a utilização de novos materiais que não poderiam ser aproveitados pelas especificações tradicionais; a avaliação do tráfego por meio de uma composição de eixos e não pela equivalência de eixos; a verificação de quais parâmetros da estrutura que devem ser melhorados, não apenas a espessura, mas também o módulo da camada; e a simulação do efeito climático nos materiais.

Os modelos de previsão dos danos na estrutura do pavimento se relacionam com o conceito de ruptura. Estes por sua vez são complexos de serem definidos e dependem da experiência de cada observador. Vários pesquisadores desenvolveram técnicas automáticas de se contabilizar a ruptura por índices de irregularidades ou índices de serventia de modo a diminuir a influência da interpretação humana nos resultados.

Os ensaios de laboratório utilizados para avaliar o efeito dos diversos danos ainda não conseguem simular totalmente as reais características encontradas em campo.

Muitas pesquisas vêm sendo realizadas com instrumentação de trechos reais de rodovias para tentar obter dados mais confiáveis para o desenvolvimento de teorias relacionadas aos danos na estrutura dos pavimentos.

Em função da limitação atual dos ensaios de laboratório, que ainda não permite obter um modelo ideal de desempenho de pavimentos, a utilização de fatores de calibração empíricos deve ser considerada para permitir desenvolver um método de dimensionamento.

Neste ponto surge a pergunta: que dados serão utilizados na calibração dos modelos de desempenho adotados?

A calibração dos modelos deve levar em consideração a qualidade dos materiais disponíveis e os fatores ambientais do país. Dados de observações do comportamento dos pavimentos no campo de trechos experimentais ou de simuladores de tráfego são imprescindíveis neste momento.

Nos Estados Unidos uma grande pesquisa está sendo realizada por meio do programa LTPP (*Long Term Pavement Performance*) de instrumentação e acompanhamento de diversas seções de rodovias americanas. Este trabalho está produzindo um grande banco de dados com informações detalhadas sobre as propriedades e performance dos pavimentos, sobre o tráfego atuante, sobre as condições climáticas e demais informações relacionadas ao desempenho do pavimento. Entretanto, para ressaltar a dificuldade da realização de trabalhos deste tipo, problemas com a pesquisa vieram a ocorrer, como a falta de registro de determinados dados; o registro de informações irracionais; a realização de manutenções em trechos sem o devido registro; lançamento de informações erradas; a falta de monitoramento do tráfego; e a falta de monitoramento das condições atmosféricas.

A observação e acompanhamento de pavimentos em trechos experimentais, considerando a passagem do tráfego real, como nas seções do LTPP, podem consumir anos de pesquisa. Por isso, busca-se acelerar o efeito do carregamento sobre a estrutura por meio de técnicas de simulação.

Os primeiros acompanhamentos de campo foram realizados em trechos experimentais construídos por meio de uma parceria entre a COPPE e o CENPES. O objetivo da parceria era acumular dados de desempenho de trechos de pavimentos e

verificar o comportamento ao envelhecimento de misturas asfálticas em serviço (MOTTA e LEITE, 2002).

Este estudo foi feito em seis trechos, com idades diferentes de implantação e várias condições de clima e tráfego. O acompanhamento foi caracterizado por visitas periódicas aos trechos, coletas de corpos-de-prova extraídos *in situ*, medidas de avaliação superficial e medidas de avaliação estrutural com a viga Benkelman.

Os trechos analisados foram:

- Rio – Orla, construído em novembro de 1991 com CAP 40, possui 400m de extensão e está localizado na Avenida Sernambetiba, no Recreio dos Bandeirantes no Rio de Janeiro. O trânsito médio é composto principalmente de ônibus urbanos e de turismo com cerca de 500 veículos comerciais por dia.
- Rodovia dos Bandeirantes – SP, construído em novembro de 1993 com CAP20 e possui uma extensão de 300m, apresentando um tráfego médio de 9000 veículos convencionais por dia.
- Dois trechos em Fortaleza na Avenida Washington Soares construídos em 1995. O primeiro com extensão de 400m utilizou ligante do tipo CAP30/45 e o segundo com extensão de 200m utilizou CAP do tipo CAP50/60. O tráfego estimado em torno de 4350 veículos comerciais por dia.
- Rodovia União e Indústria, construído em abril de 1995, entre Matias Barbosa e Juiz de Fora. Foi utilizada na construção do trecho experimental uma mistura reciclada a quente com agente rejuvenescedor de óleo de xisto, com uma extensão de 180m e um tráfego em torno de 2500 veículos comerciais por dia.
- Rodovia BR-476/PR, construído em outubro de 1993, em São Mateus do Sul, com uma extensão de 800m e ligante obtido a partir de óleo de xisto.
- Trecho entre o acesso da ASBAC e o trevo do Presidente, próximo a Esplanada dos Ministérios em Brasília, e tem dois segmentos experimentais um com uma área de 22.300m² com um ligante do tipo CAP20 e o outro segmento com CAP20 modificado com 2% de asphaltita em uma área de 28.000m².

MOTTA e LEITE (2002) concluem que o acompanhamento sistemático destes trechos rodoviários em serviço permitiu comprovar que os ligantes asfálticos produzidos

no Brasil comportam-se adequadamente quanto ao envelhecimento com o clima, comparável ao que acontece no EUA. O envelhecimento do ligante modifica as características mecânicas das misturas, tanto aumenta o módulo de resiliência como a resistência à tração estática. Comprovou-se que o envelhecimento de curto prazo vai contribuir de forma significativa para o envelhecimento total da mistura asfáltica. Assim sendo, é recomendável a utilização de prática de envelhecimento acelerado em laboratório durante a dosagem da mistura asfáltica, que faz parte da metodologia de dosagem SUPERPAVE, como forma de prever melhor o desempenho.

Os dados obtidos dos trechos experimentais acima detalhados tiveram um objetivo direto que era a avaliação do envelhecimento do ligante asfáltico devido à ação climática. Entretanto, dados relativos ao número de veículos e peso não foram controlados e, por isso, os dados da pesquisa citada não permitiriam calibrar modelos de previsão de danos, principalmente de fadiga, obtidos em laboratório.

Os ensaios acelerados são realizados com o controle no peso e número de passagens de cargas, além de permitir medir a condição ambiental no momento da passagem do veículo.

Os estudos com simuladores no Brasil ainda são modestos e pode-se citar os trabalhos de SILVA (2001), com o simulador de tráfego na Pista Circular Experimental do IPR/DNER em uma pesquisa de avaliação de *Whitetopping*; de NUÑEZ²³ (1997), *apud* FRITZEN (2005), que realizou a primeira pesquisa com a utilização do Simulador de Tráfego da UFRGS – DAER/RS cujo objetivo era analisar a capacidade do basalto alterado como material para rodovias de baixo volume de tráfego no Estado do Rio Grande do Sul; e o de FRITZEN (2005) com o Simulador de Tráfego Móvel.

FRITZEN (2005) realizou uma pesquisa cujo objetivo principal foi o de analisar resultados provenientes da utilização do simulador de tráfego móvel (HVS) instalado em trechos experimentais, construídos com diferentes soluções de engenharia, em um segmento da Rodovia BR/116 Rio - Teresópolis.

As soluções testadas foram: 1) fresagem de 6cm do revestimento antigo e colocação de 6cm de concreto asfáltico denso com CAP 40; 2) colocação de uma geogrelha e 6cm de concreto asfáltico; 3) colocação de 6cm de concreto asfáltico

²³ NÚÑEZ, W.P., 1997, *Análise Experimental de Pavimentos Rodoviários com Basaltos Alterados*. Tese de D.Sc.. UFRGS. Porto Alegre, RS, Brasil.

descontínuo com asfalto-borracha; e 4) fresagem de aproximadamente 23cm do revestimento antigo, substituídos por 18cm de concreto compactado a rolo e 5cm de concreto asfáltico denso com CAP 40.

A pesquisa de FRITZEN (2005) registrou as condições de deflexões elásticas, trincamento do revestimento asfáltico, afundamentos de trilha de roda, verificação da temperatura em diferentes espessuras do revestimento asfáltico e o monitoramento do pavimento por meio dos instrumentos instalados no interior do revestimento asfáltico. Estas condições registradas foram comparadas pelo autor com os parâmetros mecânicos ensaiados em laboratório e dos corpos-de-prova extraídos do campo. A condição estrutural dos trechos experimentais foi monitorada por meio da realização de ensaios deflectométricos. Esses levantamentos deflectométricos foram efetuados ao longo do período de testes, com a utilização da viga Benkelman, viga Benkelman eletrônica e do FWD da Aeronáutica.

O referido autor realizou análises para verificação de fatores campo-laboratório com base em suas observações de campo, de laboratório e de simulações de cálculo no programa FEPAVE. Os fatores campo-laboratório foram verificados para cada trecho e para diferentes condições de carregamento e variaram de 170 a 945 para o eixo padrão de 8,2t e de 749 a 6455 para um eixo duplo carregado com 13,2t.

O objetivo final do trabalho de FRITZEN (2005) não era a calibração de modelos específicos de previsão de danos. Apesar dos dados obtidos pelo autor permitirem uma avaliação comparativa com os resultados gerados pelo programa de dimensionamento desenvolvido nessa tese, a quantidade de informações não é necessária para calibrar os modelos. Dessa forma, infelizmente, não foi possível realizar a calibração dos modelos de previsão de danos utilizados no programa de dimensionamento. Para validar o programa futuramente, os parâmetros de calibração poderão ser inseridos no programa pelo projetista, caso pesquisas e simulações nesse sentido venham a ser realizadas.

7.6. Caracterização do desempenho dos pavimentos asfálticos no método de dimensionamento proposto nesta tese

As manifestações do dano utilizadas no método de dimensionamento proposto nesta tese como critérios de ruptura são relativos à ruptura estrutural do pavimento

asfáltico. O critério obrigatório que governará o dimensionamento é a fadiga do revestimento asfáltico ou das camadas cimentadas. Como opção ao projetista, o método proposto 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 primeiro critério opcional é o dano de tensão limite no topo do subleito. Este critério foi inserido no programa pela simplicidade matemática e por estar presente em diversos outros métodos de dimensionamento. O modelo de Heukelom e Klomp, descrito na expressão (7.1), foi o escolhido dentre os diversos publicados na literatura técnica, por falta de opção mais adequada que atendesse às condições de solo e clima brasileiros.

O segundo critério opcional de ruptura inserido no método de dimensionamento proposto nesta tese foi o da deflexão máxima admissível na superfície do pavimento asfáltico, por meio das expressões do modelo descrito por PREUSSLER (1983). Observou-se que as duas expressões do modelo utilizadas conjuntamente geram resultados diferentes quando se tenta dimensionar a camada de revestimento, dada a descontinuidade entre as equações quando a espessura alterna de menos de 10cm para mais de 10cm. Assim, é possível que o programa não consiga dimensionar automaticamente a camada de revestimento do pavimento quando estiver utilizando esse critério e a camada de revestimento se situe em torno de 10cm de espessura.

O terceiro critério opcional disponível é a estimativa da deformação permanente da estrutura ou o afundamento de trilha de roda. A medida do desempenho para a deformação permanente total é definida em termos da profundidade máxima do afundamento de trilha de roda. Esta medida é avaliada em termos absolutos e informada em centímetros pelo programa.

Este critério não é utilizado diretamente neste método para o dimensionamento automático, entretanto, a estimativa do afundamento de trilha de roda, realizada depois do dimensionamento ter sido concluído, é apresentada ao projetista pelo programa para posterior deliberação. Esta estimativa de afundamento de trilha de roda é acompanhada de uma comparação com um valor pré-estabelecido como limite. As profundidades máximas típicas para a deformação permanente total, a fim de prevenir o desconforto dos usuários e possíveis acidentes, estão na ordem de 7,5mm a 16,0mm e é função direta da importância da via ou da política da agência reguladora.

Apenas o modelo de deformação permanente descrito por CARDOSO (1987), obtido da diferenciação matemática do modelo de Monismith, equação (7.7), foi inserido no programa de dimensionamento, por relacionar, não apenas o número de repetições de carga, mas também uma condição estrutural (deformação resiliente) com a deformação permanente. Os valores iniciais dos parâmetros do modelo que o programa apresenta para cada um dos tipos de materiais referem-se aos valores médios prováveis citados por CARDOSO (1987). Eles foram inseridos para não gerar erros no processamento e, principalmente, por não haver, ainda, dados suficientes na literatura brasileira para a obtenção de uma regressão confiável.

As camadas de materiais estabilizados com cimento são consideradas neste método proposto nesta tese como não plásticas, significando que não há ocorrência de deformação permanente nos materiais do tipo solo-cimento, brita graduada tratada com cimento e concreto compactado a rolo.

A teoria do acomodamento (*shakedown*) não foi implementada no programa desenvolvido nesta tese por não haver, ainda, dados consistentes para a sua modelagem.

O critério de dimensionamento obrigatório utilizado no método de dimensionamento proposto é a fadiga do revestimento asfáltico ou das camadas cimentadas. O modelo de previsão de vida de fadiga dos materiais asfálticos selecionado para ser inserido no programa foi aquele obtido a partir do banco de dados de ensaios da COPPE para misturas com asfaltos tradicionais e descritos no item 7.4.5. Os ensaios de fadiga foram realizados à compressão diametral com aplicação de carga repetida e tensão controlada, além da caracterização das misturas asfálticas com parâmetros de resiliência. O conjunto de dados está apresentado no Anexo 1 e o modelo está caracterizado na expressão (7.35).

Os modelos para estimar a vida de fadiga de misturas de solo-cimento selecionados possuem a mesma estrutura matemática apresentada nos estudos de CERATTI (1991), equações (7.41) e (7.42). Os parâmetros de regressão a serem utilizados deverão ser inseridos no programa pelo projetista. O valor padrão sugerido pelo programa será o relativo à mistura 6.

Para misturas de concreto compactado a rolo (CCR) e brita graduada tratada com cimento (BGTC) são utilizados os modelos de fadiga obtidos por TRICHÊS (1994), descritos nas expressões (7.43) a (7.46).

Os pontos críticos na estrutura do pavimento onde são verificados os danos unitários são os relativos à análise da variação lateral do tráfego, como indicado na Figura 6.7, e dependentes, no plano vertical, dos critérios de ruptura opcionais escolhidos. Para o critério da tensão limite no topo do subleito, a profundidade do topo do subleito é analisada; para a deflexão admissível, o ponto na superfície do pavimento; para a deformação permanente, a profundidade do centro das camadas; e para a fadiga, a profundidade da base do revestimento asfáltico ou da base das camadas cimentadas.

Iniciada a análise, o programa calcula, para cada sub-período da análise do dimensionamento, a resposta do pavimento em termos de tensões e deformações resilientes nos pontos críticos da estrutura. Com base no estado de tensões de cada ponto crítico são estimados os danos unitários relativos a cada critério de ruptura selecionado, com base no número de passagens de cada eixo previsto no espectro do tráfego para o sub-período, por meio da expressão (7.47).

$$d_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (7.47)$$

onde:

- d_i é o dano unitário (fadiga, deflexão admissível ou tensão limite no subleito);
- n_i é o número de passagens de cada eixo do tráfego para o sub-período i ;
- N_i é o número de repetições de carga necessários para atingir a ruptura, para a condição de clima e carregamento do sub-período i , estimado pelos modelos de desempenho (fadiga, deflexão admissível ou tensão limite no subleito).

O dano total para cada tipo de manifestação (fadiga, deflexão admissível ou tensão limite no subleito) é obtido a partir do somatório de todos os danos unitários, em todos os pontos críticos da estrutura do pavimento, considerando a variação lateral tráfego, como descrito no item 6.4. Os danos unitários calculados são acumulados de forma análoga a Lei de Miner, apresentada a seguir na expressão (7.48).

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_i} = \sum_{i=1}^j d_i \quad (7.48)$$

onde:

- D é o dano acumulado total;

- j é número total de sub-períodos da análise; e
- demais variáveis descritas na expressão (7.47).

Dado que os modelos não puderam ser calibrados, os valores dos fatores campo-laboratório utilizados foram os mesmos definidos pelos autores dos modelos e, para o modelo de previsão de fadiga obtido nessa tese, foi utilizado o valor de 10^4 , que é o sugerido por PINTO (1991) correspondente a uma área trincada por fadiga de 20%. Ressalta-se a possibilidade de se definir outros valores para o fator campo-laboratório e, ainda, ao se considerar o dano de cada eixo sobre o pavimento, é possível que o valor do fator de calibração possa ser bem menor, como, por exemplo, de 100 a 1000 obtido por FRITZEN (2005) no simulador de tráfego.

Capítulo 8

Análise de confiabilidade

Os parâmetros envolvidos no projeto de uma rodovia são de natureza probabilística. Nenhum deles possui um valor único determinístico, de modo que o tratamento estatístico não pode ser dispensado (MOTTA, 1991).

Em uma análise determinística de uma seção de pavimento, a ferramenta utiliza os parâmetros médios para a previsão dos principais tipos de danos ao longo da vida de serviço do pavimento. Essa previsão, portanto, é baseada em valores médios de todas as variáveis de entrada do sistema e representa um dano estimado com uma confiabilidade de 50%. Isso significa que existe uma probabilidade de 50% do dano ser maior ou menor que o dano previsto.

Alguns projetos requerem um grau de confiabilidade maior na previsão dos danos ao longo da vida de serviço do pavimento, como o de rodovias de grande volume de tráfego, por exemplo.

A confiabilidade pode ser definida como a medida da probabilidade da serventia do pavimento permanecer em um nível adequado através da vida de serviço; é a probabilidade de um sucesso no projeto do pavimento. Para avaliar a Confiabilidade, é necessário se considerar os possíveis modos de ruptura, como e porque ocorrem (MOTTA, 1991). Esta avaliação deve ser feita através de uma abordagem probabilística.

As abordagens probabilísticas foram desenvolvidas para permitir que as variáveis incorporadas ao método de análise sejam consideradas estocásticas e, em consequência, permita caracterizar a distribuição probabilística de uma função de variáveis aleatórias.

Os métodos probabilísticos explorados em programas de análise de pavimentos no Brasil são: o método de Rosenblueth, utilizado por MOTTA (1991) e FRANCO (2000), nas análises de confiabilidade dos resultados dos programas FEPAVE e PAVE respectivamente; e a simulação de Monte Carlo, utilizado por AYRES (1997) no programa AYMA. Uma terceira abordagem probabilística é realizada pelo Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004). Os três métodos são resumidos a seguir.

8.1. Método de Rosenblueth

ROSENBLUETH (1975²⁴, 1981²⁵), citado por MOTTA (1991) e AYRES (1997), propôs um método aproximado que consiste em estimar os três primeiros momentos (média, desvio padrão e coeficiente de assimetria) de uma função real bem definida $f(x)$ em função dos momentos das variáveis aleatórias independentes, para as quais se conheçam esses três momentos (ou pelo menos suas estimativas). O método pode ser utilizado em funções de múltiplas variáveis aleatórias e, com grande aproximação, para funções descontínuas.

A vantagem deste método é que não há necessidade de se conhecer as derivadas da função $f(x)$, o que facilita quando a relação entre a variável dependente e as independentes se faz por funções complexas ou métodos numéricos.

O procedimento para se obter a média e a variância de $y = f(x)$ é descrito a seguir (AYRES, 1997):

A variância de uma variável aleatória x é definida como:

$$V[y] = E[(y - E[y])^2] \quad (8.1)$$

Assumindo $E[y]$ constante a equação (8.1) pode ser reescrita como:

$$\begin{aligned} V[y] &= E[y^2 + (E[y])^2 - 2 \cdot y \cdot E[y]] \\ &= E[y^2] + (E[y])^2 - 2 \cdot (E[y])^2 \\ &= E[y^2] - (E[y])^2 \end{aligned} \quad (8.2)$$

Os valores esperados de y e y^2 (y^m) podem ser calculados por:

$$E[y^m] = \frac{1}{2} (y_+^m + y_-^m) \quad \text{para uma variável } y = f(x_1)$$

$$E[y^m] = \left(\frac{1}{2}\right)^2 (y_{++}^m + y_{+-}^m + y_{-+}^m + y_{--}^m) \quad \text{para duas variáveis } y = f(x_1, x_2)$$

²⁴ ROSENBLUETH, E., 1981, *Two point estimates in probabilities*, Applied Math. Modelling, october.

²⁵ ROSENBLUETH, E., 1975, "Point Estimates for Probability Moments", Proceedings: *National Academy Science*, USA vol. 72, nº 10.

$$E[y^m] = \left(\frac{I}{2}\right)^3 (y_{+++}^m + y_{++-}^m + y_{+-+}^m + y_{+--}^m + y_{-++}^m + y_{-+-}^m + y_{--+}^m + y_{---}^m) \text{ para três}$$

variáveis $y = f(x_1, x_2, x_3)$

onde:

- $m =$ índice 1 ou 2 para y ou y^2 ;
- $y_{+}^m = y$ calculado para x_1 mais um desvio padrão de x_1 .
- $y_{-}^m = y$ calculado para x_1 menos um desvio padrão de x_1 .
- $y_{+-}^m = y$ calculado para x_1 mais um desvio padrão de x_1 e x_2 menos o desvio padrão de x_2 .

O método de Rosenblueth pode ser estendido para qualquer número de variáveis “n” simplesmente adicionando ou subtraindo um desvio padrão de cada variável independente em cada estimativa de y , totalizando, assim, 2^n termos necessários para a realização da análise probabilística.

O método economiza significativamente o número de cálculos computacionais devido ao limitado número de estimativas de $f(x)$ para caracterizar os momentos. Limita-se apenas pelo número n de variáveis aleatórias x , pois na medida em que n aumenta, são necessárias 2^n estimativas de $f(x)$.

O programa PAVE (FRANCO, 2000) e o FEPAVE (MOTTA, 1991) utilizam o método de Rosenblueth para as análises de confiabilidade. O número de variáveis que podem ser selecionadas para as análises de confiabilidade é limitado no PAVE (FRANCO, 2000), que considerou como estocásticas apenas dez delas após uma análise de sensibilidade. O conjunto dessas variáveis estocásticas utilizado no PAVE é o apresentado na Tabela 8.1.

Já no FEPAVE (MOTTA, 1991), o programa original foi adaptado para permitir analisar os efeitos da variabilidade dos dados de características de materiais e espessuras de camadas nos parâmetros de dimensionamento. Para não aumentar muito o número de variáveis a ser considerado, o número de camadas da estrutura é limitado.

Tabela 8.1: Variáveis selecionadas para as análises de confiabilidade e valores de coeficiente de variação sugeridos pelo PAVE (FRANCO, 2000).

Parâmetro	Coef. de variação sugerido (CV)
Espessuras	
Camada 1 (Revestimento)	10%
Camada 2 (Base ou CBUQ antigo)	10%
Módulo dinâmico	
Volume de vazios	20%
Volume efetivo de asfalto	10%
Frequência do carregamento	30%
Módulos resilientes	
Camada de Base	20%
Subleito	20%
Coeficiente de Poisson	
Camada de Base	12%
Carregamento e tráfego	
Volume de tráfego	25%
Pressão de pneus	25%

8.2. Simulação de Monte Carlo

A simulação de Monte Carlo é uma técnica matemática poderosa na avaliação de fenômenos que podem ser caracterizados por um comportamento probabilístico. A idéia do modelo é conseguir formar uma amostra significativa do comportamento de um sistema pelo sorteio aleatório de situações, a fim de se avaliar o valor médio dos resultados ou outros parâmetros, e daí deduzir o comportamento global do sistema.

O termo Monte Carlo foi introduzido durante a Segunda Guerra Mundial, quando esta técnica foi utilizada no desenvolvimento da bomba atômica. Atualmente, a ferramenta tornou-se muito popular com a evolução dos computadores, pois eles geram facilmente números aleatórios, que antes eram obtidos a partir de tabelas. Por isso, é largamente utilizada em diversas aplicações estatísticas de diversas áreas do conhecimento.

A técnica da simulação Monte Carlo pode ser dividida em quatro fases:

1. Para cada variável independente de uma função ou modelo a ser estudado, estimar seu intervalo de variação possível. Estabelecer, então, uma distribuição de probabilidades correspondente e transformá-la em uma distribuição de probabilidades acumulada.

2. Selecionar aleatoriamente valores para cada variável independente, de acordo com suas probabilidades de ocorrência e calcular o valor da função ou modelo, para cada combinação de valores obtida.
3. Efetuar esta operação inúmeras vezes, até que um número suficiente de iterações seja alcançado para criar um histograma e com isto, determinar a distribuição de frequências da função ou modelo em estudo.
4. Acumular a distribuição de probabilidades da função ou modelo, para se ter uma visão melhor do comportamento da curva.

AYRES (1997) selecionou esta técnica para realizar as análises de confiabilidade dos resultados obtidos pelo AYMA. Para tanto, o autor assumiu que todas as variáveis estocásticas eram normalmente distribuídas e independentes.

Apesar de ser uma ferramenta poderosa, são necessárias muitas iterações para se obter a curva de distribuição de frequências da função y . AYRES (1997) chegou a realizar 1.000 iterações para obter uma análise de confiabilidade dos resultados do AYMA. Dependendo do tempo de processamento de cada iteração, a análise de confiabilidade pode tornar-se extremamente longa, como é o caso da análise realizada pelo AYMA.

8.3. Método de Confiabilidade do Guia de Projeto da AASHTO

A abordagem probabilística do Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) baseia-se no método da Primeira Ordem Segundo Momento (POSM). Este método é equivalente à expansão da primeira ordem da série de Taylor e pode ser aplicado mesmo quando as variáveis não têm distribuição normal. Este método fornece uma solução fechada permitindo menor esforço computacional quando comparada com a simulação Monte Carlo ou o método de Rosenblueth (AYRES, 2005).

O método, com simplificações, é aplicado diretamente nas variáveis geradas que são os danos no pavimento ao longo do período de análise.

A abordagem considera, portanto, que os modelos de previsão dos danos e de irregularidades possuem uma distribuição probabilística do tipo Normal dentro do intervalo de interesse do dimensionamento. O desvio padrão de cada dano é determinado por um modelo de previsão de erros obtido a partir dos resultados da

calibração de cada um dos modelos de previsão de danos. O erro da previsão é obtido da diferença entre o valor estimado e o valor efetivamente medido ou observado.

Assim, para cada sub-período de análise o valor do dano para o nível de confiabilidade desejado é calculado da seguinte forma (NCHRP, 2004):

$$X_{\alpha} = X_{esperado} + Z_{\alpha} \cdot \delta_X \quad (8.3)$$

onde:

- X_{α} é o valor crítico do dano para o grau de confiabilidade selecionado;
- $X_{esperado}$ é o valor médio esperado do dano;
- Z_{α} é a distribuição normal padrão para $\alpha=1$ -confiabilidade; e
- δ_X é o erro padrão de X .

Dessa forma, o método utiliza apenas os valores médios dos parâmetros de entrada ou dados do projeto e efetua as estimativas com base nos modelos de danos e nos modelos de erros, que fornecem o desvio padrão daquela estimativa. A Figura 8.1 ilustra a abordagem probabilística realizada pelo Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004).

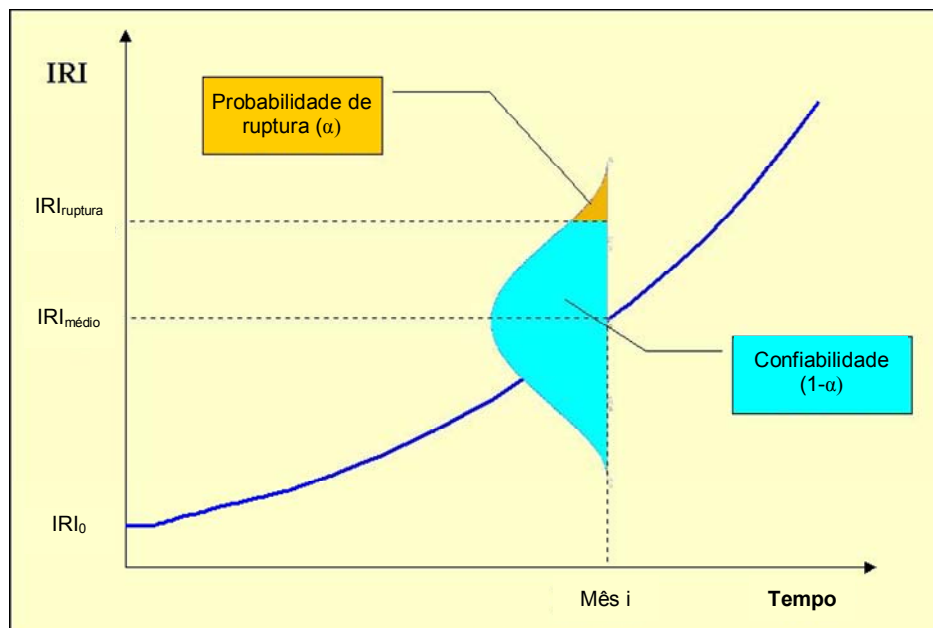


Figura 8.1: Conceito de confiabilidade no dimensionamento para a previsão do índice de irregularidade IRI (NCHRP, 2004).

Para exemplificar, apresentam-se os modelos de previsão da área trincada por fadiga, considerando a confiabilidade:

$$FC_P = (FC_i + STDFC_i \cdot ZP) \quad (8.4)$$

onde:

- FC_P = trincamento por fadiga com nível de confiabilidade P , em %;
- FC_i = trincamento por fadiga considerando os dados de entrada médios, correspondendo a 50% de confiabilidade, em %;
- ZP = distribuição normal padrão;
- $STDFC_{Bottom} = 32,7 + \frac{995,1}{1 + \exp(2,0 - 2,0 \cdot \log D)}$
- $STDFC_{Top} = 77 + \frac{114,8}{1 + \exp(0,772 - 2,8527 \cdot \log D)}$

O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) recomenda, ainda, para projetos de seções de pavimentos novos, os níveis de confiabilidade descritos na Tabela 8.2.

Tabela 8.2: Níveis de confiabilidade recomendados para projetos de pavimentos novos (NCHRP, 2004).

Classificação	Urbano	Rural
Interestaduais <i>Freeways</i>	85 - 97	80 - 95
Artérias Principais	80 - 95	75 - 90
Vias Coletoras	75 - 85	70 - 80
Vias Locais	50 - 75	50 - 75

8.4. Consideração da análise de confiabilidade no método de dimensionamento proposto nesta tese

As técnicas probabilísticas para análises de pavimentos, como a simulação de Monte Carlo, utilizada no programa AYMA (AYRES, 1997), e o método de Rosenblueth, utilizado no FEPAVE (MOTTA, 1991) e PAVE (FRANCO, 2000), são muito poderosas e bastante eficientes. Tais técnicas, no entanto, necessitam realizar repetidas simulações de cálculo que, dependendo da dimensão da análise, pode consumir um tempo muito grande e grandes espaços de memória no computador.

As duas técnicas permitem que quase todas as variáveis independentes envolvidas no processo sejam consideradas estocásticas. Entretanto, quanto maior o número de variáveis independentes aleatórias, maior será a quantidade de análises, ou “corridas” de simulação, para permitir que as estimativas das variáveis estocásticas geradas sofram convergência para um valor médio. Uma análise baseada na simulação Monte Carlo pode necessitar de mais de 1.000 iterações enquanto que o método de Rosenblueth requer 2^n iterações, onde n é o número de variáveis independentes aleatórias do problema ou do caso estudado.

O procedimento de análise probabilística dos programas FEPAVE, PAVE e AYMA, quer seja pela Simulação de Monte Carlo, quer seja pelo método de Rosenblueth, são efetuados nas análises de performance de pavimentos, e não em análises de dimensionamento. Isso significa que a confiabilidade é realizada apenas uma vez. Em um dimensionamento é necessário avaliar a confiabilidade em todas as seções tentativas. Assim, um procedimento muito lento por tentativa tornará o dimensionamento extremamente lento e pouco prático.

O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) apresentou uma proposta diferente, em que toda a variabilidade dos parâmetros de entrada é considerada em modelos de previsão de erros ou de desvio padrão dos danos a serem estimados. Dessa forma, é possível o usuário definir um nível de confiabilidade a ser exigido no projeto, sem a necessidade de rodar o programa repetidas vezes para se obter uma quantidade de resultados que permita realizar uma análise probabilística.

Para implantar esse procedimento no método de dimensionamento proposto nesta tese é necessário determinar o erro da previsão por meio da comparação entre os dados obtidos de instrumentação de trechos experimentais com os dados estimados

pelos modelos de previsão de danos no pavimento. A calibração dos modelos não foi possível de ser realizada em função da indisponibilidade de dados suficientes para gerar uma análise estatística confiável. Assim, não foi possível obter as funções de erro da previsão necessárias para a aplicação da técnica.

Apesar das funções de erro não terem sido desenvolvidas, foi inserido um campo nos parâmetros dos modelos de danos referentes a um erro padrão do modelo, de modo a se tentar realizar uma análise de confiabilidade nos moldes do Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004). Apenas os modelos de previsão de fadiga, tensão limite no topo do subleito e deflexão admissível do pavimento serão alvos da análise de confiabilidade. Sem as funções de erro, definiu-se um valor inicial utilizado para o coeficiente de variação. O valor escolhido para o erro padrão dos modelos foi 40%. Futuramente, na medida em que sejam obtidas as funções de erros, o parâmetro de cada modelo poderá ser alterado no programa pelo projetista.

Capítulo 9

O programa SisPav, testes e comparações

O programa de computador SisPav foi desenvolvido nesta tese com o objetivo de realizar análises e dimensionamentos de estruturas de pavimentos segundo os conceitos relativos ao estado da arte da mecânica dos pavimentos estudados nos capítulos anteriores. Um dos critérios definidos foi o de criar uma interface de fácil utilização, com entrada de dados simplificada e com valores sugeridos para fins de anteprojeto.

O SisPav utiliza a teoria da elasticidade, por meio do programa AEMC, cuja base foi a rotina JULEA desenvolvida por UZAN (1978). A abordagem da análise elástica não linear é realizada de forma simplificada, com a divisão das camadas com este comportamento em três subcamadas, e de modo semelhante ao detalhado na descrição do AEMC.

O fluxograma básico utilizado para o desenvolvimento do SisPav é o apresentado na Figura 2.9, com os detalhamentos para análise da influência do clima, da combinação dos diversos tipos de eixos e da variação lateral do tráfego descritos ao longo dos capítulos anteriores.

Duas opções de análise são possíveis de serem realizadas. A primeira delas é o dimensionamento da estrutura, em que o programa analisa os dados de entrada e, por meio de um algoritmo similar ao de busca binária em tabela ordenada, encontra a espessura da camada que atenda os requisitos de projeto. A segunda análise só realiza uma verificação dos dados e requisitos definidos pelo projetista e informa a vida de projeto que a estrutura pode suportar.

Nas duas análises o programa verifica os danos acumulados por fadiga no revestimento asfáltico ou, se for o caso, na base das camadas cimentadas. Opcionalmente o projetista pode solicitar as estimativas de afundamento de trilha de roda e dos danos relativos à deflexão máxima na superfície do pavimento e à tensão limite no topo do subleito. Os modelos de desempenho inseridos no programa foram discutidos no capítulo 7 desta tese.

A seguir apresentam-se as informações suficientes para operar o programa, selecionar valores dos dados de entrada, e interpretar os dados da saída.

9.1. O Programa SisPav

Desenvolvido em Visual C++, versão 6.0, o programa SisPav buscou alinhar a praticidade e simplificação na entrada de dados, a agilidade e velocidade nos cálculos e processamento com a apresentação em gráficos e tabelas de fácil manipulação dos resultados.

O programa foi desenvolvido com janelas e tabelas facilmente editáveis e com acesso direto a outras ferramentas desenvolvidas ao longo deste trabalho, como os programas de Elementos Finitos EFin3D, de análise elástica de múltiplas camadas AEMC.

O intuito, além de cumprir os objetivos principais deste trabalho, é facilitar o contato de estudantes e projetistas com o processo de análise e dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos.

9.1.1. Instalando e manipulando o SisPav

A instalação do programa SisPav e dos demais componentes, como o EFin3D e o AEMC, deve ser executada apenas a partir do arquivo *InstalaSisPav_2007.exe*. Copiar simplesmente o arquivo executável *SisPav.exe* para o disco do computador pode não funcionar, pois os programas requerem bibliotecas e controles adicionais que a maioria dos sistemas operacionais não possui instalados.

Depois de instalado, o programa estará pronto para utilização.

O SisPav foi dividido em cinco abas ou janelas principais, para melhor visualização e controle das informações. Com isso, os dados podem ser inseridos, alterados ou removidos de forma simples e prática. Os valores das tabelas do programa podem ser transportados para planilhas eletrônicas, como o Excel, por meio das operações de cortar e colar, e vice-versa. Além disso, a maioria das funções que o programa realiza pode ser acessada pelo controle do mouse ou por meio de teclas de atalho.

O Menu principal do programa possui as opções *Projeto; Editar; Resultados; Ferramentas; e Ajuda*, conforme detalhe apresentado na Figura 9.1.

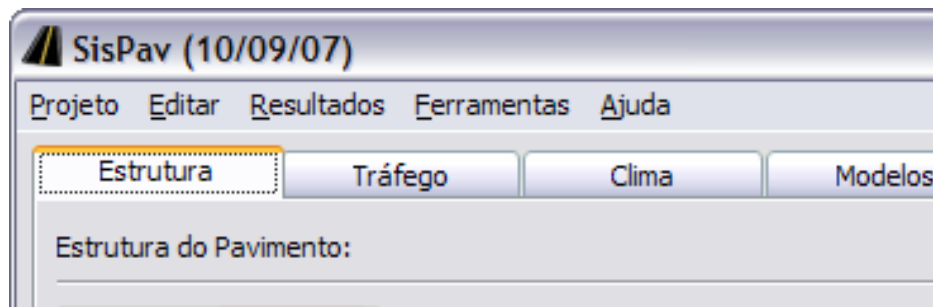


Figura 9.1: Menu principal do programa SisPav.

O Menu Projeto disponibiliza as funções para manipular os arquivos de dados do programa. Suas opções são:

- *Novo* – tecla de atalho [Ctrl+N]: cria um projeto novo com os dados iniciais previamente inseridos no programa;
- *Abrir* – tecla de atalho [Ctrl+A]: abre um arquivo de projeto (extensão .pvt) salvo no disco;
- *Salvar* – tecla de atalho [Ctrl+B]: salva os dados do projeto em um arquivo no disco com extensão .pvt;
- *Salvar como* – salva os dados do projeto em um arquivo no disco, mas com outro nome; e
- *Sair* – tecla de atalho [Alt+F4]: finaliza o programa.

O Menu Editar permite a possibilidade de navegar entre as abas ou janelas *Estrutura*; *Tráfego*; *Clima*; e *Modelos* do programa.

Em Resultados aparecem as opções para iniciar a análise de *Dimensionamento*, que pode ser acessado diretamente pela tecla de atalho [F2], ou de *Vida de Projeto*, cuja tecla de atalho é [F3].

Finalizada a análise, de *Dimensionamento* ou de *Vida de Projeto*, o programa libera o acesso à janela *Resultados*, podendo ser acessada pela opção *Gráficos* [Ctrl+G] do referido Menu. A partir desse momento é possível gerar relatórios no formato do Word, como o apresentado no Anexo 2 desta tese. Para gerar o relatório de projeto deve-se acionar a opção *Relatórios* [Ctrl+R] do Menu Resultados.

No Menu Ferramentas os elos de acesso direto a outras ferramentas desenvolvidas ao longo deste trabalho são disponibilizados. O programa de Elementos

Finitos EFin3D e o de Análise Elástica de Múltiplas Camadas AEMC. É no Menu *Ferramentas* que se acessa a Janela de configuração das opções do programa, no item *Opções...*

No Menu *Ajuda* é possível acessar o Manual de utilização do SisPav no item *Conteúdo...* [F1] ou informações resumidas do programa no item *Sobre...* [Alt+F1].

9.1.2. Definindo a estrutura do pavimento asfáltico

A tela *Estrutura*, apresentada na Figura 9.2, é a tela inicial do programa SisPav, e apresenta, como padrão, uma estrutura inicial com quatro camadas, incluído o subleito. Esta estrutura pode ser totalmente alterada, sendo que são permitidos, no mínimo três e, no máximo, oito camadas.

Na tabela exibida na tela *Estrutura* são apresentadas as informações resumidas das propriedades de cada uma das camadas da estrutura do pavimento, como: o tipo de material, espessura, módulo, coeficiente de Poisson e a condição de aderência. O subleito do pavimento é representado na última camada com a sigla SL e sua espessura deverá ser representada com um valor nulo.

Camada	Tipo	Espessura (m)	Coef Poisson	Modelo	k1 / Mr / Ei (MPa)	k2 / Ef (MPa)	k3	k4	k5	Aderência
1	Mistura asfáltica	0.075	0.337	3	4193.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
x 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 9.2: Tela *Estrutura* do programa SisPav.

A camada da estrutura que o programa irá dimensionar é marcada com um X ao lado do seu número, indicado na primeira coluna da tabela e, também, com uma cor de fundo diferente nas células da linha.

Para marcar uma camada basta selecionar uma célula na linha relativa à camada desejada e pressionar a tecla [F5]. Outra forma é clicar com o botão direito do mouse sobre a célula na linha desejada e clicar na opção <Marcar>. O subleito não pode ser selecionado.

O programa limita as espessuras das camadas durante o dimensionamento entre 10cm e 60cm para todas as camadas, com exceção do revestimento que varia de 5cm a 20cm, por questões práticas. Quando, durante o dimensionamento, o programa atingir o limite inferior da espessura significa que a estrutura suporta as condições do carregamento e do clima impostos. Se atingir o limite superior é por que a estrutura não atende as exigências do projeto. Nos dois casos, sugere-se rever manualmente a estrutura, alterando as propriedades dos materiais, adicionando ou removendo camadas de forma a adequar a nova estrutura aos requisitos de projeto.

Para adicionar uma nova camada na estrutura do pavimento o projetista deve primeiro selecionar toda a linha da camada relativa à posição onde deseja adicioná-la. Observar que é preciso apenas selecionar a linha e não marcá-la para o dimensionamento. Depois de selecionar a linha, no botão <Alterar Estrutura> aparece a opção de *Adicionar camada*, que após ser acionado criará uma nova camada na estrutura com os mesmos dados da camada que estava selecionada.

O mesmo procedimento deverá ser executado para remover uma cada da estrutura, por meio da opção *Remover camada* do botão <Alterar Estrutura>.

É possível, também, alterar outros parâmetros relativos à qualidade do material. Com a camada selecionada, e acionando a opção *Propriedades da camada* do botão <Alterar Estrutura> abre-se uma tela, como a apresentada na Figura 9.3, que permite alterar todos os parâmetros dos materiais, como o tipo de material, o modelo constitutivo do comportamento resiliente, as características de granulometria, teores volumétricos, umidade e outros, dependendo do tipo de material.

Algumas das propriedades são essenciais para o perfeito funcionamento do programa e outros são opcionais. Para saber as células relativas aos parâmetros

essenciais e obrigatórios são coloridas e, além disso, preenchidas automaticamente pelo programa com valores sugeridos. Os parâmetros opcionais são deixados em branco.

Na tela *Propriedades da camada* é possível também alterar os parâmetros de resiliência dos materiais. Para fins de anteprojeto, o programa pode sugerir valores estimados para todos os tipos de materiais quando o projetista acionar o botão <Valores sugeridos>.

Os materiais das camadas podem ser considerados como elásticos lineares ou não lineares e os modelos constituintes do comportamento resiliente são os mesmos apresentados na Tabela 3.2.

Propriedades da camada

Camada selecionada -> 1

Material: Mistura asfáltica

Espessura (m): 0.0750

Coefficiente de Poisson: 0.3370

Aderência na interface: 0.0000

Modelo constituinte (MPa)

3 - Elástico linear

Mr (MPa)	4193.0000
----------	-----------

Parâmetros

Tipo de CAP	CAP 50/70
Penetração 100g 5s 25°C 0,1mm	60.0
Ao (visc x T)	11.123
VTS0 (visc x T)	-3.713
Volume de vazios (%)	4.5
Teor de asfalto (%)	6.0
RBV (%)	73.5
Faixa Granulométrica (DNIT)	Faixa B
% passando #3/4	90.0
% passando #3/8	62.5
% passando #4	44.0
% passando #200	5.5
Identificação	
Massa específica (kg/m³)	

Valores sugeridos >> OK Cancel

Figura 9.3: Tela *Propriedades da camada* do programa SisPav.

9.1.3. Adicionando as informações do tráfego

O programa SisPav analisa a estrutura do pavimento não mais com a consideração do número equivalente de repetições do eixo padrão. O algoritmo desenvolvido nesta tese para o SisPav avalia cada configuração de eixo isoladamente e com previsão da variação lateral do tráfego.

Na tela *Tráfego*, apresentada na Figura 9.4, o projetista deve inserir individualmente as informações de cada eixo previsto no tráfego de projeto para a seção do pavimento a ser dimensionada.

No lado esquerdo da tela são apresentados os tipos de eixos permitidos pelo programa, que são os mesmos descritos na Tabela 6.1. Para inseri-los na tabela do tráfego, basta selecionar o eixo desejado e acionar o botão <Inserir>, ou simplesmente clicar duas vezes sobre o tipo de eixo desejado.

O programa possui campos suficientes para inserir até 50 configurações de eixos. Os tipos de eixos pré-definidos podem ser repetidos para permitir variar o volume, a taxa de crescimento, o peso ou a pressão de pneus. O nome da configuração do tipo de eixo também pode ser alterado, mas nunca o código do eixo (coluna 1), que deverá ser mantido.

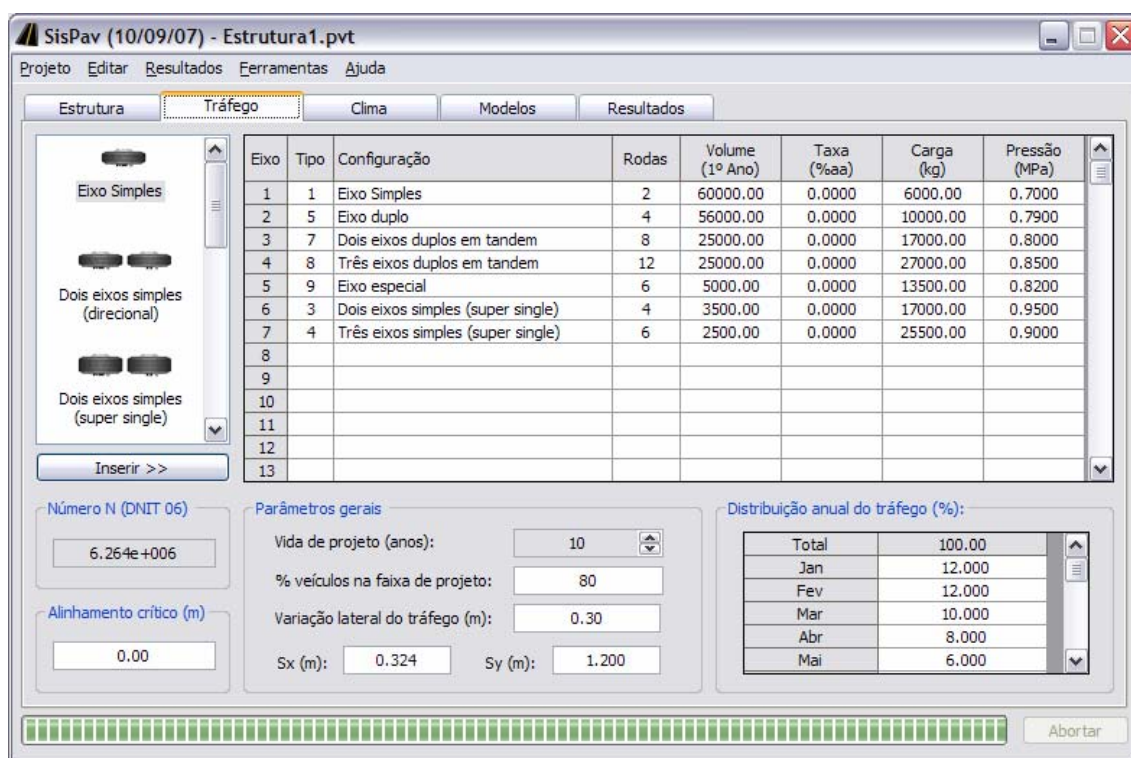


Figura 9.4: Tela *Tráfego* do programa SisPav.

Para remover uma das configurações de eixos basta apagar a linha onde a mesma foi inserida. Entretanto, uma linha em branco não deve existir entre as diversas configurações.

À medida que os eixos são inseridos, o programa calcula automaticamente o Número N equivalente de repetições do eixo padrão, conforme o método do DNIT (2006). Este valor é atualizado quando qualquer informação relativa ao peso, volume de tráfego, taxa de crescimento, número de anos etc. é alterado pelo projetista. A informação serve apenas para permitir que o projetista realize comparações, não sendo utilizado em momento algum nas análises.

O programa fixa as medidas das dimensões entre eixos (S_y), entre rodas (S_x), quando for o caso, e a variação lateral do tráfego para todas as configurações de eixos. Estas medidas, uma vez fixadas pelo projetista, valerão para todas as configurações de eixo selecionadas.

Nesta janela é selecionada a vida de projeto para a qual o programa irá dimensionar a estrutura. Além desse parâmetro, também podem ser alterados o percentual de veículos na faixa de projeto, quando se tratar de pistas com mais de uma faixa de tráfego, e o alinhamento crítico do projeto.

O alinhamento crítico do projeto, ilustrado na Figura 9.5, refere-se à distância do ponto, no plano horizontal, onde se deseja analisar a estrutura do pavimento, com o eixo de todos os carregamentos, definidos na Figura 6.6. Em geral, os alinhamentos críticos são: a própria origem ($x=0,00m$) ou a metade da distância entre rodas ($x=S_x/2$), por serem estes os pontos de contato das rodas das configurações de eixo, ou seja, os pontos de aplicação dos carregamentos.

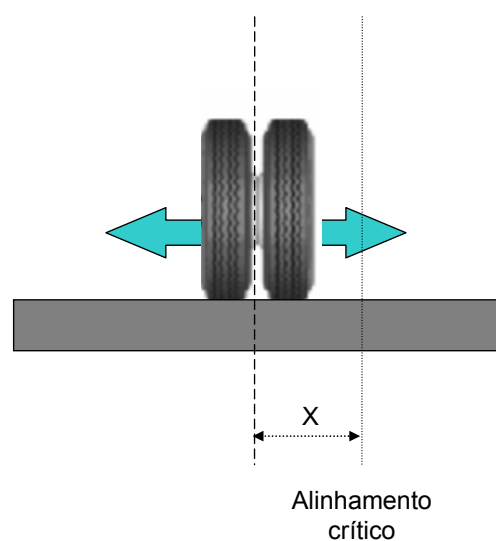


Figura 9.5: Representação esquemática do alinhamento crítico.

É possível, também, inserir nesta janela a variação anual do tráfego. Na tabela os percentuais do movimento do tráfego podem ser alterados conforme as épocas do ano. Essa informação é importante para permitir conjugar os efeitos das condições climáticas com a intensidade do tráfego. O programa considera que a distribuição anual do tráfego é igual para todos os eixos.

9.1.4. Selecionando o clima da região de implantação do pavimento

Na tela *Clima*, apresentada na Figura 9.6, o projetista define o local onde existe ou será construída a estrutura do pavimento. Ao selecionar o local, as informações sobre as temperaturas médias mensais do ar são apresentadas na tabela e no gráfico da tela. Caso o local do projeto não se encontre disponível no banco de dados interno do programa SisPav, as informações deverão ser inseridas manualmente, selecionando no campo *Região* a opção *Outros*. As últimas linhas da tabela descrita na janela *Clima* (Média e Erro padrão) são calculadas automaticamente. Da mesma forma, o gráfico é atualizado quando qualquer informação na tabela for alterada.

O banco de dados interno do programa SisPav foi obtido das Normais Climatológicas (BRASIL, 1992) e que está apresentado na Tabela 5.1.

Outra informação importante a ser definida pelo projetista é o mês do ano em que houve a abertura do tráfego. Essa informação consiste em sinalizar ao programa qual temperatura e percentual de tráfego que deverão ser considerados para o início das análises.

Todas as informações dessa janela são utilizadas na avaliação do envelhecimento do ligante asfáltico da camada de revestimento do pavimento. O clima irá influenciar os valores do módulo de resiliência e do coeficiente Poisson da referida camada. Com as informações do clima, o algoritmo do programa consegue conjugar os efeitos do envelhecimento da mistura asfáltica com o impacto da variação mensal dos carregamentos sobre a vida de projeto e o acúmulo de danos na estrutura.

O algoritmo consiste na divisão de cada ano da vida de projeto em quatro estações climáticas. Cada uma das quatro estações, por sua vez, é subdividida em cinco sub-períodos conforme a distribuição de frequências de temperaturas apresentada na Figura 5.3. Com isso, conforme o fluxograma apresentado na Figura 5.4, o SisPav

avalia o efeito da variação das temperaturas médias do ar sobre o envelhecimento do ligante asfáltico ao longo da vida de projeto do pavimento.

O programa não avalia o efeito da variação da umidade sobre os materiais de pavimentação e o subleito por considerar que a umidade de equilíbrio é alcançada. Portanto, o SisPav não apresenta ao projetista opções para entrada de parâmetros relacionados a variabilidade de umidade dos materiais.

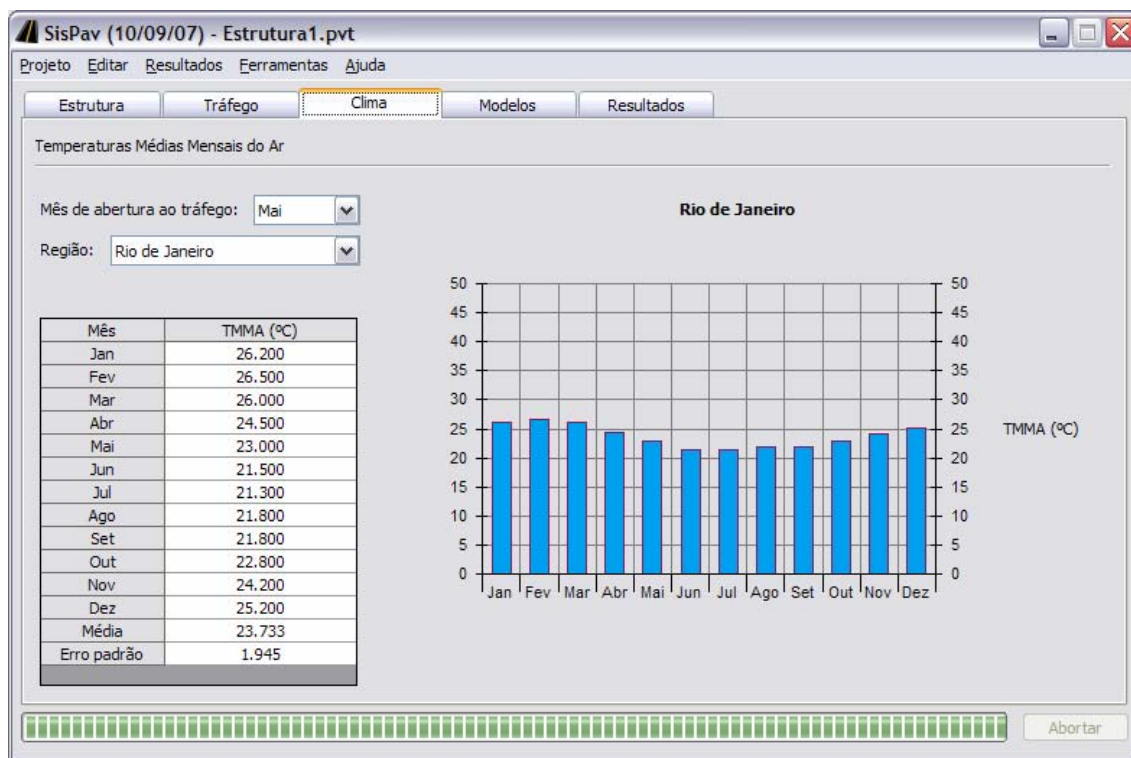


Figura 9.6: Tela *Clima* do programa SisPav.

9.1.5. Verificando os modelos de desempenho

A concepção inicial do programa era desenvolver uma ferramenta que utilizasse os modelos internamente no programa sem a possibilidade do projetista ter acesso aos parâmetros de calibração ou coeficientes de regressão. Entretanto, verificou-se que, como trabalho acadêmico, que as informações dos modelos de danos deveriam sim ser apresentadas e com a possibilidade do projetista alterar os parâmetros que achasse mais coerentes ao seu projeto.

A mudança na concepção se deu pela dificuldade de se desenvolver modelos confiáveis de previsão de danos na estrutura do pavimento, principalmente aqueles

relacionados à fadiga de misturas cimentadas e de deformação permanente no atual estágio de conhecimento do país.

A tela, apresentada na Figura 9.7, dispõe os diversos modelos de danos selecionados para compor o método de dimensionamento proposto nesta tese.

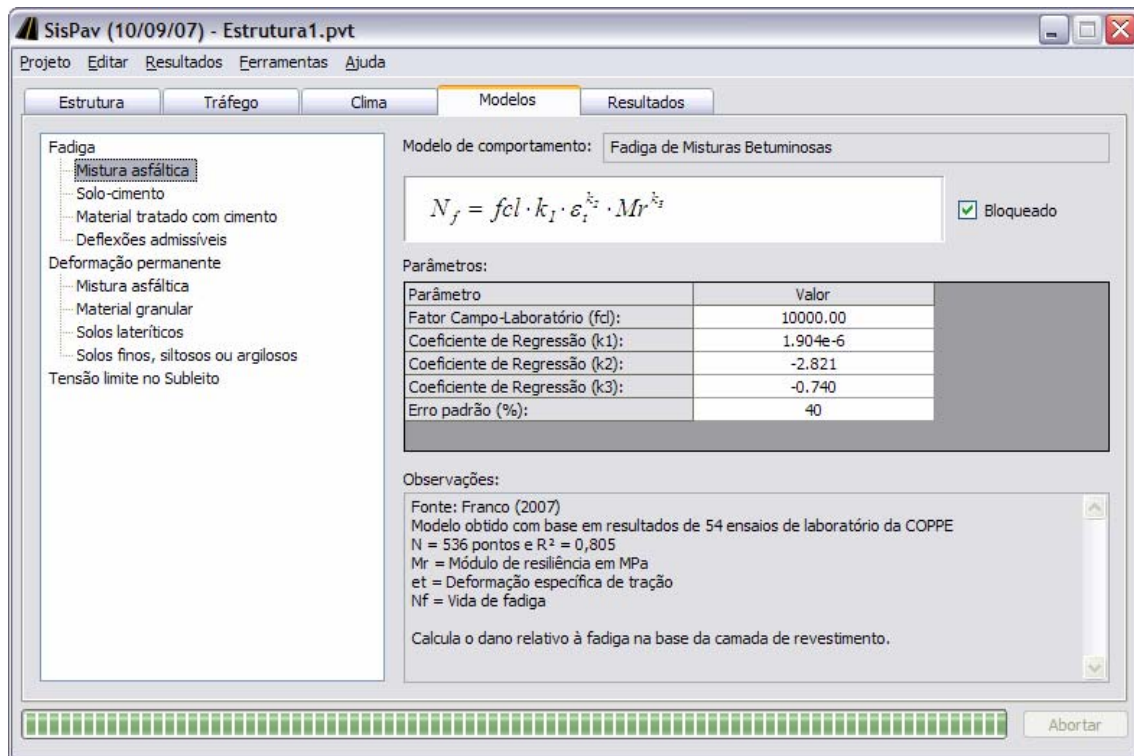


Figura 9.7: Tela *Modelos* do programa SisPav.

Nove são os modelos de previsão do comportamento da estrutura do pavimento inseridos no programa, são eles: *Fadiga de misturas asfálticas*; *Fadiga de misturas de solo-cimento*; *Fadiga de materiais tratados com cimento*; *Deflexão admissível na superfície do pavimento*; *Deformação permanente de misturas asfálticas*; *Deformação permanente de materiais granulares*; *Deformação permanente de solos lateríticos*; *Deformação permanente de solos finos, siltosos ou argilosos*; e *Tensão limite no topo do subleito*.

Ao selecionar na lista o modelo desejado, o programa apresenta o nome do modelo de comportamento; a sua expressão de regressão matemática; os parâmetros da regressão; o fator campo-laboratório; e informações diversas como a fonte de referência, de onde se obteve o modelo e os parâmetros.

Para alterar os parâmetros deve-se, antes, desbloquear o modelo clicando na caixa de verificação <Bloqueado>. Ao fazer isso, a tabela de parâmetros fica livre para edição e a caixa de verificação é renomeada para <Restaurar>. Para retornar aos valores originais inseridos internamente no programa, basta clicar novamente na caixa de verificação, que voltará a ter a descrição <Bloqueado>.

Quando os modelos são alterados, o programa exibe o texto informando que a análise foi realizada considerando os modelos alterados pelo usuário. Caso contrário, a mensagem exibida é “Seção do pavimento analisada considerando os modelos inseridos no SisPav”.

9.1.6. Alterando as opções do programa

Na tela *Opções*, apresentada na Figura 9.8, é possível alterar parâmetros para otimizar os cálculos do dimensionamento dos pavimentos. O dimensionamento é dado como concluído quando o consumo do dano crítico, calculado pelos modelos de previsão e acumulados segundo a lei de Miner, apresentada na expressão (7.48), atingir o valor de 1 mais ou menos um valor de tolerância. O programa utiliza como padrão de tolerância o valor de 2%, mas o projetista, a qualquer tempo, pode alterá-lo.

Dependendo da análise, o programa pode não convergir para uma espessura ótima que atenda aos requisitos de projeto durante o dimensionamento. Assim, foi definido um limite máximo para o número de tentativas que o programa irá realizar o dimensionamento. O número padrão escolhido foi de vinte, uma vez que o programa, na maioria das vezes, converge ou para espessura ótima ou para os valores limites de espessura antes das vinte tentativas. O valor também pode ser alterado pelo projetista, caso ache necessário.

O nível de confiabilidade utilizada nas análises é de 50% como padrão. O projetista pode alterar a confiabilidade para outra selecionando uma das opções constantes da caixa de seleção. Os valores são 50% (parâmetros médios); 75%; 85%; 90% e 95%. Ressalta-se que a análise de confiabilidade realizada pelo programa é dependente do parâmetro *Erro padrão* dos modelos de danos, que não foram determinados tecnicamente nesta pesquisa. Portanto, a menos que se deseje explorar o programa, recomenda-se utilizar o nível de confiabilidade de 50%, até que valores de calibração sejam disponibilizados para a determinação do parâmetro *Erro padrão do modelo*.

É dada ao projetista a opção de ativar as considerações no dimensionamento, ou análise da vida de projeto, os danos relativos à deflexão máxima admissível na superfície do pavimento, ou à tensão máxima no topo do subleito. Estes controles são desativados como padrão pelo programa, apenas para tornar a análise mais rápida. Com eles desativados, o controle no dimensionamento é feito apenas pela fadiga da camada asfáltica do revestimento ou das camadas cimentadas.

Ao final do dimensionamento ou da análise de vida de projeto, o programa calcula, com base nos modelos de deformação permanente, uma estimativa do afundamento de trilha de roda. O valor é calculado de forma simplificada, considerando um acúmulo linear de deformação para os diversos eixos e posições horizontais. A simplificação foi necessária neste ponto do trabalho, pois a técnica a ser utilizada para diversos carregamentos, variando a passagem lateralmente no pavimento, é extremamente complexa.

A opção que estima a deformação permanente na estrutura é ativada como padrão, tendo o valor de 1,25cm como limite para fins de comparação. O valor limite pode ser alterado pelo projetista, dependendo dos níveis de importância da via que está sendo projetada. Desativando esta opção, as análises se tornam um pouco mais rápidas, podendo agilizar o dimensionamento com estruturas complexas ou com grande quantidade de eixos selecionados no espectro do tráfego.

A última opção disponível na janela refere-se à possibilidade de gerar, no relatório de projeto, a bacia de deflexões de campo prevista para fins de controle de campo. A opção está ativa e considera como padrão a Viga Benkelman como equipamento que fará o controle. O número de pontos ou de sensores é 8 e estão localizados segundo a disposição apresentada na tabela da janela Opções. Caso o projetista precise mudar a posição dos pontos ou dos sensores, basta digitar o novo valor na coluna correspondente.

Complementando os valores necessários para o cálculo da bacia de campo, o programa disponibiliza a possibilidade de variar o raio do carregamento e a pressão de contato do carregamento. Os valores iniciais gerados pelo SisPav são referente ao eixo padrão rodoviário, a ser utilizado pela Viga Benkelman. O programa considera o carregamento de duas rodas para o caso da Viga Benkelman, e de uma roda para o caso do FWD.

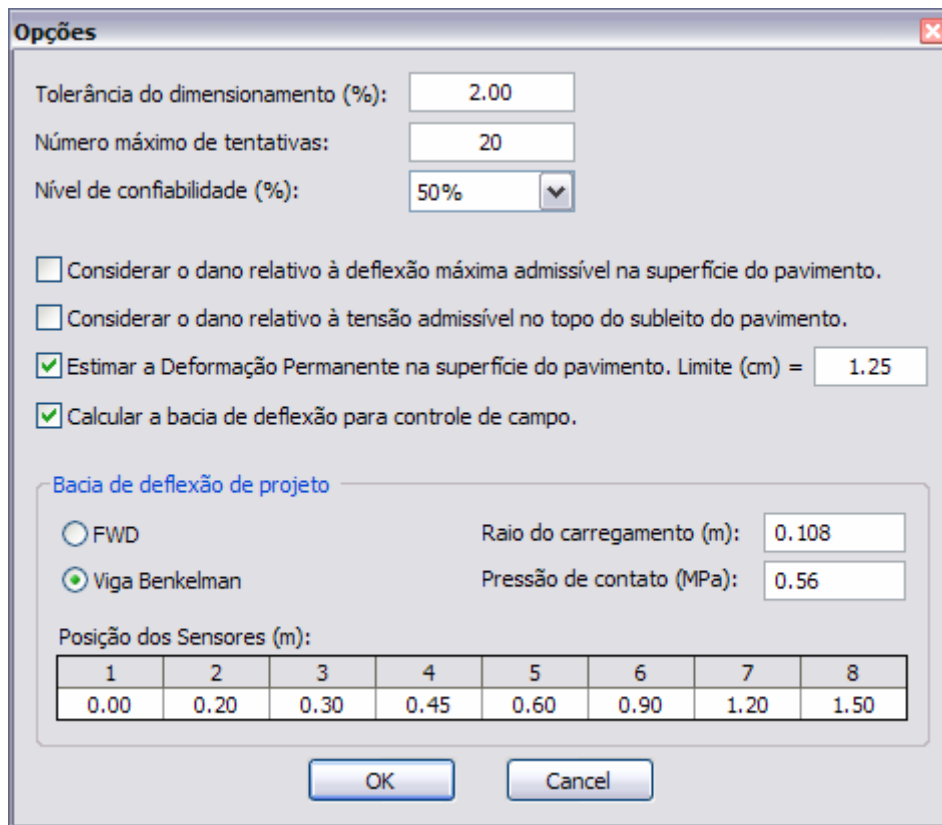


Figura 9.8: Tela *Opções* do programa SisPav.

9.1.7. Analisando os resultados

Ao solicitar ao programa a tarefa de dimensionar ou de verificar a vida de projeto, automaticamente a tela *Estrutura* é ativada. Quando concluída a análise, uma mensagem é apresentada ao projetista com informações resumidas sobre os cálculos, conforme o exemplo apresentado na Figura 9.9.

A primeira linha informa se os modelos de danos são os inseridos no programa ou se eles foram alterados pelo projetista. A segunda informação refere-se ao valor e ao tipo do dano crítico ocorrido na seção do pavimento. O programa verifica automaticamente qual foi o dano mais severo, entre os tipos selecionados pelo projetista para serem avaliados. Junto com a estimativa da Vida de Projeto aparece o nível de confiabilidade utilizado na análise realizada. O valor do nível de confiabilidade é selecionado na tela *Opções* do Menu <Ferramentas> e depende do parâmetro *Erro padrão* de cada um dos modelos de previsão de danos. Ressalta-se que tais parâmetros

foram escolhidos e não determinados tecnicamente e, por isso, sugere-se que sejam realizadas análises com nível de confiabilidade igual a 50%.

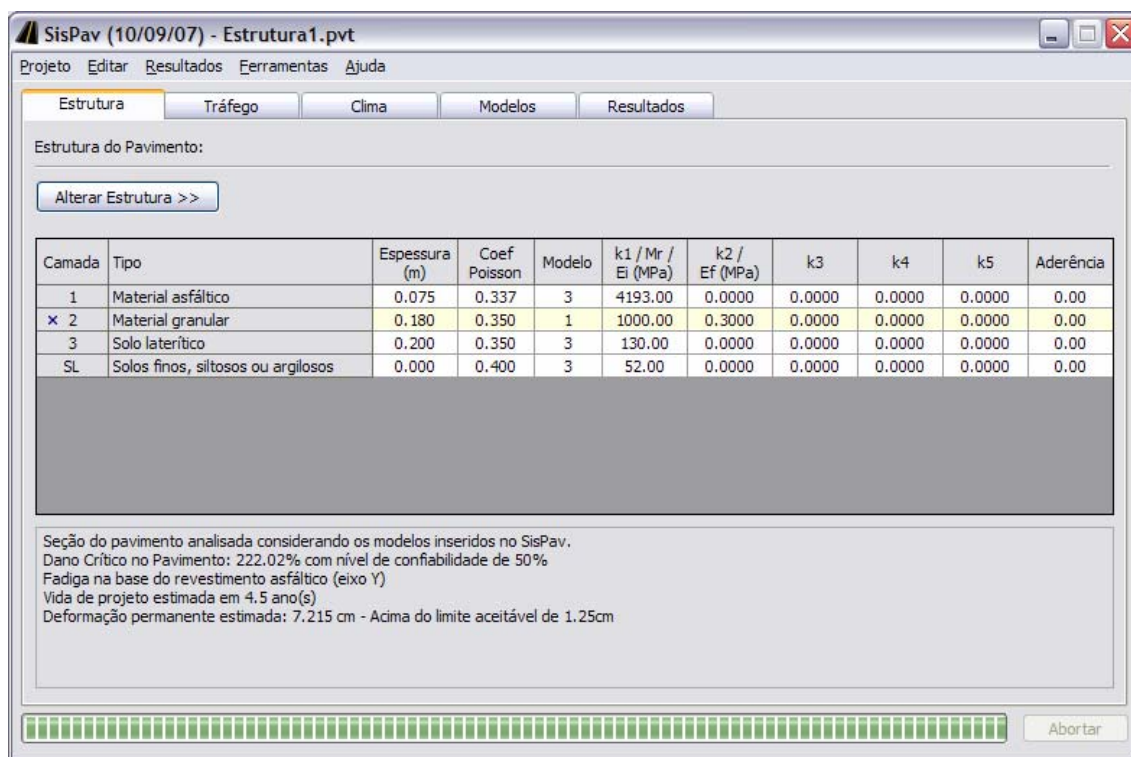


Figura 9.9: Janela Estrutura com as informações finais da análise do programa SisPav.

Em seguida, é apresentada uma estimativa da Vida de Projeto em anos. Caso a seção tenha sido dimensionada, este valor será aproximadamente igual à *Vida de Projeto* selecionada pelo projetista na janela *Tráfego*. O valor aproximado é devido à tolerância de projeto, definida na janela *Opções* do Menu <*Ferramentas*>.

A última informação é opcional. Caso o projetista tenha mantido a análise de deformação permanente com um valor limite na tela *Opções*, a última linha da mensagem aparece o valor, em centímetros, do afundamento de trilha de roda estimado com base nos parâmetros dos modelos indicados na tela *Modelos*. É apresentada, também, uma informação ao projetista alertando se a deformação permanente está acima ou abaixo do limite aceitável.

Se a análise foi de dimensionamento, observa-se a variação da espessura da camada escolhida ao longo das tentativas do programa. Ao final do processamento, caso o programa tenha convergido a um valor ótimo, a espessura dimensionada é aquela

apresentada na tabela. Caso a análise seja somente de verificação da vida de projeto, as informações da estrutura não são alteradas.

Durante o processo de dimensionamento, o programa pode não convergir para uma espessura ótima, que atenda as exigências do projeto. Isso ocorre quando as espessuras tendem a ficar fora do intervalo previsto internamente pelo programa, que são: espessura mínima de 10cm (5cm para o revestimento) e máxima de 60cm (20cm para o revestimento). Quando essa situação ocorrer o programa informará ao projetista o problema e pedirá que ajuste a estrutura.

Em seguida, é possível observar os resultados da análise em formas gráficas ou em forma de planilhas. Os resultados são os danos acumulados relativos aos modelos de deterioração internos mais os escolhidos pelo projetista, distribuídos ao longo dos meses de análise e por tipo de configuração de eixo. A Figura 9.10 e a Figura 9.11 apresentam exemplos dos resultados gerados pelo programa.

Idade (meses)	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 3	Eixo 4	Eixo 5	Eixo 6	Eixo 7	Eixo 8	Eixo 9	Eixo 10
3	0.51	1.25	0.79	1.38	0.09	0.14	0.14			
6	1.08	2.64	1.67	2.90	0.20	0.30	0.30			
9	1.85	4.48	2.86	4.98	0.33	0.52	0.50			
12	2.67	6.48	4.15	7.23	0.48	0.75	0.73			
15	3.19	7.75	4.95	8.60	0.58	0.90	0.87			
18	3.75	9.15	5.82	10.11	0.68	1.05	1.02			
21	4.52	11.01	7.01	12.18	0.82	1.27	1.23			
24	5.35	13.01	8.29	14.42	0.97	1.50	1.46			
27	5.86	14.28	9.08	15.77	1.06	1.64	1.60			
30	6.42	15.68	9.94	17.27	1.16	1.80	1.75			
33	7.18	17.54	11.13	19.32	1.30	2.02	1.96			
36	8.00	19.54	12.40	21.54	1.45	2.25	2.18			
39	8.51	20.81	13.18	22.89	1.54	2.39	2.32			
42	9.07	22.20	14.04	24.37	1.64	2.54	2.47			
45	9.83	24.06	15.22	26.41	1.78	2.76	2.68			
48	10.65	26.06	16.49	28.63	1.93	2.99	2.90			
51	11.15	27.32	17.26	29.96	2.02	3.13	3.04			

Figura 9.10: Tela *Resultados* apresentando em forma de planilha um exemplo de análise do programa SisPav.

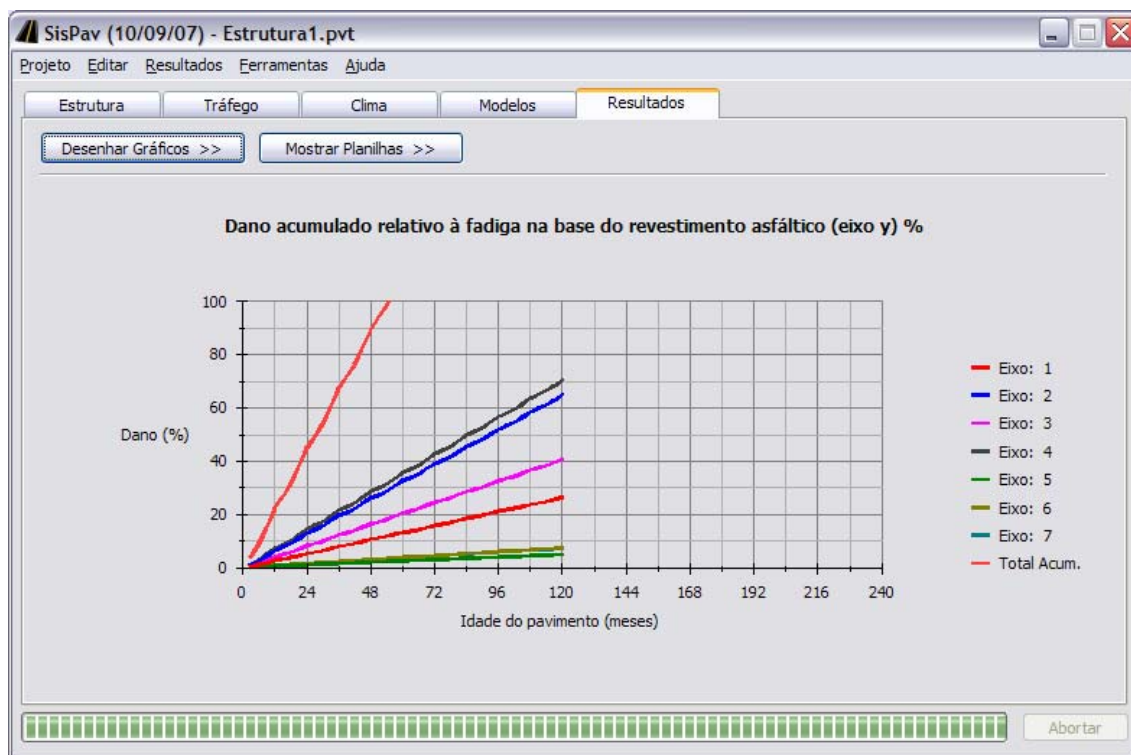


Figura 9.11: Tela *Resultados* apresentando em forma gráfica um exemplo de análise do programa SisPav.

Finalmente, após todas as verificações e dimensionamentos realizados, se o projetista estiver satisfeito com os resultados, ele pode gerar um relatório detalhado do projeto, que está apresentado como exemplo no Anexo 2 desse trabalho. O relatório é criado a partir da opção <Relatório> no menu <Resultados>, ou de forma mais direta clicando a tecla de atalho <Ctrl+R>.

Salvando o projeto em disco, todas as informações serão salvas e não haverá a necessidade do projetista realizar outra análise. Assim, o relatório final de projeto pode ser gerado mais tarde, de acordo com a conveniência do projetista.

Importante observar que qualquer alteração nos dados ou parâmetros de projeto realizados após uma análise de dimensionamento ou de verificação de vida de projeto, cancela a análise anterior e impede a visualização dos resultados. Portanto, é conveniente salvar o projeto após as análises serem realizadas.

9.2. Testes e comparações

Apesar de não ter sido possível realizar a calibração dos modelos, vale realizar testes no programa a fim de verificar a racionalidade do método. Além dos testes variando os parâmetros dos materiais, foram realizados testes comparativos com outros programas de dimensionamento, como o LEDFAA da FAA, o SPDM da Shell e o Guia de Projeto da AASHTO.

Os dados utilizados nos exemplos de testes e comparações foram aqueles gerados automaticamente pelo programa. As variações destes dados são detalhadas em cada um dos testes a seguir apresentados.

O primeiro teste foi realizado para avaliar a espessura do revestimento em função do aumento do volume do tráfego. O tipo de eixo selecionado foi o eixo padrão rodoviário, com 8,2tf; pressão de inflação de 0,56MPa; e variação lateral de 0,30m. A estrutura analisada está descrita na Tabela 9.1 e a temperatura foi mantida constante em 25°C.

Tabela 9.1: Estrutura utilizada no teste 1.

Material	Espessura (m)	Coef Poisson	Módulo Elástico Linear (MPa)
1. Material asfáltico	variável	0,337	4193,00
2. Material granular	0,150	0,350	variável
3. Solo laterítico	0,150	0,350	130,00
4. Solos finos, siltosos ou argilosos	0,000	0,400	52,00

No teste 1, além de variar o número de repetições do carregamento, variou-se os módulos de resiliência das camadas de material asfáltico (revestimento) e de material granular (base). A variação do módulo do revestimento não influenciou significativamente os resultados, diferentemente do ocorrido com a variação do módulo da base. Pela modelagem do SisPav, a camada de base possui grande influência no dimensionamento, como pode ser observado na Figura 9.12.

Para as condições acima, o programa parou o dimensionamento para a condição crítica de fadiga na base do revestimento asfáltico (eixo Y). Os danos de deflexão limite na superfície do pavimento e tensão admissível no topo do subleito não foram considerados.

A racionalidade do método, para esse teste, foi verificada, pois se espera que, à medida que o número de repetições aumente, uma espessura maior de pavimento seja necessária. Da mesma forma que, quanto maior o módulo de resiliência da base, menor será a espessura de revestimento requerida.

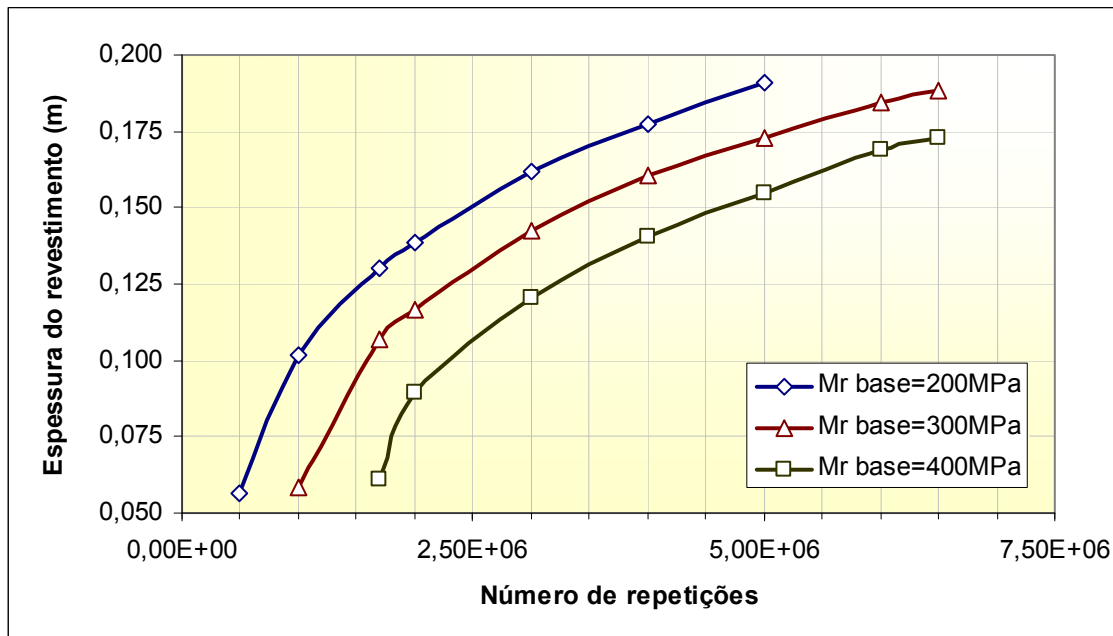


Figura 9.12: Resultados do teste 1 – comportamento da espessura do revestimento com o módulo de resiliência da camada de base.

O segundo teste, que utilizou os mesmos dados do teste 1, foi realizado para avaliar o efeito da variação lateral do tráfego no dimensionamento. O módulo de resiliência da camada de base foi mantido constante dessa vez em 300MPa.

Os resultados, apresentados na Figura 9.13, também foram racionais, indicando que quanto mais canalizado o tráfego (menor variação lateral do tráfego), maior será o dano na seção do pavimento, que precisará ser mais espessa. O teste número dois mostrou que o dimensionamento é muito sensível à variabilidade do parâmetro variação lateral do tráfego. Ou seja, para um mesmo tráfego, pode ocorrer uma diferença de espessura no revestimento de mais de 2cm se a variação lateral aumentar em 15cm, segundo os cálculos fornecidos pelo SisPav.

Em função dessa sensibilidade, é importante que o projetista avalie bem o valor a ser definido para o parâmetro. Esse valor depende da largura e número de faixas de tráfego, se existe ou não acostamentos, ou se a via é de mão única ou dupla.

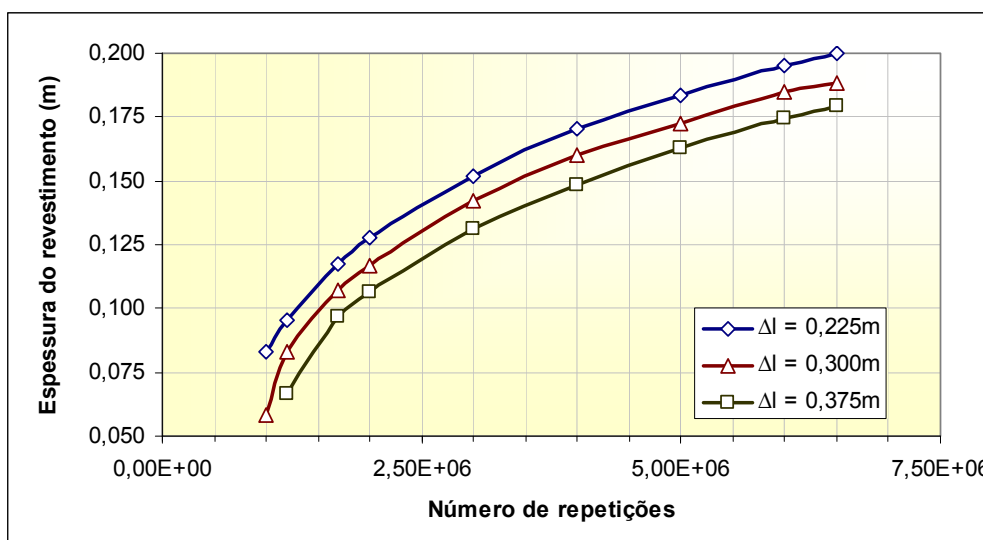


Figura 9.13: Resultados do teste 2 – comportamento da espessura do revestimento com em função da variação lateral do tráfego (Δl).

O terceiro teste buscou avaliar o conflito entre os critérios de ruptura do pavimento definidos pelos modelos de fadiga e de deflexão máxima na superfície da estrutura. Utilizando estruturas semelhantes e um mesmo carregamento, poderá ocorrer a seguinte situação:

- Uma determinada estrutura pode ser dimensionada pelo critério de fadiga na base da camada asfáltica, convergindo para uma espessura final com menos de 10cm. Assim, o dimensionamento realizado pelo SisPav geraria a seguinte tela, definida na Figura 9.14.
- A mesma estrutura, se avaliada novamente, mas com uma espessura de teste inicial com mais de 10cm, geraria outro dimensionamento tendo como critério crítico o dano relativo à deflexão admissível no topo da estrutura do pavimento. O novo dimensionamento geraria a tela apresentada na Figura 9.15.

Os dois dimensionamentos estão corretos segundo os critérios adotados no programa SisPav. O problema dos dois dimensionamentos se deve a estrutura do modelo de PREUSSLER (1983), que estima a deflexão admissível no topo do pavimento. O referido modelo é composto por duas expressões matemáticas que não são contínuas no ponto de mudança de domínio, ou seja, quando a espessura é igual a 10cm. Assim, durante o dimensionamento, quando a espessura da capa passa para mais de 10cm, o dano crítico deixa de ser o dano de fadiga e passa a ser o dano de deflexão máxima.

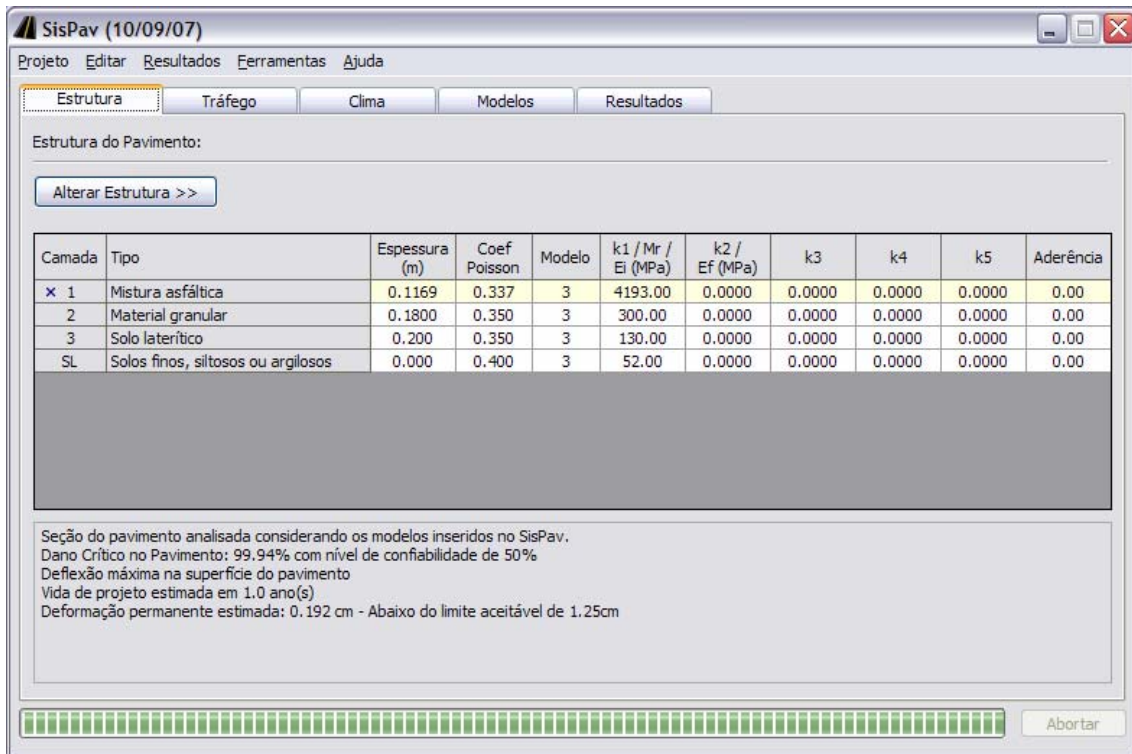


Figura 9.14: Resultados do teste 3 – Exemplo de conflito entre modelos: dimensionamento pela fadiga do revestimento asfáltico.

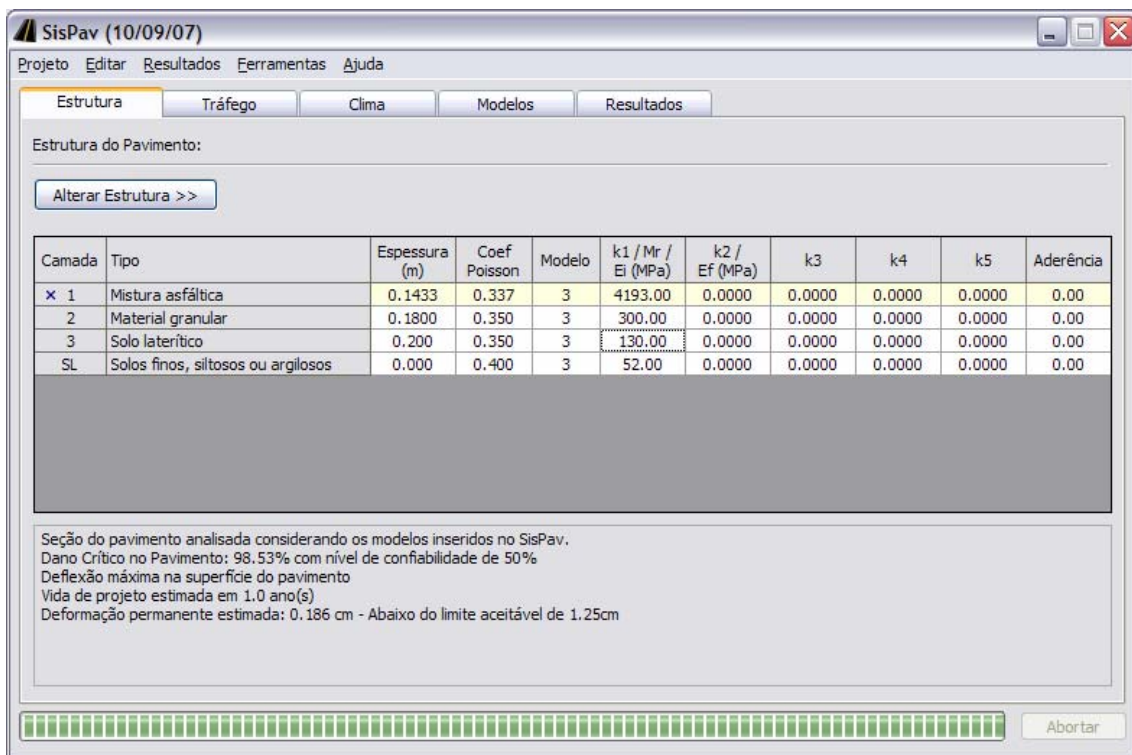


Figura 9.15: Resultados do teste 3 – Exemplo de conflito entre modelos: dimensionamento pela deflexão máxima na superfície do pavimento.

O quarto teste realizado foi com o intuito de verificar a influência da temperatura no dimensionamento da espessura da camada de revestimento. Para fins ilustrativos, as temperaturas médias mensais do ar foram fixadas como iguais para todos os meses, nos valores de 20°C, 25°C, 30°C, 35°C e 40°C, além de variar três níveis de tráfego.

A estrutura utilizada foi a mesma utilizada no primeiro teste, conforme apresentado na Tabela 9.1, com o módulo de resiliência da camada de base igual a 300MPa. O carregamento também foi o eixo padrão rodoviário, com 8,2tf de carga e pressão de pneus igual a 0,56MPa.

Os resultados das simulações, apresentadas no gráfico da Figura 9.16, indicaram que para maiores temperaturas médias do ar, maiores são as espessuras dimensionadas para a camada de revestimento. Essa tendência se torna um pouco mais evidente para maiores níveis de tráfego. Tal comportamento era o esperado, uma vez que, para maiores temperaturas, o efeito do envelhecimento do ligante asfáltico é mais atuante na camada do revestimento e, conseqüentemente, exigindo maiores espessuras da camada para atender o critério de fadiga.

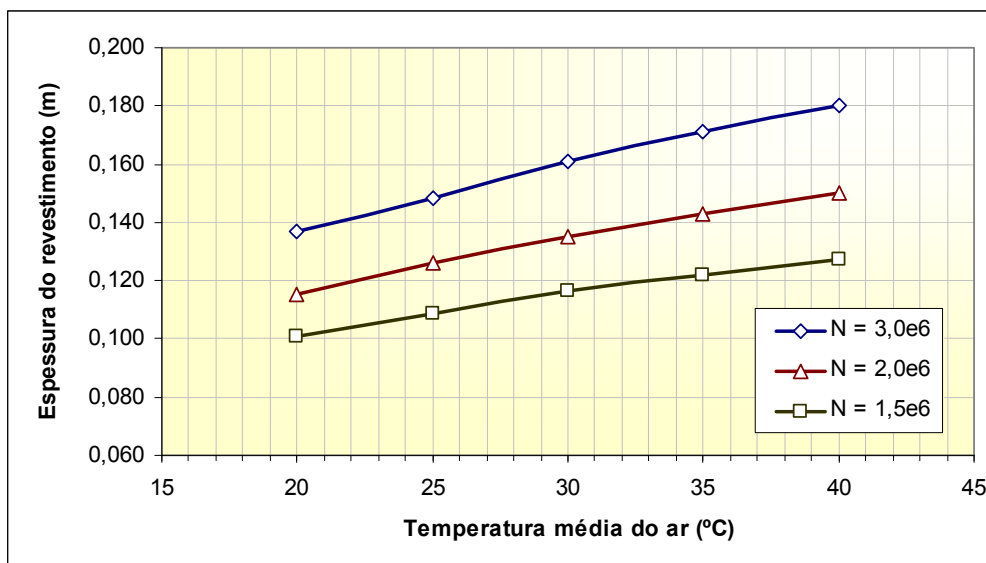


Figura 9.16: Resultados do teste 4 – Influência das temperaturas médias mensais do ar no dimensionamento.

9.3. Testes com outros programas

A primeira comparação realizada foi com o programa LEDFAA da *Federal Aviation Administration* (FAA) dos EUA. O carregamento selecionado foi o eixo duplo com peso de 9,5tf, distância entre eixos de 0,305m, pressão de pneus de 1,034MPa e um número total de repetições de $2,0 \times 10^6$.

A estrutura utilizada foi a mesma do primeiro teste, com pequenas modificações. Como o LEDFAA não dimensiona a camada de revestimento, que no exemplo foi fixada em 0,10m (4in), a espessura da camada de base utilizada no SisPav foi modificada pela espessura dimensionada pelo LEDFAA, que foi de 0,14m, como apresentado na Figura 9.17.

Segundo a documentação do programa LEDFAA (FAA, 2004b), o coeficiente passagem / cobertura utilizado pelo método de dimensionamento da FAA é calculado com base em uma variação lateral distribuída normalmente com desvio padrão igual a 0,77m (30,5in). A temperatura utilizada foi de 25°C. Com essas informações foi procedido o processo de dimensionamento no programa SisPav.

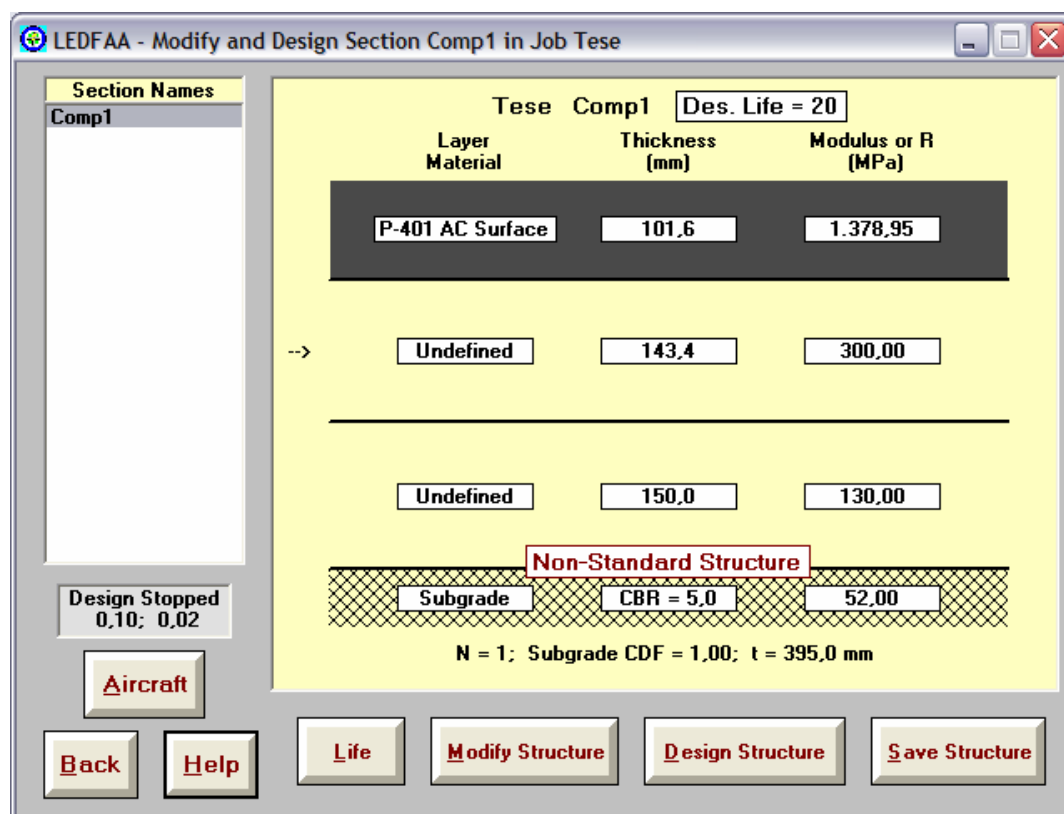


Figura 9.17: Teste comparativo 1 – Dimensionamento do LEDFAA.

Os resultados obtidos no SisPav, apresentados na Figura 9.18, foram muito similares aos obtidos pelo dimensionamento no LEDFAA, apesar dos critérios de ruptura considerados nos dimensionamentos serem diferentes. A diferença das espessuras da camada de revestimento obtidas pelos dois métodos foi inferior a 1cm.

Estrutura do Pavimento:

Alterar Estrutura >>

Camada	Tipo	Espessura (m)	Coef Poisson	Modelo	k1 / Mr / Ei (MPa)	k2 / Ef (MPa)	k3	k4	k5	Aderência
x 1	Mistura asfáltica	0.1145	0.337	3	1378.95	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
2	Material granular	0.1434	0.350	3	300.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
3	Solo laterítico	0.1500	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

Seção do pavimento analisada considerando os modelos inseridos no SisPav.
 Dano Crítico no Pavimento: 101.57% com nível de confiabilidade de 50%
 Fadiga na base do revestimento asfáltico (eixo Y)
 Vida de projeto estimada em 1.0 ano(s)
 Deformação permanente estimada: 0.152 cm - Abaixo do limite aceitável de 1.25cm

Abortar

Figura 9.18: Teste comparativo 1 – Dimensionamento do SisPav.

Uma segunda comparação com o LEDFAA foi realizada. Nesta comparação a estrutura utilizada foi a dimensionada pelo LEDFAA para o carregamento do tipo dois eixos duplos em tandem. O dimensionamento de LEDFAA é realizado para um período de 20 anos e os dados utilizados no teste comparativo está abaixo detalhado:

- estrutura: detalhada na Figura 9.19; espaçamento entre rodas $S_x = 0,508\text{m}$; espaçamento entre eixos $S_y = 1,143\text{m}$; variação lateral = $0,77\text{m}$; peso = $47,5\text{tf}$; pressão de contato = $0,827\text{MPa}$; e 40.000 repetições anuais.

O SisPav realizou o dimensionamento para as mesmas condições, e temperatura de 25°C e obteve uma espessura maior em cerca de 5cm para o revestimento. A diferença entre os dimensionamentos, como dito anteriormente, se deve, principalmente, a diferença entre os critérios de ruptura considerados pelos programas. As figuras 9.18 e 9.19 apresentam as telas principais dos programas LEDFAA e SisPav, com os respectivos dimensionamentos realizados.

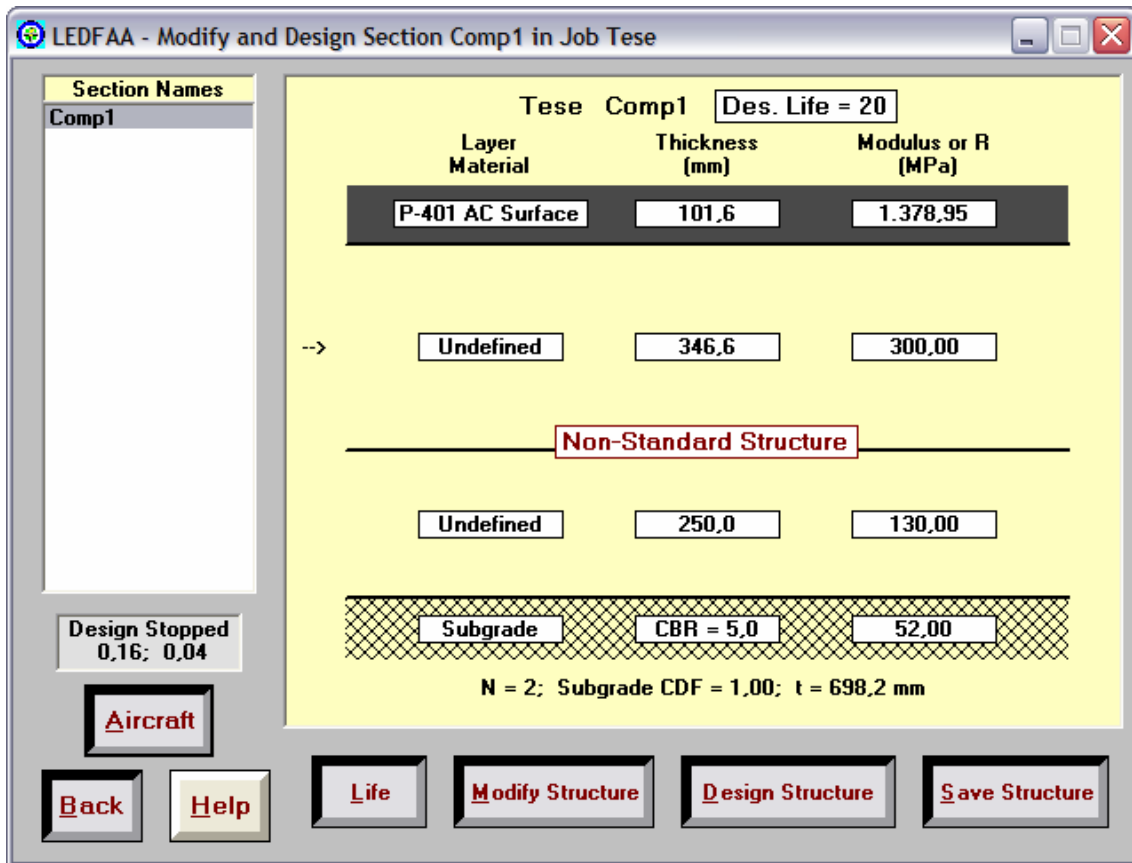


Figura 9.19: Teste comparativo 2 – Dimensionamento do LEDFAA.

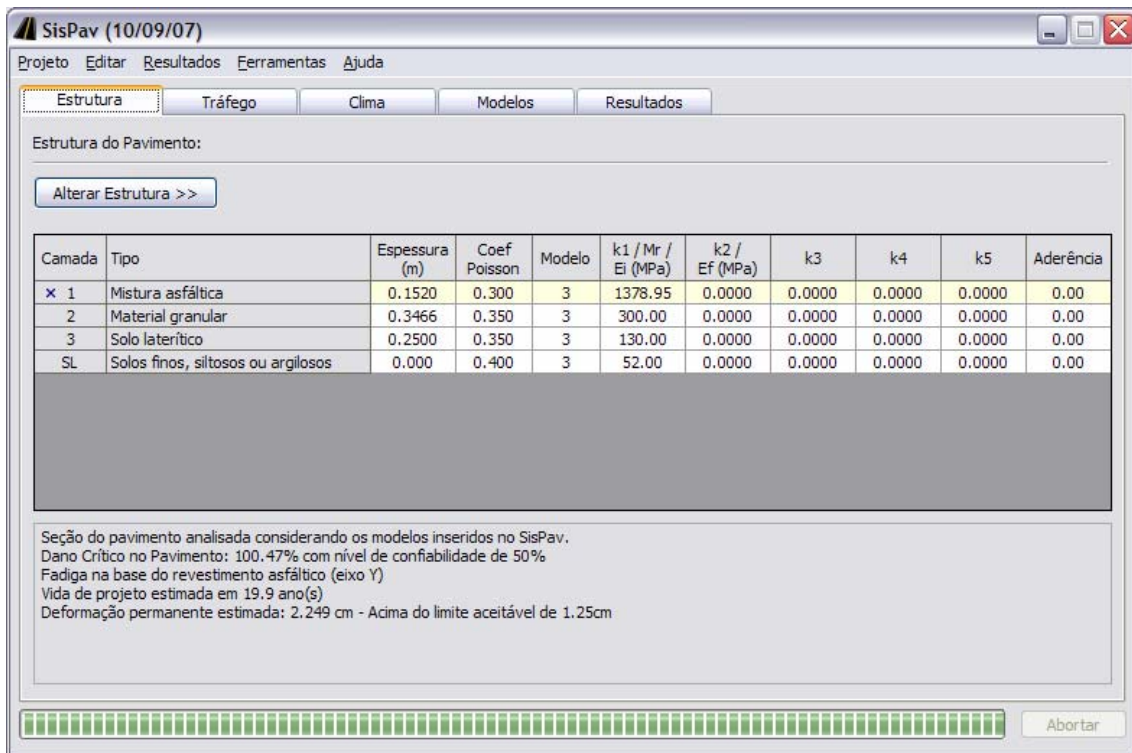


Figura 9.20: Teste comparativo 2 – Dimensionamento do SisPav.

Apesar das diferenças encontradas entre as comparações de dimensionamento do LEDFAA e do SisPav serem pequenas, não significa que sempre ocorrerão. Outros testes podem ser realizados e diferenças maiores podem ser encontradas entre os dois métodos. Lembrando, mais uma vez, que os critérios de ruptura e os modelos de desempenho considerados pelos dois programas são diferentes.

Além do LEDFAA, foram realizadas comparações, também, com o programa de dimensionamento da Shell, o *Shell Pavement Design Method* SPDM, que utiliza a rotina do BISAR para os cálculos de tensões e deformações. O SPDM dimensiona a camada de revestimento asfáltico com base nos critérios de ruptura por fadiga ou deformação limite no subleito. A estrutura permite até três camadas (subleito, base e revestimento) sujeita a apenas o carregamento pelo eixo equivalente de 8,0tf e pressão de pneus de 0,6MPa. O programa avalia também o efeito da temperatura sobre o revestimento asfáltico. No exemplo da comparação, os valores das temperaturas médias do ar, para todos os meses, foram considerados como iguais a 25°C.

A seção dimensionada pelo SPDM está descrita resumidamente no relatório gerado pelo programa e apresentado na Figura 9.21. Para a estrutura composta pelos materiais descritos na Tabela 9.2 e um número de repetições do eixo equivalente de 1×10^6 , as espessuras de revestimento calculadas foram 0,115m pelo SPDM (Figura 9.21) e 0,0915m pelo SisPav (Figura 9.22). Em ambas as análises o nível de confiabilidade dos modelos de previsão dos danos foi de 50%.

Tabela 9.2: Estrutura utilizada na Comparação 3 (SPDM / SisPav).

Material	Espessura (m)	Coef Poisson	Módulo Elástico Linear (MPa)
1. Material asfáltico	???	0,350	4200,00
2. Material granular	0,150	0,380	300,00
3. Solos finos, siltosos ou argilosos	0,000	0,400	52,00



SPDM 3.0 - Thickness D

(untitled)

Asphalt Thickness designed at 1
(Determined by the Asphalt Strain

Climate												Traffic & Design Life	
Location:												Design Life:..... Lateral Distribution Factor:..... Healing Factor:.....	
w-MAAT (°C): 25,0													
Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec		
25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0		
Base Layers & Subgrade Strain												Asphalt Mix Composition & F:	
Description:												Name of Asphalt Mix	
	Thickness	Modulus of		Poisson's									
Layer	(m)	Elasticity (MPa)		Ratio									
Sub-base	0,150	300,00		0,38									
Subgrade	infinite	52,00		0,40									
Subgrade criterion at 50% confidence level												Standard Fatigue Nomograph	
Asphalt Stiffness & Layer Thickness													
	Thickness	Mix Stiffness		Poisson's									
Layer	(m)	(MPa)		Ratio									
Asphalt Layer	0,115	4200,0		0,35									

Figura 9.21: Teste comparativo 3 – Dimensionamento do SPDM.

SisPav (10/09/07)

Projeto Editar Resultados Ferramentas Ajuda

Estrutura Tráfego Clima Modelos Resultados

Estrutura do Pavimento:

Alterar Estrutura >>

Camada	Tipo	Espessura (m)	Coef Poisson	Modelo	k1 / Mr / Ei (MPa)	k2 / Ef (MPa)	k3	k4	k5	Aderência
X 1	Mistura asfáltica	0.0915	0.350	3	4200.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
2	Material granular	0.150	0.380	3	300.00	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

Seção do pavimento analisada considerando os modelos inseridos no SisPav.
 Dano Crítico no Pavimento: 99.95% com nível de confiabilidade de 50%
 Fadiga na base do revestimento asfáltico (eixo Y)
 Vida de projeto estimada em 1.0 ano(s)
 Deformação permanente estimada: 0.229 cm - Abaixo do limite aceitável de 1.25cm

Abortar

Figura 9.22: Teste comparativo 3 – Dimensionamento do SisPav.

Uma segunda comparação com o programa SPDM da Shell foi realizada, utilizando a estrutura descrita na Tabela 9.3, um número de repetições do eixo padrão de $1,0 \times 10^7$ e uma temperatura média do ar de 25°C para todos os meses.

Tabela 9.3: Estrutura utilizada na Comparação 4 (SPDM / SisPav).

Material	Espessura (m)	Coef Poisson	Módulo Elástico Linear (MPa)
1. Material asfáltico	???	0,350	5000,00
2. Material granular	0,300	0,380	500,00
3. Solos finos, siltosos ou argilosos	0,000	0,400	200,00

Os programas geraram as seguintes espessuras de revestimento: 0,108m pelo SPDM (Figura 9.23) e 0,1355m pelo SisPav (Figura 9.24). Em ambas as análises o nível de confiabilidade dos modelos de previsão dos danos foi de 50%.

Tentou-se realizar uma comparação com o programa *Mechanistic Empirical Pavement Design Guide* da AASHTO (NCHRP, 2004). Durante a tentativa verificou-se a complexidade de informações sobre o tráfego e clima que deveriam ser inseridos no programa. A forma que o Guia de Projeto detalha o tráfego é muito diferente do SisPav, separando o tráfego por classes de caminhões, número de eixos por caminhão, volume de tráfego horário por caminhão, enquanto que no SisPav o detalhamento é direto por eixo e por volume de tráfego no mês. Isso impediu que comparações entre os dois programas fossem feitas.

As diferenças encontradas se devem, principalmente, ao mesmo motivo descrito nas comparações com o programa LEDFAA, ou seja, relacionadas aos diferentes critérios de ruptura considerados pelos programas. No caso do programa da Shell, há ainda de se considerar a questão da distribuição lateral do tráfego, que é tratada no SPDM como um fator divisor do número de repetições do eixo equivalente. O valor padrão do fator é igual a 2,0.

Os testes comparativos realizados com os programas LEDFAA da *Federal Aviation Administration* - FAA e o SPDM da Shell mostraram que o SisPav pode produzir dimensionamentos coerentes, convergindo a valores práticos de espessuras e que são encontradas no campo. Entretanto, o programa SisPav precisa de modelos de previsão de danos e de afundamento de trilha de roda calibrados e ter seus resultados calibrados. Sem isto, torna-se difícil fazer considerações sobre a exatidão e a validade dos resultados.



SPDM 3.0 - Thickness Design

(untitled)

Asphalt Thickness designed at 0,101
(Determined by the Asphalt Strain Criti

Climate Location: w-MAAT (°C): 25,0 <table border="1"> <tr> <th>Jan</th><th>Feb</th><th>Mar</th><th>Apr</th><th>May</th><th>Jun</th><th>Jul</th><th>Aug</th><th>Sep</th><th>Oct</th><th>Nov</th><th>Dec</th> </tr> <tr> <td>25,0</td><td>25,0</td><td>25,0</td><td>25,0</td><td>25,0</td><td>25,0</td><td>25,0</td><td>25,0</td><td>25,0</td><td>25,0</td><td>25,0</td><td>25,0</td> </tr> </table>													Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	Traffic & Design Life Design Life:..... Lateral Distribution Factor:..... Healing Factor:.....
Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec																										
25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0																										
Base Layers & Subgrade Strain Description: <table border="1"> <tr> <th>Layer</th><th>Thickness (m)</th><th>Modulus of Elasticity (MPa)</th><th>Poisson's Ratio</th> </tr> <tr> <td>Sub-base</td><td>0,300</td><td>500,00</td><td>0,38</td> </tr> <tr> <td>Subgrade</td><td>infinite</td><td>200,00</td><td>0,40</td> </tr> </table> <p>Subgrade criterion at 50% confidence level</p>													Layer	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Sub-base	0,300	500,00	0,38	Subgrade	infinite	200,00	0,40	Asphalt Mix Composition & Name of Asphalt Mix Standard Fatigue Nomograph												
Layer	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio																																		
Sub-base	0,300	500,00	0,38																																		
Subgrade	infinite	200,00	0,40																																		
Asphalt Stiffness & Layer Thickness <table border="1"> <tr> <th>Layer</th><th>Thickness (m)</th><th>Mix Stiffness (MPa)</th><th>Poisson's Ratio</th> </tr> <tr> <td>Asphalt Layer</td><td>0,108</td><td>5000,0</td><td>0,35</td> </tr> </table> <p>Asphalt Layer Temperature (°C):..... 36,6</p>													Layer	Thickness (m)	Mix Stiffness (MPa)	Poisson's Ratio	Asphalt Layer	0,108	5000,0	0,35																	
Layer	Thickness (m)	Mix Stiffness (MPa)	Poisson's Ratio																																		
Asphalt Layer	0,108	5000,0	0,35																																		

Figura 9.23: Teste comparativo 4 – Dimensionamento do SPDM.

SisPav (10/09/07)

Projeto Editar Resultados Ferramentas Ajuda

Estrutura Tráfego Clima Modelos Resultados

Estrutura do Pavimento:

Alterar Estrutura >>

Camada	Tipo	Espessura (m)	Coef Poisson	Modelo	k1 / Mr / Ei (MPa)	k2 / Ef (MPa)	k3	k4	k5	Aderência
X 1	Mistura asfáltica	0.1355	0.350	3	5000.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
2	Material granular	0.300	0.380	3	500.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
SL	Solos finos, siltosos ou argilosos	0.000	0.400	3	200.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00

Seção do pavimento analisada considerando os modelos inseridos no SisPav.
 Dano Crítico no Pavimento: 99.84% com nível de confiabilidade de 50%
 Fadiga na base do revestimento asfáltico (eixo Y)
 Vida de projeto estimada em 1.0 ano(s)
 Deformação permanente estimada: 0.121 cm - Abaixo do limite aceitável de 1.25cm

Abortar

Figura 9.24: Teste comparativo 4 – Dimensionamento do SisPav.

Outros dois testes comparativos foram realizados: um para comparar a verificação do número máximo de repetições do eixo padrão obtido pelo programa de Método dos Elementos Finitos, o EFin3D, e pelo programa SisPav; e outro para comparar o efeito de um dimensionamento realizado pelo SisPav considerando ora o mix do tráfego e ora o número de repetições do eixo padrão roviário.

Na comparação entre o EFin3D e o SisPav, a estrutura dimensionada no SisPav para um número equivalente de repetições de eixo padrão igual a $1,0 \times 10^6$, ao ser testada no programa EFin3D gerou uma vida de fadiga igual a $1,22 \times 10^6$. As análises realizadas pelos dois métodos de cálculo de tensões e deformações geram resultados diferentes devido as diferentes hipóteses que cada um assume. As Figuras 9.25 e 9.26 ilustram os testes comparativos entre os citados métodos de cálculo.

Ao comparar o efeito de um dimensionamento considerando três configurações de eixos típicas com o dimensionamento realizado para o número equivalente de repetições do eixo padrão, pode-se observar que, no caso particular do teste, o dimensionamento pelo número equivalente gerou espessuras de pavimento mais elevadas que aquele realizado considerando os efeitos individuais de cada eixo. Este exemplo, ilustrado nas Figuras 9.27 a 9.30, pode indicar que os fatores de carga para a obtenção do número equivalente N, no caso estudado, foram conservativos.

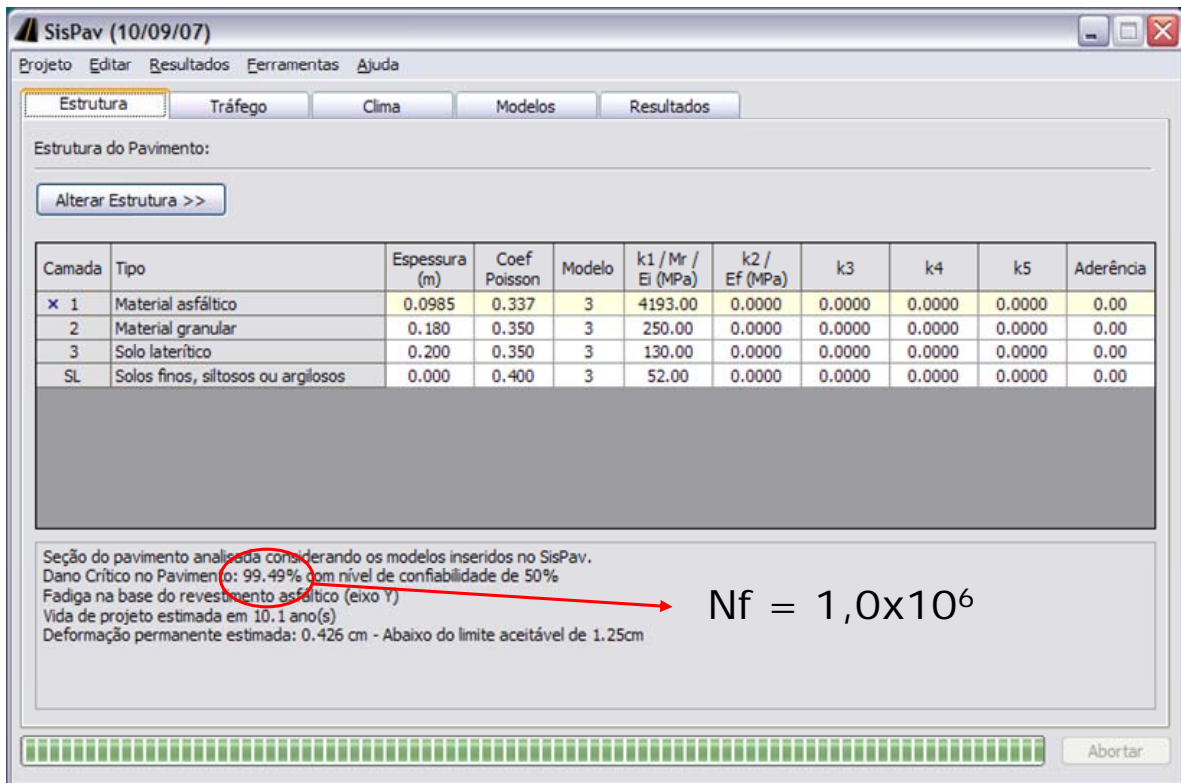


Figura 9.25: Teste comparativo 5 – Dimensionamento do SisPav para comparação com o EFin3D.

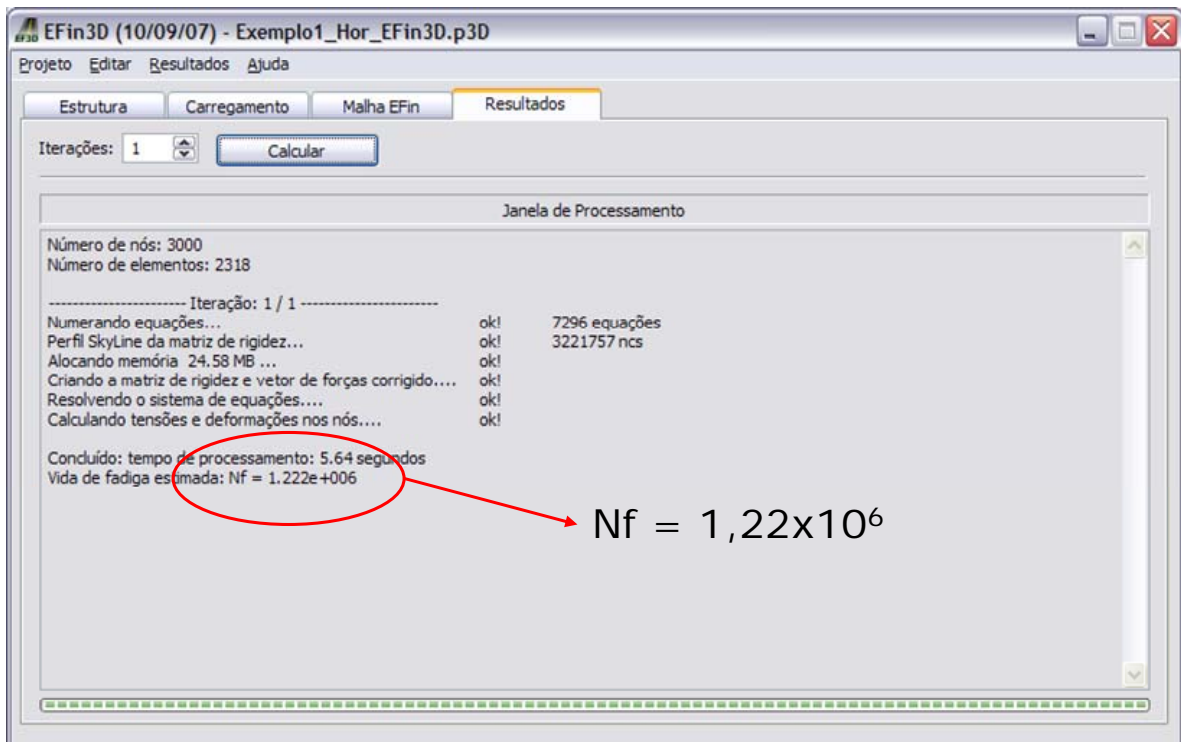


Figura 9.26: Teste comparativo 5 – Verificação no EFin3D para comparação com o SisPav.

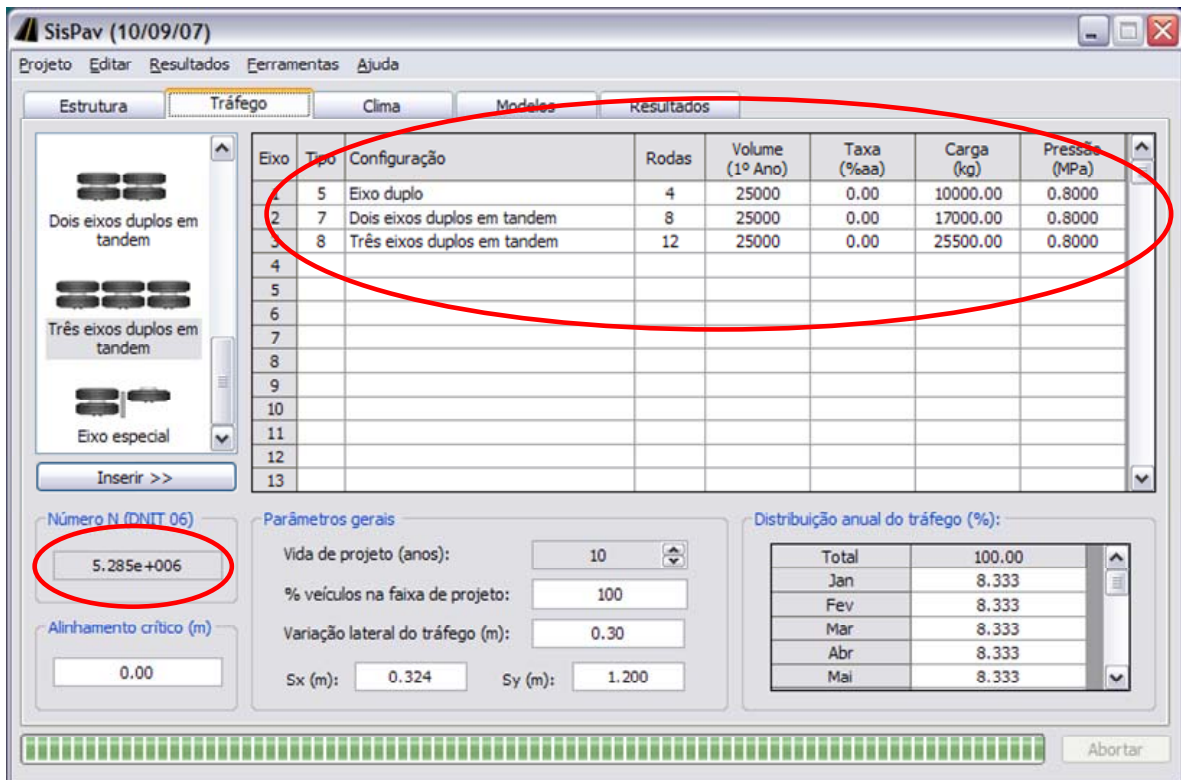


Figura 9.27: Teste comparativo 6 – Mix de tráfego utilizado na comparação de dimensionamento pelo SisPav com o Número equivalente.

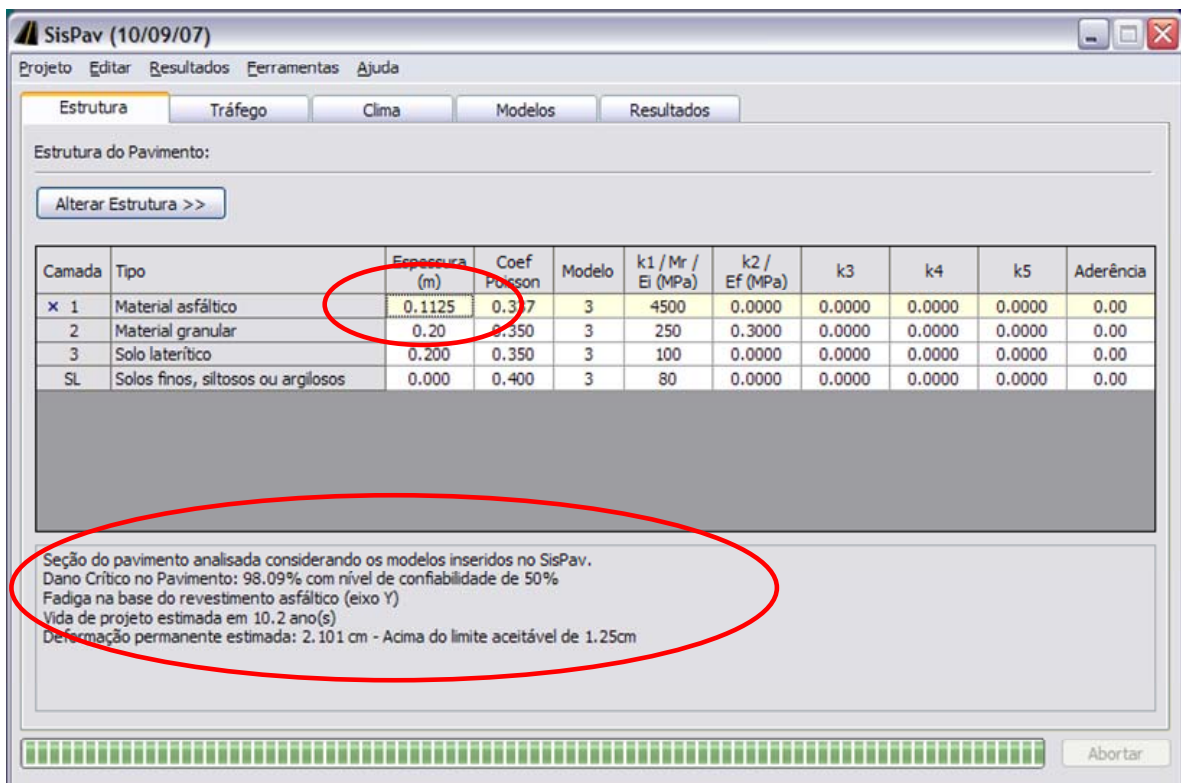


Figura 9.28: Teste comparativo 6 – O dimensionamento concluído pelo SisPav para o Mix de eixos da Figura 9.27.

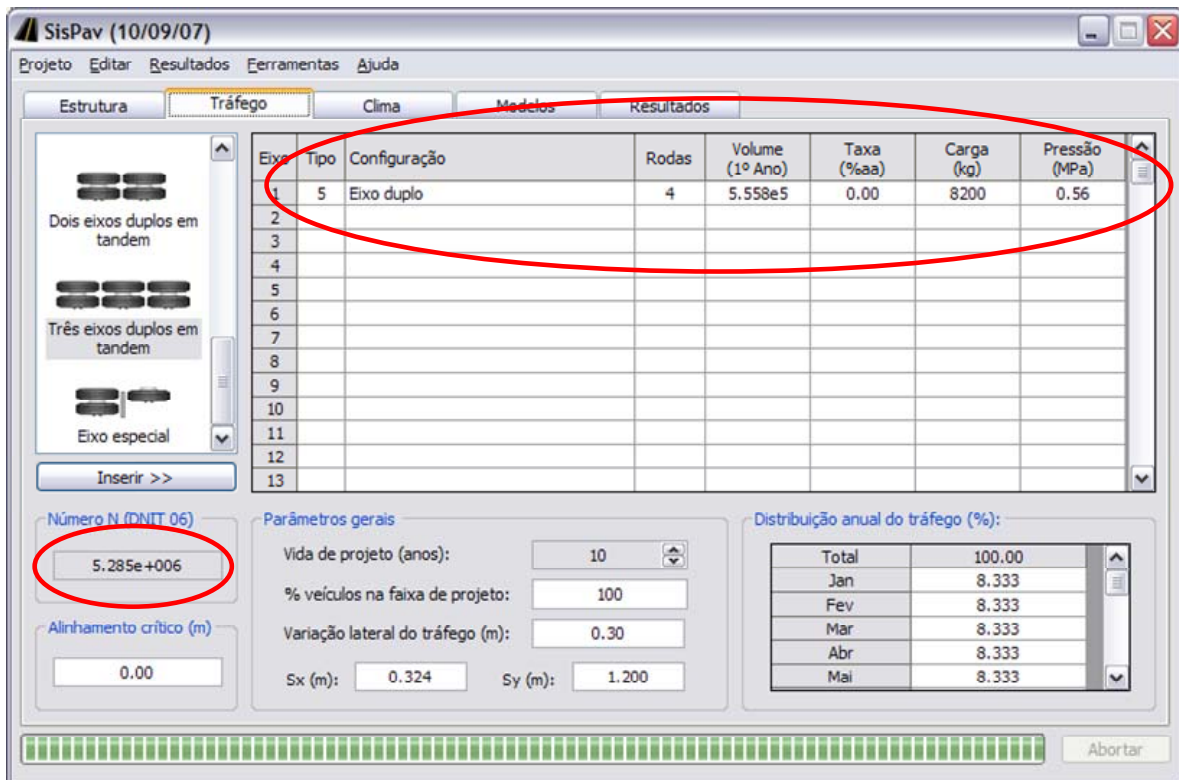


Figura 9.29: Teste comparativo 6 – Número equivalente de repetições de carga para o mix de tráfego da Figura 9.27 utilizado na comparação de dimensionamento pelo SisPav.

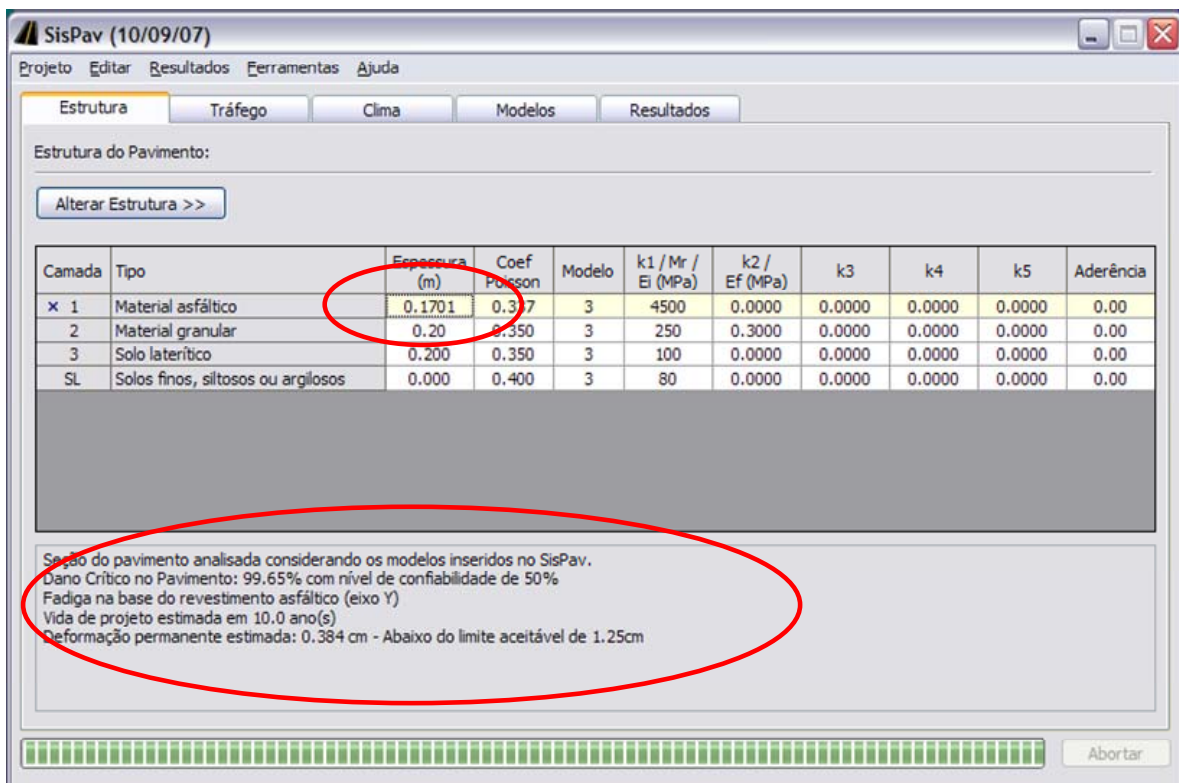


Figura 9.30: Teste comparativo 6 – O dimensionamento concluído pelo SisPav para o Número equivalente de repetições do eixo padrão da Figura 9.29.

Capítulo 10

Conclusões e Sugestões para novas pesquisas

O principal objetivo deste trabalho foi o de desenvolver uma nova contribuição ao dimensionamento mecanístico-empírico de estruturas de pavimentos asfálticos, com base nas informações detalhadas de tráfego, das condições ambientais e das características dos materiais disponíveis. Para tanto, um conjunto de programas de computador para análise e verificação de vida de projeto de pavimentos foram desenvolvidos, o de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC), o de Análise por Elementos Finitos Tridimensional (EFin3D) e o de dimensionamento e verificação de estruturas de pavimentos, o SisPav, de forma que muitas conclusões puderam ser obtidas.

1. A proposta do método mecanístico-empírico utilizado no SisPav permite utilizar diversos materiais, conhecidos, especificados, ou sobre cujo desempenho de campo ainda não se têm experiência. Essa vantagem do método se traduz diretamente em economia de recursos financeiros e ambientais, possibilitando ao projetista utilizar materiais disponíveis próximos às obras que, até então, não poderiam compor uma camada de pavimento por não se enquadrarem em alguma especificação técnica.
2. O SisPav é uma proposta de método de dimensionamento que avalia individualmente os danos causados no pavimento por diversos tipos de eixos, e que elimina a consideração do carregamento equivalente a um eixo padrão.
3. O conceito passagem / cobertura foi substituído pela variação lateral do tráfego no método de dimensionamento proposto nesta tese. Este parâmetro mostrou forte influência nas análises e definição das espessuras das camadas do pavimento durante os testes realizados com o programa.
4. Três modelos de previsão de vida de fadiga de misturas asfálticas, para ligantes convencionais, modificados por polímero e com borracha, foram obtidos nesta tese a partir da regressão de 675 resultados de ensaios de compressão diametral de carga repetida à tensão controlada. Os modelos são apresentados nas expressões (10.1) a (10.3).

$$N_{lab} = fcl \cdot 1,904 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{I}{\varepsilon_t}\right)^{2,821} \cdot \left(\frac{I}{MR}\right)^{0,74} \quad R^2=0,805 \quad (10.1)$$

$$N_{lab} = fcl \cdot 4,455 \cdot 10^{-7} \cdot \left(\frac{I}{\varepsilon_t}\right)^{3,798} \cdot \left(\frac{I}{MR}\right)^{1,493} \quad R^2=0,813 \quad (10.2)$$

$$N_{lab} = fcl \cdot 7,265 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{I}{\varepsilon_t}\right)^{3,103} \cdot \left(\frac{I}{MR}\right)^{1,918} \quad R^2=0,676 \quad (10.3)$$

onde: N é a vida de fadiga; fcl é o fator campo laboratório; ε_t é a deformação específica de tração; e MR é o módulo de resiliência da mistura asfáltica, em MPa.

5. As calibrações dos modelos de previsão de danos utilizados no programa SisPav não foram possíveis de serem realizadas. Os dados de trechos experimentais e de testes acelerados disponíveis não foram suficientes para criar uma massa de dados que permitisse realizar uma análise estatística consistente.
6. Com a dificuldade na calibração dos modelos, a análise de confiabilidade ficou prejudicada, em função do tipo do procedimento de análise que compõe o programa SisPav. Para a análise de confiabilidade ser possível é preciso desenvolver funções de erro padrão, obtidas por comparação entre os valores calculados pelo programa e os observados em campo.
7. Os testes no SisPav mostraram as formas possíveis de se explorar o programa. Durante os testes foi possível verificar a racionalidade do método de dimensionamento e verificação da vida de projeto. Percebeu-se também que podem ocorrer situações de conflito entre os diversos critérios de ruptura representados pelos modelos de previsão de danos. Por isso que os modelos, diferentes do modelo de fadiga, são analisados opcionalmente pelo programa, devendo ser selecionados na janela *Opções* quando o projetista desejar.
8. Os testes comparativos realizados com o LEDFAA da *Federal Aviation Administration* - FAA e com o SPDM da Shell mostraram que o SisPav produz dimensionamentos compatíveis e racionais, mas com modelos de previsão de danos não calibrados é difícil concluir sobre sua exatidão e sobre a validade dos resultados.

9. Ao longo do desenvolvimento do programa de Análise por Elementos Finitos Tridimensional (EFin3D) e durante os testes executados para verificar seu perfeito funcionamento pode-se observar o seguinte:
 - Com o MEF, por meio do EFin3D, é possível avaliar não somente as tensões verticais das cargas das rodas, mas, também, as tensões normais horizontais oriundas do movimento do tráfego.
 - A geometria aproximada do formato do contato entre o pneu e a superfície (ver Figura 3.8), e que define as forças nodais equivalentes devidas ao carregamento, pode gerar diferenças significativas nos resultados.
 - Para obter melhores soluções a malha de Elementos Finitos deve ser aumentada ou melhor discretizada, com o aumento do número de nós e definindo elementos de dimensões menores.
 - Melhores soluções também podem ser conseguidas com a substituição do tipo de elemento escolhido, o hexaédrico linear de 8 nós, por outro hexaédrico não linear de 20 nós. Outra alternativa é a utilização de elementos do tipo *modified incompatible modes* (MIM). Nos dois casos, é preciso implementar as rotinas de integração e de geração de malha no programa.
10. O conjunto de programas desenvolvidos nesta tese atualiza as ferramentas antigas de análise de tensões e deformações, como por exemplo, o FEPAVE, permite avaliar diversos parâmetros relativos a uma análise de pavimentos e pretende, ainda, servir à futuros trabalhos técnicos e científicos.
11. Ressalta-se que o uso do programa SisPav e sua aplicação devem ser, em primeiro momento, exclusivamente acadêmicos até que todos os modelos de previsão de danos estejam calibrados e toda técnica envolvida no programa esteja validada.

Durante o desenvolvimento dessa pesquisa surgiram novos caminhos e necessidades que poderiam melhorar e contribuir no desenvolvimento do programa de dimensionamento de pavimentos asfálticos. Como não houve possibilidade de inserir nesse trabalho, as dificuldades encontradas são colocadas a seguir como sugestões de temas para futuras pesquisas.

1. Atualizar o programa EFin3D com a inclusão de elementos de 20 nós ou do tipo *modified incompatible modes (MIM)*. Estes elementos permitem utilizar malhas de elementos menores, com melhoria nos resultados, podendo agilizar o processo de cálculo.
2. Realizar estudos de convergência das análises elásticas não-lineares em relação a escolha dos valores dos módulos de resiliência iniciais e, também, estudos de sensibilidade dos resultados em função do refinamento da malha de elementos finitos.
3. Avaliar no programa EFin3D o efeito da pressão de contato variável entre o pneu e o pavimento e comparar com dados de campo.
4. Apesar de requerer investimentos mais elevados, sugere-se explorar e ampliar a utilização do Simulador de Tráfego Móvel sobre trechos experimentais construídos com materiais de comportamento conhecido, como no Projeto Fundão, com o objetivo obter dados para a calibração dos modelos de previsão de danos, como os de fadiga e deformação permanente.
5. Reunir e ampliar a quantidade de ensaios de fadiga em misturas asfálticas com ligantes tradicionais, modificados por polímero ou borracha, utilizando, também, equipamentos do tipo MTS, que permita desenvolver modelos de previsão de vida de fadiga cada vez mais específicos. Da mesma forma, ampliar os ensaios de fadiga para os materiais cimentados.
6. O comportamento da deformação permanente em relação ao carregamento é bastante complexo e requer estudos mais profundos, incluindo aí estudos de visco-elasticidade. A abordagem utilizada nas pesquisas é simplificada e não permite desenvolver correlações matemáticas com o estado de tensões. Um tema interessante para uma pesquisa de laboratório seria, então, ensaiar materiais de forma a obter resultados capazes de desenvolver modelos de previsão de afundamento de trilha de roda e, também, inseri-los em um método de cálculo a ser utilizado em programas de dimensionamento.
7. O tráfego real também poderia ser alvo de pesquisas. Um exemplo seria realizar estudos de campo para avaliar a dimensão real da variação lateral do tráfego, fator que é muito sensível no dimensionamento, como pode ser observado nos testes realizados nesse trabalho.

8. Uma questão que influencia muito a análise elástica não linear é a restrição dos valores mínimos para as tensões de modo que os módulos dos materiais não assumam valores muito elevados. A verificação das áreas no pavimento onde as tensões estejam acima da mínima e a realização de ensaios em laboratório para verificar o comportamento resiliente dos materiais a baixas tensões são exemplos de estudos que poderiam contribuir no entendimento deste tipo de análise.

Como em todos os outros, o método de dimensionamento proposto neste trabalho não termina aqui. O programa certamente deverá sofrer atualizações a cada nova conquista desenvolvida nos diversos estudos e pesquisas em andamento e, também, à medida que os projetistas se tornem mais próximos e satisfeitos com as novas técnicas de dimensionamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AEDO, J.L.C, 1997, *Programa para análise tridimensional de pavimentos asfálticos*. Dissertação de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- AIRBUS, 2007, *A380 Airplane Characteristics for Airport Planning*. Airbus S.A.S., Revision 4, Disponível em: <http://www.content.airbusworld.com/sites/Technical_Data/docs/AC/DATA_CONSULT/AC_A380.pdf>. Acesso em: mar. 2007.
- ARANOVICH, L.A.S., 1985, *Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo no Estado do Paraná*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- AYRES JR., M., 1997, *Development of a rational probabilistic approach for flexible pavement analysis*. Ph.D. Dissertation, University of Maryland, College Park, E.U.A.
- AYRES JR, M., 2005, “Notas sobre o método de dimensionamento da AASHTO (2002)” In: Medina, J.; Motta, L.M.G. *Mecânica dos Pavimentos*. 2ª Edição. Rio de Janeiro: Edição dos autores. Anexo, pp. 543-567.
- AZEVEDO, A.F.M., 2003, *Método dos Elementos Finitos*. Disponível em: <http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano5/mnae/pdf/Apontamentos/Livro_MEF_AA.pdf>. Acesso em Abril de 2006.
- BAPTISTA, A.M.C. e PICADO-SANTOS. L., 2000, “PaviFlex – Programa de Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis”. In: *ESTRADA 2000 – 1º Congresso Rodoviário Português*, LNEC, Lisboa, 28 a 30 de Novembro de 2000. Disponível em: <<http://www.estv.ipv.pt/PaginasPessoais/baptista/artigos/Estrada2000.pdf>>. Acesso em: mar. 2007.
- BENEDETTO, H.D., DE LA ROCHE, C. e FRANCKEN, L., 1997, “Fatigue of bituminous mixtures: Different approaches and RILEM interlaboratory tests”. In: *Mechanical Tests for Bituminous Materials*, RILEM, pp. 15 – 26.
- BENEVIDES, S.A.S., 2000, *Análise comparativa dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos: empírico do DNER e da resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do estado do Ceará*. Dissertação de M.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- BERNUCCI, L.L.B., CAMACHO, J., MARINHO, F.M. e NOGAMI, J.S., 2000, “Efeitos da Sucção e da Temperatura na Movimentação D’Água em Pavimentos Construídos com Solos Lateríticos”. In: *XIV ANPET. Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*. Gramado/RS.
- BOEING, 2002, *777 Airplane Characteristics for Airport Planning*. Boeing Commercial Airplane Group, Document D6-58329, Revision C.
- BRASIL, 1992, Ministério da Agricultura e Reforma Agrária. Departamento Nacional de Meteorologia, *Normais climatológicas (1961-1990)*, Brasília.
- BRIDGESTONE e FIRESTONE DO BRASIL, 2001, *Informações Técnicas Gerais*. Disponível em: www.firestone.com.br. Acessado em: Abril de 2005.
- BRILL, D.R., 1998, *Development of advanced computational models for airport pavement design*. Federal Aviation Administration Report DOT/FAA/AR-97/47, Office of Aviation Research, Washington.
- BUITER, R.; CORTENRAAD, W.M.H.; VAN ECK, A.C. e VAN, R.H., 1993, *Effects of Transverse Distribution of Heavy Vehicles on Thickness Design of Full-Depth Asphalt Pavements*, Transportation Research Record 1227, TRB, National Research Council, Washington.
- CARDOSO, S.H., 1987, *Procedure for flexible airfield pavement design based on permanent deformation*. Ph.D. Dissertation, University of Maryland, Maryland, USA.
- CERATTI, J.A.P., 1991, *Estudo do Comportamento a Fadiga de Solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- CONTRAN, 1998, *Estabelece o uso de pneus extralargos e define seus limites de peso de acordo com o Parágrafo único do art. 100 do Código de Trânsito Brasileiro*. Resolução 62/98, Brasília, 21/maio/1998. Legislação Federal e marginália.
- CONTRAN, 1999, *Dispõe sobre tolerância máxima de peso bruto de veículos..* Resolução 104/99, Brasília, 21 de dezembro de 1999. Legislação Federal e marginália.

- CONTRAN, 2006a, *Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres e dá outras providências*. Resolução 210/06, Brasília, 13 de novembro de 2006. Legislação Federal e marginália.
- CONTRAN, 2006b, *Dispõe sobre os requisitos necessários à circulação de Combinações de Veículos de Carga – CVC, a que se referem os arts. 97, 99 e 314 do Código de Trânsito Brasileiro – CTB*. Resolução 211/06, Brasília, 13 de novembro de 2006. Legislação Federal e marginália.
- DANTAS NETO, S.A; FARIAS, M.M.; LEITE, L.F.M e SANTOS, C.C., 2001, *Estudo da influência do tipo de ligante nas características mecânicas das misturas asfálticas*, 33ª Reunião Anual de pavimentação – ABPv, Florianópolis.
- DAROUS, J., 2003, *Estudo comparativo entre sistemas de cálculo de tensões e deformações utilizados em dimensionamento de pavimentos asfálticos novos*. Dissertação de M.Sc., COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DAWSON A. R., 1999, “Implications of granular material characteristics on the response of different pavement constructions”, In: “*Unbound Granular Materials - Laboratory testing, in-situ testing and modelling*”, ed. Gomes Correia, A, (Proc. Symp. Modelling & Advanced Testing for Unbound Granular Materials), Balkema, pp 221-226.
- DAWSON, A.R., PAUTE, J.L. e THOM, N.H., 1996, “Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition”. In: *GOMES CORREIA, A.*, ed. Flexible Pavements. Balkema, Rotterdam, pp. 35-45.
- De BEER, M., FISHER, C. e JOOTSE, F.J., 1997, “Determination of pneumatic tyre/pavement interface contact stresses under moving loads and some effects on pavements with thin asphalt surfacing layers,” *Proceedings: 8th International Conference on Asphalt Pavements*, University of Washington, Seattle, Washington, August, p. 179-227.
- DNER, 1985, *Projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos*. Rio de Janeiro. (Publ, IPR., PRO 159/85).
- DNER, 1994, *Projeto de restauração de pavimentos flexíveis - TECNAPAV*. Rio de Janeiro. (Publ, IPR., PRO 269/94).

- DNIT, 2005, *Contagem Volumétrica do tráfego. Relatório do Volume Médio Diário Anual*. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/rodovias/contagem/volumetrica/pesquisa.asp>>. Acessado em Abril de 2005.
- DNIT, 2006a, *Manual de Pavimentação*. 3ª ed. Rio de Janeiro. 274 pp. (Publ, IPR., 719).
- DNIT, 2006b, *Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos*. 2. ed. Rio de Janeiro. 310 pp. (Publ, IPR., 720).
- ESPINOSA, V.R.P., 1987, *Ensaio triaxiais de carga repetida de uma brita*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- EUA, Joint Departments of The Army and Air Force, 1994, *Pavement design for roads, streets and open storage areas, elastic layered method*. TM 5-822-13/AFJMAN 32-1018. Washington, 1994. 50 p.
- EVANGELISTA JR, F., 2006, *Análise quasi-estática e dinâmica de pavimentos asfálticos*, Dissertação de M.Sc., UFCE, Fortaleza, CE, Brasil.
- FAA, 2004a, *LEDFAA - Layered Elastic Design*. Disponível em: <<http://www.airporttech.tc.faa.gov/pavement/26ledfaa.asp>>. Acesso em: mar. 2007.
- FAA, 2004b, *LEDFAA v1.3 User's Manual*. Federal Aviation Administration, Washington – DC, June.
- FAA, 2005, *Standards for specifying construction of airports*. Advisory Circular – AC 150/5370-10B, Federal Aviation Administration, Washington.
- FAA, 2006. *Airport pavement design and evaluation*. Advisory Circular - AC 150/5320-6D Change 4, Federal Aviation Administration, Washington.
- FARIAS, M. M., 1997, “The influence of horizontal loads on the fatigue of pavements”. In: *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, 1997. Rotterdam: Balkema, 1997. v. 1. p. 359-365.
- FERREIRA, J.G.H.M., 2002, *Elaboração e análise de base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- FERREIRA, J.G.H.M., 2005, *Uso de redes neurais artificiais para previsão de módulo de resiliência*. Seminário de Qualificação ao D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FONSECA, O. A., 1995, *Development of a Time Dependent Model for the Dynamic Modulus of Asphalt Mixes*. Ph.D. Dissertation, University of Maryland, Maryland, E.U.A.
- FRANCO, F.A.C.P., 2000, *Um Sistema para Análise Mecânica de Pavimentos Asfálticos*. Dissertação de M.Sc., COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FRANCO, F.A.C.P., 2004a, *Versão da macro de Excel Desenvolvida para o Programa FEPAVE de maio de 2004*. Divulgação Interna. Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.
- FRANCO, F.A.C.P., 2004b, “Avaliação dos modelos de previsão do dano de fadiga em misturas asfálticas”, In: *Trabalhos técnicos do 17º Encontro de Asfalto*, Rio de Janeiro, dezembro, p. 100-117.
- FRITZEN, M.A., 2005, *Avaliação de Soluções de Reforço de Pavimentos Asfálticos com Simulador de Tráfego na Rodovia Rio Teresópolis*. Dissertação de M.Sc., COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GUIMARÃES, A.C.R., 2001, *Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- HAYNES, J. G. e YODER, E. J., 1963, *Effects of repeated loading on gravel and crushed stone base course materials used in the AASHO Road Test*. Hwy. Res. Rec. 39.
- HICKS, R. G., 1970, *Factors influencing the resilient properties of granular materials*. PhD Dissertation, University of California, Berkeley, Berkeley, Califórnia.
- HICKS, R. G. e MONISMITH, C. L., 1971, *Factors influencing the resilient properties of granular materials*. Hwy. Res. Rec. 345, p. 15–31.
- HIMENO, K., IKEDA, T., KAMIJIMA, T. e ABE, T., 1997, “Distribution of tire contact pressure of vehicles and its influence on pavement distress,” *Proceedings, 8th International Conference on Asphalt Pavements*, University of Washington, Seattle, Washington, August, p. 129-139.

- HUANG, Y. H., 1993, *Pavements Analysis and Design*. Prentice Hall Inc. New Jersey, E.U.A.
- HUANG, Y. H., 2003, *Pavements Analysis and Design*. 2nd Ed., Prentice Hall Inc. New Jersey, E.U.A.
- KAWA, I.; HAYHOE, G. F.; e BRILL, D. R., 2004, *Implementation of FAA Thickness Design Procedure for Rigid Overlays, 2004 FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference*, Atlantic City, New Jersey, April.
- KOLISOJA, P., 1997, *Resilient deformation characteristics of granular materials*. PhD thesis, Tampere University of Technology, Publ. No. 223, Tampere, Finland.
- KOPPERMAN, S.; TILLER, G. e TSENG, M., 1986, *ELSYM5 - Elastic Layered System: Interactive Microcomputer Version, User's Manual: IBM-PC and Compatible Version*. Office of Implementation, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, U.S.A.
- LEAHY, R. B., 1989, *Permanent deformation characteristics of asphalt concrete*. Ph.D. Dissertation, University of Maryland, College Park, E.U.A.
- LEKARP, F.; e DAWSON, A., 1998, "Modeling permanent deformation behavior of unbound granular materials". In: *Construction and Building Materials*, Great Britain, v. 12, n. 1, p. 9-18.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U. e DAWSON, A., 2000a, "State of the art. I: resilient response of unbound aggregates", *Journal of Transportation Engineering ASCE*, Vol. 126 (1), pp. 66-75, Jan/Feb.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U. e DAWSON, A., 2000b. "State of the art. II: permanent strain response of unbound aggregates", *Journal of Transportation Engineering ASCE*, Vol. 126 (1), pp. 76-83, Jan/Feb.
- LOUREIRO, T.G., 2003, *Estudo da evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas*. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil.
- MACÊDO, J.A.G., 1996, *Interpretação de Ensaio Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis – A Experiência com FWD no Brasil*. Tese de D.Sc., PEC. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- MACÊDO, M.M., 2004, *Solos modificados com cimento - efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos*. Dissertação de M.Sc., UFPE, Pernambuco, PE, Brasil.
- MALYSZ, R., 2006, *Desenvolvimento de um equipamento para ensaios triaxiais em amostras de grandes dimensões para avaliação de resistência e deformabilidade de agregados graúdos para camadas granulares de pavimentos*. Seminário para Qualificação de D.Sc., UFRGS, RS, Brasil.
- MAMLOUK S. M. e SAROFIM T. R., 1989, *The Modulus of Asphalt Mixtures - An Unresolved Dilemma*. Transp. Res. Rec. 1171, Transportation Research Board, Washington, pp. 193-198.
- MARANGON, M., 1992, *Utilização de Solo-Cimento em uma Solução Alternativa de Estrutura de Arrimo*. Dissertação de M.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MARANGON, M., 2004, *Proposição de estruturas típicas de pavimentos para região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e Resiliência*. Tese de D.Sc., COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MARQUES, G.L.O., 2004. *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória*. Rio de Janeiro, 2004. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- MARQUES, G.L.O.; MOTTA, L.M.G; LEITE, L.F.M. e CONSTANTINO, R.S., 2001, *Exemplos de dosagem SUPERPAVE no Brasil*, 33ª Reunião Anual de Pavimentação – ABPv, Florianópolis.
- MASADA, T.; SARGAND, S. M.; ABDALLA, R. B., FIGUEROA, J. L., 2004, *Material Properties for Implementation of Mechanistic-Empirical (M-E) Pavement Design Procedures*. Final Report, Ohio Research Institute for Transportation and the Environment, Ohio University, Athens, OH. Disponível em: <<http://www.dot.state.oh.us/research/Pavements.htm>>. Acesso em: mar. 2007
- MEDEIROS JR, M.S., 2006, *Caracterização mecânica de misturas asfálticas por meio de módulo dinâmico*, Dissertação de M.Sc., UFCE, Fortaleza, CE, Brasil.

- MEDINA, J., 1995, *Estudo das propriedades elásticas dos solos e do dimensionamento de pavimentos de acordo com a teoria da elasticidade* (Autor: Nils Odemark, Boletim nº 77 do Instituto Estatal de Estradas da Suécia, 1949). Boletim Técnico nº 14, Associação Brasileira de Pavimentação, 1995 (Edição e Tradução).
- MEDINA, J., 1997, *Mecânica dos Pavimentos*. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MEDINA, J. e MOTTA, L.M.G., 2005, *Mecânica dos Pavimentos*. 2ª Edição, Edição dos autores, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MONISMITH, C. L., 1992, *Analytical Based Asphalt Pavement Design and Rehabilitation: Theory to Practice*, TRR 1354, Transportation Research Board, Washington.
- MONISMITH, C. L. e BROWN, S. F., 1999, “Developments in the structural design and rehabilitation of asphalt pavements over three quarters of a century”. In: *The Association of Asphalt Paving Technologists, 75th Anniversary Volume*, March.
- MONISMITH, C. L. e DEACON, J. A., 1969, “Fatigue of asphalt paving mixtures”. In: *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. Transportation Engineering Journal. v. 95, Nova York, E.U.A.. pp. 317-346.
- MONISMITH, C.L.; OGAWA, N.; e FREEME, C.R., 1975, *Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading*, 54th Annual Meeting of TRB, Washington.
- MOTTA, L.M.G., 1979, *O estudo da temperatura em revestimentos betuminosos*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- MOTTA, L.M.G., 1991, *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MOTTA, L.M.G. e LEITE, L.F.M., 2002, “Desempenho de trechos de pavimentos observados nos últimos 10 anos”. In: *16º Encontro de Asfalto do IBP*, 2002, Rio de Janeiro. Anais do 16º Encontro de Asfalto, v. cd.
- MOTTA, L. M. G.e MEDINA, J., 2006, “Investigação e Desenvolvimento em Mecânica dos Pavimentos na COPPE – Brasil”. *Revista Engenharia Civil da Universidade*

do Minho, Portugal, n. 26, p.85-97, maio. Disponível em: <<http://www.civil.uminho.pt/cec/revista/revista.htm>>. Acesso em: 15 fev. 2007.

MOTTA, L.M.G.; MEDINA, J.; SOUSA, A.M., 2002, “Características de fadiga e resiliência de concretos asfálticos brasileiros”. In: *Anais do 16º Encontro de Asfalto*, IBP, Rio de Janeiro.

NAJI, K.N.; ZAMAN, M.N.; NEVELS, J.B. e MANN, J., 2003, *Effect of Soil Suction on Resilient Modulus of Subgrade Soil Using the Filter Paper Technique*. Transp. Res. Rec. 1457, Transportation Research Board, Washington, D.C.

NCHRP, 2004, *Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures*: Program 1-37A, Final Report. Washington, 2004. 39 v. Disponível em: <<http://www.trb.org/mepdg/guide.htm>>. Acesso em: mar. 2007.

NOGAMI, J.S. e VILLIBOR D.F., 1995, *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. Editora Villibor. São Paulo/SP.

PARK, S. W. e LYTTON, R. L., 2002, “Prediction of flexible pavement response using non-linear stress-dependent material models”. In: *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, Ed. Correia & Branco, Swets & Zeitlinger, Lisse.

PINTO, S., 1991, *Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

PINTO, S. e MOTTA, L.M.G., 1995, *Catálogo de Curvas de Fadiga*. Boletim Técnico número 16, Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

PITTA, M.R., 1994, *Concreto pobre: aplicações em pavimentação*. 4ª ed., São Paulo, ABCP (ET-10), 28 pp.

PITTA, M.R., 1997, *Dimensionamento de pavimentos com camadas estabilizadas com cimento*. 4ª ed., São Paulo, ABCP (ET-70), 68pp.

PREUSSLER, E.S., 1983, *Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço*. Tese de D.Sc.. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- PREVITERA FILHO, J., 1974, *Efeito da temperatura na deformabilidade dos pavimentos asfálticos*. Dissertação de M.Sc., COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro.
- RAAD, L., MINASSIAN, G., e GARTIN, S., 1992, *Characterization of saturated granular bases under repeated load*. Transp. Res. Rec. 1369, Transportation Research Board, Washington, pp. 73-82.
- RADA, G. e WITCZAK, M. W., 1981, *Comprehensive Evaluation of Laboratory Resilient Modulus Results for Granular Material*. Transportation Research Record v.810. pp.23 – 33, Washington.
- RAMOS, C.R.; TIZO LAO, V.L.E.S; FARAH, H. e AGODI, F.L., 2000, Avaliação do desempenho do asfalto de alto índice a nível de laboratório e de campo, 15º Encontro de Asfalto – IBP, Rio de Janeiro.
- RAMOS, C.R., 2003, *Estudo para o desenvolvimento de um catálogo de pavimentos flexíveis do município do RJ*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- RIBEIRO, F.L.B., 2003a, *Introdução ao Método dos Elementos Finitos*. Notas de Aula, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/~fernando>>. Acesso em: dez. 2003.
- RIBEIRO, F.L.B., 2003b, *Programa View3D v 2.02.*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/~fernando>>. Acesso em: dez. 2003.
- RODRIGUES, R.M., 1998, *Notas de Aula do curso de pavimentação*. Parte III, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, Divisão de Infra-estrutura Aeronáutica, S. José dos Campos, SP.
- SALEM, H.M., BAYOMY, F.M., AL-TAHER, M.G., 2003, *Prediction of Seasonal Variation of Subgrade Resilient Modulus Using LTPP Data*. Transp. Res. Rec. 1642, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- SALINI, R.B., 2000, *Utilização de borracha reciclada de pneus em misturas asfálticas*, Dissertação de M.Sc., UFSC, Santa Catarina, Brasil.
- SANTOS, J.D.G., 1998, *Contribuição ao estudo dos solos lateríticos granulares como camada de pavimento*. Tese de D.Sc., COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

- SEIXAS, S., 1997, *Comportamento dinâmico dos materiais componentes do pavimento da pista de pouso do novo aeroporto de Rio Branco*. Dissertação de M.Sc.. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- SHELL, 1998, *Bitumen Stress Analysis in Roads BISAR 3.0 User's Manual*, Shell International Oil Products, Bitumen Business Group, May.
- SILVA, P.D.E.A., 1995, *Contribuição para o Aperfeiçoamento do Emprego do Programa FEPAVE2 em Estudos e Projetos de Pavimentos Flexíveis*. Dissertação de M.Sc., COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SILVA, P.D.E.A., 2001, *Estudo do Reforço de Concreto de Cimento Portland (WHITETOPPING) na Pista Circular Experimental do Instituto e Pesquisas Rodoviárias*. Tese de D.Sc.. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SOARES, J.B.; MOTTA, L.M.G.; PAIVA, J.A. e BRANCO, J.V.C., 2000, *Propriedades mecânicas de misturas asfálticas preparadas com vários ligantes e granulometrias*, 15º Encontro de Asfalto – IBP, Rio de Janeiro.
- SOARES, J.B., 2007, *Notas de aula do curso de graduação*. Disponível em: <<http://www.det.ufc.br/jsoares>>. Acesso em abril de 2007.
- SOUZA F.V., 2005, *Modelo multi-escala para análise estrutural de compósitos visco-elásticos susceptíveis ao dano*, Dissertação de M.Sc., UFCE, Fortaleza, CE, Brasil.
- SOUZA, M.L., 1981, *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. 3ª Ed., Rio de Janeiro, DNIT, IPR (IPR Publ. 667).
- SVENSON, M., 1980, *Ensaio triaxiais dinâmicos em solos argilosos*. Dissertação de M.Sc., COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- TAKEDA, M.C., 2006, *A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista*. Tese de D.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, Brasil.
- TAYEBALI, A.A.; DEACON J.A. e MONISMITH C.L., 1995, “Development and evaluation of surrogate fatigue models for SHRP A-003A abridged mix design procedure” In: *Proceedings of Annual Meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists*, AAPT, Portland, Oregon, March 27-29, 1995.

- THE ASPHALT INSTITUTE, 1982, *Research and development of the Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS1) 9th Edition*, Research Report no. 82-2, College Park, Maryland, Estados Unidos. Agosto de 1982.
- THOM, N. H., e BROWN, S. F., 1987, *Effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base*. Transp. Res. Rec. 1121, Transportation Research Board, Washington, pp. 50-56.
- TONIAL, I. A., 2001, *Influência do envelhecimento do revestimento asfáltico na vida de fadiga de pavimentos*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- TRICHÊS, G., 1985, *Medidas de deformação lateral de amostras de solos compactados em ensaios dinâmicos de carga repetida*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- TRICHÊS, G., 1994, “Propriedades mecânicas de misturas de concreto cimento compactado a rolo”. In: *Anais da 28a Reunião Anual de Pavimentação - ABPv*, Volume 2, pp. 897 - 919.
- TRINDADE, P.T.; CARVALHO, B.C.; LIMA, D.C. *et al.*, 2003, “Investigação e Desenvolvimento em Mecânica dos Pavimentos na COPPE-Brasil”. In: *Revista Engenharia Civil da Universidade do Minho, Portugal*, n. 17, p.18-30. Disponível em: <<http://www.civil.uminho.pt/cec/revista/revista.htm>>. Acesso em: 15 fev. 2007.
- TSENG, K. H. e LYTTON, R. L., 1989, “Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials”. In: *Implication of aggregates in the design, construction and performance of flexible pavements*, ASTM STP 1016, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 154-172.
- TURNBULL, W.J., FOSTER, C.R. e AHLVIN, R.G., 1962, *Design of flexible pavements considering mixed loads and traffic volume*. Proceedings, 1st International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Michigan.
- UZAN, J., 1978, *JULEA - Jacob Uzan Layered Elastic Analysis Program*. U.S.A.
- WARDLE, L.J. e RODWAY, B., 1995, *Development and Application of an Improved Airport Pavement Design Method*. ASCE Transportation Congress, San Diego, p. 22-26 October.

- WARDLE, L.J., 1996, *CIRCLY Users' Manual, Version 3.0*, MINCAD Systems Pty Ltd, Richmond, Australia. Disponível em: <<http://www.mincad.com.au/circly.htm>> . Acesso em: mar. 2007.
- WARDLE, L.J., YOUDALE, G. e RODWAY, B. (2003). "Current Issues For Mechanistic Pavement Design". in *21st ARRB and 11th REAAA Conference*, Cairns, Australia, 18 - 23 May, 2003, Session S32, ARRB Transport Research.
- WERKMEISTER, S., NUMRICH, R., DAWSON, A. R., WELLNER, F., 2002, "Deformation behavior of granular materials under repeated dynamic load", In: *Proc. Symposium on Environmental Geotechnics*, Monte Verità.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F., 2003, "Design concept of unbound granular layers in pavement constructions". In: *Proceedings of the 21ST ARRB (AUSTRALIAN ROAD RESEARCH BOARD) and 11TH REAAA CONFERENCE*, Cairns. Australia, May.
- WITCZAK, M.W., 2004, *Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design*, NCHRP Research Results Digest 285, National Cooperative Highway Research Program, Washington DC, Jan.
- WITCZAK, M. W. e MIRZA, M. W., 1995, "Development of global aging system for short and long term aging of asphalt cements". In: *Proceedings of Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 64.
- WITCZAK, M. W. e ROOT, R. E., 1974, "Summary of complex modulus laboratory test procedures and results", *Fatigue and dynamic testing of bituminous mixtures*, ASTM STP 561, American Society for Testing and Material, 1974, pp.67-94.
- YODER, E.J. e WITCZAK, M.W., 1975, *Principles of pavement design*, 2nd Edition, New York, John Wiley & Sons.

**Anexo 1 –
Resumo dos resultados de ensaios de fadiga
realizados na COPPE**

Tabela A1: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes convencionais.

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_t (m/m)	σ_t (MPa)	N	Descrição	Fonte
AM 01	1991	4000	0,646	1,62E-05	0,258	40000 36000 68000	CAP 50/60	Pinto (1991)
				2,42E-05	0,388	21864 21083		
				3,23E-05	0,516	5300 5500 6100		
				4,85E-05	0,776	3426 3669 1770		
				8,08E-05	1,292	500 600 500		
AM 02	1991	4100	0,637	1,56E-05	0,256	83289 83668 112500		Pinto (1991)
				2,34E-05	0,384	46858 70499 45480		
				0,000031	0,508	12635 9972 7408		
				4,66E-05	0,764	4161 3679 3705		
				7,78E-05	1,276	1075 1160 1351		
AM 03	1991	6071,3	1,063	1,75E-05	0,424	59515 60347 70671	CAP 30/45	Pinto (1991)
				2,62E-05	0,636	17946 17800 19541		
				3,51E-05	0,852	10126 8114 8114		
				5,25E-05	1,276	2682 3464 2920		
				0,00007	1,7	1331 1595 1885		
AM 04	1991	14614	1,91	1,31E-05	0,764	90389 111102	CAP 20/45	Pinto (1991)
				1,96E-05	1,146	58014 58814		
				2,61E-05	1,528	13540 15255		
				3,27E-05	1,91	8447 7811		
AM 05	1991	5247	1,083	2,06E-05	0,4332	29591 34600 25153	CAP 55	Pinto (1991)
				0,000031	0,6498	10987 10693 7534		
				4,13E-05	0,8664	2964 6514 5550		
				6,19E-05	1,2996	2241 1704 1795		
				9,29E-05	1,9494	918 885 896		

Tabela A1: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes convencionais (continuação).

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_i (m/m)	σ_i (MPa)	N	Descrição	Fonte
AM 06	1991	3591	0,826	0,000023	0,3304	26631 22831 30752		Pinto (1991)
				3,45E-05	0,4956	10833 9448 10880		
				0,000046	0,6608	3424 3255 3481		
				0,000069	0,9912	1139 1015 1134		
				1,15E-04	1,652	543 465 408		
F01-99	fev/99	4502	1,03	2,24E-05	0,403922	98939		Salini (2000)
				3,36E-05	0,605882	14179 9743		
				4,49E-05	0,807843	1836 2551		
				6,73E-05	1,211765	2273 1071		
				8,97E-05	1,615686	352 407		
				4,49E-05	0,807843	11794 3303 3879		
F02-99	abr/99	3153	0,88	8,73E-05	1,056	1465 1229		Salini (2000)
				5,82E-05	0,704	5210 5052		
				2,91E-05	0,352	135770		
				0,000116	1,408	537 268 336		
				4,36E-05	0,528	20534 19655		
F04-99	mai/99	2516	0,96	3,82E-05	0,384	31943	Trecho- Pajuçara Pacatuba rev CBUQ	Benevides (2000)
				5,72E-05	0,576	4090 4885		
				7,63E-05	0,768	1517 2816		
				9,54E-05	0,96	373 410		
F06-99	set/99	3262	1,47	4,52E-05	0,589412	45806 40409	BR-116 - Pacajús - Binder	Benevides (2000)
				9,03E-05	1,178824	2029 1040		
				0,000136	1,768235	3397 473		
				0,000181	2,357647	518 176		
				0,000226	2,947059	78 172		
				0,000136	1,768235	1250		
F01-00A	fev/00	1488	0,83	2,89E-05	0,172	29771 25044	Proj Fortaleza CAP 85/100 Faixa C	Soares et al. (2000)
				5,78E-05	0,344	4039 6141		
				8,67E-05	0,516	1965		
				0,000116	0,688	466 435		
				0,000144	0,86	297		

Tabela A1: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes convencionais (continuação).

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_t (m/m)	σ_t (MPa)	N	Descrição	Fonte
F02-00A	fev/00	3033	0,87	2,41E-05	0,292	26277 39638	Proj Fortaleza CAP 50/60 Faixa C	Soares et al. (2000)
				7,22E-05	0,876	1289 1413		
				4,81E-05	0,584	5950 7677		
				9,63E-05	1,168	414 607		
F03-00A	fev/00	3628	1,07	2,26E-05	0,328	62774 7731	Proj Fortaleza CAP 50/60 Faixa C	Soares et al. (2000)
				4,52E-05	0,656	7040		
				6,78E-05	0,984	1582 1737		
				9,04E-05	1,312	981 944		
F04-00	fev/00	1654	0,21	6,35E-05	0,42	11784 7705	Proj Fortaleza CAP 85/100 Faixa B	Soares et al. (2000)
				2,54E-05	0,168	17252 44463		
				3,81E-05	0,252	32962 17865		
				5,08E-05	0,336	8485 7581		
F05-00	fev/00	4425	0,73	1,65E-05	0,292	104130 40812 86945	Proj Fortaleza CAP 50/60 Faixa B	Soares et al. (2000)
				3,3E-05	0,584	18987 10561		
				4,95E-05	0,876	9600 4270		
				6,6E-05	1,168	1845 1530		
F06-00	fev/00	5105	0,82	1,61E-05	0,328	82443	Proj Fortaleza CAP 50/60 Faixa B	Soares et al. (2000)
				3,21E-05	0,656	30049 19491		
				4,82E-05	0,984	8805 8453		
				6,42E-05	1,312	1945 1448		
F05-00	abr/00	8370	1,78	2,13E-05	0,712	16059 15778	Novos Ligantes - CAP 40	Ramos et al. (2000)
				4,25E-05	1,424	2669 2821		
				6,38E-05	2,136	1133 549		
				8,51E-05	2,848	296 260		
				1,06E-05	0,356	51377		
F09-00	abr/00	4525	0,75	1,66E-05	0,299999	200000	CBUQ Faixa C Temperatura de compactação 110/100 °C	Jorge Soares
				3,31E-05	0,599999	27205 26579		
				4,97E-05	0,899998	3887 4976		
				6,63E-05	1,199997	2266 2906		
F07-00A	jul/00	3198	0,68	2,13E-05	0,271999	275099	CBUQ CAP 50/60 Faixa A (DNER)	Soares et al. (2000)
				4,25E-05	0,543999	56693 84119		
				6,38E-05	0,815998	10915 9658		
				8,51E-05	1,087997	3875 3209		
				0,000106	1,359997	1771 1188		

Tabela A1: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes convencionais (continuação).

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_t (m/m)	σ_t (MPa)	N	Descrição	Fonte
F11-00	ago/00	3191	0,83	0,00013	1,659996	270		Jorge Barbosa
				5,2E-05	0,663998	2961 2599		
				7,8E-05	0,995998	1014 1166		
				0,000104	1,328	552 438		
				2,6E-05	0,331999	7787 8936		
F10-00	set/00	2406	0,64	0,000106	1,023998	882 1130	CAP 50/60 Faixa B 75 golpes 160 °C	
				0,000133	1,279997	375 312		
				2,66E-05	0,255999	183710		
				7,98E-05	0,768	1045 2252		
				5,32E-05	0,512	25379		
F13-00	nov/00	4366	0,89	2,04E-05	0,355999	76637		
				4,08E-05	0,711998	13036 5895		
				6,12E-05	1,067998	1496 1557		
				8,15E-05	1,424	389 870 1324		
				0,000102	1,78	871		
F22-00	nov/00	3603	0,7	1,94E-05	0,279999	28030 67486		LAB COPPE
				3,89E-05	0,559999	3273 4933		
				5,83E-05	0,839998	2166 1131		
				7,77E-05	1,12	926 1585		
				9,71E-05	1,4	686 630		
F03-01	abr/01	3807	0,71	1,87E-05	0,283999	79023 25382	Campina Grande PB Faixa B	ATECEL
				3,73E-05	0,567999	15673 3402 5835		
				5,6E-05	0,852	4780 1767 3305		
				7,46E-05	1,136	1064 790		
				9,33E-05	1,419997	607		
F03-01A	abr/01	3567	0,79	2,22E-05	0,315999	300000 144757	Campina Grande PB Faixa B	ATECEL
				3,32E-05	0,473999	12855		
				4,43E-05	0,631999	6685 4134 10997		
				6,65E-05	0,948	1297 4646		
				8,86E-05	1,264	1122 658		
				0,000111	1,579996	835		
F04-01	abr/01	4125	0,86	2,09E-05	0,343999	550000	CAP-20	Dantas Neto et al. (2001)
				4,17E-05	0,687998	28908 45018 59043		
				6,26E-05	1,032	8403 3634		
				8,34E-05	1,376	2238 2943		
				0,000104	1,719996	542		

Tabela A1: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes convencionais (continuação).

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_i (m/m)	σ_i (MPa)	N	Descrição	Fonte
F04-01A	abr/01	4362	0,83	1,9E-05	0,331999	130804	CAP-PLUS	Dantas Neto et al. (2001)
				3,81E-05	0,663998	12879 14231 7436		
				5,71E-05	0,996	3771 5794		
				7,61E-05	1,328	2406 810		
				9,51E-05	1,659996	485		
F19-01	ago/01	4743	0,93	1,96E-05	0,371999	130553	SUPERPAVE - 4,7% de CAP	MARQUES et al. (2001)
				3,92E-05	0,743998	6582		
				5,88E-05	1,115997	2275 3634		
				7,84E-05	1,488	448 501		
				9,8E-05	1,86	244 231		
F19-01A	ago/01	5207	0,93	1,79E-05	0,371999	17425	MARSHALL - CAP 20 - 4,6 %	MARQUES et al. (2001)
				3,57E-05	0,743998	7372 3969		
				5,36E-05	1,115997	1616 1127		
				7,14E-05	1,488	267 720		
				8,93E-05	1,86	188 264 240		
F13-02	nov/02	4131	0,95	2,3E-05	0,379999	72730	São Carlos	Rogério, Ms.C.
				4,6E-05	0,759998	9030 6143		
				6,9E-05	1,139997	2841 1336		
				9,2E-05	1,519996	1069 975		
				0,000115	1,899996	485 673		
F02-03	mar/03	2193	0,64	5,84E-05	0,511999	76410	CAP 50/60 Filer Cimento Portland	
				8,76E-05	0,767998	18908 14610		
				0,000117	1,023998	5093 4384		
				0,000146	1,279997	2966 2523		
				0,000175	1,535996	721 1074		
F50-03	out/03	3448	1,19	3,45E-05	0,475999	35151	Campinas Lab. CENPES	
				6,9E-05	0,951998	6687 4690		
				0,000104	1,427997	1863 1254		
				0,000138	1,903996	527 390		
F62-03	mar/04	3284	0,68	6,21E-05	0,815998	19861	CBUQ Convencional 6% ligante	
				4,14E-05	0,543999	84372 83732		
				6,21E-05	0,815998	6376 14480		
				8,28E-05	1,087997	4018 2568		
				0,000104	1,359997	1485 1456		

Tabela A1: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes convencionais (continuação).

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_t (m/m)	σ_t (MPa)	N	Descrição	Fonte
F44-03	jul/04	6603	1,58	2,39E-05	0,631999	422053	CAP 20 5,5% ligante	
				4,79E-05	1,263997	9092 12141		
				7,18E-05	1,895996	1720 1326		
				9,57E-05	2,527994	720 700		
				0,00012	3,159993	239 207		
F24-04	dez/04	5145	1,07	2,09E-05	0,429332	166621 26457	ECR - CBUQ Faixa B	
				4,17E-05	0,858665	6464 11639 4337		
				6,26E-05	1,287997	1576 1374		
				8,34E-05	1,717329	415 496		
				0,000104	2,146662	247 317		
F27-04	dez/04	6067	1,23	4,05E-05	0,983998	3197 6357		
				6,08E-05	1,475997	2418 6122		
				8,11E-05	1,967995	1499 1730		
				0,000101	2,459994	700		
				3,04E-05	0,737998	56463		
F31-04	dez/04	3500	1,2	3,43E-05	0,479999	11001 8852 47876	AGC 7,5% de ligante	
				6,86E-05	0,959998	4814 3148		
				0,000103	1,439997	505 1156 515		
				0,000137	1,919996	427 492		
				0,000171	2,399994	171 149		
F30-04	fev/05	3001	0,66	3,3E-05	0,395999	24607		
				4,4E-05	0,527999	8166 8616		
				6,6E-05	0,791998	3030 3143		
				8,8E-05	1,055998	931 1195		
				0,00011	1,319997	447 478		
F04-05	abr/05	5301	1,48	2,79E-05	0,591999	29620 19095	CAP 40 Pista	
				5,58E-05	1,183997	5322 4768		
				8,38E-05	1,775996	1919 1468		
				0,000112	2,367994	642 726		
				0,00014	2,959993	352 322		

Tabela A1: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes convencionais (continuação).

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_t (m/m)	σ_t (MPa)	N	Descrição	Fonte
F11-05	jun/05	5952	1,54	2,59E-05	0,615999	61565 46045		
				5,17E-05	1,231997	2495 2518		
				7,76E-05	1,847996	998 782		
				0,000103	2,463994	289 386		
				0,000129	3,079993	197 250		
F17-05	ago/05	7166	1,38	1,93E-05	0,551999	424808	CAP 20 Trecho Exp. Simulador	
				3,85E-05	1,103997	24785		
				5,78E-05	1,655996	4658 4454		
				7,7E-05	2,207995	2121 1469		
				9,63E-05	2,759994	574 565		
F21-05	set/05	9961	2,36	2,37E-05	0,943998	294018	CAP 40 - Nova Dutra	
				4,74E-05	1,887996	10871 4871		
				7,11E-05	2,831993	1808 2315		
				9,48E-05	3,775991	618 451		
				0,000118	4,719989	318 387 376		
F30-05	out/05	6777	1,7	3,76E-05	1,019998	34355 68159	CAP 20 - 75 giros - Nova Dutra	
				6,02E-05	1,631996	5089 2545		
				8,28E-05	2,243995	2435 2288		
				0,000105	2,855993	899 702		
				0,000125	3,399992	474 385		
F31-05	out/05	6409	1,14	2,67E-05	0,683998	17058	CAP 20 - 4,7% - pista	
				4,27E-05	1,094397	5506 6411		
				5,87E-05	1,504796	982 1029		
				7,47E-05	1,915196	497 464		
				8,89E-05	2,279995	153 313		
F32-05	out/05	6719	1,02	2,48E-05	0,611999	17498 30338	CAP 20 - 4,7% - pista	
				3,96E-05	0,979198	3580 5496		
				5,45E-05	1,346397	2562 2020		
				6,93E-05	1,713596	745 1041		
				8,25E-05	2,039995	541 432		
F33-05	nov/05	8669	1,45	2,51E-05	0,869998	285630	CAP 20 - SHRP - ND	
				4,01E-05	1,391997	15853 14044		
				5,52E-05	1,913996	5158 3144		
				7,03E-05	2,435994	1116 1017		
				8,36E-05	2,899993	525 733		

Tabela A1: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes convencionais (continuação).

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_t (m/m)	σ_t (MPa)	N	Descrição	Fonte
F34-05	nov/05	10575	1,23	1,74E-05	0,737998	36818 17860	CAP 40 - ND	
				2,79E-05	1,180797	12890 8392		
				3,84E-05	1,623596	2192 2523		
				4,89E-05	2,066395	1247 1853		
				5,82E-05	2,459994	869 781		
F04-06	fev/06	10813	2,36	3,27E-05	1,415997	14784 23385	CAP 40 - 5% ligante	
				5,24E-05	2,265595	2681 1806		
				7,2E-05	3,115193	1231 1811		
				9,17E-05	3,964791	621 588		
				0,000109	4,719989	431 585		
				4,37E-05	1,887996	7241		
F45-05	fev/06	6744	1,49	3,31E-05	0,893998	97944 47657	CAP 20 Comp. Giratório 4,4% lig.	
				5,3E-05	1,430397	2569 2707		
				7,29E-05	1,966795	1517 697		
				9,28E-05	2,503194	439 614		
				0,00011	2,979993	254 290		
				4,42E-05	1,191997	12612		
F46-05	fev/06	11548	2,46	3,2E-05	1,475997	95998	CAP 40 4,7% ligante	
				5,11E-05	2,361594	15847 14323		
				7,03E-05	3,247192	1636 3702		
				8,95E-05	4,13279	607 887		
				0,000107	4,919988	309 293		
F18-06	jun/06	5263	1,74	4,96E-05	1,043998	2822		
				7,93E-05	1,670396	1810 1470		
				0,000109	2,296795	790 704		
				0,000139	2,923193	254 211		
				4,96E-05	1,043998	6253 6933		
				0,000165	3,479992	97		
				2,48E-05	0,521999	110686		
				3,31E-05	0,695998	12780		
				3,35E-05	1,151997	31814		
				2,23E-05	0,767998	336085		
F43-06A	nov/06	8592	1,92	5,36E-05	1,843196	4780 4910	CAP 30-45 - 7% ligante Escória CST	
				7,37E-05	2,534394	1586 1421		
				9,39E-05	3,225592	532 442		
				0,000112	3,839991	304 299		

Tabela A1: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes convencionais (continuação).

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_t (m/m)	σ_t (MPa)	N	Descrição	Fonte
F47-06	nov/06	11613	2,65	2,28E-05	1,059998	13574 25382 79834	CAP 30/45 - SUPERPAVE	
				4,56E-05	2,119995	1590 1659		
				6,85E-05	3,179993	443 538		
				1,6E-05	0,741998	210000		
				1,83E-05	0,847998	99207		
				9,13E-05	4,23999	314 207		
				3,42E-05	1,589996	5915		
F39-06	SD	7913	1,76	3,34E-05	1,055998	45958 41130 108630		
				5,34E-05	1,689596	9635 9321		
				7,34E-05	2,323195	1360 1244		
				9,34E-05	2,956793	769 600		
				0,000111	3,519992	294 479		

Tabela A2: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes modificados por polímero.

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_i (m/m)	σ_i (MPa)	N	Descrição
F21-02	mar/03	2484	0,68	5,475E-05	0,543999	73787	CAPFLEX (6,5% SBS) - Fíler pó calcário
				8,213E-05	0,815998	8619 13355	
				1,095E-04	1,087997	5286 4117	
				1,369E-04	1,359997	3522 3646	
				1,643E-04	1,631996	1857 1248	
F03-03	mar/03	2095	0,67	6,396E-05	0,535999	48168	CAPFLEX (6,5% SBS) - Fíler cimento portland
				9,594E-05	0,803998	9163 10921	
				1,279E-04	1,071997	2551 2982	
				1,599E-04	1,339997	1543 2394	
				1,919E-04	1,607996	756 1231	
F39-03\	jun/04	10982	2,24	6,119E-05	2,687994	8117 9827	CAP + EVA - Teor ótimo
				4,079E-05	1,791996	404697	
				8,159E-05	3,583992	3187	
				1,020E-04	4,479990	303	
F28-05\	out/05	8101	2,1	6,221E-05	2,015995	9569 21910 5867	Betuflex (SBS-Ipir.) 4,7% de ligante
				8,554E-05	2,771994	1809 2377	
				1,089E-04	3,527992	786 1204	
				1,296E-04	4,199990	392 419	
F35-05\	nov/05	3942	0,81	3,082E-05	0,485999	142160	Betuflex - SBS - Marshall - Pista
				4,932E-05	0,777598	18978 8101	
				6,781E-05	1,069197	4951 3796	
				8,630E-05	1,360797	881	
				1,027E-04	1,619996	1143 1406	
F06-06\	fev/06	5248	1,57	3,082E-05	0,485999	90084	Betuflex - SBS - Marshall - Pista
				4,487E-05	0,941998	165233	
				5,983E-05	1,255997	21049	
				7,180E-05	1,507196	8546 6204	
				9,872E-05	2,072395	1117	
				1,256E-04	2,637594	860 325 467	
				1,496E-04	3,139993	220	
				298			

Tabela A3: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes com borracha.

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_t (m/m)	σ_t (MPa)	N	Descrição
F17-03\	jun/03	2206	1,19	5,394E-05	0,47600	5399	CBUQ com borracha- Laboratório de Recife
				1,079E-04	0,95200	2473 2695	
				1,618E-04	1,42800	454 518	
				2,158E-04	1,90400	318 335	
				2,697E-04	2,37999	204	
				5,394E-05	0,47600	19829 6584	
				4,306E-05	0,48000	16595	
F21-03\	jul/03	2105	0,64	3,040E-05	0,25600	90209	Borracha
				1,216E-04	1,02400	736	
				6,081E-05	0,51200	36168	
				9,121E-05	0,76800	2228 9602	
				1,216E-04	1,02400	7119 2504	
				1,520E-04	1,28000	666 2992	
				9,121E-05	0,76800	3313	
F63-03\	mar/04	2929	0,95	3,232E-05	0,37867	501327	B1 - 1% borracha + 6%cap
				4,848E-05	0,56800	23013	
				6,464E-05	0,75733	21562 14769	
				9,696E-05	1,13600	19135 9487	
				1,293E-04	1,51466	4275 3355	
				1,616E-04	1,89333	2355 2587	
F64-03\	mar/04	2171	0,8	3,685E-05	0,32000	22227 500000	B2 - 2% borracha + 6%cap
				8,844E-05	0,76800	9908 420000	
				1,327E-04	1,15200	2097	
				1,105E-04	0,96000	4399	
				1,474E-04	1,28000	4853 4538	
				1,842E-04	1,60000	1867 1845	
F65-03\	abr/04	1605	0,72	8,972E-05	0,57600	168155	B3 - 3% borracha + 6%cap
				8,972E-05	0,57600	129211	
				1,346E-04	0,86400	11917 6786	
				1,794E-04	1,15200	2259	
				2,243E-04	1,44000	695 1485	
				1,794E-04	1,15200	2158	
F22-05\	set/05	6205	1,48	3,572E-05	0,88650	271895	Nova Dutra - Asfalto borracha (5,8%)
				4,762E-05	1,18200	109714 43009	
				7,143E-05	1,77300	3795 4960	
				9,525E-05	2,36399	1174 1053	
				1,191E-04	2,95499	656 619	

Tabela A3: Resultados de ensaios de Fadiga realizados na COPPE em misturas asfálticas com ligantes com borracha.

Protocolo	Data	MR (MPa)	RT (MPa)	ϵ_t (m/m)	σ_t (MPa)	N	Descrição
F36-05\	nov/05	3668	0,72	2,944E-05	0,43200	43435 24222	Asfalto borracha - Marshall - Retirado da pista
				4,711E-05	0,69120	12856 6527	
				6,478E-05	0,95040	3936 5800	
				8,244E-05	1,20960	1499 2450	
				9,815E-05	1,44000	1280 1067	
F44-05\	fev/06	4052	1,26	4,664E-05	0,75600	45159	Greca 5,5% de ligante Asfalto borracha - ND
				7,463E-05	1,20960	4043 7351	
				1,026E-04	1,66320	1538 2252	
				1,306E-04	2,11680	773 656	
				1,555E-04	2,51999	401 362	
				6,219E-05	1,00800	8018 9094	
F05-06\	fev/06	4832	1,45	4,501E-05	0,87000	582565	Asfalto borracha - 5,5% ligante - SHRP - ND
				7,202E-05	1,39200	36621 17798	
				9,903E-05	1,91400	2676 3531	
				1,260E-04	2,43599	587 898	
				1,500E-04	2,89999	694 402	

**Anexo 2 –
Modelo do relatório técnico de projeto gerado pelo
programa SisPav.**

Relatório Técnico

Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos

O programa faz parte da Tese de Doutorado desenvolvida por:

Filipe Augusto Cinque de Proença Franco

email: filipefacpf@yahoo.com.br

Dimensionamento

Seção do pavimento dimensionada com 221.84% de dano relativo a:

Fadiga na base do revestimento asfáltico (eixo Y)

Nível de Confiabilidade de 50%

Vida de serviço estimada em 4.5 Anos

Considerações:

Dano relativo à deflexão na superfície:

Não Avaliado

Dano relativo à tensão admissível no topo do subleito:

Não Avaliado

Modelos:

Fadiga de Misturas Asfálticas

- Fonte: Franco (2007)
- Fator Campo-Laboratório (fc): 10000.00
- Coeficiente de Regressão (k_1): $1.904e-6$
- Coeficiente de Regressão (k_2): -2.821
- Coeficiente de Regressão (k_3): -0.740
- Erro padrão (%): 40

Fadiga de misturas de solo-cimento

- Fonte: Ceratti (1991)
- Fator Campo-Laboratório (fc): 1.00
- Equação do modelo (1 ou 2): 2
- Coeficiente de Regressão (a): 125.63
- Coeficiente de Regressão (b): -14.92
- Erro padrão (%): 40

Fadiga de misturas tratadas com cimento

- Fonte: Trichês, G. (1994)
- Fator Campo-Laboratório (fc): 1.00
- Coeficiente de Regressão (a): 14.306
- Coeficiente de Regressão (b): -15.753
- Erro padrão (%): 40

Deflexões admissíveis para determinada vida de Fadiga

- Fonte: Preussler, E.S. (1993)
- Fator Campo-Laboratório (fcl): 100.00
- Erro padrão (%): 40

Deformação permanente de Misturas Asfálticas

- Fonte: UZAN (1982)
- Fator Campo-Laboratório (fcl): 1.00
- Coeficiente de Regressão (μ): 0.300
- Coeficiente de Regressão (a): 0.700

Deformação permanente de Materiais Granulares

- Fonte: UZAN (1982)
- Fator Campo-Laboratório (fcl): 1.00
- Coeficiente de Regressão (μ): 0.150
- Coeficiente de Regressão (a): 0.950

Deformação permanente de Solos Lateríticos

- Fonte: UZAN (1982)
- Fator Campo-Laboratório (fcl): 1.00
- Coeficiente de Regressão (μ): 0.150
- Coeficiente de Regressão (a): 0.950

Deformação permanente de Solos finos, siltosos ou argilosos

- Fonte: UZAN (1982)
- Fator Campo-Laboratório (fcl): 1.00
- Coeficiente de Regressão (μ): 0.500
- Coeficiente de Regressão (a): 0.800

Fatores Climáticos Regionais

Local: **Rio de Janeiro**
Mês de Abertura do Tráfego: Maio
Temperatura Média Anual do Ar: 23.733°C

Temperaturas Médias Mensais do Ar - TMA (°C)

Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
26.200	26.500	26.000	24.500	23.000	21.500	21.300	21.800	21.800	22.800	24.200	25.200

Estrutura do Pavimento

	Material	Espessura (m)	Coef Poisson	Módulo (MPa)	Parâmetros
1	Mistura asfáltica	0.075	0.337	mod = 3 k1 = 4193.000 k2 = 0.000 k3 = 0.000 k4 = 0.000 k5 = 0.000	Tipo de CAP = CAP 50/70 Penetração 100g 5s 25°C 0,1mm = 60.0 *Ao (visc x T) = 11.123 *VTS0 (visc x T) = -3.713 *Volume de vazios (%) = 4.5 *Teor de asfalto (%) = 6.0 RBV (%) = 73.5 Faixa Granulométrica (DNIT) = Faixa B *% passando #3/4 = 90.0 *% passando #3/8 = 62.5 *% passando #4 = 44.0 *% passando #200 = 5.5
2	Material granular	0.180	0.350	mod = 1 k1 = 1000.000 k2 = 0.300 k3 = 0.000 k4 = 0.000 k5 = 0.000	
3	Solo laterítico	0.200	0.350	mod = 3 k1 = 130.000 k2 = 0.000 k3 = 0.000 k4 = 0.000 k5 = 0.000	
4	Solos finos, siltosos ou argilosos	0.000	0.400	mod = 3 k1 = 52.000 k2 = 0.000 k3 = 0.000 k4 = 0.000 k5 = 0.000	Classificação (DNIT) = Tipo III CBR (%) = 3 % Silte na fração fina #200 = 80.0

Dados do Tráfego

Varição lateral do tráfego:	0.30m
% de veículos na faixa de tráfego:	80%
Alinhamento crítico:	0.00m
Distância média entre rodas (SX):	0.324m
Distância média entre eixos (SY):	1.200m

Distribuição anual do tráfego (%)

Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000

Tráfego previsto

	Tipo	Rodas	Volume	Taxa	Peso (kgf)	Pressão (MPa)
1	1 - Eixo Simples	1	38400	0.000	6000.00	0.700
2	5 - Eixo duplo	2	35840	0.000	10000.00	0.790
3	7 - Dois eixos duplos em tandem	4	16000	0.000	17000.00	0.800
4	8 - Três eixos duplos em tandem	6	16000	0.000	27000.00	0.850
5	9 - Eixo especial	3	3200	0.000	13500.00	0.820
6	3 - Dois eixos simples (super single)	2	2240	0.000	17000.00	0.950
7	4 - Três eixos simples (super single)	3	1600	0.000	25500.00	0.900

Resumo dos danos

	Tipo	Deflexão Máxima	Tensão Admissível no SL	Fadiga Revestim Betum X	Fadiga Revestim Betum Y	Fadiga Camada Cimentada X	Fadiga Camada Cimentada Y
1	1 - Eixo Simples	0.00	0.00	14.81	26.36	0.00	0.00
2	5 - Eixo duplo	0.00	0.00	11.32	64.92	0.00	0.00
3	7 - Dois eixos duplos em tandem	0.00	0.00	8.37	40.72	0.00	0.00
4	8 - Três eixos duplos em tandem	0.00	0.00	14.72	70.52	0.00	0.00
5	9 - Eixo especial	0.00	0.00	0.94	4.77	0.00	0.00
6	3 - Dois eixos simples (super single)	0.00	0.00	4.40	7.38	0.00	0.00
7	4 - Três eixos simples (super single)	0.00	0.00	4.41	7.18	0.00	0.00
	Totais acumulados (%)	0.00	0.00	58.97	221.84	0.00	0.00

Estimativa de deformação permanente

Deformação permanente acumulada estimada = 7.215cm

Deformação permanente detalhada por eixo e por camada do pavimento (cm)

	Eixo Tipo	Cam 1	Cam 2	Cam 3	Cam 4	Total Eixo
1	1 - Eixo Simples	0.008	0.004	0.004	0.432	0.447
2	5 - Eixo duplo	0.011	0.005	0.006	0.454	0.477
3	7 - Dois eixos duplos em tandem	0.014	0.009	0.011	0.796	0.830
4	8 - Três eixos duplos em tandem	0.022	0.014	0.017	1.315	1.368
5	9 - Eixo especial	0.005	0.004	0.005	0.279	0.293
6	3 - Dois eixos simples (super single)	0.009	0.009	0.010	1.602	1.629
7	4 - Três eixos simples (super single)	0.011	0.012	0.015	2.132	2.171
	Totais acumulados	0.080	0.057	0.068	7.010	7.215

Bacia de deflexão para controle no campo

Equipamento = Viga Benkelman

Raio do Carregamento = 0.108m

Pressão do Carregamento = 0.560m

Deflexões em 0.01mm

Sensor 1 0.000m	Sensor 2 0.200m	Sensor 3 0.300m	Sensor 4 0.450m	Sensor 5 0.600m	Sensor 6 0.900m	Sensor 7 1.200m	Sensor 8 1.500m
62.341	52.741	46.300	38.432	32.426	23.968	18.452	14.723