Campus de São Carlos

Investigação dos efeitos das solicitações do
tráfego sobre o desempenho de pavimentos

José Leomar Fernandes Júnior

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

JOSÉ LEOMAR FERNANDES JÚNIOR

**INVESTIGAÇÃO DOS EFEITOS DAS SOLICITAÇÕES DO
TRÁFEGO SOBRE O DESEMPENHO DE PAVIMENTOS**

DEDALUS - Acervo - EESC

31100013422

**Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo para
obtenção do título de Doutor em Transportes.**

São Carlos, Dezembro de 1994

JOSÉ LEOMAR FERNANDES JÚNIOR

Engenheiro Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da USP, 1984

Mestre em Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos da USP, 1989

**INVESTIGAÇÃO DOS EFEITOS DAS SOLICITAÇÕES DO
TRÁFEGO SOBRE O DESEMPENHO DE PAVIMENTOS**

**Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo para
obtenção do título de Doutor em Transportes.**

**Orientador: Prof. Dr. Manoel Henrique Alba Sória
Departamento de Transportes - EESC - USP**

São Carlos, Dezembro de 1994

Class.	<u>Tese</u>
Grat.	<u>2709</u>
Fornho	<u>018/95</u>

Transportes

nt 0742528

*“Nada pode nos dar maior satisfação e felicidade
do que um grande esforço para dar à luz
alguma coisa que ainda não nasceu.
Fazendo isso, ultrapassamos a fronteira estreita
de nossa personalidade e então crescemos.
Não existe atalho e o caminho é longo, mas,
qualquer dia, mais cedo ou mais tarde,
veremos a luz - a nossa luz - e daí em diante
a nossa jornada será mais amena”.*

(Karl Terzaghi)

DEDICATÓRIA

*Este trabalho é dedicado
a Isabel e Fernando.*

AGRADECIMENTOS

Este trabalho contou com a colaboração de diversas pessoas e entidades, na forma de orientação, sugestões, apoio no convívio diário e suporte financeiro, que serão sempre lembrados. É com orgulho, pois, que eu registro a minha gratidão:

- ao Prof. Dr. Manoel Henrique Alba Sória, orientador deste trabalho, cuja sutileza diante da vida e da profissão o faz merecedor de todo o meu respeito e admiração;
- ao Prof. Dr. William Ronald Hudson, supervisor deste trabalho durante a fase desenvolvida junto à Universidade do Texas em Austin, que com seu espírito professoral e instigante muito contribuiu para o meu desenvolvimento profissional e pessoal;
- ao Prof. Dr. João Alexandre Widmer, quem primeiro me sugeriu o tema desta tese e que acompanhou todas as suas etapas, pela confiança sempre manifestada e pela colaboração em muitos dos trabalhos desenvolvidos;
- ao Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da USP, particularmente ao seu chefe, Prof. Dr. José Bernardes Felex, por todo o apoio recebido durante a realização deste trabalho;
- aos professores do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da USP, que formam um grupo competente e coeso na busca do desenvolvimento acadêmico e tecnológico, pelo incentivo e amizade demonstrados em todos os momentos, particularmente ao Prof. Dr. Antônio Clóvis Pinto Ferraz, ao Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira e ao Prof. Dr. Glauco Túlio Pessa Fabbri;
- aos funcionários do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da USP, pelo apoio técnico e administrativo, particularmente à Heloísa Helena Morgado Belo, ao Sr. Nélson Ferreira França e ao Sr. Antônio Carlos Mariano;

- ao CNPq, pelo apoio financeiro para a minha permanência nos Estados Unidos durante a realização de parte deste trabalho;
- à Universidade do Texas em Austin, onde tive à disposição todos os recursos materiais, computacionais e bibliográficos e onde pude conviver por mais de um ano com profissionais como Dr. W. Ronald Hudson, Dr. Clyde E. Lee, Dr. Thomas W. Kennedy e Dr. B. Frank McCullough, parte da história da engenharia rodoviária;
- ao Dr. José Weissmann, do Centro de Pesquisa em Transportes da Universidade do Texas em Austin, amigo desde antes de nos conhecermos pessoalmente, que cuidou de todos os detalhes para que eu e minha família tivéssemos tudo facilitado quando de nossa chegada aos Estados Unidos;
- à monitora e futura Eng^a Danieli Aparecida Ferreira, pelo auxílio nas simulações computacionais e na elaboração de figuras e tabelas;
- à Prof^a Eliane Viviani e à Eng^a Sandra Oda, pela competência e paciência na revisão final deste trabalho;
- aos engenheiros Cecília Maria Cruvinel Horta, Dauro José Buzzatti e Maria Teresa Tambasco, do DER-MG, pelas informações e dados fornecidos e pelo estímulo desde a fase inicial deste trabalho;
- ao Eng^o Neuto Gonçalves dos Reis, pela atenção e informações fornecidas;
- a Dr. Ding Yi Yang, Dr. Xin Chen e Dr. Zhanmin Zhang, interlocutores que, num misto de inglês, chinês e português, muito contribuíram com sugestões, estímulo e amizade;
- às secretárias Loretta MacFadden, Margareth Pokorney e Charlotte Motsinger, da Universidade do Texas em Austin, pela atenção e presteza durante todos os momentos;
- aos amigos da Pós-Graduação do Departamento de Transportes da EESC-USP, com quem tenho tido o prazer de conviver durante todos esses anos.

RESUMO

Este trabalho investiga os efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos. Dentre vários fatores de tráfego analisados preliminarmente, são selecionados a carga por eixo, a pressão de enchimento dos pneus, o tipo de rodagem, o tipo de pneu e a distribuição da pressão de contato pneu-pavimento. Visando investigar em maior profundidade os efeitos desses fatores, inclusive os de suas interações, efetua-se uma programação fatorial de simulações determinísticas, que inclui também 8 estruturas de pavimento e 5 respostas estruturais: deflexão superficial, deformação horizontal de tração e deformação vertical de compressão na fibra inferior do revestimento asfáltico, deformação vertical de compressão no topo do subleito e tensão horizontal de tração na fibra inferior da camada tratada com cimento, calculadas por 2 programas computacionais (ELSYM5, para análises elástico-lineares, e ILLI-PAVE, para análises elástico-não-lineares). Da análise estatística dos resultados das simulações são obtidos modelos empírico-mecanísticos para cálculo dos Fatores de Equivalência de Cargas. Com esses Fatores de Equivalência de Cargas e mediante utilização do programa de Gerência de Pavimentos HDM III são calculados os impactos econômicos dos fatores de tráfego selecionados sobre as parcelas de custos rodoviários (construção, manutenção e operação). Faz-se análise crítica dos fatores de equivalência de cargas adotados pelas normas brasileiras e internacionais e apresentam-se sugestões para a incorporação dos resultados deste trabalho aos métodos de dimensionamento de pavimentos e de dosagem de misturas asfálticas. No que diz respeito à regulamentação técnica de pesos e dimensões dos veículos rodoviários de carga e à alocação dos custos, investigam-se, em detalhe, as implicações do uso de pneus extralargos em substituição às rodas duplas convencionais, a utilização de pneus com elevadas pressões de enchimento, vários cenários de sobrecarga e a utilização de veículos combinados longos (VCLs).

ABSTRACT

The effects of traffic loading factors on the pavement performance are studied in this work. Several loading factors are analyzed and the most important ones (axle load, tire inflation pressure, wheel type, and tire-pavement contact pressure distribution) are selected for a more detailed investigation. It is performed a factorial experiment of deterministic simulations that includes other complementary factors: 8 pavement structures and 5 structural responses (deflection at the top of the surface, horizontal tensile strain and vertical compressive strain at the bottom of the surface, vertical compressive strain at the top of the subgrade, and horizontal tensile stress at the bottom of the cement-treated layer), obtained from 2 computer programs (ELSYM5, for linear elastic analysis, and ILLI-PAVE, for non-linear elastic analysis). Empirical-mechanistic Load Equivalency Factors (LEF) are obtained from the statistic analysis of the factorial experiment. The economic impacts of the selected loading factors on the highway costs (construction, maintenance, and utilization) are calculated using those LEF as input for the Highway Design and Maintenance Standard Model (HDM III). The LEF used by Brazilian methods of pavement design are analyzed. Suggestions are made aiming to incorporate the results of this study to the asphalt mix and structural design of pavements, technical regulations and cost allocation procedures. It is discussed the implications of the use of super single tires instead of dual wheels, tire inflation pressures above the values recommended by the tire industry, various scenarios of overloaded trucks, and the traffic of Long Combination Vehicles (LCVs) in Brazilian highways.

ÍNDICE

DEDICATÓRIA	ii
AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	v
ABSTRACT	vi
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - Apresentação do Problema	1
1.2 - Organização do Trabalho: Método Utilizado	2
1.3 - Regulamentação Técnica	4
1.4 - Sobrecarga e Fiscalização	5
1.5 - Taxação e Alocação de Custos Rodoviários	7
1.5.1 - Método Incremental	8
1.5.2 - Teoria do Consumo de Vida Útil	8
1.6 - Coleta Sistematizada de Dados do Tráfego	9
2 - FATORES DE TRÁFEGO	10
2.1 - Introdução	10
2.2 - Peso Bruto Total Combinado: VCLs	11
2.3 - Carga por Eixo	12
2.4 - Tipo de Eixo	14
2.4.1 - Distribuição de Carga entre Eixos de um Mesmo Grupo	14
2.4.2 - Espaçamento entre Eixos de um Mesmo Grupo	16
2.5 - Tipo de Pneu	17
2.6 - Tipo de Rodagem	23
2.7 - Pressão de Enchimento dos Pneus	27
2.8 - Distribuição da Pressão de Contato	31
2.8.1 - Resultados Teóricos sobre a Distribuição de Pressão	33
2.8.2 - Resultados Experimentais da Distribuição de Pressão	33
2.8.3 - Distribuição de Pressão Considerada neste Trabalho	38
2.9 - Variação Lateral da Trajetória das Rodas	43
2.10 - Manobras	44
2.11 - Fatores Relacionados aos Pavimentos	45

2.12 - Velocidade	45
2.13 - Tipo de Suspensão	46
2.14 - Cargas Dinâmicas	48
3 - FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE CARGAS	51
3.1 - Introdução	51
3.2 - O Conceito de Equivalência de Cargas	52
3.3 - Utilização dos Fatores de Equivalência de Cargas	54
3.4 - Fatores de Equivalência de Cargas Empíricos	55
3.4.1 - Método da AASHTO	55
3.4.2 - Método do Corpo de Eng. do Exército dos Estados Unidos	58
3.4.3 - Método do C.D.H.	59
3.4.4 - Método Proposto por Motta e Medina (1991)	60
3.5 - Fatores de Equivalência Empírico-Mecanísticos	61
3.6 - Conclusões e Comentários Finais do Capítulo 3	63
4 - MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DOS PAVIMENTOS: MODELOS PARA PREVISÃO DE DESEMPENHO	67
4.1 - Introdução	67
4.2 - Formas de Deterioração dos Pavimentos	68
4.2.1 - Introdução	68
4.2.2 - Comportamento Estrutural dos Pavimentos	72
4.3 - Modelos de Desempenho	73
4.4 - Trincas por Fadiga do Revestimento Asfáltico	79
4.4.1 - Introdução	79
4.4.2 - Previsão de Desempenho de Misturas Asfálticas	80
4.4.3 - Fadiga em Função da Energia Dissipada	84
4.4.4 - Ensaios de Fadiga de Misturas Asfálticas	86
4.4.5 - Resultados de Ensaios Versus Desempenho na Pista	90
4.5 - Deformação Permanente nas Trilhas das Rodas	91
4.5.1 - Introdução	91
4.5.2 - Modelos para Previsão de Desempenho	95
4.6 - Fadiga em Camada Tratada com Cimento	96
4.6.1 - Brita Graduada Tratada com Cimento	96
4.6.2 - Solo-Cimento	97
4.7 - Conclusões e Comentários Finais do Capítulo 4	98

5 - MODELOS PARA DETERMINAÇÃO DAS RESPOSTAS ESTRUTURAIS E DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	100
5.1 - Introdução	100
5.2 - Análise de Sistemas em Camadas	101
5.2.1 - Introdução	101
5.2.2 - Programas para Cálculo das Respostas Estruturais	103
5.2.2.1 - ELSYM5	104
5.2.2.2 - SHELL BISAR	105
5.2.2.3 - ILLI-PAVE	106
5.2.2.4 - MICH-PAVE	110
5.2.2.5 - VESYS	111
5.3 - Propriedades Mecânicas dos Materiais	113
5.3.1 - Relação Tensão-Deformação	113
5.3.1.1 - Revestimentos Asfálticos	117
5.3.1.2 - Camadas Tratadas com Cimento	119
5.3.1.3 - Materiais Granulares	120
5.3.1.4 - Solos Coesivos	122
5.3.2 - Coeficiente de Poisson e Espessuras	124
5.3.2.1 - Revestimentos Asfálticos	124
5.3.2.2 - Camadas Tratadas com Cimento	125
5.3.2.3 - Materiais Granulares	125
5.4 - Conclusões de Comentários Finais do Capítulo 5	125
 6 - ANÁLISE ESTATÍSTICA: EXPERIMENTOS FATORIAIS	 135
6.1 - Introdução	135
6.2 - O Processo de Aquisição de Novos Conhecimentos	136
6.3 - Planejamento dos Experimentos	137
6.4 - Experimentos Fatoriais	141
6.4.1 - Introdução	141
6.4.2 - Testes de Significância	155
6.4.3 - Cálculo das Variâncias	162
6.4.4 - Análise de Regressão	166
6.4.5 - Coeficiente de Determinação dos Modelos	170
6.4.6 - Comparação Entre Fatores de Tráfego	171
6.5 - Análise dos Resultados	182
6.5.1 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos	182
6.5.2 - Distribuição da Pressão de Contato Pneu-Pavimento	183

6.5.3 - Pressão de Enchimento dos Pneus	183
6.5.4 - Carga por Eixo	184
6.5.5 - Respostas Estruturais	186
6.5.6 - Programas: ELSYM5 vs. ILLI-PAVE	186
7 - IMPACTOS ECONÔMICOS DOS FATORES DE TRÁFEGO:	
APLICAÇÃO DO MODELO HDM - III	188
7.1 - Introdução	188
7.2 - Métodos para a Gerência de Pavimentos	189
7.2.1 - Introdução	189
7.2.2 - Necessidade da Gerência de Pavimentos	189
7.2.3 - O Desenvolvimento do Modelo HDM-III	192
7.2.4 - Estrutura e Potencialidades do Modelo HDM-III	195
7.2.5 - Limitações do HDM-III	202
7.2.6. - Aplicações à Gerência de Pavimentos	202
7.3 - Quantificação dos Impactos Econômicos dos Fatores de Tráfego	206
7.3.1 - Introdução	206
7.3.2 - Fatores Analisados - Arquivos de Entradas de Dados	209
7.4 - Resultados	212
7.4.1 - Carga por Eixo	216
7.4.2 - Tipo de Veículo Rodoviário de Carga	217
7.4.3 - Pressão de Enchimento dos Pneus	217
7.4.4 - Tipo de Rodagem	218
7.5 - Análise dos Resultados	218
8 - CONCLUSÕES	223
8.1 - Introdução	223
8.2 - Carga por Eixo e Sobrecarga	224
8.3 - Rodagem Simples: Pneus Extralargos	225
8.4 - Pressão de Enchimento dos Pneus	226
8.5 - Veículos Combinados Longos	227
8.6 - Comentários Finais e Sugestões	228
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	230
LISTA DE FIGURAS	245

LISTA DE QUADROS	250
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	253
LISTA DE SÍMBOLOS	255
ANEXO A	256
ANEXO B	267
ANEXO C	278
ANEXO D	282
ANEXO E	290

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

As cargas repetidas aplicadas pelos veículos rodoviários são a principal causa da deterioração dos pavimentos, que devem ser periodicamente mantidos, recapados ou mesmo reconstruídos. A análise da interação veículo-pavimento é dificultada porque os caminhões não acarretam danos iguais a cada passagem, em virtude da heterogeneidade de tipo de veículo, carga por eixo, frequência e número de solicitações, número, tipo e localização dos eixos, tipo de suspensão, tipo de rodagem, tipo e pressão de enchimento dos pneus, velocidade (tempo de aplicação da carga), ponto de aplicação de carga (variação lateral da trajetória dos veículos) etc. Além disso, a deterioração dos pavimentos também é influenciada pelas propriedades dos materiais constituintes das camadas, pelas condições operacionais do tráfego e por fatores ambientais.

Com a evolução tecnológica da modalidade rodoviária, mudanças significativas têm ocorrido nos últimos anos, cujos efeitos não mais devem ser avaliados por métodos empíricos, desenvolvidos há mais de 30 anos: novas configurações de veículos de carga (veículos combinados longos - VCLs, com duas ou mais articulações), novos tipos de suspensão (suspensão pneumática), novos tipos de eixo (tandem triplo); novos tipos de pneu e de rodagem (pneus radiais, em substituição aos pneus diagonais, e pneus extralargos, em substituição às rodas duplas, capazes de suportar maiores pressões de enchimento e cargas mais elevadas), sem contar que os volumes de tráfego atuais são em muito superiores aos que vigoravam há trinta anos.

Este trabalho analisa a mesma questão que motivou a realização da pesquisa rodoviária na pista experimental da AASHO, atual *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), conhecida como *AASHO Road Test* (HRB - 1962 e IRICK e A.R.E. - 1989): qual o efeito do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos? Apresenta, no entanto, duas diferenças: consiste em uma investigação basicamente teórica e considera muitos outros fatores relacionados aos veículos rodoviários de carga, aos eixos, aos pneus e às suspensões, definidos neste trabalho como *fatores de tráfego*, e não apenas a carga por eixo e o tipo de eixo.

Neste trabalho estuda-se a interação veículo-pavimento, fundamental para o desenvolvimento de métodos de dimensionamento de pavimentos e de sistemas de gerência da malha rodoviária. O conhecimento dos efeitos dos *fatores de tráfego* sobre o desempenho dos pavimentos também pode contribuir para o aperfeiçoamento da regulamentação técnica do tráfego de caminhões e para uma justa alocação de custos aos usuários das rodovias, proporcional aos custos associados ao consumo da vida útil dos pavimentos.

Conforme salientado por HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994), com os grandes investimentos que são feitos para a construção e manutenção dos pavimentos, mesmo melhoramentos marginais na maneira como eles são gerenciados ou na tecnologia envolvida podem resultar em grande economia em termos absolutos. MONISMITH (1992) mostra, com números da realidade americana, a importância de estudos sobre os efeitos do tráfego (cargas por eixo, pressão de enchimento dos pneus, configurações de eixo e de rodagem, tipos de suspensão etc): com gastos anuais só em misturas asfálticas da ordem de 10 bilhões de dólares, pesquisas orçadas em 50 milhões de dólares poderiam ser pagas em 6 meses caso resultassem em redução de custos da ordem de apenas 1%.

1.2 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO: MÉTODO UTILIZADO

Os principais fatores de tráfego são apresentados e discutidos no Capítulo 2: tipo de veículo, peso bruto total combinado (PBTC), carga por eixo, tipo de eixo (incluindo espaçamento entre eixos e distribuição desigual de carga entre eixos de um mesmo grupo), tipo de rodagem e de pneu, pressão de enchimento dos pneus e sua distribuição na superfície de contato, variação lateral da trajetória dos veículos, manobras (curvas, aceleração e frenagem), velocidade, tipo de suspensão, cargas dinâmicas e fatores relacionados aos pavimentos e ao meio ambiente.

O conhecimento dos efeitos cumulativos das solicitações do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos constitui a base dos métodos de dimensionamento e dos sistemas de gerência de pavimentos. É fundamental, também, para a regulamentação técnica da modalidade rodoviária e a alocação de responsabilidades sobre os custos de manutenção e restauração de pavimentos. No Capítulo 3 analisa-se o conceito de equivalência de cargas, utilizado como parâmetro para a quantificação dos efeitos de diversos fatores de tráfego.

Um pavimento pode deteriorar-se segundo diferentes mecanismos. Neste trabalho, são consideradas apenas as formas de deterioração associadas ao comprometimento estrutural, resultantes da repetição de solicitações impostas pelos veículos. No Capítulo 4 discutem-se as formas de deterioração estrutural dos pavimentos e apresentam-se os principais modelos empírico-mecanísticos utilizados para previsão da evolução das trincas por fadiga do revestimento asfáltico, da deformação permanente nas trilhas das rodas e das trincas por fadiga das camadas tratadas com cimento.

No Capítulo 5 são discutidas as hipóteses em que se baseiam as análises estruturais dos pavimentos. Analisam-se os programas computacionais e os modelos utilizados para descrever o comportamento mecânico dos materiais empregados em pavimentação. Apresentam-se também as oito estruturas adotadas para a avaliação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos.

Desenvolve-se, no Capítulo 6, uma programação fatorial de simulações determinísticas, utilizando-se os programas ELSYM5 (análises elástico-lineares) e ILLI-PAVE (análises elástico-não-lineares) para cálculo de respostas estruturais de oito estruturas de pavimento. As respostas consideradas relacionam-se a diferentes mecanismos de deterioração, permitindo a determinação de Fatores de Equivalência de Cargas empírico-mecanísticos em função dos seguintes *fatores de tráfego*: carga por eixo, pressão de enchimento dos pneus, distribuição da pressão de contato pneu-pavimento, tipo de pneu e tipo de rodagem. Discutem-se os fatores significativos, segundo a análise estatística efetuada, sendo os resultados apresentados na forma de equações, gráficos e tabelas.

No Capítulo 7 são quantificados, mediante a utilização do programa para gerência de pavimentos HDM III e a consideração de diferentes estratégias de manutenção, os efeitos dos principais fatores de tráfego sobre a infra-estrutura e seus impactos econômicos sobre as diferentes parcelas de custos rodoviários (construção, manutenção e utilização). Apresentam-se os resultados das simulações e analisam-se maneiras de reduzir os custos da modalidade rodoviária com aumento de eficiência e sem causar danos adicionais à infra-estrutura.

Apresentam-se, no Capítulo 8, as conclusões do trabalho. Ressaltam-se suas potenciais utilizações e também as principais limitações identificadas. Sugerem-se, ao final, pesquisas necessárias para dar continuidade aos estudos desenvolvidos.

Neste capítulo introdutório também são discutidos assuntos não diretamente relacionados aos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos, mas para os quais os resultados deste trabalho poderão ser de grande utilidade.

1.3 - REGULAMENTAÇÃO TÉCNICA

Conforme salientado por LIMA (1988), a ação do Estado está direcionada para dois tipos de regulamentação: a *econômica* e a *técnica*. A primeira reúne dispositivos que servem de instrumento para a determinação de preços e a divisão ou defesa de um determinado mercado, mediante exigências limitadoras da entrada de novas empresas, fixação de tarifas, concessão de rotas, monopólios sobre produtos, frequência de serviços etc. A segunda consiste de dispositivos necessários para a proteção da infra-estrutura viária (controle de sobrecargas) e para a garantia da segurança do tráfego e ambiental (controle de dimensões, relação peso-potência, cargas perigosas etc).

O GEIPOT (1980), em trabalho que avalia a conveniência da regulamentação do transporte rodoviário de cargas no Brasil, responsável por cerca de 70% das toneladas-quilômetro transportadas no país, conclui que a teoria econômica, utilizada como ferramenta em seu estudo, bem como a experiência acumulada em muitos países, apoiam apenas a regulamentação técnica.

Os métodos de dimensionamento de pavimentos e as normas que regulamentam tecnicamente o transporte rodoviário no Brasil consideram os efeitos do tráfego apenas em termos de peso bruto total combinado (PBTC), cargas por eixo e tipo de eixo. Os tipos de eixo normalmente utilizados no Brasil, com os respectivos limites legais estabelecidos pelo Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN), são:

- eixos simples, rodas simples: 60 kN;
- eixos simples, rodas duplas: 100 kN;
- eixos em tandem duplo: 170 kN;
- eixos em tandem triplo: 255 kN.

Conforme mostram os resultados das análises efetuadas no Capítulo 6 deste trabalho, outros fatores de tráfego também afetam significativamente o desempenho dos pavimentos e, portanto, deveriam não só ser considerados pelos métodos de dimensionamento e pelos sistemas de gerência de pavimentos, como também deveriam ser objeto de regulamentação técnica.

1.4 - SOBRECARGA E FISCALIZAÇÃO

A vida em serviço dos pavimentos pode ser prolongada mediante a devida consideração e controle das cargas impostas pelo tráfego. Mas essa não é uma tarefa simples. Mesmo nos Estados Unidos, onde a coleta de dados e a fiscalização são práticas correntes e as punições para os delitos em geral são muito mais rigorosas do que no Brasil, em torno de 20% de todos os veículos de carga que operam nas suas rodovias interestaduais apresentam excesso de carga por eixo, segundo TERREL e BELL (1987). BARROS (1984) estima que somente uma em 400 violações são detectadas na maioria dos estados americanos e que os custos provocados por veículos sobrecarregados, somente no sistema interestadual dos Estados Unidos, são da ordem de 1 bilhão de dólares por ano.

No Brasil, onde a modalidade rodoviária tem maior importância relativa, a fiscalização apresenta sérios problemas, que vão do número insuficiente de patrulheiros até carências materiais (combustível para as viaturas, equipamentos para averiguação dos veículos etc), passando pelo número irrisório de postos para controlar uma rede viária com extensão total de cerca de 1,5 milhões de quilômetros, dos quais aproximadamente 10% são pavimentados, e uma frota de veículos da ordem de 13.500.000 unidades, responsável pela circulação de 70% do transporte de carga e 95% do transporte de passageiros de todo o país e que, em termos percentuais, apresenta a seguinte distribuição: 90% de automóveis; 9% de caminhões e 1% de ônibus (Estatística: Associação Brasileira de Departamentos de Estradas de Rodagem, ABDER, 1990, apud DER-MG - 1991).

Na maior pesquisa rodoviária realizada até hoje no Brasil, que foi a Pesquisa sobre o Interrelacionamento dos Custos Rodoviários (*PICR*), desenvolvida de 1976 a 1981, sob o patrocínio do governo brasileiro (representado pela Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes, GEIPOT) e do Banco Mundial, foram levantados os seguintes dados sobre a questão da sobrecarga:

- eixos dianteiros (eixos simples com rodas simples): 3% dos eixos sobrecarregados, sendo o valor da sobrecarga, em peso, da ordem de 5% do limite legal de 60 kN (3 kN). A razão provável para os valores observados é que os motoristas de caminhão evitam sobrecarregar o eixo dianteiro para facilitar a dirigibilidade do veículo;
- eixos simples com rodas duplas: sobrecarga em 25% dos eixos observados, com o valor em peso médio de 20% (20 kN);
- tandem duplo: 15% dos eixos sobrecarregados, sendo a sobrecarga média igual a 50% do limite legal (85 kN);
- tandem triplo: 30% dos eixos sobrecarregados, sendo o valor médio da sobrecarga, em peso, de 45% (115 kN).

As penalidades para os veículos com excesso de carga são pequenas quando comparadas com as vantagens econômicas para o transportador, compensando o risco da infração. As multas aplicadas aos infratores são insuficientes para cobrir os custos da deterioração causada aos pavimentos e a probabilidade de um veículo sobrecarregado escapar da fiscalização é enorme. Além disso, os operadores brasileiros que são pegos infringindo a lei ainda conseguem deixar de pagar as multas em razão de falhas nos sistemas administrativo e judicial que tratam da detecção e punição dos infratores.

Sem dúvida, há necessidade, no Brasil, de um programa eficaz de fiscalização de pesos e dimensões dos veículos rodoviários de carga. Mas há, também, a necessidade de estudos, como os desenvolvidos no Capítulo 7 deste trabalho, sobre os impactos econômicos que a sobrecarga e os fatores de tráfego em geral acarretam à economia do país. Esses estudos devem ser capazes de fornecer subsídios às urgentes reformas por que devem passar as regulamentações técnicas e as sistemáticas de taxaço e alocação de custos e, principalmente, de sensibilizar os órgãos regulamentadores e fiscalizadores para a gravidade da situação, que só terá solução se forem seguidos os preceitos ditados pela técnica.

1.5 - TAXAÇÃO E ALOCAÇÃO DE CUSTOS RODOVIÁRIOS

Um exemplo de taxação rodoviária, apresentado no AASHTO QUATERLY (1991), refere-se ao sistema adotado no Estado do Oregon. Tem por princípios:

- os usuários devem pagar pelo sistema viário ("quem não tem carro não paga");
- os usuários devem ser cobrados proporcionalmente aos custos pelos quais eles são responsáveis ("os custos de manutenção e restauração são alocados a quem deteriora os pavimentos");
- as taxas e impostos rodoviários devem ser usados para a construção, operação e manutenção das rodovias.

Para aplicação desses três princípios, três taxas são cobradas:

- taxa de registro dos veículos: relacionada aos custos fixos, não associados à utilização do sistema de rodovias;
- taxa incluída no preço dos combustíveis (20%): relacionada aos custos por quilometragem percorrida;
- taxa em função da tonelada-quilômetro transportada: os operadores de veículos rodoviários de carga pagam essa taxa com base no número de eixos utilizados para transportar a carga. Para um dado peso bruto, os operadores pagam uma taxa menor caso eles adicionem eixos aos veículos (exatamente o contrário do que se observa no Brasil, onde veículos com um maior número de eixos pagam mais), numa extensão do conceito *tonelada-quilômetro* para o conceito *FEC-quilômetro*, uma vez que são as cargas por eixo, e não o PBTC, que se relacionam diretamente com a deterioração dos pavimentos.

Outra razão para os estudos dos efeitos dos fatores do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos é que eles são indispensáveis para uma alocação de custos rodoviários justa, respeitando o princípio da *equidade*, segundo o qual os custos devem ser distribuídos aos usuários com base nos custos totais que eles causam ao utilizar as rodovias. Duas das principais teorias de alocação de custos em rodovias, a *teoria do custo incremental* e a *teoria do consumo de vida útil*, são apresentadas de forma resumida a seguir.

1.5.1 - MÉTODO INCREMENTAL

É o método mais comum entre os estados e governos locais nos Estados Unidos. Segundo este método (FHWA - 1982), todos os usuários dividem o custo para prover as instalações básicas, enquanto que os veículos que causam a necessidade de melhorias ou restaurações são os responsáveis pelo custo adicional.

As etapas do *método incremental* de alocação de custos são:

- inicialmente, o pavimento é dimensionado para o tráfego apenas dos automóveis, durante uma vida em serviço de 20 anos, sendo o custo correspondente (C_1) alocado entre os usuários dos veículos leves (automóveis);
- numa etapa seguinte, o pavimento é redimensionado para a mesma vida útil de 20 anos, só que levando em conta agora o tráfego de automóveis e de caminhões leves. O custo obtido (C_2) menos o custo alocado aos automóveis (C_1) é igual à parcela alocada aos caminhões leves;
- sucessivamente, todas as categorias têm a parcela de custo determinada com base no incremento de custo que acarretam no dimensionamento de um pavimento.

O método atualmente utilizado pelo Federal Highway Administration (FHWA, equivalente ao Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, DNER) distribui o custo para se prover uma espessura mínima entre todos os usuários considerando também as distâncias percorridas. O custo das espessuras adicionais é alocado para todas as classes de veículos, proporcionalmente às distâncias percorridas e aos Fatores de Equivalência de Cargas (FEC) de cada classe.

1.5.2 - TEORIA DO CONSUMO DE VIDA ÚTIL

É utilizada quando os pavimentos atingem o final da vida em serviço e são necessárias reconstruções. Segundo esta teoria, todos os custos associados à manutenção, reparos e reconstrução devem ser alocados às categorias de tráfego que os originaram. Embora simples de ser enunciada, é de difícil aplicação, em razão das múltiplas causas da deterioração de um pavimento (tráfego mais fatores ambientais). Porém, caso seja admitido que toda a deterioração causada aos pavimentos deve-se ao tráfego, conforme estabelecido no Método da AASHTO (1986), pode ser utilizado o conceito de equivalência de cargas e os modelos desenvolvidos neste trabalho.

1.6 - COLETA SISTEMATIZADA DE DADOS DO TRÁFEGO

A coleta de dados a respeito das cargas e do volume de tráfego são indispensáveis para qualquer estudo racional sobre os pavimentos. Sem o conhecimento da situação existente e da projeção da situação futura é impossível otimizar a modalidade rodoviária.

KENT e ROBEY (1981) descrevem como é realizado o estudo de dimensões e pesos dos veículos rodoviários de carga nos Estados Unidos. O FHWA e os organismos rodoviários estaduais realizam um levantamento anual dos veículos rodoviários. Os dados são coletados pelos estados geralmente durante os meses de verão, em mais de 600 localidades espalhadas pelos Estados Unidos. Os veículos são contados e classificados, sendo que dos caminhões é registrada a configuração dos eixos. De uma amostra representativa dos caminhões são obtidos o peso bruto total combinado (PBTC) e os pesos por eixo. Por ano, mais de 10 milhões de veículos são contados e classificados e mais de 200.000 caminhões são pesados.

Um bom exemplo de programa de pesagem de caminhões é o do Estado do Texas, nos Estados Unidos, em operação desde 1936, e que tem sofrido inúmeras alterações ao longo do tempo (a mais recente com a implantação maciça de sistemas de pesagem em movimento), todas no sentido de aperfeiçoar o nível das informações coletadas.

Os sistemas de pesagem em movimento atualmente disponíveis permitem a obtenção de todas as informações básicas relativas ao tráfego e deveriam ter sua instalação incentivada na malha viária brasileira, pois o retorno que propiciam compensa, com folgas e a curto prazo, os investimentos necessários. Segundo LEE, IZADMEHR e MACHEMEHL (1985), os sistemas de pesagem em movimento fornecem os dados necessários para decisões a nível de planejamento, projeto, operação e manutenção de rodovias, uma vez que são capazes de coletar as seguintes informações: volume de tráfego, identificação do tipo de veículo, identificação, contagem e espaçamento entre eixos, velocidade, carga total (PBTC), cargas por eixos e comprimento.

CAPÍTULO 2

FATORES DE TRÁFEGO

2.1 - INTRODUÇÃO

Tem-se por objetivo estudar a interação veículo-via, de modo a determinar os efeitos de diversos *fatores de tráfego* sobre o desempenho dos pavimentos. Foge ao escopo deste trabalho analisar em detalhes aspectos relacionados apenas aos fatores climáticos ou aos materiais de pavimentação, às técnicas construtivas e às estratégias de manutenção dos pavimentos.

Analisa-se, neste capítulo, os efeitos isolados de fatores de tráfego capazes de afetar o desempenho dos pavimentos. Destaca-se, inicialmente, a grande importância das cargas por eixo e discutem-se as vantagens e limitações dos Veículos Combinados Longos (VCLs). Apresentam-se os tipos de eixo utilizados e as implicações do espaçamento entre eixos e da distribuição desigual de carga entre eixos de um mesmo grupo.

Discutem-se aspectos técnicos e econômicos da utilização de diferentes tipos de pneu e de rodagem, particularmente a substituição das rodas duplas convencionais pelos pneus extralargos. Apresentam-se evidências sobre as implicações da pressão de enchimento dos pneus e da distribuição da pressão de contato pneu-pavimento sobre o desempenho dos pavimentos. Resultados de trabalhos teóricos e experimentais sobre a distribuição da pressão de contato são analisados e adaptados de forma a permitir a avaliação quantitativa deste fator de tráfego.

São analisadas as implicações da variação lateral da trajetória dos veículos, das manobras (aceleração, frenagem e curvas) e de aspectos relacionados aos pavimentos e aos agentes climáticos. Por último, discutem-se os fatores velocidade, tipo de suspensão e cargas dinâmicas.

Para uma avaliação mais precisa dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos, que inclua também as interações entre os fatores, aqueles julgados mais importantes e passíveis de serem considerados pelos modelos estruturais disponíveis serão analisados pela programação fatorial desenvolvida no Capítulo 6.

2.2 - PESO BRUTO TOTAL COMBINADO: VCLs

O que causa a deterioração dos pavimentos é a carga por eixo, não havendo relação direta entre o peso bruto total combinado (PBTC) e o desempenho dos pavimentos. Veículos pesados podem ser pouco danosos aos pavimentos, desde que a carga total seja distribuída por um número suficiente de eixos. Quanto à deterioração dos pavimentos, portanto, não há qualquer impedimento aos Veículos Combinados Longos (VCLs), muito utilizados em países com dimensões continentais como a Austrália, o Canadá e os Estados Unidos em razão da grande eficiência energética, particularmente em regiões com topografia favorável.

A consideração simultânea dos dois conceitos, "menor deterioração dos pavimentos quanto maior o número de eixos" e "maior eficiência energética quanto maior a composição rodoviária de carga", é a base da *Proposta Turner* (TRB - 1990), apresentada pelo engenheiro Francis Turner, ex-diretor do FHWA, defendendo a utilização de veículos com elevado PBTC e baixa carga por eixo.

No Brasil, FABBRI, FERNANDES, JR., SÓRIA e WIDMER (1989) desenvolveram um estudo que mostra que os VCLs não necessariamente acarretam maior deterioração aos pavimentos. Nesse estudo, compararam veículos rodoviários de carga convencionais e especiais (VCLs), mediante determinação dos *efeitos destrutivos* aos pavimentos causados por diferentes composições quando do transporte de uma unidade de carga útil.

Foram considerados Fatores de Equivalência de Cargas dos métodos de dimensionamento do DNER e da AASHTO, sendo utilizados, para efeito de simplificação, apenas os pesos legais estabelecidos pelo CONTRAN. Os valores de lotação de cada uma das configurações foram obtidos de catálogos de fabricantes de carrocerias, admitindo-se sempre o transporte de granel sólido de alta densidade (soja, por exemplo). Para a quantificação do *efeito destrutivo* de cada composição e posterior comparação dos danos causados pela passagem de veículos com configurações distintas de eixos, foi definido o *Fator de Destruição (FD)*, igual à soma dos Fatores de Equivalência de Cargas (FEC) de todos os eixos do veículo dividida pela lotação (L):

$$FD = \sum FEC / L \quad (2.1)$$

Os resultados são apresentados na Figura 2.1. A principal conclusão obtida foi que, independentemente do método de cálculo dos Fatores de Equivalência de Cargas (AASHTO ou DNER), as composições especiais (VCLs) ocupam posições intermediárias na classificação segundo o Fator de Destruição e, portanto, não são piores nem melhores que as convencionais sob o ponto de vista da deterioração dos pavimentos.

2.3 - CARGA POR EIXO

A carga por eixo, independentemente dos fatores ambientais, do comportamento estrutural dos pavimentos e da ação combinada de outros fatores de tráfego, é a que mais afeta a deterioração dos pavimentos. Pode, muitas vezes, não ser o único fator significativo, mas tem que ser considerada, sempre, quando se tratar dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos.

Há uma relação exponencial entre as cargas por eixo e a deterioração dos pavimentos. Como os resultados do *AASHTO Road Test* indicaram um valor próximo a 4 para esse expoente, passou-se a utilizar a expressão "lei da quarta potência" para representar os efeitos relativos de diferentes cargas por eixo sobre o desempenho dos pavimentos. O mais importante, porém, é que independentemente do valor desse expoente, que normalmente varia entre 3 e 6, pode-se afirmar que há considerável aumento de deterioração dos pavimentos quando ocorrem acréscimos nas cargas por eixo.

A quantificação do dano causado pelas cargas por eixo pode ser feita sob condição de carregamento estático, uma vez que os efeitos dinâmicos sobre o desempenho dos pavimentos dependem apenas da velocidade, da irregularidade longitudinal dos pavimentos e do sistema de suspensão (GILLESPIE et al. - 1992). O estudo da carga por eixo e de outros fatores de tráfego sob condição de carregamento estático não significa que as cargas estejam paradas, e sim que as cargas se movem e têm sua magnitude mantida constante e igual ao valor na condição estática, como se os veículos trafegassem sobre uma superfície perfeitamente lisa. Dessa forma, simplifica-se o entendimento dos mecanismos de deterioração dos pavimentos e não se compromete a consideração do importante fator *tempo de aplicação de carga*, associado apenas à velocidade.

**VEÍCULOS QUE TRAFEGAM NORMALMENTE
NAS RODOVIAS BRASILEIRAS**

**CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO
FATOR DE DESTRUIÇÃO:
AASHTO DNER**

(Veículos com no Máximo uma Articulação)

1º 6º

6º 4º

3º 2º

4º 5º

**VEÍCULOS QUE TRAFEGAM COM PERMISSÃO
ESPECIAL NAS RODOVIAS BRASILEIRAS**

**CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO
FATOR DE DESTRUIÇÃO:
AASHTO DNER**

(Veículos com Duas ou Mais Articulações)

5º 1º

2º 3º

Figura 2.1 - Classificação dos Veículos Convencionais e Especiais, segundo o Fator de Destruição dos Pavimentos (modificado de FABBRI, FERNANDES, JR., SÓRIA e WIDMER - 1989).

2.4 - TIPO DE EIXO

Os quatro tipos de eixo normalmente utilizados pelos veículos de carga que trafegam nas rodovias brasileiras (eixo simples com rodas simples, eixo simples com rodas duplas, tandem duplo e tandem triplo) são apresentados na Figura 2.2.

Quando do *AASHO Road Test*, há mais de 30 anos, não se utilizava o tandem triplo, que até hoje tem sua utilização, em muitos países, limitada à mesma carga por eixo do tandem duplo. No Brasil, no entanto, o tandem triplo vem sendo cada vez mais utilizado e, o que é mais crítico para os pavimentos, com carga por eixo muito acima do limite legal para o tandem duplo.

Figura 2.2 - Configurações dos Eixos de Veículos Rodoviários de Carga.

2.4.1 - DISTRIBUIÇÃO DE CARGA ENTRE EIXOS DE UM MESMO GRUPO

As suspensões dos eixos em tandem (duplo ou triplo) são projetadas para distribuir a carga estática total equitativamente entre os eixos do grupo. Na prática, porém, dificilmente os eixos de um tandem recebem parcelas iguais de carregamento. Normalmente, o problema é mais sério para os eixos em tandem triplo do que para os eixos em tandem duplo, pois, conforme explicam WANG e ANDERSON (1981), o tandem duplo é uma configuração fixa, enquanto o tandem triplo tem dois eixos fixos e um passível de ser levantado. Em sua grande maioria, os tandem triplos são tandem duplos modificados, com um eixo retrátil à frente ou atrás do tandem duplo.

MITCHELL (1987), em pesquisa desenvolvida na Inglaterra, observou que os eixos de um tandem triplo não apresentam cargas iguais. De uma maneira geral, o eixo menos carregado suporta de 60 a 70% da carga suportada pelo eixo mais carregado, sendo que em alguns casos esse valor pode atingir de 30 a 40%.

SOUTHGATE, DEEN e MAYES (1983) estudaram o acréscimo nos Fatores de Equivalência de Cargas em função da distribuição desigual de carga entre os eixos de um tandem. De todos os eixos em tandem que investigaram no Estado de Kentucky, apenas 10% apresentaram distribuição uniforme entre os dois eixos (o estudo se restringiu ao tandem duplo, uma vez que o tandem triplo, por ter limite de carga igual ao do tandem duplo, é pouco utilizado nos Estados Unidos). A análise teórica de diferentes cenários de distribuição de carga entre os eixos de um mesmo tandem chegou a indicar um acréscimo de até 40% na deterioração dos pavimentos.

Para caracterizar a eficiência dos sistemas de suspensão, SWEATMAN (1983) definiu o Coeficiente de Distribuição de Carga (*LSC*) igual à relação entre a carga por eixo medida e a carga estática total dividida pelo número de eixos do grupo. Um *LSC* igual a 1 significa uma perfeita distribuição de carga entre os eixos do grupo.

Em razão do crescimento exponencial da deterioração dos pavimentos com o acréscimo das cargas por eixo, quanto pior a distribuição de carga em um tandem maior a deterioração, pois a redução de deterioração do eixo menos carregado não é suficiente para compensar o acréscimo causado pelo eixo mais carregado. Por exemplo, *LSC* maiores que 1,10 implicam em acréscimos nos FEC superiores a 5%.

Para as suspensões de eixos em tandem, GILLESPIE et al. (1992) aceitam *LSC* de até 1,25. Assim, um tandem duplo com 170 kN ou um tandem triplo com 255 kN, limites legais em vigor no Brasil, podem apresentar um eixo com até 105 kN, quando este mesmo eixo deveria carregar 85 kN sob condição de distribuição equitativa de carga entre os eixos do grupo.

Sendo questionável a eficiência do sistema de distribuição de carga nos eixos em tandem (*balancim*), medidas regulamentadoras deveriam ser estudadas para a situação brasileira. Na Austrália, por exemplo, devem ser utilizadas suspensões equipadas com mecanismo comprovadamente eficaz para a distribuição de carga entre os eixos do grupo. No caso de veículos mais velhos, onde é impossível a instalação do sistema aprovado, a carga máxima permitida é reduzida (WOODROOFE - 1987).

2.4.2 - ESPAÇAMENTO ENTRE EIXOS DE UM MESMO GRUPO

A equação de deterioração do Método da AASHTO reconhece, implicitamente, que eixos colocados próximos causam menos dano do que quando colocados a uma maior distância. O dano causado por um tandem duplo de 160 kN ($FEC \approx 1,40$) é menor que o dano causado por duas passagens de um eixo simples de 80 kN ($FEC = 2$).

Diferentes espaçamentos entre eixos de um tandem, seja ele duplo ou triplo, são encontrados na literatura. Esses valores variam de 91,4 cm a 152,4 cm, sendo o espaçamento de 127 cm (50 polegadas) o mais utilizado (WANG e ANDERSON - 1981 e UZAN e WISEMAN - 1979). Mas, apesar da influência do espaçamento entre eixos, os métodos da AASHTO e do DNER tratam todas as configurações em tandem da mesma maneira, o que pode acarretar erros significativos.

Para GILLESPIE et al. (1992), não há maiores problemas em se ignorar os espaçamentos entre eixos quando de análises estáticas, pois não chega a haver significativa superposição de efeitos. Associado à velocidade, no entanto, o espaçamento entre eixos pode afetar as respostas estruturais de eixos em tandem. Os picos de deflexões superficiais, por exemplo, aumentam significativamente com o aumento da velocidade, porque o tempo de recuperação estrutural entre as passagens dos eixos diminui (Figura 2.3).

Figura 2.3 - Picos de Deflexão com a Passagem de um Tandem Triplo - CHRISTISON (1986).

Nos Estados Unidos e Canadá, de uma maneira geral, os limites admissíveis para os eixos em tandem são determinados em função de análise dos impactos sobre as pontes ("Bridge Formula"), enquanto que o limite para os eixos simples é fixado com base nos efeitos sobre os pavimentos. HAJEK e AGARWAL (1990), por exemplo, analisam os limites legais da província de Ontário, que regula o peso máximo admissível dos eixos em tandem em função do tipo e do espaçamento entre eixos.

2.5 - TIPO DE PNEU

Os pneus suportam, impulsionam e controlam os veículos rodoviários por intermédio das forças que se desenvolvem na interface pneu-pavimento. Cumprem as seguintes funções:

- suportam as cargas que atuam nos eixos;
- distribuem as cargas verticais dos veículos sobre uma superfície de contato relativamente pequena, diminuindo o atrito e minimizando a resistência de rolamento;
- fazem parte do sistema de suspensão dos veículos, ajudando a aumentar o conforto das viagens e a reduzir a deterioração dos pavimentos;
- transmitem aos pavimentos as forças horizontais que se desenvolvem quando da tração, frenagem e mudança de trajetória dos veículos.

As partes mais importantes que compõem um pneu são apresentadas na Figura 2.4. Normalmente, os pneus dos automóveis são feitos com borracha sintética, enquanto que os pneus de caminhões são produzidos com borracha natural.

Dois tipos de pneus são utilizados: o *diagonal* (Figura 2.5) e o *radial* (Figura 2.6). Os pneus diagonais têm sido utilizados desde o início da indústria automotiva, mas, com a evolução tecnológica dos pneus (utilização de materiais mais resistentes e otimização do projeto estrutural), vêm sendo substituídos, desde a década de 70, pelos pneus radiais, capazes de suportar maiores cargas e maiores pressões de enchimento.

Figura 2.4 - Partes que Compõem um Pneu - Figura Reproduzida de Catálogo de Fabricante (PIRELLI).

PNEU DIAGONAL

Figura 2.5 - Detalhe do Arranjo das Lonas de um Pneu Diagonal - Figura Reproduzida de Catálogo de Fabricante (PIRELLI).

PNEU RADIAL

Figura 2.6 - Detalhe do Arranjo das Lonas e Presença de Cintas em um Pneu Radial - Figura Reproduzida de Catálogo de Fabricante (PIRELLI).

ELLIOTT, SELVAM e MUN (1991) apresentam dados sobre o crescimento da utilização dos pneus radiais nos Estados Unidos: em 1979, representavam menos de 20% do total de pneus de caminhões, atingindo, em 1988, a marca de 80%. Da comparação dos dois tipos de pneus, tem-se que os radiais apresentam menor desgaste, maior durabilidade, maior economia de combustível, melhor estabilidade, dirigibilidade e controle, mesma facilidade de manutenção e maior custo de aquisição.

Outro tipo de pneu que vem ganhando popularidade junto à indústria de transportes é o *pneu extralargo*, também conhecido como *supersingle* ou *wide-single*. O extralargo pode ser usado nos eixos dianteiros ou em substituição às rodas duplas convencionais. ELLIOTT, SELVAM e MUN (1991) comparam o desempenho dos pneus extralargos com o das rodas duplas convencionais: resultam em maior carga paga (menor tara), maior facilidade de manutenção, menor custo (em relação aos dois pneus convencionais), economia de combustível (menor resistência de rolamento), menor desgaste e menor durabilidade.

A aparente contradição entre menor desgaste e menor durabilidade pode ser explicada pelo fato de que esse tipo de pneu estoura mais freqüentemente, em razão do aquecimento excessivo causado pela limitação da pressão de enchimento nos Estados Unidos. Na Europa, onde a pressão de enchimento média é da ordem de 985 kPa (140 psi), tem-se menor desgaste e maior durabilidade.

Os pneus representam o segundo item mais importante dos custos de operação de uma frota de veículos rodoviários de carga, só perdendo para os gastos com combustíveis. Segundo BUTLER (1987), para minimização dos custos relacionados aos pneus, os operadores devem adotar a pressão de enchimento recomendada pelos fabricantes, pois pressões de enchimento inadequadas, para mais ou para menos, são responsáveis por grande parcela dos gastos com manutenção dos pneus e dos veículos.

Pneus que trafegam com pressões de enchimento acima da recomendada são mais rígidos e, portanto, não absorvem os impactos apropriadamente, comprometendo o sistema de suspensão. A vida útil dos pneus também é comprometida pelo uso de pressões acima da recomendada, em razão do desgaste acentuado e irregular, que reduz a possibilidade de recauchutagem.

Por outro lado, pneus que trafegam com pressões abaixo da recomendada aumentam a resistência de rolamento e, conseqüentemente, o consumo de combustível. A flexão acentuada dos pneus produz aquecimento excessivo, que pode resultar na separação das lonas e comprometer a possibilidade de recauchutamento, sendo que um aquecimento contínuo pode culminar no estouro do pneu. No caso de rodas duplas, diferentes pressões de enchimento resultam em distribuição desigual de carga entre os pneus.

É com a utilização da pressão recomendada pelos fabricantes que se obtém, simultaneamente, economia de combustível, menor desgaste dos pneus e dos veículos e maior segurança em termos de hidroplanagem, frenagem e tração (BUTLER - 1987). Verifica-se, portanto, que do ponto de vista dos operadores não há razão que justifique a utilização de pressões de enchimento acima dos níveis recomendados pelos fabricantes. No item 2.7 deste capítulo, analisam-se as implicações da pressão de enchimento sobre o desempenho dos pavimentos, particularmente a associação entre sobrecarga nos eixos e pressões acima das recomendadas pelos fabricantes.

A importância do tipo de pneu para as análises de desempenho dos pavimentos está associada à pressão de enchimento que ele pode suportar e à distribuição da pressão na superfície de contato pneu-pavimento. A pressão de contato pneu-pavimento não é uniforme nem atua sobre uma superfície circular. Ao contrário, distribui-se irregularmente sobre uma superfície aproximadamente elíptica.

Analisada em detalhes no item 2.8, a distribuição da pressão de contato pneu-pavimento varia em função da rigidez do pneu, para a qual contribuem a rigidez da carcaça e das cintas e a pressão de enchimento. O conhecimento da distribuição da pressão de contato permite determinações mais precisas das respostas estruturais dos pavimentos e a comparação dos efeitos de diferentes tipos de pneu sobre o desempenho dos pavimentos.

Em termos de deterioração dos pavimentos, uma pequena desvantagem dos pneus radiais em relação aos diagonais é que eles reduzem as variações laterais das trajetórias das rodas, em razão da melhor estabilidade, dirigibilidade e controle, fazendo com que as solicitações repetidas se concentrem numa faixa mais estreita dos pavimentos.

2.6 - TIPO DE RODAGEM

Os tipos de rodagem atualmente utilizados em veículos rodoviários de carga são as rodas simples com pneus convencionais (diagonais e/ou radiais) nos eixos dianteiros e as rodas duplas com pneus convencionais nos demais eixos. Tem-se, também, as rodas simples com pneus extralargos, que podem ser utilizadas nos eixos direcionais ou em substituição às rodas duplas.

As rodas duplas, patenteadas em 1908, têm sido muito utilizadas desde então, em razão da menor capacidade de carga das rodas simples (HUHTALA - 1988). No entanto, com a evolução da tecnologia dos pneus ocorrida no final da década de 60, passou-se a considerar a possibilidade de utilização de eixos equipados com rodas simples, porém com pneus mais resistentes e com uma largura superior à dos pneus convencionais, para transportar as mesmas cargas suportadas pelas rodas duplas. Nascia, assim, o pneu extralargo, trazendo vantagens em termos de redução da tara e dos custos operacionais.

Resultado do "lobby" das empresas de transporte itinerante quando da primeira crise do petróleo em 1973, o pneu extralargo foi logo liberado para uso na Europa Ocidental. Como não foram realizados estudos prévios à sua liberação, os países que permitiram a substituição das rodas duplas por pneus extralargos passaram a enfrentar problemas de deterioração precoce dos pavimentos. Estudos teóricos, desenvolvidos posteriormente às evidências práticas, confirmaram ser o pneu extralargo mais prejudicial aos pavimentos (EISENMAN, 1979). Mas, dada a estrutura legal que rege o seu uso, tem sido crescente a adoção dos pneus extralargos pelos operadores europeus.

O *Special Report 227* do Transportation Research Board (TRB - 1990), que trata de assuntos relacionados ao aumento de produtividade da modalidade rodoviária e da redução da deterioração dos pavimentos, confirma que os pneus extralargos resultam em maior deterioração dos pavimentos, comentando não ser vantajosa a substituição das rodas duplas por pneus extralargos. De modo a preservar os pavimentos de sobrecargas e conseqüente deterioração precoce, muitos estados americanos regulamentam a carga por roda em função da largura do pneu, ficando a utilização dos pneus extralargos restrita praticamente aos eixos direcionais de veículos curtos (caminhões betoneira e de lixo), que apresentam dificuldades para atender aos limites legais de carga no eixo dianteiro (Figura 2.7).

Figura 2.7 - Eixo Dianteiro de Caminhão Betoneira Utilizando Pneus Extralargos
- Austin, Texas - 1993.

O Método da AASHTO, por ter combinado, quando do tratamento dos dados do *AASHTO Road Test*, os eixos dianteiros (rodas simples) com os eixos simples com rodas duplas, admite que os efeitos do eixo dianteiro podem ser determinados utilizando-se as tabelas de Fatores de Equivalência de Cargas desenvolvidas para as rodas duplas. No entanto, existem inúmeras evidências de que os eixos com rodas simples são muito mais danosos que as rodas duplas, quando carregando a mesma carga por eixo: para DEACON (1969), são 3 vezes mais danosos, enquanto que para TERREL e RIMSRITONG (1976) podem ser até 10 vezes mais danosos.

CHRISTISON et al. (1978) indicam que, para uma mesma carga por eixo, um pneu simples é de 7 a 10 vezes pior que as rodas duplas. Um relatório da *Organization for Economic Co-Operation and Development* (OECD - 1982) recomenda que, em relação às rodas duplas, os pneus extralargos sejam considerados 2,1 vezes mais danosos e que os eixos equipados com rodas simples convencionais sejam considerados 2,9 mais danosos. Com base em medidas de deformações em pavimentos asfálticos, HUHTALA (1988) relata que os pneus extralargos, quando carregando a mesma carga por eixo, são de 3,5 a 7 vezes mais danosos aos pavimentos que as rodas duplas.

GILLESPIE et al. (1992), reportando ensaios realizados pelo FHWA com um equipamento para aplicação acelerada de cargas (ALF), apresentam os seguintes resultados: considerando-se a forma de deterioração *trincas por fadiga do revestimento*, os pneus extralargos chegam a ser de 4 a 7 vezes mais danosos que as rodas duplas e, considerando-se a *deformação permanente nas trilhas das rodas*, os pneus extralargos são de 1,5 a 2 vezes mais danosos que as rodas duplas. GILLESPIE et al. (1992) também reportam que eixos dianteiros com pneus simples convencionais, carregando 55 kN, podem ser mais danosos que eixos com rodas duplas convencionais carregando 90 kN.

No Brasil, a Associação Nacional dos Fabricantes de Implementos Rodoviários (ANFIR), influenciada por fabricantes de produtos com tecnologia alemã, vem, há alguns anos, defendendo a introdução das rodas simples com pneus extralargos em substituição às rodas duplas convencionais. Numa tentativa de demonstrar que os pneus extralargos, quando equipados com suspensão pneumática, podem não ser tão danosos aos pavimentos e, dessa forma, conseguir a liberação do tráfego dos extralargos junto ao CONTRAN, a ANFIR patrocinou uma pesquisa com o objetivo de comparar os efeitos das cargas dinâmicas aplicadas por veículos equipados com rodas duplas e com pneus extralargos. Essa pesquisa, realizada pela Embraer - Divisão Equipamentos (EMBRAER - 1994), constou da comparação de um eixo em tandem triplo equipado com rodas duplas e suspensão em feixe de molas com um eixo em tandem triplo equipado com pneus extralargos e suspensão pneumática.

Entretanto o citado trabalho (EMBRAER - 1994, RT 2552-94001) não faz distinção entre a contribuição da suspensão e do tipo de rodagem sobre o efeito do conjunto suspensão-roda-pneu e os resultados apresentados estão em discordância com os de outros estudos experimentais sobre o efeito dos sistemas de suspensão no desempenho dos pavimentos (GILLESPIE et al. - 1992). Em virtude dessas constatações e com base nos excelentes dados levantados pela pesquisa da Embraer, procurou-se avaliar, com maior detalhe, não só o efeito nocivo do pneu extralargo, mas também a contribuição da utilização de suspensão pneumática (FERNANDES, JR., SÓRIA e WIDMER - 1994).

Na pesquisa experimental realizada pela Embraer, os eixos em tandem triplo foram carregados com 255 kN (limite legal em vigor no Brasil). As cargas dinâmicas foram medidas com extensômetros elétricos, mediante instrumentação de um dos eixos do tandem triplo, o que permitiu a determinação da resultante (carga estática mais efeito dinâmico) da força de contato pneu-pavimento quando do veículo em movimento. As leituras efetuadas por meio da instrumentação instalada nos veículos também permitiram a determinação do número de ciclos de aplicação de carga.

As análises efetuadas por FERNANDES, JR.; SÓRIA e WIDMER (1994) do RT 2552-94001 (EMBRAER - 1994) confirmaram os resultados obtidos por AKRAM, SCULLION, SMITH e FERNANDO (1992), SMITH (1991) e HUHTALA e PIHLAJAMAKI (1990), no sentido de que os pneus extralargos acarretam maior dano aos pavimentos do que as rodas duplas convencionais, quando carregando uma mesma carga por eixo, sendo esse fator da ordem do dobro. Além disso demonstra-se ser falsa uma hipótese simplificadora (consideração apenas dos histogramas de máximos do fator dinâmico e não toda a curva *carregamento versus tempo*) adotada no RT 2552-94001 e mostra-se que a suspensão pneumática é capaz de reduzir a deterioração dos pavimentos, mas numa magnitude insuficiente para justificar a liberação do tráfego de pneus extralargos e suspensão pneumática com carga por eixo próxima à permitida para os eixos equipados com rodas duplas, conforme pleiteado pela ANFIR.

O exemplo dos Estados Unidos, que têm utilizado os pneus extralargos nos eixos direcionais de veículos que apresentam problemas de distribuição de carga e sobrecarregam os pavimentos, e a alternativa apresentada pela ANFIR, no sentido de utilização dos pneus extralargos em combinação com suspensões pneumáticas, mostram claramente que os pneus extralargos podem e devem ser utilizados pelos operadores brasileiros. Apenas devem ser estabelecidos critérios técnicos para evitar a deterioração acelerada dos pavimentos, semelhante à ocorrida nos países europeus (VERSTRAETEN - 1994). Nesse sentido, uma alternativa interessante, que poderia ser considerada pelo CONTRAN, é o incentivo à utilização de suspensão pneumática em combinação com as rodas duplas convencionais e o uso de pneus extralargos nos eixos dianteiros com mais de 50 kN e menos de 70 kN.

2.7 - PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS

Durante o *AASHO Road Test*, as pressões de enchimento dos pneus utilizadas variaram entre 528 e 563 kPa (75 e 80 psi). Com o advento dos pneus radiais, houve significativo acréscimo na pressão dos pneus. Atualmente, a pressão de enchimento média nos Estados Unidos situa-se entre 703 e 738 kPa (100 e 105 psi). Na Europa, os pneus extralargos trafegam com uma pressão de enchimento da ordem de 985 kPa (140 psi). No Brasil, embora sejam poucas as informações publicadas a respeito, pode-se admitir que a pressão de enchimento média é da ordem de 844 kPa ou 120 psi (REIS e GELLI - 1994).

MIDDLETON, ROBERTS e CHIRA-CHAVALA (1986) realizaram uma pesquisa de campo sobre o aumento da pressão de enchimento dos pneus no Estado do Texas, pois estavam preocupados com as evidências de que acréscimos na pressão dos pneus poderiam resultar em aparecimento precoce de trincas por fadiga e em maiores deformações permanentes nas trilhas das rodas. Investigaram 1.486 caminhões, encontrando diferença significativa entre os dois tipos de pneus: pneus diagonais com pressão de enchimento média igual a 598 kPa (85 psi) e pneus radiais com pressão de enchimento média igual a 738 kPa (105 psi), Figura 2.8. KIM e BELL (1988), em pesquisa realizada no Estado do Oregon, constataram que 87% dos pneus eram radiais e que eles trafegavam com uma pressão média de 717 kPa (102 psi), contra uma pressão média de 577 kPa (82 psi) dos pneus diagonais.

Figura 2.8 - Distribuição de Frequência Acumulada da Pressão de Enchimento dos Pneus no Estado do Texas (MIDDLETON, ROBERTS e CHIRA-CHAVALA - 1986).

Observações de pressão de enchimento dos pneus muito acima de 703 kPa (100 psi) têm causado, em muitos países, preocupação sobre os possíveis efeitos no desempenho dos pavimentos, pois a redução da área de aplicação da carga por eixo, associada ao aumento da pressão dos pneus, aumenta significativamente os esforços atuantes, particularmente no revestimento asfáltico. O aumento da pressão de enchimento tem, também, um efeito secundário, pois aumenta a rigidez dos pneus e, conseqüentemente, os esforços dinâmicos.

Os fabricantes de pneus passaram a produzir pneus capazes de operar com pressões de enchimento mais elevadas visando:

- diminuir a resistência de rolamento e, dessa forma, economizar combustível;
- transportar mais carga por viagem;
- reduzir a deflexão dos pneus, que resulta em aquecimento e conseqüente redução da vida útil dos pneus.

Existem fortes evidências de que a economia de combustível pode ser insignificante quando comparada com os custos devidos aos acréscimos na deterioração dos pavimentos. BROWN (1987), por exemplo, reporta que elevadas pressões de enchimento podem resultar em deformação permanente prematura e acentuada na camada asfáltica. A causa provável seria o excesso de cimento asfáltico, em razão de compactação inadequada durante a dosagem. Portanto, para se obter uma densidade em laboratório compatível com a de campo, deve-se aumentar a energia de compactação quando do ensaio de dosagem, de modo a representar os efeitos atuais das cargas do tráfego. Para BROWN (1988), com o acréscimo da pressão dos pneus, os Fatores de Equivalência de Cargas derivados do *AASHO Road Test* podem estar errados e os métodos tradicionais de dosagem de misturas asfálticas (Métodos Marshall e Hveem) podem estar obsoletos.

Para KIM e BELL (1988), de todos os fatores relacionados ao acréscimo da pressão de enchimento dos pneus, o mais importante é, sem dúvida, a possibilidade de transportar mais carga. Para aumentar a capacidade de carga, os operadores utilizam pneus com maior pressão de enchimento (radiais) e, no caso de veículos sobrecarregados, aumentam a pressão acima dos limites recomendados pelos fabricantes.

HUHTALA, PIHLAJAMAKI e PIENIMAKI (1989) realizaram experimentos com diferentes pneus, submetidos a diferentes combinações de carga por eixo e pressão de enchimento, mediante medida de deformações no revestimento e no subleito. O principal resultado obtido foi que, com o aumento da pressão dos pneus, há um aumento significativo nas respostas estruturais medidas.

Experimentos com vários pneus diagonais e radiais realizados em Buffalo, Estado de Nova York, por SHARP (1987), indicaram que um acréscimo de 70 kPa (10 psi) na pressão de enchimento dos pneus resulta numa redução de 4% na resistência de rolamento dos pneus diagonais e de 2,5% na resistência de rolamento dos pneus radiais. No caso dos pneus radiais, a redução no consumo de combustível seria inferior a 1%.

STUART, GILILAND e DELLA-MORETTA (1987), GRAU e DELLA-MORETTA (1991) e WATKINS (1991) apresentam resultados de pesquisas experimentais, desenvolvidas sob o patrocínio do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos, do Serviço Florestal do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos e do FHWA, sobre os efeitos da pressão de enchimento dos pneus em seções pavimentadas e não-pavimentadas. Para tanto, foi construída uma pista com aproximadamente 1,2 km e duas faixas de tráfego, sobre a qual trafegaram caminhões transportando toras de madeira. Os caminhões utilizaram pneus com alta pressão (631 a 771 kPa, 90 a 110 psi) e com baixa pressão (menos que 491 kPa, 70 psi).

O objetivo principal dos experimentos era avaliar a economia, em termos de custos de manutenção, tanto do pavimento como dos caminhões, resultante da utilização de um sistema centralizado para controle da pressão dos pneus (*Central Tire Inflation* - CTI). Com este sistema, o operador pode ajustar a pressão dos pneus rapidamente a partir da cabine e enquanto em movimento, em função das condições da superfície de rolamento, da velocidade e da carga. Pode-se utilizar, por exemplo, baixas pressões em rodovias secundárias, que só permitem o tráfego a baixas velocidades, e altas pressões em rodovias principais.

O CTI foi investigado pelo Serviço Florestal dos Estados Unidos porque o transporte de madeira geralmente envolve dois trechos: um, junto à área produtora, basicamente em estradas não-pavimentadas, e outro, que conduz às áreas de beneficiamento e consumo, constituído por rodovias pavimentadas. A operação com pressão de enchimento reduzida mostrou-se simples e de fácil implementação. Os

resultados obtidos foram significativos: não houve acréscimo sensível no consumo de combustível, foram reduzidos o desgaste dos pneus e a deterioração das rodovias não-pavimentadas, o conforto e a dirigibilidade aumentaram e os impactos sobre os caminhões e cargas diminuíram.

HU (1987), em trabalho patrocinado por fabricantes de veículos rodoviários de carga dos Estados Unidos, relata que um estudo experimental feito na Alemanha em 1984 (sobre o qual não cita informações importantes: cargas por eixo, tipo de pavimento, velocidade etc) mostrou que a alteração da pressão de enchimento de 528 kPa (75 psi) para 879 kPa (125 psi) resulta em um acréscimo de *apenas* 7% na deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento. Se a intenção implícita do autor citado era minimizar os efeitos da pressão de enchimento dos pneus, ele não foi bem sucedido, pois um acréscimo de 7% na resposta estrutural resulta, considerando-se a *lei da quarta potência*, em um aumento de 31% ($1,07^4 = 1,31$) na deterioração do pavimento. Ou seja, um pavimento previsto para durar 20 anos chegaria ao final de sua vida em serviço aproximadamente 5 anos antes.

As alternativas para se estender a vida em serviço de um pavimento, diante dos efeitos da pressão de enchimento dos pneus, podem ser divididas em:

- Medidas Legais: limitação da pressão de enchimento dos pneus, controle da produção de pneus capazes de suportar pressões elevadas e consideração dos pneus como parte do sistema de suspensão dos veículos (cuja aprovação seria condicionada a verificações de segurança e do potencial de deterioração dos pavimentos);
- Procedimentos de Engenharia: melhores critérios para dosagem de misturas asfálticas, uso de modelos estruturais mais adequados e devidamente calibrados, melhor controle de qualidade dos materiais e dos serviços e melhores estratégias de manutenção e restauração.

Os resultados observados nos países europeus permitem afirmar que a não regulamentação da pressão de enchimento dos pneus e do uso dos pneus extralargos pode acarretar graves conseqüências em termos de deterioração precoce dos pavimentos. Nos Estados Unidos, 9 estados já estabeleceram limites legais para as cargas por eixo em função da pressão de enchimento (BROWN - 1987). O Estado do Colorado, por exemplo, permite cargas de até 40 kN para pneus com pressão inferior a 703 kPa (100 psi) e cargas até 37 kN para pneus com pressão superior a 703 kPa.

2.8 - DISTRIBUIÇÃO DA PRESSÃO DE CONTATO

Hipóteses simplificadoras feitas no passado, que dispensavam o conhecimento da distribuição da pressão de contato pneu-pavimento, aliadas às dificuldades para a sua medição ou cálculo teórico, fizeram com que as solicitações do tráfego fossem caracterizadas apenas pela carga por eixo, o que persiste até hoje nos métodos tradicionais de dimensionamento de pavimentos (AASHTO e DNER, por exemplo).

BURMISTER (1943) e muitos outros que desenvolveram trabalhos sobre a teoria das camadas elásticas a partir dos estudos de Boussinesq, realizados no final do século passado, modelaram as cargas aplicadas pelos pneus como uma superfície de carregamento circular, com pressão uniforme e igual à pressão de enchimento dos pneus. A teoria por eles utilizada para explicar a distribuição da pressão de contato pneu-pavimento é a *Teoria das Membranas*, segundo a qual uma estrutura sem rigidez à flexão, ao ser inflada e colocada em contato com uma superfície plana, produz uma pressão de contato circular, uniformemente distribuída e igual à sua pressão de enchimento.

Embora a *Teoria das Membranas* tenha simplificado em muito as teorias que vêm sendo utilizadas pelos engenheiros rodoviários ao longo dos anos, a distribuição da pressão de contato pneu-pavimento não é igual à pressão de enchimento nem se distribui uniformemente sobre uma superfície circular, pois os pneus, ao contrário das membranas, têm elevada rigidez. Na realidade, a forma e magnitude da pressão de contato pneu-pavimento dependem da carga por eixo, da pressão de enchimento, do tipo e estado do pneu, da velocidade, do atrito pneu-pavimento etc.

Segundo HAAS e PAPAGIANNAKIS (1986), há consenso de que a pressão de enchimento e a distribuição da pressão de contato pneu-pavimento afetam as respostas estruturais próximas à superfície do pavimento e, conseqüentemente, as trincas por fadiga do revestimento asfáltico e a parcela da deformação permanente nas trilhas das rodas que ocorre no revestimento. Pesquisas laboratoriais realizadas na Universidade do Texas em Austin, sob orientação do Prof. Hudson, por MARSHEK et al. (1985), PEZO et al. (1989) e HANSEN et al. (1989), reconhecem que a distribuição da pressão de contato pneu-pavimento é um importante fator, que deve ser considerado nos estudos de desempenho dos pavimentos.

Trabalhos teóricos e experimentais têm confirmado que a pressão de contato não é igual à pressão de enchimento, não atua sobre uma superfície circular, nem se distribui uniformemente sobre a área de contato. Segundo LAY (1981), as mudanças que ocorrem na forma e dimensões das superfícies de contato pneu-pavimento resultam basicamente de alterações no comprimento da superfície de contato, uma vez que a largura permanece praticamente constante. A superfície de contato tende a passar de um círculo para uma elipse (pneus diagonais) ou retângulo (pneus radiais), à medida em que a carga por eixo aumenta ou a pressão dos pneus diminui.

Foi desenvolvido na Universidade do Texas em Austin, por HANSEN et al. (1989), um modelo estatístico para previsão da área de contato de pneus diagonais e radiais a partir da carga por eixo e da pressão de enchimento. Esse modelo relaciona a área de contato "real", determinada experimentalmente (AE), com a área circular (AC) obtida da divisão da carga por eixo pela pressão de enchimento, ambas em polegadas quadradas (uma polegada quadrada igual a 6,45 cm²):

$$AE = 0,289 + 1,063 (AC) - 0,002 (AC)^2 \quad (2.2)$$

O modelo acima apresenta elevado coeficiente de determinação ($R^2 = 0,94$). As pressões de contato médias são superiores à pressão de enchimento, pois para os valores usuais de carga por eixo e pressão de enchimento dos pneus, a área de contato medida é menor que a área circular considerada. Dessa forma, a hipótese de distribuição uniforme da pressão de contato subestima os efeitos das solicitações do tráfego. A Equação 2.2 é utilizada para a determinação da superfície de contato circular equivalente quando da consideração do fator *distribuição não-uniforme da pressão de contato pneu-pavimento* no Capítulo 6 deste trabalho, conforme resultados apresentados no item 2.8.3 deste capítulo.

Para TIELKING e ROBERTS (1987), os principais fatores que influenciam a distribuição da pressão de contato pneu-pavimento, para um dado pneu, são a pressão de enchimento e a carga por roda. Para esses autores, podem ser ignorados os efeitos da velocidade e do atrito da superfície do pavimento sobre a resultante da tensão normal, sendo válida a hipótese de que medidas estáticas da pressão de contato podem representar satisfatoriamente a distribuição que se verifica quando os pneus trafegam a velocidades normais em rodovias. Resultados apresentados por BONSE e KUHN (1959) e SEITZ e HUSSMAN (1971), analisados por TIELKING e

ROBERTS (1987), também indicam que a velocidade e o atrito superficial só afetam significativamente a distribuição da tensão cisalhante, tendo pouco efeito sobre a tensão normal.

ZEKOSKI (1988), no entanto, considera que as componentes normal e tangencial variam em função da velocidade, havendo diferença significativa entre a distribuição da pressão de contato obtida estaticamente com a que ocorre quando os veículos estão em movimento.

2.8.1 - RESULTADOS TEÓRICOS SOBRE A DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO

TIELKING (1984), adaptando um programa de elementos finitos para cálculo de cascas de revolução, desenvolveu um modelo teórico que permite a determinação da distribuição da pressão de contato em função da deflexão do pneu quando carregado. As propriedades dos elementos são obtidas a partir da geometria e de propriedades da borracha, das cintas e da carcaça.

O modelo de pneu desenvolvido por TIELKING (1988) fornece os valores numéricos da pressão de contato em diferentes pontos de uma superfície elíptica (Figura 2.9). TIELKING e ROBERTS (1987) e TIELKING e ABRAHAM (1992) apresentam resultados de distribuição não-uniforme para diferentes combinações de carga e pressão de enchimento. Porém, esses resultados não podem ser utilizados diretamente pelos programas computacionais considerados neste trabalho. Deve-se, primeiramente, converter a superfície elíptica em uma superfície circular equivalente (Equação 2.2). Posteriormente, faz-se a conversão da distribuição não-uniforme obtida do cálculo teórico (Figura 2.10) em uma distribuição não-uniforme passível de ser utilizada nas análises mecânicas, conforme apresentado no item 2.8.3 deste capítulo.

2.8.2 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO

Dentre os estudos experimentais sobre a distribuição da pressão de contato pneu-pavimento, merecem destaque, na opinião do autor, os desenvolvidos na Universidade do Texas em Austin e no Laboratório de Estradas do Centro de Pesquisas Técnicas da Finlândia.

Figura 2.9 - Mapeamento da Distribuição da Pressão de Contato Obtido por TIELKING e ROBERTS (1987): Pneu Diagonal, Carga por Eixo de 80 kN e Pressão de Enchimento de 528 kPa (75 psi).

Figura 2.10 - Distribuição da Pressão de Contato em Dois Planos Ortogonais Passando pelo Centro da Superfície de Carregamento - TIELKING e ROBERTS (1987).

Os trabalhos realizados na Universidade do Texas pelo grupo coordenado pelo Prof. Hudson (MARSHEK et al. - 1985, PEZO et al. - 1989 e HANSEN et al. - 1989) constaram de investigação das áreas de contato pneu-pavimento, mediante pintura do pneu e posterior impregnação de tinta em uma superfície absorvente, e da distribuição da pressão de contato, mediante utilização de um filme sensível à pressão. A Figura 2.11 mostra o arranjo dos experimentos desenvolvidos, com o pneu montado, pronto para ser ensaiado:

- estrutura para aplicação de carga: as cargas estáticas foram aplicadas por um macaco hidráulico manual (até 100 kN). Os pneus ficavam apoiados sobre uma plataforma metálica polida, com 5 cm de espessura, colocada sobre uma base de concreto;
- filme sensível à pressão: para capturar a pressão de contato foi utilizado um filme fabricado pela Fuji, que consiste de duas camadas, A e C, apresentadas na Figura 2.12. A camada A contém microcápsulas que se rompem quando pressionadas, liberando um produto que reage com o material revelador existente na camada C. As cápsulas existentes na camada A são de diferentes tamanhos e se rompem sob diferentes níveis de pressão (as cápsulas maiores rompem sob menor pressão). A reação do produto das cápsulas da camada A com o produto existente na superfície da camada C resulta em várias intensidades da cor vermelha, proporcionais às pressões aplicadas, sendo que as áreas mais escuras são produzidas onde há maior pressão de contato;
- densitômetro: equipamento ótico utilizado para ler e converter as diferentes intensidades de vermelho, geradas pelo filme sensível à pressão, em intensidades de pressão. Após a digitalização das imagens, um programa computacional faz o mapeamento da distribuição da pressão de contato, fornecendo os valores numéricos por toda a área de contato. Para cada pneu ensaiado são obtidos em torno de 1.500 valores, sendo que os resultados também podem ser apresentados em gráficos bidimensionais e tridimensionais;
- sistema de aquisição de dados: para registro das cargas aplicadas e das deflexões dos pneus.

Foram utilizados pneus convencionais (radiais e diagonais) e extralargos, lisos e sulcados, usados, novos e recauchutados. A carga aplicada variou entre 22,5 kN e 32,5 kN para os pneus convencionais e entre 36,5 kN e 54,5 kN para os extralargos. A pressão de enchimento variou entre 563 kPa (80 psi) e 844 kPa (120 psi).

Figura 2.11 - Arranjo dos Equipamentos Utilizados para Determinação da Distribuição da Pressão de Contato Pneu-Pavimento - Universidade do Texas em Austin (HANSEN et al. - 1989).

Figura 2.12 - Detalhe do Filme Fuji, Sensível à Pressão, Utilizado para Determinar a Pressão de Contato Pneu-Pavimento - Universidade do Texas em Austin (HANSEN et al. - 1989).

Os resultados obtidos na Universidade do Texas em Austin por MARSHEK et al. (1985), PEZO et al. (1989) e HANSEN et al. (1989) mostram que, mantida a pressão de enchimento constante e aumentando-se a carga no pneu, a área de contato aumenta. Os resultados também mostram que, mantida a carga constante e aumentando-se a pressão de enchimento, a área de contato diminui. Os sulcos dos pneus influenciam a forma, a área de contato e a distribuição da pressão de contato. Também separam áreas adjacentes com diferentes níveis de pressão.

Para os pneus diagonais, um aumento na pressão de enchimento translada as pressões mais elevadas para a região central do pneu, enquanto que altas cargas por eixo elevam as pressões nas extremidades dos pneus. Já para os pneus radiais, as maiores pressões de contato ocorrem na região central do pneu, uma vez que suas cintas são mais rígidas que a carcaça. No entanto, com o aumento da carga no pneu, mantida constante a pressão de enchimento, ocorre um aumento proporcionalmente maior de pressão nas laterais dos pneus, com tendência a uma uniformização (Figura 2.13). Resultados semelhantes também foram obtidos por YAP (1988) em estudo experimental realizado sob o patrocínio da Goodyear.

Os pneus extralargos têm características construtivas diferentes. São mais rígidos e resultam numa superfície de contato aproximadamente circular, localizada na região central do pneu. À medida em que a carga aumenta, a área de contato fica mais larga e ovalada, sendo que cargas adicionais alargam a área de contato até o seu limite, passando a seguir a aumentar a área de contato em seu comprimento.

Figura 2.13 - Exemplo de Distribuição de Carga em um Pneu Radial: Pressão de Enchimento Igual a 633 kPa (90 psi) - HANSEN et al. (1989).

HUHTALA e PIHLAJAMAKI (1990) realizaram estudos experimentais no Laboratório de Estradas do Centro de Pesquisas Técnicas da Finlândia (VTT), visando a determinação da distribuição da pressão de contato pneu-pavimento. Foram utilizados pneus radiais lisos e sulcados, pressões de enchimento de 492 kPa (70 psi), 738 kPa (105 psi) e 985 kPa (140 psi) e velocidades de 5, 50 e 80 km/h.

O VTT desenvolveu um equipamento para medida da distribuição da pressão de contato de pneus em movimento. O equipamento mede as tensões em 16 pontos, afastados 20 mm transversalmente, cobrindo uma largura total de 300 mm. Cada ponto de medida foi calibrado estaticamente, sendo que o sistema completo foi, posteriormente, calibrado dinamicamente.

Os resultados apresentados por HUHTALA e PIHLAJAMAKI (1990) levaram em consideração apenas os pneus lisos, pois ocorreram alguns insucessos com as medidas dos pneus sulcados. No entanto, os autores comentam que os resultados preliminares indicam que a distribuição da pressão de contato para os pneus sulcados apresenta um comportamento análogo ao observado com os pneus lisos. Suas principais conclusões são:

- com pressão de enchimento de 492 kPa (70 psi) são formados três picos distintos, no meio e nas bordas dos pneus, mas com valores aproximadamente iguais;
- a distribuição da pressão de contato não é simétrica;
- as distribuições da pressão de contato são praticamente iguais quando são consideradas as velocidades de 50 e 80 km/h, mas diferem um pouco para a velocidade de 5 km/h;
- os picos de pressão de contato, localizados no centro dos pneus radiais, foram 20% superiores à pressão de enchimento quando esta foi de 985 kPa (140 psi), 35% superiores à pressão de enchimento quando esta foi de 738 kPa (105 psi) e 60% superiores à pressão de enchimento quando esta foi de 493 kPa (70 psi).

2.8.3 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO CONSIDERADA NESTE TRABALHO

Com base nos resultados teóricos e experimentais sobre a distribuição da pressão de contato pneu-pavimento apresentados anteriormente, foram determinadas as distribuições de pressão não-uniforme para diferentes combinações de carga por eixo, pressão de enchimento e tipo de rodagem.

Como os programas computacionais utilizados nesta tese para cálculo das respostas estruturais consideram apenas superfícies de carregamento circulares, há necessidade de transformação dos resultados teóricos (superfícies elípticas) e experimentais (superfícies irregulares) em superfícies circulares equivalentes (Equação 2.2). Por exemplo, para a primeira linha do Quadro 2.1, tem-se $AC = 56,17$ polegadas quadradas ($r = 10,74$ cm), que resulta em uma área equivalente $AE = 53,69$ polegadas quadradas ($r_1 = 10,49$ cm).

Para representar a distribuição não-uniforme da pressão de contato, de maneira a permitir a sua avaliação quantitativa no Capítulo 6 deste trabalho, é utilizado o artifício de se considerar cilindros concêntricos, com diferentes níveis de pressão em cada um dos anéis, capazes de representar regiões com elevada concentração de pressão. As distâncias radiais são ajustadas de modo que o somatório das forças aplicadas por cada anel resulte igual à carga considerada. Os Quadros 2.1 a 2.3 e as Figuras 2.14 a 2.16 apresentam as distribuições de pressão de contato, para diferentes combinações de tipo de pneu, pressão de enchimento e carga por eixo.

Figura 2.14 - Distribuição da Pressão de Contato: Pneus Diagonais.

Quadro 2.1 - Pressão de Contato e Raio da Superfície de Carregamento: Rodas Duplas, Pneus Diagonais.								
CARGA POR EIXO Q (kN)	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME		DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME DA PRESSÃO DE CONTATO PNEU-PAVIMENTO					
	P (kPa)	r (cm)	P ₁ (kPa)	r ₁ (cm)	P ₂ (kPa)	r ₂ (cm)	P ₃ (kPa)	r ₃ (cm)
80	563	10,74	522	10,49	687	7,34	550	3,15
100	563	11,88	550	11,46	688	8,03	550	3,43
120	563	13,02	594	12,34	679	8,64	566	3,71
80	703	9,61	606	9,50	875	6,65	673	2,84
100	703	10,63	639	10,39	875	7,26	673	3,12
120	703	11,64	685	11,25	856	7,87	685	3,38
80	844	8,78	677	8,76	1076	6,12	797	2,64
100	844	9,70	727	9,58	1091	6,71	808	2,87
120	844	10,63	767	10,39	1050	7,26	807	3,12

Figura 2.15 - Distribuição da Pressão de Contato: Pneus Radiais.

**Quadro 2.2 - Pressão de Contato e Raio da Superfície de Carregamento:
Rodas Duplas, Pneus Radiais.**

CARGA POR EIXO Q (kN)	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME		DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME DA PRESSÃO DE CONTATO PNEU-PAVIMENTO					
	P (kPa)	r (cm)	P ₁ (kPa)	r ₁ (cm)	P ₂ (kPa)	r ₂ (cm)	P ₃ (kPa)	r ₃ (cm)
80	563	10,74	533	10,49	614	7,34	819	3,15
100	563	11,88	555	11,46	634	8,03	793	3,43
120	563	13,02	597	12,34	634	8,64	746	3,71
80	703	9,61	615	9,50	804	6,65	946	2,84
100	703	10,63	679	10,39	769	7,26	905	3,12
120	703	11,64	702	11,25	790	7,87	877	3,38
80	844	8,78	753	8,76	914	6,12	1078	2,64
100	844	9,70	827	9,58	879	6,71	1034	2,87
120	844	10,63	850	10,39	879	7,26	979	3,12

**Quadro 2.3 - Pressão de Contato e Raio da Superfície de Carregamento:
Rodas Simples, Pneus Extralargos.**

CARGA POR EIXO Q (kN)	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME		DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME DA PRESSÃO DE CONTATO PNEU-PAVIMENTO					
	P (kPa)	r (cm)	P ₁ (kPa)	r ₁ (cm)	P ₂ (kPa)	r ₂ (cm)	P ₃ (kPa)	r ₃ (cm)
80	563	15,20	567	13,92	722	9,75	1031	4,17
100	563	16,80	616	14,91	770	10,44	1027	4,47
120	563	18,41	674	15,75	829	11,02	1036	4,72
80	703	13,60	653	12,78	890	8,94	1187	3,84
100	703	15,03	732	13,79	901	9,65	1126	4,14
120	703	16,46	773	14,71	951	10,29	1189	4,41
80	844	12,41	781	11,86	1039	8,31	1297	3,56
100	844	13,72	817	12,88	1069	9,02	1258	3,86
120	844	15,03	869	13,79	1117	9,65	1241	4,14

Vista de Topo

Figura 2.16 - Distribuição da Pressão de Contato: Pneus Extralargos.

2.9 - VARIAÇÃO LATERAL DA TRAJETÓRIA DAS RODAS

Se todos os veículos passassem numa mesma trajetória, eles induziriam deterioração nos mesmos pontos a cada passada. Porém, os veículos não passam sempre sobre os mesmos pontos, havendo certa variação lateral em suas trajetórias. O efeito associado a essa constatação é que ocorre uma distribuição da deterioração em uma área maior, aumentando, também, o tempo necessário para que um dado ponto da estrutura atinja um determinado nível de deterioração. Ou, em outras palavras, a distribuição lateral da trajetória dos veículos diminui a taxa de deterioração dos pavimentos por não concentrar os pontos de aplicação de carga.

Em função da variação lateral da trajetória dos veículos, a um determinado número de operações corresponde um número inferior de *coberturas* (passagem da carga considerada sobre um mesmo ponto da estrutura em análise), sendo de maior interesse para o dimensionamento de pavimentos o número de *coberturas*. PEREIRA (1985) indica uma relação entre operações e coberturas em torno de 2,25, ou seja, a cada 9 operações apenas 4 incidem aproximadamente sobre o mesmo ponto.

LEE, SHANKAR e IZADMEHR (1983) encontraram, em um levantamento de campo, diferença significativa na distribuição dos pontos de aplicação das cargas do tráfego. A Figura 2.17 mostra que praticamente a metade das operações ocorre numa determinada trajetória, enquanto que a outra metade incide numa trajetória afastada de aproximadamente 30 cm.

A variação lateral da trajetória dos veículos explica, em parte, a necessidade de *fatores de conversão* para traduzir os resultados de ensaios de fadiga realizados em laboratório em previsão da vida em serviço do pavimento no campo, cujo valor médio é igual a 20, segundo KOHN e BENTSEN (1987).

Neste trabalho, para quantificação da influência da distribuição lateral das cargas, foram calculadas as respostas estruturais exatamente sob o centro do carregamento e a uma distância de 30 cm do centro do carregamento. Da análise dos resultados obteve-se um fator de conversão aproximadamente igual a 5, insuficiente para explicar, por si só, as diferenças observadas entre os resultados de laboratório e de campo, mas capaz de ressaltar a importância da consideração da variação lateral da trajetória dos veículos.

Figura 2.17 - Variação da Trajetória dos Veículos - LEE, SHANKAR e IZADMEHR (1983)

2.10 - MANOBRAS

A aceleração, a frenagem e curvas fechadas podem contribuir para o aumento da deterioração dos pavimentos, em virtude da redistribuição de cargas entre os eixos. Durante a aceleração há um aumento de carga nos eixos traseiros, insuficiente, no entanto, para aumentar significativamente a deterioração dos pavimentos. Já a frenagem é capaz de alterar significativamente o desempenho dos pavimentos, o mesmo efeito sendo observado com a redistribuição lateral de carga que ocorre quando um veículo contorna uma curva ou esquina.

Um fator que torna a redistribuição de cargas provocada pela frenagem mais danosa aos pavimentos é que ela acarreta um aumento de carga no eixo dianteiro, equipado com rodas simples. No caso de curvas, o efeito sobre os pavimentos depende da velocidade, do raio da curva e da presença, ou não, de superelevação. Deve-se salientar que, além da redistribuição de carga, as manobras também acarretam acréscimos nos esforços tangenciais, o que contribui ainda mais para a deterioração de trechos de rodovias submetidos a freqüentes frenagens, acelerações e curvas (cruzamentos, entroncamentos e esquinas).

2.11 - FATORES RELACIONADOS AOS PAVIMENTOS

Os fatores que afetam o desempenho dos pavimentos, mas não se relacionam às solicitações impostas pelo tráfego, fogem ao escopo deste trabalho e não serão analisados em detalhe. Merecem, no entanto, uma breve descrição de como atuam sobre a evolução da deterioração dos pavimentos:

- Propriedades e Espessuras das Camadas: por condicionarem a capacidade estrutural dos pavimentos, têm enorme influência sobre a evolução das diferentes formas de deterioração. Os fatores ambientais (temperatura e teor de umidade) têm efeito análogo, pois alteram as propriedades das camadas do pavimento e do subleito ao longo da vida em serviço;
- Irregularidade Longitudinal: excita o comportamento dinâmico dos veículos, aumentando a deterioração dos pavimentos em relação aos danos causados sob condição de carregamento estático.

2.12 - VELOCIDADE

Influencia o desempenho dos pavimentos porque altera as cargas dinâmicas. A velocidade também afeta as respostas estruturais dos pavimentos em razão de alterar o tempo de aplicação de carga e, conseqüentemente, as propriedades visco-elásticas do revestimento asfáltico. De uma maneira geral, os efeitos dinâmicos da velocidade prevalecem a partir de um determinado nível de irregularidade longitudinal, ou seja, as cargas dinâmicas e a deterioração aumentam com o aumento de velocidade, enquanto que a redução de deterioração com o aumento da velocidade, em função do menor tempo de aplicação de carga, prevalece em rodovias com pequena irregularidade longitudinal (GILLESPIE et al. - 1992).

Quando são considerados os efeitos dinâmicos, os fatores *velocidade* e *irregularidade longitudinal* são inseparáveis, uma vez que a velocidade determina como a irregularidade longitudinal é percebida pelos veículos. Quando da análise de eixos em tandem, mais um fator aparece: o espaçamento entre eixos, assim explicados por GILLESPIE et al. (1992): quando todos os pneus de um lado do veículo seguem a mesma trajetória, as variações de elevação que ocorrem em um eixo representam o mesmo efeito ocorrido com o eixo da frente, apenas retardado de um valor igual ao espaçamento entre eixos dividido pela velocidade do veículo.

2.13 - TIPO DE SUSPENSÃO

A suspensão é o sistema mecânico que conecta os eixos ao chassi (estrutura) do veículo. É projetada para maximizar a capacidade de suportar cargas, a durabilidade, a estabilidade e o controle dos veículos, mediante redução e amortecimento dos movimentos verticais dos veículos. Pode ser representada por uma combinação em paralelo de mola e amortecedor (Figura 2.18).

Num sistema de suspensão, as molas absorvem a energia do balanço dos veículos quando estes passam sobre as irregularidades, enquanto os amortecedores dissipam as vibrações do veículo e das molas e estabilizam o veículo. Os tipos mais utilizados de suspensão são:

- feixe de molas: apresenta baixo custo, é leve e quase não necessita de manutenção. É o tipo mais comum e foi o sistema de suspensão utilizado durante o *AASHO Road Test*, sendo ainda quase universal nos eixos dianteiros dos caminhões. Sua atividade dinâmica é moderada. São também conhecidas como molas semi-elípticas, em razão da forma como as *folhas de aço* são dispostas;
- suspensão pneumática: consiste de ar comprimido contido por bolsas de borracha. É o tipo mais caro, mas fornece maior conforto e proteção às cargas em virtude de apresentar atividade dinâmica mais baixa.

Figura 2.18 - Representação Esquemática do Sistema de Suspensão de Veículos Rodoviários de Carga - FERNANDO et al. (1991).

Quando em operação, os efeitos dinâmicos tendem a gerar distribuição desigual das cargas entre os eixos, sendo, pois, função dos sistemas de suspensão procurar distribuir as cargas de todos os eixos uniformemente ao longo do tempo e de maneira equitativa entre os eixos de um mesmo grupo. Porém, nem todos os sistemas de suspensão atingem este objetivo com a mesma eficiência.

Segundo GILLESPIE et al. (1992), as suspensões (feixe de molas ou pneumática) têm efeito moderado sobre a deterioração dos pavimentos. Conforme apresentado nas Figuras 2.19 e 2.20, os efeitos da irregularidade longitudinal sobre o desempenho dos pavimentos são maiores que as diferenças observadas entre os dois tipos de suspensão, ou seja, a suspensão pneumática resulta em redução de deterioração entre 10 e 20%, quando comparada com a suspensão em feixe de molas, variação inferior à que ocorre em função da irregularidade longitudinal.

A OECD (1982) é ainda menos otimista em relação aos benefícios da suspensão pneumática, considerando uma redução de apenas 5% em relação aos danos causados pela suspensão convencional em feixe de molas.

Figura 2.19 - Influência do Tipo de Suspensão de Eixos Simples sobre o Desempenho dos Pavimentos (GILLESPIE et al. - 1992).

Figura 2.20 - Influência do Tipo de Suspensão de Eixos em Tandem sobre o Desempenho dos Pavimentos (GILLESPIE et al. - 1992).

2.14 - CARGAS DINÂMICAS

A força vertical aplicada aos pavimentos por cada pneu pode ser separada em duas componentes: uma carga estática, devido à distribuição do peso do veículo nos eixos, e uma componente variável de um instante para outro, denominada de carga dinâmica. As cargas dinâmicas são causadas pela vibração do veículo, quando excitado pelas irregularidades da superfície do pavimento, gerando tensões e deformações adicionais que aceleram o processo de deterioração dos pavimentos.

Segundo SOUZA, LYSMER, CHEN e MONISMITH (1988), as respostas dinâmicas dos veículos são influenciadas por:

- sistema de suspensão, incluindo os efeitos dos pneus (tipo, pressão e condição);
- tipo de veículo (comprimento, tipo e número de eixos, tipo e número de articulações etc);
- carga aplicada (magnitude e centro de gravidade);
- velocidade;
- irregularidade longitudinal do pavimento.

A OECD (1982) considera os efeitos dinâmicos em termos de um *coeficiente de impacto* (relação entre a carga dinâmica e a carga estática), função apenas da irregularidade do pavimento. Os valores típicos desse coeficiente de impacto variam entre 1,1 e 1,4.

Resultados de pesquisas experimentais (WHITTEMORE et al. - 1970, ERVIN et al. - 1983, ADDIS et al. - 1986, WOODROOFFE et al. - 1986, HAHN - 1987, SWEATMAN - 1988, MITCHELL e GYENES - 1989 e COLE e CEBON - 1992) sobre as cargas dinâmicas, com investigações sobre os efeitos dos sistemas de suspensão, dos pneus, da velocidade, da irregularidade longitudinal dos pavimentos e das condições operacionais apresentam, de uma maneira geral, conclusões semelhantes:

- as cargas dinâmicas aumentam com a velocidade (não linearmente) e com a irregularidade longitudinal dos pavimentos;
- as suspensões pneumáticas acarretam menores cargas dinâmicas que as suspensões em feixe de molas;
- a redução da rigidez do sistema de suspensão geralmente reduz os efeitos dinâmicos;
- as cargas dinâmicas aumentam com a pressão dos pneus (ou seja, a pressão enrijece os pneus, prejudicando o desempenho do sistema de suspensão, do qual o pneu participa);
- pneus radiais acarretam cargas dinâmicas levemente inferiores às dos pneus diagonais;
- as cargas dinâmicas podem resultar, nos locais críticos, em deterioração dos pavimentos 4 vezes maior do que a que seria obtida com uma carga estática, em função da *repetitividade espacial* das solicitações dinâmicas. Segundo o conceito de repetitividade espacial, existem pontos críticos em uma rodovia que são significativamente mais solicitados por todos os veículos.

A interação entre as cargas dos veículos e as respostas estruturais dos pavimentos é caracterizada, freqüentemente, como uma interação em mão única, ou seja, no sentido de que apenas as cargas dos veículos influenciam as respostas estruturais dos pavimentos. Mas, enquanto os veículos contribuem para a deterioração dos pavimentos, os pavimentos também danificam os veículos.

A preservação da infra-estrutura rodoviária pode ser conseguida, portanto, não só mediante mudanças nas técnicas de projeto, construção, manutenção e reconstrução de pavimentos, mas também através de melhorias nos sistemas de suspensão dos veículos.

Admitindo-se que o acréscimo ou redução das respostas dinâmicas produzidas por uma dada condição de carregamento seja proporcional ao acréscimo ou redução das respostas dinâmicas produzidas por uma outra condição de carregamento, obtém-se uma relação constante entre as respostas dinâmicas e estáticas, para uma determinada estrutura. Não havendo evidências disponíveis para rejeição desta hipótese, prescinde-se, nas análises dos efeitos das solicitações do tráfego desenvolvidas neste trabalho, da consideração dos efeitos dinâmicos.

CAPÍTULO 3

FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE CARGAS

3.1 - INTRODUÇÃO

A análise dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos é dificultada pelo fato de que o volume de tráfego e a magnitude das cargas aplicadas pelos veículos apresentam grande variação, no tempo e no espaço, durante a vida em serviço de um pavimento. Além disso, a capacidade estrutural dos pavimentos altera-se à medida em que os materiais envelhecem, sendo função também das condições ambientais, que afetam o módulo de rigidez do revestimento asfáltico (temperatura) e do subleito (teor de umidade).

O conhecimento dos efeitos cumulativos das solicitações do tráfego é fundamental para os métodos de dimensionamento e para os sistemas de gerência de pavimentos. Por causa da grande variabilidade das condições do tráfego, seus efeitos cumulativos têm que ser expressos por um denominador comum, os *Fatores de Equivalência de Cargas* (FEC).

Os *FEC* permitem a conversão de aplicações de diferentes solicitações em um número equivalente de aplicações da *solicitação-padrão*, possibilitando o dimensionamento e a previsão do desempenho de pavimentos para o tráfego misto real. O conceito de equivalência de cargas é importante também para a alocação de responsabilidades sobre os custos de manutenção e restauração de rodovias, pois permite a comparação de danos causados por diferentes solicitações.

Neste trabalho, que avalia os efeitos de diferentes fatores de tráfego sobre o desempenho dos pavimentos, utilizam-se os Fatores de Equivalência de Cargas para quantificar os danos relativos associados às diferentes solicitações. Apresentam-se, neste capítulo, os *FEC* normalizados pelo DNER, utilizados nos métodos de dimensionamento de pavimentos novos e de reforços de pavimentos existentes, e comparam-se os *FEC* essencialmente empíricos com os *FEC* empírico-mecanísticos. Discutem-se as vantagens e limitações da utilização do conceito de equivalência de cargas para a avaliação dos fatores de tráfego e analisam-se outras variáveis intervenientes, particularmente as características estruturais dos pavimentos, as formas e níveis de deterioração e as solicitações impostas pelo tráfego.

3.2 - O CONCEITO DE EQUIVALÊNCIA DE CARGAS

Para HUDSON e HAAS (1990), os Fatores de Equivalência de Cargas constituem o conceito mais utilizado em todo o mundo no dimensionamento de pavimentos. Foram introduzidos pela AASHO (atual AASHTO, American Association of State Highways and Transportation Officials) e pelo Bureau of Public Road (atual Federal Highway Administration, FHWA), logo após o final do *AASHO Road Test*, em 1961. A implementação inicial do conceito de equivalência de cargas deu-se através da utilização das equações de desempenho desenvolvidas pela equipe do *AASHO Road Test*, segundo as quais o desempenho é considerado em termos de variação do *Índice de Serventia*.

Dr. Paul Irick, que juntamente com William Carey, Jr. coordenou o *AASHO Road Test* e foi um dos criadores do conceito de Fatores de Equivalência de Cargas, em trabalho conjunto com a empresa de consultoria A.R.E., Inc. (IRICK e A.R.E. - 1989), apresenta da seguinte forma os Fatores de Equivalência de Cargas:

- supondo-se que duas diferentes condições de carregamento (L_X e L_Y) são aplicadas repetidamente a pavimentos com um mesmo projeto estrutural e em um mesmo ambiente;
- supondo-se, também, que quando uma dada forma de deterioração (D) atinge um valor previamente especificado (D^*) algum tipo de manutenção ou restauração é requerido. Assim, D^* pode ser referenciado como o nível de ruptura para a deterioração D ;
- supondo-se, finalmente, que D^* é atingido após N_X aplicações da solicitação L_X e N_Y aplicações da solicitação L_Y ,

tem-se, por definição, que N_X e N_Y são aplicações de cargas equivalentes, sendo a relação entre N_Y e N_X igual ao FEC de L_X em relação a L_Y .

Se L_Y é uma condição de carregamento-padrão (por exemplo, 80 kN de carga por eixo, eixo simples equipado com rodas duplas, pressão de enchimento dos pneus igual a 563 kPa, 80 psi, e velocidade de 55 km/h), então a relação entre N_Y e N_X é o fator capaz de converter N_X em um número equivalente de aplicações do carregamento-padrão (ou *solicitação-padrão*). De uma maneira genérica, os Fatores de Equivalência de Cargas (FEC) podem ser expressos da seguinte forma:

$$\text{FEC} = N_0 / N_i \quad (3.1)$$

onde N_0 é o número de aplicações admissíveis da solicitação-padrão e N_i é o número de aplicações admissíveis da solicitação i , para a qual se quer determinar a equivalência.

As diferentes formas de deterioração (trincas por fadiga do revestimento asfáltico, deformações permanentes nas trilhas das rodas, perda de serventia etc) podem ser expressas por valores numéricos normalizados entre 0 e 1, de acordo com a equação geral apresentada no AASHO Interim Guide (1972):

$$\text{DETERIORAÇÃO} = (\text{Estado Inicial} - \text{Estado Atual}) / (\text{Estado Inicial} - \text{Estado Final}) \quad (3.2)$$

A partir do modelo acima, os Fatores de Equivalência de Cargas podem ser definidos como o número de repetições de uma dada solicitação necessário para produzir uma deterioração de mesma magnitude que a produzida por uma aplicação da solicitação-padrão.

O conceito de equivalência de cargas é, portanto, relativo, dependendo de:

- forma de deterioração: que pode ser manifestada por um decréscimo no Índice de Serventia (IS), pela evolução de trincas por fadiga no revestimento asfáltico e pelo acúmulo de deformação permanente nas trilhas das rodas;
- nível específico de deterioração: normalmente é considerado o nível de deterioração que exige uma intervenção (atividades de manutenção ou restauração). Pode-se ter, por exemplo, $IS = 1,5$ ou $IS = 2,0$, 10% ou 50% da superfície do pavimento com trincas de classe 2 e/ou 3 e deformação permanente superior a 1,25 cm ou 2,0 cm;
- condição estrutural: função das espessuras e propriedades dos materiais e do subleito, das técnicas e cuidados construtivos, das políticas de manutenção e dos fatores ambientais (principalmente temperatura e teor de umidade);
- fatores do tráfego: frequência de solicitações, magnitude das cargas, pressão de enchimento dos pneus, tipo de rodagem, tipo de pneu, tipo de eixo, espaçamento entre eixos de um mesmo grupo, tempo de aplicação de carga (velocidade), interação dinâmica entre veículo e pavimento (função da velocidade, do sistema de suspensão e da irregularidade longitudinal do pavimento) etc.

3.3 - UTILIZAÇÃO DOS FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE CARGAS

As informações referentes aos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos podem ser utilizadas para a identificação de responsabilidades pela deterioração dentre os usuários dos pavimentos. Já há muito tempo, McADAM (1822) propôs que os veículos mais pesados deveriam pagar tarifas proporcionais à deterioração por eles causada. E, desde então, várias tentativas têm sido feitas para se definir uma unidade capaz de representar o dano associado a diferentes classes de veículos. A resposta satisfatória, ainda que não inteiramente isenta de limitações, só veio a ser dada pelo *AASHO Road Test*.

Anteriormente, os pavimentos eram dimensionados para resistir a uma solicitação limite, sem qualquer referência a um mecanismo de deterioração gradativa. O princípio utilizado até a metade deste século, conforme apresentado por MARTIN, JR. e WALLACE (1958), era de que as tensões verticais diminuía em proporção geométrica à medida em que eram transmitidas às camadas inferiores (o ângulo de dispersão adotado era, em geral, de 45°), não devendo superar a capacidade de suporte dos materiais, avaliada pelo ensaio de Índice de Suporte Califórnia (CBR).

Os métodos de dimensionamento tradicionais são, em sua maioria, baseados em resultados de experimentos de campo (*AASHO Road Test*, experimentos do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos e pesquisas realizadas por Hveem na Califórnia). Foram desenvolvidos a partir de correlações das espessuras necessárias para um bom desempenho com as características do tráfego, dos materiais utilizados, das técnicas construtivas disponíveis e do subleito existente. Porém, os acréscimos nos volumes de tráfego, nas cargas por eixo e na pressão de enchimento dos pneus, o desenvolvimento de novos tipos de eixos (tandem triplo), de pneus (radiais e extralargos) e de suspensão (pneumática), e a necessidade cada vez maior de utilização de novos materiais de pavimentação, muitos dos quais de qualidade inferior, tornam esses métodos incapazes de prever o desempenho sob condições diferentes daquelas que prevaleciam quando de sua origem.

A tendência atual, em muitos organismos rodoviários e institutos de pesquisas, é no sentido do desenvolvimento de métodos de dimensionamento de pavimentos baseados na análise mecanística de sistemas em camadas. Podem ser citados: Instituto do Asfalto dos Estados Unidos (1981), FHWA (1975), Universidade de Nottingham (TRRL - 1970) e institutos de pesquisas da Shell e da Chevron.

3.4 - FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE CARGAS EMPÍRICOS

No Brasil, os Fatores de Equivalência de Cargas utilizados nos métodos de dimensionamento de pavimentos novos e de reforço de pavimentos existentes, normalizados pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), são todos empíricos: os FEC do Método da AASHTO, modificados pro TREYBIG e VON QUINTUS (1976), são utilizados pelo Método de Projeto de Restauração DNER-PRO 159-85 (DNER - 1985); os FEC do Método do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (TURNBULL, FOSTER e AHLVIN - 1962) estão presentes no Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis do DNER, de autoria do Engenheiro Murillo Lopes de Souza (SOUZA, 1981); e os FEC desenvolvidos por HVEEM e SHERMAN (1962) são utilizados pela DNER-PRO 10-79 para avaliação de pavimentos existentes e dimensionamento de reforços.

3.4.1 - MÉTODO DA AASHTO

De 1958 a 1960, a AASHO realizou um experimento em larga escala em Ottawa, Estado de Illinois. Foram construídas seis pistas, sobre as quais trafegaram 200 veículos, num total de mais de 1 milhão de aplicações de eixos. De acordo com HUDSON e HAAS (1990), todos os profissionais envolvidos com a tecnologia de pavimentação reconhecem que as melhores informações disponíveis sobre desempenho de pavimentos, solicitações do tráfego e propriedades dos materiais foram obtidas do *AASHO Road Test*. Os resultados do *AASHO Road Test* têm sido usados para o desenvolvimento de teorias e métodos de dimensionamento de pavimentos em todo o mundo desde 1962.

Ainda segundo HUDSON e HAAS (1990), o *AASHO Road Test* forneceu o "*Santo Graal*" para os engenheiros rodoviários: os Fatores de Equivalência de Cargas (FEC), que propiciaram enorme simplificação para o dimensionamento de pavimentos e para a avaliação do potencial de deterioração dos veículos. As equações de desempenho do *AASHO Road Test*, conforme apresentado nas tabelas do *Anexo D* do Método de Dimensionamento de Pavimentos da AASHTO (AASHTO - 1986), são utilizadas para o cálculo dos FEC de diferentes combinações de tipo de eixo (simples ou tandem duplo), carga por eixo, tipo de pavimento (flexível ou rígido), estrutura do pavimento (representada, no caso de pavimentos flexíveis, pelo Número Estrutural - SN) e índice de serventia final.

Embora os Fatores de Equivalência de Cargas da AASHTO sejam os únicos que foram baseados em observações de campo sistematizadas, cumprindo um rigoroso planejamento estatístico previamente estabelecido, muitos aspectos limitam sua utilização nos dias atuais:

- dispersão dos resultados: os resultados obtidos apresentaram grande dispersão (HRB - 1962), a ponto das previsões de desempenho (em termos de número de solicitações admissível, N) se situarem, ao nível de 90% de confiança, dentro do amplo intervalo $N/3$ a $3N$. Tal fato provoca reservas à utilização dos FEC da AASHTO até mesmo nos Estados Unidos, país onde foi desenvolvido o *AASHTO Road Test*;
- evolução tecnológica: muitas das condições vigentes atualmente são completamente diferentes daquelas sob as quais os resultados do *AASHTO Road Test* foram obtidos. Têm-se, nos dias atuais, novos limites de cargas por eixo, novas configurações de eixos (eixos tandem triplo), pressões de enchimento dos pneus mais elevadas (passou-se de 563 kPa para 844 kPa), diferentes dimensões e tipos de pneus (pneus radiais e pneus extralargos), volumes de tráfego mais elevados e novos sistemas de suspensão, sem contar que a velocidade dos veículos é variável (quando do *AASHTO Road Test* a velocidade foi igual a 55 km/h);
- forma de deterioração: sendo os Fatores de Equivalência de Cargas dependentes da forma de deterioração e do nível de deterioração correspondente à condição de ruína, os FEC da AASHTO têm sua validade limitada à consideração da forma de deterioração funcional *perda de serventia* (associada à evolução da irregularidade longitudinal dos pavimentos), enquanto que para os pavimentos brasileiros a forma de deterioração que mais condiciona as intervenções (manutenção e reconstrução) são as *trincas por fadiga do revestimento asfáltico*;
- tipo de solo do subleito: durante o *AASHTO Road Test*, procurou-se trabalhar com subleitos uniformes, sendo o valor médio do Índice de Suporte Califórnia igual a 3%. No Brasil, grande parte dos solos apresentam comportamento mecânico muito mais favorável às obras rodoviárias, seja como subleito, reforço do subleito ou ainda como sub-base e base de rodovias com tráfego baixo a médio. Dessa forma, a evolução da deterioração dos pavimentos observada no *AASHTO Road Test* não seria a mesma caso fossem utilizados solos com características semelhantes aos solos de comportamento laterítico existentes em muitas regiões do Brasil;

- clima: embora os trabalhos publicados após o *AASHO Road Test* enfatizem que os resultados obtidos eram aplicáveis apenas às condições climáticas e de solo encontradas no local do experimento (HRB - 1962), e que estudos similares deveriam ser realizados em outras regiões, tem-se aceito os FEC da AASHTO como definitivos e universais, em razão da falta de recursos para trabalhos complementares ao *AASHO Road Test* e na ausência de outras informações. As condições climáticas que vigoraram durante o *AASHO Road Test* são muito diferentes das que encontramos no Brasil. Para ilustrar a importância do aspecto climático, a Figura 3.1, obtida de FINN et al. (1977), apresenta a evolução da deformação permanente nas trilhas das rodas durante o primeiro ano do *AASHO Road Test*, ficando evidente que a capacidade estrutural (e, conseqüentemente, o desempenho dos pavimentos) variou enormemente com as estações do ano, principalmente durante o congelamento do inverno e o degelo da primavera;

Figura 3.1 - Evolução da Deformação Permanente nas Trilhas de Rodas, em Função das Estações do Ano, Durante o *AASHO Road Test* (FINN et al. - 1977).

- limitações do conceito de Número Estrutural: segundo o conceito do Número Estrutural, um pavimento consiste de uma série de camadas individuais intercambiáveis, cuja contribuição para o comportamento estrutural do pavimento é definida por duas características intrínsecas: espessura e coeficiente estrutural. Para IOANNIDES (1991), a maior limitação do conceito de Número Estrutural, salientada pela utilização crescente de estruturas do tipo *pavimento invertido*, é que toda ênfase é colocada sobre as propriedades inerentes do material, em lugar da consideração do comportamento do pavimento como um todo, ou seja, como um sistema formado por componentes que interagem. Assim, esse conceito empírico-estatístico só tem utilidade (inclusive para a determinação dos FEC) se os outros fatores forem similares aos que prevaleciam quando do *AASHO Road Test*. O entendimento da estrutura do pavimento como um sistema em camadas, conforme apresentado no trabalho pioneiro de BURMISTER (1943) para pavimentos flexíveis, tem por base uma avaliação mecanística do comportamento de engenharia dos materiais. Conseqüentemente, as respostas estruturais passam a depender da grandeza relativa das características elásticas de cada camada e incorporam o efeito do suporte propiciado pelo subleito e da geometria da carga aplicada, em nítida incompatibilidade com o conceito de Número Estrutural;
- simplificações indevidas: merece destaque, neste trabalho que trata das solicitações do tráfego, a consideração conjunta das aplicações dos eixos dianteiros e dos eixos com rodas duplas, que pode conduzir a diferenças significativas nas análises de desempenho dos pavimentos.

3.4.2 - MÉTODO DO CORPO DE ENGENHEIROS DO EXÉRCITO DOS ESTADOS UNIDOS

O Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis normalizado pelo DNER (SOUZA - 1981) utiliza conclusões e sugestões contidas no trabalho de TURNBULL, FOSTER e AHLVIN (1962) e também aproveita dados do *AASHO Road Test*. Representa o casamento dos métodos propostos pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos e pela AASHTO: do primeiro utiliza os gráficos de dimensionamento de pavimentos e os Fatores de Equivalência de Cargas e do segundo utiliza os coeficientes de equivalência estrutural para os diversos materiais que constituem as camadas dos pavimentos.

Os FEC são obtidos a partir da equação de dimensionamento proposta pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos, elaborada com base em resultados experimentais acumulados até 1961, que fornece a espessura do pavimento em função da carga por eixo, da pressão dos pneus e do CBR do subleito.

As principais hipóteses que fundamentam os Fatores de Equivalência de Cargas do Método de Dimensionamento de Pavimentos do DNER são:

- o critério adotado para equivalência de cargas é o da máxima deflexão no topo do subleito, com o objetivo de assegurar proteção contra deformações permanentes nas trilhas de rodas;
- o conjunto pavimento-subleito é considerado como um semi-espaço de Boussinesq, constituído por um único material, perfeitamente elástico, homogêneo e isotrópico, com coeficiente de Poisson igual a 0,5;
- a pressão de contato pneu-pavimento foi considerada uniforme e igual à pressão de enchimento dos pneus e teve seu valor fixado em 493 kPa (70 psi).

Com a evolução tecnológica dos implementos rodoviários, muitas das hipóteses em que o Método de Projeto de Pavimentos do DNER se baseia não são mais válidas. Por exemplo, os níveis de pressão de enchimento dos pneus já atingem 844 kPa, 120 psi. Atualmente, podem ser utilizados modelos que consideram os pavimentos como uma estrutura em camadas e não um semi-espaço infinito, sendo que os materiais de cada camada podem ser caracterizados por modelos elástico-lineares ou por modelos elásticos não-lineares, dentre outros. Outra limitação do Método do DNER, no que diz respeito à determinação dos Fatores de Equivalência de Cargas, é que ele não considera a principal forma de deterioração dos pavimentos brasileiros, que são as trincas por fadiga dos revestimentos asfálticos.

3.4.3 - MÉTODO DO C.D.H.

O Método para Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis - DNER-PRO 10-79 (DNER - 1979) foi normalizado com base no trabalho desenvolvido por PEREIRA (1973), que se manteve fiel ao antigo método de dimensionamento de pavimentos do C.D.H. (California Division of Highways), desenvolvido por HVEEM e SHERMAN (1962) com base em observações de pavimentos em serviço no Estado da Califórnia e em pistas experimentais (*WASHO* e *AASHO Road Test*).

No Método do C.D.H., o critério de equivalência de cargas utilizado considera a deflexão superficial (PEREIRA - 1992), julgada capaz de controlar as trincas por fadiga do revestimento e o acúmulo de deformação permanente nas trilhas das rodas. Os FEC dependem apenas da carga por eixo. Não consideram as características do subleito e das camadas do pavimento e, apesar de reconhecida a importância da pressão de contato pneu-pavimento, foi feita uma simplificação que considerou o fator *área de contato* de maneira apenas implícita. A comparação dos níveis de pressão de enchimento dos pneus que vigoram hoje em dia (844 kPa, 120 psi) com os níveis de pressão dos pneus dos veículos rodoviários de carga que trafegavam nas décadas de 50 e 60 (entre 493 kPa e 563 kPa, 70 a 80 psi) evidencia a limitação de extrapolações com base no método proposto por HVEEM e SHERMAN (1962).

Outra limitação do Método do C.D.H. é que ele não faz distinção entre rodas simples e rodas duplas, admitindo, erroneamente, que as duas configurações têm comportamento semelhante e podem ser consideradas sob uma única expressão. Segundo essa hipótese resulta, para os limites legais em vigor no Brasil, que um eixo simples com rodas simples (carregando 60 kN) seria da ordem de 10 vezes menos danoso ao pavimento que um eixo simples com rodas duplas (carregando 100 kN).

3.4.4 - MÉTODO PROPOSTO POR MOTTA E MEDINA (1991)

MOTTA e MEDINA (1991), no trabalho em que apresentam um novo método de dimensionamento de pavimentos, comentam que todo método deve, para se consolidar, ser *aberto* a variações de estruturas de pavimento e a novos materiais, o que não acontece com os métodos empíricos desenvolvidos no exterior e introduzidos no Brasil nas décadas de 50 e 60.

Para MOTTA e MEDINA (1991), a quantificação dos efeitos das solicitações do tráfego continua a ser o "*calcanhar de Aquiles*" dos métodos de dimensionamento. Recomendam, a esse respeito, que sejam determinadas a carga por roda, os pesos totais dos veículos, o volume de tráfego, a velocidade e a composição da frota. Em nítido contraste com o argumento utilizado para justificar a apresentação de um novo método, esqueceram de mencionar as modificações que ocorreram nos últimos anos, em termos de carga por eixo, pressão de enchimento dos pneus, tipo de eixo, tipo de rodagem, tipo de pneu, sistema de suspensão etc, concluindo que os FEC dos métodos normalizados pelo DNER podem continuar a ser utilizados.

3.5 - FATORES DE EQUIVALÊNCIA EMPÍRICO-MECANÍSTICOS

A aplicação de carga produz uma mudança no estado de tensão da estrutura do pavimento, quantificada pelas *respostas estruturais*. Pesquisas teóricas e experimentais têm mostrado que algumas respostas estruturais podem ser utilizadas para a previsão da evolução de diferentes formas de deterioração (por exemplo, trincas por fadiga do revestimento asfáltico e deformação permanente nas trilhas das rodas) e, conseqüentemente, do desempenho dos pavimentos.

De acordo com o proposto por MINER (1945), o dano unitário, causado por uma aplicação de carga, corresponde ao inverso do número (N) de aplicações de carga necessário para levar o pavimento a um estado de ruptura. Considerando-se válida a *Lei de Miner*, os Fatores de Equivalência de Cargas podem ser definidos pela relação entre os danos unitários causados pela solicitação em análise e pela solicitação-padrão, segundo a expressão:

$$FEC_i = [(1 / N_i) / (1 / N_0)] = N_0 / N_i \quad (3.3)$$

onde:

- FEC_i : Fator de Equivalência de Cargas para a solicitação i
- N_0 : vida em serviço (número admissível de aplicações de carga) prevista para a solicitação-padrão
- N_i : vida em serviço prevista para a solicitação i .

Do ponto de vista estritamente teórico, a hipótese de Miner não é válida, pois os Fatores de Equivalência de Cargas não são constantes para todos os níveis de deterioração. No entanto, análises críticas da hipótese de Miner têm concluído pela continuidade de sua utilização (SCRIVNER e DUZAN - 1962 e IRICK e A.R.E. - 1989).

Para o desenvolvimento de Fatores de Equivalência de Cargas empírico-mecanísticos tem-se que conhecer, além da hipótese de Miner, a equação (ou *modelo*) para previsão de desempenho dos pavimentos, que relaciona um determinado nível de deterioração com o número de repetições de uma dada resposta estrutural. Normalmente, o nível de deterioração adotado é aquele que corresponde ao fim da vida em serviço (número de repetições admissível, N).

As respostas estruturais mais importantes, associadas às formas de deterioração que condicionam as intervenções na malha rodoviária brasileira, são:

- *deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento ($\epsilon_{ht,1}$)*
- *deformação vertical de compressão no topo do subleito ($\epsilon_{vc,m}$)*
- *deflexão superficial (δ_1)*
- *deformação vertical de compressão na fibra inferior do revestimento ($\epsilon_{vc,1}$)*
- *tensão horizontal de tração em camada tratada com cimento ($\sigma_{ht,2/3}$)*

Os modelos empírico-mecanísticos utilizados para previsão da vida em serviço de um pavimento consideram, geralmente, apenas uma resposta estrutural. Ou seja, procuram prever a evolução de um único tipo de deterioração. No Capítulo 4 deste trabalho, são discutidas em detalhes as diferentes formas de deterioração e os correspondentes modelos para previsão do desempenho dos pavimentos. Esses modelos apresentam a seguinte forma geral:

$$N = a \cdot (1 / \rho)^b \quad (3.4)$$

onde:

- N:** número admissível de aplicações de carga
- a e b:** coeficiente e expoente associados à forma de deterioração, à resposta estrutural considerada, ao tipo de ensaio e à estrutura analisada
- ρ :** resposta estrutural genérica.

Fica evidenciada, assim, a possibilidade de se expressar os Fatores de Equivalência de Cargas como uma potência da razão entre as respostas estruturais correspondentes à solicitação em análise (ρ_i) e à solicitação-padrão (ρ_0):

$$FEC_i = (\rho_i / \rho_0)^b \quad (3.5)$$

pois para o cálculo dos FEC apenas o expoente b tem importância, uma vez que o coeficiente a é cancelado quando da divisão de N_0 por N_i :

Os Fatores de Equivalência de Cargas empírico-mecanísticos são baseados, portanto, em:

- programas para cálculo das respostas estruturais dos pavimentos às solicitações individuais do tráfego;
- modelos empírico-mecanísticos para previsão do desempenho dos pavimentos em função das respostas estruturais, representados por equações que relacionam a vida em serviço (número de aplicações admissível, N) à magnitude da resposta estrutural considerada.

3.6 - CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS DO CAPÍTULO 3

Os Fatores de Equivalência de Cargas empíricos utilizados no meio rodoviário brasileiro foram desenvolvidos sob condições específicas de clima (pluviometria, temperatura, congelamento e degelo), solos do subleito (sem a ocorrência de solos tropicais) e, principalmente, solicitações do tráfego (carga por eixo, pressão de enchimento dos pneus, tipo de eixo, tipo de pneu e tipo de suspensão), diferentes das que prevalecem no Brasil. Apresentam, portanto, limitações inerentes, pois não permitem a extrapolação de resultados quando são consideradas situações distintas daquelas admitidas quando de sua elaboração.

Os Fatores de Equivalência de Cargas empírico-mecanísticos, que resultam da análise estrutural e da consideração de modelos para previsão do desempenho dos pavimentos em função das respostas estruturais, são muito mais promissores para a análise dos fatores de tráfego, pois permitem a quantificação, mediante simulação, dos efeitos de diferentes condições de carregamento. São os mais indicados, portanto, para as análises efetuadas neste trabalho, que visam determinar os efeitos relativos dos fatores de tráfego.

As análises teóricas que serão desenvolvidas neste trabalho não prescindem, porém, de estudos experimentais complementares, sejam eles realizados em laboratório ou em pistas em serviço. Apresentam-se, a seguir, sugestões sobre formas de se conduzir estudos de campo capazes de fornecer elementos para um melhor conhecimento dos Fatores de Equivalência de Cargas, seja em termos de obtenção de novos FEC empíricos ou, o que é mais provável, em termos de calibração e validação de FEC empírico-mecanísticos:

- determinação do desempenho de pistas em serviço submetidas a cargas controladas: consiste, basicamente, no acompanhamento da evolução das diferentes formas de deterioração dos pavimentos e do conhecimento detalhado dos fatores de tráfego (carga por eixo, pressão de enchimento dos pneus, tipo de eixo etc). Envolve, também, a determinação das espessuras das camadas e das propriedades mecânicas dos materiais constituintes das camadas e do subleito. Análoga aos Estudos de Desempenho dos Pavimentos a Longo-Prazo (*Long-Term Pavement Performance, LTPP*) do Programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*), essa proposta tem como inconveniente, segundo HUDSON e HAAS (1990), o fato de que seus resultados só poderão ser plenamente utilizados a partir de 10 a 15 anos do início da auscultação;
- utilização de equipamentos para aplicação acelerada de cargas: as vantagens apresentadas por esses equipamentos são que eles permitem a simulação de carregamentos mais próximos das condições reais e a consideração de diferentes estruturas de pavimento (em serviço ou especialmente construídos). Uma nova versão deste equipamento, denominada *MLS (Mobile Load Simulator)*, está sendo desenvolvida na Universidade do Texas em Austin, sob coordenação do Prof. Fred Hugo, que detém a patente provisória do *MLS* e que já havia desenvolvido o modelo *HVS (Heavy Vehicle Simulator)* na África do Sul. O *MLS*, apresentado na Figura 3.2, consiste de uma estrutura fixa que suporta um circuito fechado com seis eixos em tandem, que podem ser equipados com diferentes suspensões (feixe de molas e pneumática) e tipos de pneus (radiais, diagonais e extralargos), sob diferentes combinações de carga por eixo e pressão de enchimento dos pneus. O *MLS* é facilmente transportado a qualquer ponto da malha viária. Existe ainda uma outra versão de equipamento para aplicação acelerada de carga, denominada *ALF*, e que foi desenvolvida pelo FHWA. A principal limitação desses equipamentos é que podem ser necessários vários meses para a obtenção de um único ponto e, a menos que vários equipamentos sejam utilizados simultaneamente, os resultados poderão ser confundidos com os efeitos ambientais. No Brasil, CERATTI (1993) relata que um estudo conjunto da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER-RS) desenvolveu um equipamento para aplicação acelerada de cargas, denominado "Máquina de Teste Acelerado de Pavimentos";

Figura 3.2 - Representação Esquemática do *Mobile Load Simulator* (MLS) - WELSCH (1992).

- medidas das respostas estruturais no campo: equipamentos como o *Multi-Depth Deflectometer* (MDD), apresentado na Figura 3.3, permitem a determinação da deflexão da estrutura do pavimento a diferentes profundidades e, conhecidas as distâncias entre os pontos de leituras, podem ser determinadas, também, as deformações. Submetendo-se iguais estruturas a diferentes condições de carregamento, podem ser determinados os Fatores de Equivalência de Cargas, desde que os carregamentos sejam conduzidos até um nível de deterioração que represente o estágio final da vida em serviço, ou que sejam aceitos como válidos modelos existentes para previsão de desempenho dos pavimentos.

Figura 3.3 - Defletômetros Instalados a Diferentes Profundidades para Medida das Respostas Estruturais Causadas pelas Cargas do Tráfego (AKRAM et al. - 1992).

CAPÍTULO 4

MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DOS PAVIMENTOS: MODELOS PARA PREVISÃO DE DESEMPENHO

4.1 - INTRODUÇÃO

Um pavimento pode deteriorar-se segundo diferentes mecanismos: trincas por fadiga do revestimento asfáltico, deformação permanente nas trilhas das rodas, trincas por fadiga das camadas tratadas com cimento, trincas por contração térmica, deformações ocasionadas por subleito compressível ou expansível, expansão e desintegração dos agregados, perda de adesão entre asfalto e agregados etc.

As dificuldades para caracterização da ruptura dos pavimentos levaram CAREY, JR. e IRICK (1960) a definir, quando do *AASHO Road Test*, os conceitos de *índice de serventia* e *desempenho* dos pavimentos. Segundo esses conceitos, há distinção entre efeitos localizados e o desempenho global do pavimento. Assim, uma trinca classe 3 ou uma deformação permanente de 25 mm podem indicar a ruptura do material, mas não caracterizam a ruptura do pavimento, ou seja, não representam a ruptura do sistema como um todo.

As formas de deterioração consideradas neste trabalho são associadas ao comprometimento estrutural dos pavimentos e resultantes da repetição de solicitações impostas pelos veículos. Mecanismos de deterioração resultantes do desgaste do revestimento por abrasão ou distribuição irregular de material asfáltico, de má dosagem da mistura betuminosa, de compactação inadequada, de expansão ou contração causadas por fatores ambientais e outros não associados às solicitações do tráfego estão fora do escopo deste trabalho.

Neste capítulo são discutidas, em detalhes, as principais formas de deterioração estrutural dos pavimentos (*trincas por fadiga do revestimento asfáltico, deformação permanente nas trilhas das rodas e trincas por fadiga da camada tratada com cimento*) e são apresentados os principais modelos empírico-mecanísticos utilizados para previsão da evolução dessas formas de deterioração.

4.2 - FORMAS DE DETERIORAÇÃO DOS PAVIMENTOS

4.2.1 - INTRODUÇÃO

O propósito de uma rodovia é prover um meio seguro, confortável e econômico para o transporte de mercadorias e pessoas. Um pavimento em bom estado possibilita conforto e segurança ao tráfego e não requer manutenção excessiva. O fim da vida em serviço (*ruptura*) de um pavimento é alcançado quando um desses três fatores (conforto, segurança e economia) atinge o nível de tolerância máximo, a partir do qual são necessárias intervenções.

Faz-se necessária uma breve introdução sobre o que constitui a *ruptura* de um pavimento e quais os fatores que contribuem para o início, propagação e acúmulo de deterioração, uma vez que os materiais utilizados em pavimentação podem apresentar diferentes mecanismos de deterioração, dependendo principalmente dos fatores ambientais (temperatura e teor de umidade) e das solicitações do tráfego (carga por eixo, pressão de enchimento dos pneus, tipo de suspensão etc). Além disso, a variação da qualidade dos materiais, das técnicas e cuidados construtivos e das estratégias de manutenção e reconstrução também dificultam a previsão da evolução da deterioração dos pavimentos.

Os termos relacionados aos conceitos de desempenho e serventia dos pavimentos e aos diferentes mecanismos de deterioração são definidos por HUDSON (1971), com base nos estudos e relatórios do *AASHO Road Test*:

- Serventia: é a habilidade de um pavimento para servir ao tráfego com segurança, conforto e economia;
- Desempenho: é a medida da serventia de um pavimento ao longo do tempo ou após um determinado número de aplicações de carga. Permite a análise das estratégias de projeto e a execução de programas de manutenção e reconstrução (Figura 4.1);
- Índice de Serventia Atual: é um índice numérico que mede a habilidade de uma determinada seção do pavimento para servir a um tráfego misto de alta velocidade e elevado volume, desenvolvido a partir de correlações entre avaliações subjetivas e medidas das características da superfície de rolamento;

(a) Efeito de um Índice de Serventia Inicial Menor;

(b) Efeito de um Índice de Serventia Terminal Menor;

(c) Efeito de um Índice de Serventia Menor Após Intervenção.

Figura 4.1 - Análise de Estratégias de Intervenção com Base nas Curvas de Desempenho de um Pavimento.

- Resposta Estrutural: é a reação do pavimento às cargas e ao meio ambiente, manifestada por uma variação no estado de tensão. As respostas estruturais (tensões e deformações) quando levadas ao limite, em termos de magnitude ou número de repetições, podem causar algumas das formas de deterioração dos pavimentos;
- Dano: é a contribuição de uma simples aplicação de carga para a deterioração dos pavimentos;
- Deterioração: são as conseqüências visíveis do efeito cumulativo das cargas e do meio ambiente sobre os pavimentos. As formas de deterioração associadas ao comprometimento estrutural dos pavimentos e que contribuem significativamente para a redução da serventia de um pavimento são as trincas por fadiga do revestimento asfáltico e a deformação permanente nas trilhas das rodas;
- Fratura: é o estado em que as partes de uma estrutura são separadas (por exemplo, em razão de trincas);
- Distorção: é a mudança da forma original do pavimento (por exemplo, a deformação permanente nas trilhas das rodas);
- Desintegração: é o estado em que o pavimento é decomposto em seus elementos.

MOAVENZADEH (1971) define o *desempenho* de um pavimento submetido a um determinado tráfego, em um dado meio ambiente, como sua habilidade em prover um nível de serventia aceitável, com um grau específico de confiabilidade, para um grau de manutenção determinado. A perda da habilidade de prover o *nível de serventia* necessário, resultante do acúmulo de deterioração durante um determinado período de tempo, pode ser considerada como *ruptura* do pavimento. Portanto, a vida em serviço de um pavimento corresponde ao número de solicitações necessário para que o índice de serventia atinja um nível inaceitável pelos usuários.

Dentre as formas de deterioração consideradas, a evolução de algumas *fraturas* e *distorções* pode ser estimada por teorias estruturais. A *desintegração*, no entanto, é associada apenas ao comportamento isolado dos materiais. HUFFERD e LAI (1978) listam as formas de deterioração dos pavimentos, como elas se manifestam e os mecanismos segundo os quais elas se desenvolvem:

- fratura: trincas causadas por carga excessiva, pela aplicação repetida de carga, ou por contração e expansão causadas por fatores ambientais (temperatura e teor de umidade);
- distorção: deformação permanente causada por carga excessiva, fluência, densificação ou expansão;
- desintegração: faixas desgastadas em razão da distribuição irregular de ligante betuminoso, da abrasão provocada pelo tráfego ou de reatividade química.

A irregularidade longitudinal dos pavimentos é o principal fator associado ao conforto e aos custos dos usuários. O atrito superficial é fundamental em termos de segurança, para a qual também são importantes os efeitos das *panelas* e da deformação permanente nas trilhas das rodas. Porém, é a adequação estrutural que possibilita o tráfego previsto sem deteriorações prematuras, que podem levar à perda de serventia e a gastos excessivos com manutenção e restauração.

Para HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994), a avaliação *funcional* de uma rodovia, baseada no conceito *serventia*, é voltada ao desempenho dos pavimentos como uma superfície de rolamento dos veículos, principal preocupação dos usuários. Por outro lado, a avaliação *estrutural*, baseada em análises mecânicas, é de vital interesse para os engenheiros.

Constata-se, na equação de desempenho do Método da AASHTO (1986), que a maior parte da perda de serventia é causada pela variação da irregularidade longitudinal, sendo muito pequenas as participações da deformação permanente nas trilhas das rodas e das trincas por fadiga e remendos no revestimento asfáltico. É interessante comentar, no entanto, sobre a forte correlação que há entre as formas de deterioração estrutural (trincas por fadiga e deformação permanente) e a irregularidade longitudinal (forma de deterioração funcional), indicando que muito frequentemente ambas ocorrem simultaneamente num pavimento.

Duas causas podem explicar essa correlação: a primeira razão é que os pavimentos, com a ocorrência de trincas, permitem a entrada de água e o conseqüente enfraquecimento estrutural, que resulta na evolução da irregularidade longitudinal; a segunda causa é que a irregularidade longitudinal, devido à consolidação e deformações cisalhantes, acarreta cargas dinâmicas excessivas e rápida progressão das trincas.

4.2.2 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS PAVIMENTOS

O dimensionamento racional de qualquer tipo de estrutura envolve a consideração das forças externas que devem ser resistidas, transformadas ou transmitidas, as tensões internas resultantes e as propriedades mecânicas dos materiais empregados para se atingir o objetivo desejado.

Uma estrutura pode atingir o fim da vida em serviço, sob a ação de um dado sistema de cargas externas, quando:

- ocorre deformação permanente excessiva, geralmente para materiais *dúcteis* ou que mobilizam apenas o atrito entre partículas, os quais apresentam considerável deformação plástica cisalhante antes da fratura;
- é atingido o ponto de fratura, geralmente para materiais *frágeis*, onde a concentração de tensões provoca a separação das ligações atômicas e o desenvolvimento e crescimento de trincas internas antes que ocorra deformação plástica.

Ensaio de laboratório e em pistas experimentais têm mostrado que o desempenho de pavimentos flexíveis pode ser relacionado a certos mecanismos de deterioração. Do ponto de vista da capacidade estrutural, definida como a habilidade em resistir à ruptura e conseqüente impedimento funcional, sob um determinado tráfego e em um dado meio ambiente, os pavimentos flexíveis apresentam duas formas de deterioração principais: *trincas por fadiga do revestimento asfáltico e deformação permanente nas trilhas das rodas*. São importantes, também, as trincas por fadiga que ocorrem nas camadas tratadas com cimento, que enfraquecem a estrutura e podem resultar em trincas por reflexão no revestimento asfáltico.

Um pavimento asfáltico é uma estrutura em camadas, cuja análise racional (também denominada de *mecânica*) é inevitavelmente complicada em razão do elevado número de variáveis, muitas das quais ainda não perfeitamente conhecidas. Apesar disso, não há razão para que o método racional seja descartado no seu dimensionamento. Um método de dimensionamento que não considere as leis da mecânica como suas hipóteses de trabalho não é capaz de indicar as interrelações lógicas entre o comportamento mecânico de todo o sistema, as condições às quais ele está exposto e as propriedades e características físicas dos vários materiais utilizados.

Com algumas reservas, pode-se obter um quadro coerente sobre o comportamento estrutural dos pavimentos a partir de teorias da *mecânica do contínuo* em vez de *teorias moleculares* ou da *mecânica das fraturas*. Este tem sido o caminho seguido por várias teorias fenomenológicas sobre o acúmulo de deterioração, como por exemplo a *Lei de Miner*. Segundo esta abordagem, admite-se que quando um material é submetido a uma determinada sollicitação e a um dado ambiente, a porcentagem de deterioração é, em certo momento, proporcional ao número de repetições de carga. De acordo com esta hipótese, existe uma curva de deterioração para todo carregamento repetido, sendo que a deformação, o comprimento das trincas, e a porcentagem da área com trincas, desenvolvidas em função das aplicações de carga, podem ser usadas como indicadores da deterioração.

Mesmo quando é dada ênfase apenas ao aspecto estrutural, ainda persistem dúvidas sobre qual mecanismo de deterioração considerar. ARANOVICH (1985) ressaltava o fato de que os engenheiros de pavimentação de cada país procuram dar ênfase às ocorrências críticas para o tipo de pavimento que utilizam. Por exemplo, os engenheiros ingleses se preocupam com os afundamentos nas trilhas das rodas, uma vez que o *hot rolled asphalt* que utilizam apresenta elevada resistência à fadiga, porém é muito susceptível à deformação permanente. Já os engenheiros brasileiros, que constroem revestimentos com concreto asfáltico, preocupam-se principalmente com as trincas por fadiga do revestimento.

4.3 - MODELOS DE DESEMPENHO

Os modelos de desempenho possibilitam a previsão da evolução, ao longo do tempo e em função das sollicitações do tráfego e das condições ambientais, de uma dada forma de deterioração ou de índices de serventia que combinam duas ou mais formas de deterioração. Existem, de acordo com HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994), quatro tipos básicos de modelos de desempenho:

- puramente mecanístico: esse tipo de modelo ainda não foi desenvolvido porque as respostas estruturais, para terem significado para os engenheiros de pavimentação, têm necessariamente que estar relacionadas à deterioração dos pavimentos;

- empírico-mecanísticos: modelos estruturais, normalmente utilizados sob a forma de programas computacionais, simulam as respostas estruturais (tensões, deformações e deslocamentos) de pavimentos reais às cargas do tráfego e às solicitações impostas pelo meio ambiente. Esses modelos estruturais, que serão discutidos no Capítulo 5 deste trabalho, podem ser elástico-lineares (ELSYM5, BISAR, NEL-1, CHEV5), elástico-não-lineares (ILLI-PAVE, MICHI-PAVE, FEPAVE2), visco-elásticos (VESYS) e até mesmo empregar conceitos da Mecânica das Fraturas. As respostas estruturais são correlacionadas com dados experimentais sobre a evolução da deterioração estrutural ou funcional dos pavimentos, mediante análises de regressão, resultando em modelos para previsão de desempenho (também denominados *funções de transferência*). Os modelos empírico-mecanísticos são especialmente úteis para previsão da evolução de formas de deterioração associadas às solicitações do tráfego (trincas por fadiga do revestimento e deformação permanente nas trilhas das rodas). Apesar de não incluírem todos os parâmetros e interações, muitos modelos empírico-mecanísticos incluem os parâmetros de maior significância e, dessa forma, podem fornecer resultados aceitáveis, particularmente em situações onde a experiência anterior não é aplicável. Um bom exemplo do desenvolvimento de modelos empírico-mecanísticos é dado por QUEIRÓZ (1981), que utilizou a teoria das camadas elástico-lineares para relacionar algumas respostas estruturais com as formas de deterioração observadas em 63 seções de pavimentos flexíveis, durante a *PICR* (Pesquisa sobre o Interrelacionamento dos Custos de Construção, Manutenção e Utilização de Rodovias);
- empíricos: independem das respostas estruturais, sendo formulados inteiramente a partir da análise estatística dos dados de desempenho coletados em pavimentos existentes. A variável dependente *deterioração* (funcional ou estrutural) é relacionada a uma ou mais variáveis independentes (como, por exemplo, resistência do subleito, número de aplicações de carga, espessuras e propriedades das camadas, fatores ambientais e suas interações etc). Sendo os modelos empíricos derivados da experiência e da observação do desempenho de pavimentos existentes, a sua confiabilidade depende de serem as espessuras e características dos materiais, as solicitações do tráfego (carga por eixo, pressão de enchimento dos pneus, sistemas de suspensão, tipo de rodagem etc) e as condições ambientais (temperatura e teor de umidade) semelhantes àquelas sob as quais os dados de desempenho foram obtidos. Para RAUHUT, LYTTON e DARTER

(1984), uma seção de um pavimento existente, ideal para um experimento de campo, deveria ter estado em serviço por vários anos, ter ampla documentação sobre a construção e as atividades de manutenção efetuadas, estar localizada perto de um posto de pesagem e ter disponibilidade de dados sobre o índice de serventia e a evolução das diferentes formas de deterioração;

- subjetivos: a experiência de engenheiros e especialistas é formalizada através de processos de transição, como por exemplo o *processo de Markov*, que permitem a estimativa da condição futura a partir do conhecimento do estado atual, mediante uma matriz de probabilidade de transição. Métodos formais de entrevistas, como o método de Delfos, podem ser usados para o desenvolvimento das matrizes de probabilidade de transição. Nesse caso, especialistas fazem previsões sobre a evolução da deterioração dos pavimentos a partir de um determinado estado atual e por um dado período de tempo. As vantagens dos modelos subjetivos incluem a possibilidade do desenvolvimento de curvas de desempenho sem dados históricos e a calibração direta. Dentre as desvantagens, a principal é a necessidade do desenvolvimento de matrizes de probabilidade de transição para cada combinação dos fatores que afetam o desempenho dos pavimentos (por exemplo, tipo de pavimento, espessuras das camadas, volume e cargas do tráfego, tipo de subleito, fatores ambientais etc).

HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994) apresentam a seqüência lógica do desenvolvimento dos modelos de desempenho empírico-mecanísticos: *dados de entrada* → *modelos* → *respostas estruturais* → *deterioração* → *desempenho*. De uma forma mais detalhada, tem-se: os *dados de entrada* (informações sobre as solicitações do tráfego e sobre as condições ambientais, particularmente temperatura e teor de umidade) são utilizados pelos *modelos* que calculam as *respostas estruturais* (tensões, deformações e deslocamentos), a partir das espessuras (H_j) e propriedades mecânicas (E_j e ν_j) dos materiais constituintes das camadas do pavimento (Figura 4.2). A Figura 4.3 apresenta as respostas estruturais mais significativas (*deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento*, $\epsilon_{ht,1}$; *deformação vertical de compressão no topo do subleito*, $\epsilon_{vc,m}$; *deflexão superficial*, δ_1 ; *deformação vertical de compressão na fibra inferior do revestimento*, $\epsilon_{vc,1}$ e *tensão horizontal de tração na fibra inferior da camada tratada com cimento*, $\sigma_{ht,2/3}$), devendo-se ressaltar que as respostas estruturais não representam a ruptura do pavimento mas podem, após um determinado número de aplicações de carga, dar origem a algumas formas de

deterioração (que também não constituem a ruptura do pavimento). Com o acúmulo de deterioração ao longo do tempo e do tráfego, obtém-se as *curvas de desempenho* para diferentes formas de deterioração (Figura 4.4), sendo a ruptura do pavimento caracterizada quando a curva de desempenho considerada atinge um valor limite pré-estabelecido.

Resultados empíricos e resultados analíticos ou numéricos não são mutuamente exclusivos, uma vez que a comparação de medidas experimentais (no campo ou em laboratório) com resultados computacionais representa uma poderosa ferramenta para o entendimento do fenômeno analisado e para a validação das hipóteses de trabalho.

Os modelos empírico-mecanísticos têm por base o desenvolvimento de relações de causa e efeito, procurando entender as leis físicas que governam os mecanismos de deterioração dos pavimentos observados no campo. Tais relações, ao contrário das empíricas, baseadas apenas em correlações estatísticas, são particularmente importantes nos estudos de novas configurações de carga, para as quais não existem estudos experimentais disponíveis e a execução de novos experimentos seria dispendiosa em termos de tempo e recursos financeiros.

Pelas razões expostas anteriormente, optou-se, neste trabalho, pela utilização de modelos estruturais calibrados por resultados experimentais para a avaliação dos efeitos do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos flexíveis. A grande maioria dos modelos empírico-mecanísticos podem, num período de tempo relativamente curto, analisar um grande número de parâmetros, simulando grande variedade de condições existentes na prática. Atualmente, as análises mecanísticas não mais apresentam a desvantagem de requerer grande tempo computacional, pois cálculos que levavam horas em computadores antigos são executados, nos microcomputadores pessoais de hoje, em questão de minutos e até segundos.

Figura 4.2 - Representação Estrutural de um Pavimento como um Sistema de Camadas Elásticas (YODER e WITCZAC - 1975).

Figura 4.3 - Respostas Estruturais Significativas Consideradas pelos Modelos de Desempenho Empírico-Mecanísticos.

Figura 4.4 - Curvas de Comportamento para Diferentes Formas de Deterioração.

4.4 - TRINCAS POR FADIGA DO REVESTIMENTO ASFÁLTICO

4.4.1 - INTRODUÇÃO

Fadiga é o fenômeno de degradação estrutural, progressivo e localizado, que sofre um material submetido a tensões ou deformações repetidas, inferiores à sua resistência última, podendo culminar na fissuração ou ruptura completa do material após um número suficiente de repetições. O processo de fadiga modifica as propriedades do material a cada ciclo de carga, provocando, geralmente, uma redução na sua capacidade de suporte. A resistência à fadiga de uma mistura asfáltica pode ser definida, portanto, como a habilidade para suportar, sem ruptura, as solicitações repetidas do tráfego.

A ocorrência de trincas por fadiga em pavimentos tem sido observada desde há muito tempo. Segundo MOAVENZADEH (1971), PORTER (1942), NIJBOER e VAN DER POEL (1953) e HVEEM (1955) foram dos primeiros pesquisadores a relacionar certos tipos de trincas com as tensões causadas pelas cargas repetidas do tráfego. A repetição de deformações elásticas (resilientes) causadas pelas solicitações do tráfego é responsável pelas trincas por fadiga das camadas de misturas asfálticas e de misturas cimentadas, sendo as trincas no revestimento o principal mecanismo de deterioração observado nas rodovias brasileiras (QUEIRÓZ, 1981). Para MONISMITH e WITCZAC (1982), as trincas por fadiga são reconhecidas como um importante mecanismo de deterioração por todos os métodos de dimensionamento de pavimentos. E, de acordo com RAUHUT e KENNEDY (1982), a fadiga é o tipo mais comum de deterioração de pavimentos flexíveis, sendo também o que causa a maior parcela dos custos de restauração e manutenção de rodovias.

A deterioração por fadiga do revestimento asfáltico é influenciada pela magnitude das cargas, incluindo os efeitos da pressão de enchimento dos pneus, do tipo de rodagem, do tipo de pneu, do tipo de eixo e do sistema de suspensão, pelo número de aplicações de carga e pelas propriedades das misturas asfálticas (tipo de cimento asfáltico, tipo de agregado, compactação, volume de vazios etc). O processo de fadiga torna-se mais pronunciado à medida em que os materiais envelhecem e têm suas propriedades alteradas.

O primeiro passo no desenvolvimento de uma equação para previsão da evolução de trincas por fadiga é a definição dos níveis de severidade. Durante o *AASHO Road Test*, as trincas foram classificadas em três categorias:

- classe 1: trincas em fase inicial, finas e desconectadas;
- classe 2: evolução das trincas classe 1, com formação de células normalmente conhecidas como *jacarés* ou *couro de crocodilo* (Figuras 4.5 e 4.6), com pequena erosão nos bordos;
- classe 3: a erosão nas bordas das trincas é severa, e as células vibram de forma independente sob ação do tráfego, indicando um comportamento de blocos isolados.

Quando da *PICR*, que serviu de base para o desenvolvimento do Modelo de Gerência de Pavimentos HDM-III, foram obtidas informações sobre as trincas por fadiga do revestimento de pavimentos brasileiros mediante levantamento de campo. Para o cômputo da área das trincas, foi considerada uma área de influência lateral de 15 cm, conforme proposto por SMITH e McCULLOUGH (1974). Para indicação da severidade das trincas foram consideradas quatro classes:

- classe 1: abertura de até 1 mm;
- classe 2: abertura de 1 a 3 mm;
- classe 3: abertura maior que 3 mm, mas sem erosão das bordas;
- classe 4: abertura maior que 3 mm, com erosão das bordas.

4.4.2 - PREVISÃO DE DESEMPENHO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Segundo HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994), DEACON (1965) foi o primeiro a propor que a ruptura de misturas asfálticas por fadiga poderia ser descrita pela seguinte relação entre a deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada asfáltica ($\epsilon_{ht,1}$) e o número (N) de aplicações do eixo-padrão de 80 kN necessárias para produzir trincas classe 2:

$$N = a (1 / \epsilon_{ht,1})^b \quad (4.1)$$

onde:

a e b são coeficientes de fadiga, determinados experimentalmente.

Figura 4.5 - Detalhe de Trincas por Fadiga do Revestimento.

Figura 4.6 - Trincas por Fadiga do Revestimento nas Trajetória das Rodas.

A equação proposta por DEACON (1965) sugere o desenvolvimento de uma deformação horizontal crítica na base da camada asfáltica, que inicia a ruptura por fadiga após um certo número de repetições de carga. Segundo esse modelo, as trincas desenvolvem-se sempre de baixo para cima, dentro da camada de revestimento. Exceções a esse modelo geral ocorrem quando o material betuminoso apresenta envelhecimento acentuado (em virtude de oxidação, por exemplo), o qual é geralmente mais pronunciado junto à superfície, ou quando ocorrem trincas por contrações térmicas, que se propagam de cima para baixo.

Uma equação de ruptura por fadiga muito utilizada é a que foi desenvolvida pela empresa de consultoria *Austin Research Engineers* (A.R.E. - 1975) com base nos dados do *AASHO Road Test* e em investigação laboratorial das propriedades estruturais de 27 seções que apresentaram ao menos trincas classe 2:

$$N = 9,73 \times 10^{-15} (1 / \epsilon_{ht,1})^{5,16} \quad (4.2)$$

sendo o coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,93.

Outros pesquisadores têm adotado equações para previsão da evolução das *trincas por fadiga* que incluem o módulo de rigidez da camada asfáltica (E_1), seguindo o inicialmente proposto por FINN, NAIR e HILLIARD (1973):

$$N = a (1/\epsilon_{ht,1})^b \cdot (1 / E_1)^c \quad (4.3)$$

onde a , b e c são coeficientes determinados experimentalmente.

Dentre as equações que consideram o módulo de rigidez do revestimento, as mais utilizadas são as propostas por FINN et al. (1977), que consideram dois níveis de trincas por fadiga (inferior a 10% ou superior a 45%, em área):

$$\log(N)_{(\leq 10\%)} = 15,947 - 3,291 \log(\epsilon_{ht,1}) - 0,854 \log(E_1) \quad (4.4)$$

e

$$\log(N)_{(\geq 45\%)} = 16,086 - 3,291 \log(\epsilon_{ht,1}) - 0,854 \log(E_1) \quad (4.5)$$

onde E_1 é expresso em ksi (1.000 psi = 7.032 kPa) e $\epsilon_{ht,1} \times 10^6$.

O método de dimensionamento de pavimentos do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos (INSTITUTO DO ASFALTO - 1981) adota as equações acima, que foram utilizadas pela empresa de consultoria ETEL Ltda. na avaliação dos pavimentos da Rodovia dos Trabalhadores, no Estado de São Paulo.

Algumas modificações têm sido propostas para os modelos de previsão da vida em serviço em função da deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico, merecendo destaque o trabalho desenvolvido na Universidade de Nottingham por PELL e COOPER (1975), que inclui o teor de asfalto (V_B) e o ponto de amolecimento no ensaio de anel e bola (P_{ab}), e o INSTITUTO DO ASFALTO (1981), que considera o *fator de correção* proposto por SANTUCCI (1977) em função do volume de betume (V_B) e do volume de ar na mistura (V_V).

ZUBE e FORSYTH (1966) propuseram um modelo de desempenho, baseado em ensaios de laboratório e na observação de pistas em serviço, que fornece a vida de fadiga (N) em função da resposta estrutural *deflexão superficial* (δ_1 , em 0,01 mm) e da espessura do revestimento asfáltico (H_1 , em cm). PEREIRA e PEREIRA (1989) adaptaram esse modelo às condições brasileiras, que é utilizado pela norma para avaliação de pavimentos flexíveis DNER-PRO 10-79 (DNER - 1979), mediante correções em função da temperatura e do método de ensaio para determinação da deflexão na superfície do pavimento:

$$N = (19,33 / \delta_1)^{5,96} \cdot (H_1)^{-3,28} \quad (4.6)$$

Os resultados da *PICR* foram utilizados por QUEIRÓZ (1981) para o desenvolvimento de equações para previsão do aparecimento e progressão de trincas por fadiga em pavimentos brasileiros. Como as trincas podem demorar vários anos para aparecer mas, posteriormente, o processo de deterioração é relativamente rápido, foram utilizados dois modelos: um para a previsão do surgimento da primeira trinca e outro para previsão da velocidade de propagação das trincas ao longo do tempo. A equação adotada para a previsão do número de repetições (N) do eixo-padrão de 80 kN necessárias para o aparecimento da primeira trinca classe 2 é a seguinte:

$$\log(N) = 6,87 - 1,97 \log(\epsilon_{vc,1} \times 10^{-4}) \quad (4.7)$$

onde $\epsilon_{vc,1}$ é a deformação vertical de compressão na fibra inferior da camada asfáltica, sendo o coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,31.

A equação para previsão da evolução da porcentagem da área com trincas de classe 2 ou superior (CR) é função do número de repetições do eixo-padrão de 80 kN (N) e da tensão horizontal de tração na fibra inferior do revestimento ($\sigma_{ht,1}$):

$$CR = -8,70 + 0,258 (\sigma_{ht,1}) (\log N) + 1,006 \times 10^{-7} \cdot (\sigma_{ht,1}) \times N \quad (4.8)$$

onde a unidade de $\sigma_{ht,1}$ é o kgf/cm², sendo o coeficiente de determinação da equação (R^2) é igual a 0,50.

QUEIRÓZ (1981) admite que as equações desenvolvidas requerem coleta de dados adicional e que uma caracterização mais detalhada dos materiais poderá conduzir a equações mais acuradas. No entanto, acredita ter demonstrado a viabilidade da previsão do comportamento à fadiga dos pavimentos flexíveis brasileiros através de parâmetros mecânicos, e que as análises mecânicas podem servir de base para um estudo mais racional do desempenho dos pavimentos, especialmente dos efeitos de novos materiais e de diferentes solicitações do tráfego.

4.4.3 - FADIGA EM FUNÇÃO DA ENERGIA DISSIPADA

Embora a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico venha sendo utilizada como fator determinante nos estudos de trincas por fadiga, outros modelos para previsão de desempenho, como por exemplo os que consideram a energia dissipada em cada ciclo de carregamento nos ensaios de carga repetida (Figura 4.7), apresentam-se como alternativa viável para os estudos de fadiga de misturas asfálticas.

Vários pesquisadores, como VAN DIJK (1975), VAN DIJK e VISSER (1977) e TAYEBALI, ROWE e SOUZA (1992), têm argumentado que o comportamento de fadiga das misturas asfálticas pode ser caracterizado pela relação entre o número de solicitações admissíveis (N) e a energia dissipada acumulada (W_f), segundo a equação:

$$W_f = A (N)^z \quad (4.9)$$

onde A e z seriam constantes características das misturas asfálticas, determinadas experimentalmente.

Figura 4.7 - Energia Dissipada em Ensaios com Aplicações Repetidas de Carga.

Em estudo desenvolvido para o Programa SHRP, TAYEBALI, ROWE e SOUZA (1992) admitem que a energia dissipada acumulada pode ser determinada pela equação:

$$W_f = \pi N (\epsilon_i)^2 E_1 \sin \psi_i \quad (4.10)$$

Igualando-se as duas equações, tem-se:

$$N = \{A / [\pi (\epsilon_0)^2 E_1 \sin \psi_0]\}^{1/(1-z)} \quad (4.11)$$

onde ϵ_0 é a deformação inicial aplicada (igual à deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento, $\epsilon_{ht,1}$, quando se considera a mistura asfáltica como uma camada de um pavimento) e ψ_0 é um coeficiente associado ao componente viscoso do módulo de rigidez.

TAYEBALI, ROWE e SOUZA (1992) concluem, também, que A e z não são constantes características das misturas asfálticas, mas variam em função do modo de carregamento e da temperatura.

Para a comparação dos efeitos de diferentes solicitações do tráfego sobre uma determinada mistura asfáltica, submetida a uma mesma condição de carregamento e de temperatura, faz-se necessária apenas a determinação do expoente de ϵ_0 , que é análogo ao expoente b das equações apresentadas anteriormente. Considerando-se os resultados obtidos no Programa SHRP, tem-se os seguintes valores médios para o coeficiente z :

- ensaios sob tensão controlada, $T = 20^\circ\text{C}$: $z_{\text{med}} = 0,6$;
- ensaios sob deformação controlada, $T = 20^\circ\text{C}$: $z_{\text{med}} = 0,5$.

Dessa forma, o expoente de ϵ_0 assume os seguintes valores:

- ensaios sob tensão controlada: $b' = 2 [1 / (1 - z)] = 5$
- ensaios sob deformação controlada: $b' = 2 [1 / (1 - z)] = 4$

Deve-se destacar, portanto, que os estudos do Programa SHRP, embora utilizando uma concepção teórica diferente, conduzem a resultados muito próximos aos dos modelos propostos por DEACON (1965) e FINN et al. (1977), quando se pretende avaliar apenas os efeitos das solicitações do tráfego sobre pavimentos com idênticas características estruturais e sob iguais condições climáticas.

4.4.4 - ENSAIOS DE FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

O estudo da forma de deterioração *trincas por fadiga do revestimento* exige que se conheça o comportamento das misturas asfálticas sob tensões ou deformações repetidas, semelhantes às encontradas nas pistas em serviço. As características de fadiga das misturas asfálticas são geralmente expressas como uma relação entre a deformação ou tensão inicial e o número de repetições de carga que acarreta um determinado estado de deterioração.

Em ensaios sob *tensão controlada*, nos quais a deformação aumenta até a ruptura, as fissuras enfraquecem o material e a ruptura se dá rapidamente. Nessas condições, a resistência à fadiga aumenta com o aumento da rigidez e diminuição da temperatura, sendo este tipo de ensaio indicado para o estudo de camadas asfálticas com espessura superior a 15 cm e quando o módulo de rigidez do revestimento é muito maior que o módulo da base (MATTHEWS, MONISMITH e CRAUS - 1993).

Nos ensaios sob *deformação controlada*, indicados para camadas de revestimento inferiores a 5 cm e com baixo módulo de rigidez, a tensão decresce com a diminuição da rigidez provocada pelo aparecimento de trincas e as partes intactas não sofrem acréscimo de tensão, com as fissuras se propagando mais lentamente.

Portanto, os ensaios à tensão controlada são os mais severos, apresentando, após um determinado número de aplicações de carga, níveis de tensão e deformação mais elevados. Permitem, dessa forma, a avaliação da vida de fadiga mínima, enquanto que os ensaios à deformação controlada permitem uma avaliação da vida de fadiga máxima. Segundo ARANOVICH (1988), a maioria dos equipamentos para ensaios de fadiga existentes no Brasil são de tração indireta (carga de compressão diametral), realizados sob condição de tensão controlada.

Os métodos de ensaios de fadiga mais utilizados são: flexão simples, flexão apoiada, axial direto, compressão diametral, compressão triaxial, ensaios da mecânica das fraturas e ensaios em pistas experimentais (geralmente circulares, instaladas em laboratórios).

- Flexão Simples Repetida: a maioria dos dados de ensaios de fadiga tem sido obtida de ensaios à flexão simples, nos quais tensões ou deformações são aplicadas repetidamente até o corpo de prova romper ou exibir comprometimento estrutural. As cargas são aplicadas repetidamente no ponto central de uma viga simplesmente apoiada. As dimensões dos corpos de prova usados pelo equipamento da Universidade da Califórnia são 38,1 mm (1,5") de altura por uma largura de 38,1 mm (1,5") por 381 mm (15") de comprimento, enquanto que o equipamento do Instituto do Asfalto usa corpos de prova com maior seção transversal, 76,2 mm (3") de altura por 76,2 mm (3") de largura por 381 mm (15") de comprimento (MATTHEWS, MONISMITH E CRAUS - 1993). São aplicados, geralmente, carregamentos pulsantes, com tempo de aplicação de carga de 0,1 s e uma frequência de carregamento de 100 repetições por minuto. Os ensaios de fadiga à flexão simples apresentam, como vantagens, o uso bem difundido e a possibilidade de utilização dos resultados diretamente no dimensionamento de pavimentos, além de permitirem as opções de ensaio sob tensão ou deformação controlada. Pode ser utilizada, também, viga em balanço trapezoidal submetida a tensões ou deformações sinusoidais, configuração de ensaio utilizada por pesquisadores belgas (VERSTRAETEN - 1972), da Shell holandesa (VAN DIJK - 1975) e franceses (BONNOT - 1986).

- Flexão Apoiada: Outra configuração, utilizada por BARKSDALE e MILLER (1977), consiste da aplicação repetida de carga sobre viga de concreto asfáltico apoiada sobre espessa camada de borracha, que simula o suporte elástico proporcionado pelas camadas inferiores e pelo subleito.
- Axial Direto: o *Transportation and Road Research Laboratory* (TRRL), conforme relatado por RATHBY e STERLING (1972), realizou ensaios de tração uniaxial sem reversão de tensão, usando frequência de aplicação de carga de 25 Hz e duração de 0,040 s, e também ensaios com reversão de carregamento, que consistem da aplicação de cargas axiais de tração e de compressão alternadamente, em estudo sobre os efeitos dos períodos de descanso entre aplicações de carga (de 0,1 s a 1 s). Obteve-se um aumento da vida de fadiga com o aumento do tempo de descanso, para valores até 0,4 s, sendo que a partir daí pouco efeito foi observado. Dentre outras conclusões obtidas nos estudos desenvolvidos pelo TRRL, RATHBY e STERLING (1972) destacam que períodos curtos de descanso entre aplicações de cargas, análogos aos que ocorrem entre eixos e entre veículos sucessivos, têm um importante efeito sobre a vida de fadiga, embora para temperaturas acima de 25°C haja um decréscimo no efeito dos períodos de descanso, e que o efeito da forma do carregamento (por exemplo, trapezoidal vs. triangular) não é significativo.
- Ensaio Brasileiro (Ensaio de Compressão Diametral): é um ensaio considerado simples e eficaz para a caracterização da vida de fadiga de misturas asfálticas (KENNEDY e ANAGNOS - 1983) e também de materiais tratados com cimento. Os corpos de prova têm, geralmente, 101,6 mm (4") de diâmetro e 63,5 mm (2,5") de altura, que correspondem às dimensões dos corpos de prova utilizados pelo Ensaio de Dosagem Marshall. A carga é transmitida através de faixa de 12,7 mm (1/2") de largura. De acordo com as hipóteses da teoria da elasticidade:

$$\sigma_t = \{(2 \times P / \pi \times a \times h) [(\sin 2\alpha - (a / 2 \times R))]\} \quad (4.12)$$

e

$$\sigma_c = \{(-6 \times P / \pi \times a \times h) [(\sin 2\alpha - (a / 2 \times R))]\} \quad (4.13)$$

onde σ_t é a tensão de tração no centro do corpo de prova, σ_c é a tensão de compressão no centro do corpo de prova, P é a carga aplicada, a é a largura da faixa de carregamento, h é a altura do corpo de prova, R é o raio do corpo de prova, e 2α é o ângulo formado pela faixa de carregamento.

- Triaxial: utiliza corpos de prova cilíndricos, geralmente com diâmetro de 101,6 mm (4") e altura de 203,2 mm (8"), submetidos a carga axial sinusoidal. A fixação dos atuadores de carga às extremidades dos corpos de prova permite a realização de ensaios de tração (PELL e COOPER - 1975).
- Mecânica das Fraturas: outro método usado para caracterização de misturas asfálticas é o que se baseia nos princípios da Mecânica de Fraturas (MONISMITH e SALAM - 1971). Nesse método, a fadiga é considerada em três fases: iniciação, crescimento estável e propagação instável. Admite-se que a segunda fase (crescimento estável) consome a maior parte da vida de fadiga e, conseqüentemente, é para essa fase que os modelos baseados na Mecânica de Fraturas têm sido propostos. A equação geral que relaciona o crescimento das fissuras em função do número de aplicações de carga (N) é a seguinte:

$$da / dN = A (K_I)^n \quad (4.14)$$

onde a é o comprimento da fissura, K_I é o fator de intensidade de tensão e A e n são coeficientes experimentais. Essa relação admite que o crescimento da fratura do comprimento inicial (a_0) ao comprimento crítico que caracteriza o final da vida de fadiga (a_c), é estável. A principal desvantagem dos ensaios utilizados pela Mecânica de Fraturas é que, sob altas temperaturas, K_I não é constante. Além disso, os ensaios necessitam de grande quantidade de dados experimentais para a calibração dos modelos de propagação de fraturas e somente a propagação estável da fissuração é considerada. Segundo RAUHUT, LYTTON e DARTER (1984), os vários modelos desenvolvidos utilizando a Mecânica de Fraturas ainda não são suficientemente gerais para aplicação em problemas práticos.

- Ensaio em Pistas Circulares: nesse tipo de ensaio, o carregamento pode variar mediante alteração da carga por roda, da pressão de enchimento dos pneus e do tipo de pneu. São efetuadas medidas das respostas estruturais e a monitorização do início e propagação das trincas. Os resultados podem ser expressos em termos dos estádios de fadiga (trincas de classe 1, 2 ou 3). A principal vantagem desse tipo de ensaio é que ele permite a determinação direta da vida de fadiga. Dentre as desvantagens estão a demora e o preço elevado para realização dos ensaios (MATTHEWS, MONISMITH e CRAUS - 1993).

Utilizando como critério a habilidade para simular as condições que prevalecem nas pistas, a aplicabilidade dos resultados dos ensaios para uso em modelos de desempenho de pavimentos e a simplicidade, MATTHEWS, MONISMITH e CRAUS (1993) recomendam, preferencialmente, os ensaios de flexão simples repetida, de compressão diametral repetida e os baseados na Mecânica de Fraturas.

4.4.5 - RESULTADOS DE ENSAIOS VERSUS DESEMPENHO NA PISTA

Os resultados dos ensaios de fadiga realizados em laboratório não podem ser aplicados diretamente, pois as condições que prevalecem nas pistas em serviço (cargas variadas e períodos de repouso entre solicitações) diferem em muito das condições controladas de laboratório (nível constante de tensão ou deformação, com carregamento, em geral, sinusoidal ao longo do tempo).

Muitas pesquisas têm sido feitas para determinar a conversão dos resultados obtidos em laboratório em valores compatíveis com os observados nas pistas. Geralmente, a vida de fadiga prevista por ensaios de laboratório é muito inferior à observada nas pistas em serviço. Fatores de correção propostos por diferentes pesquisadores variam de aproximadamente 1 até mais de 400, sendo que, em muitos casos, os fatores de correção considerados assumem valores ao redor de 20 (KOHN e BENTSEN - 1987). O Método de Dimensionamento da SHELL (1987), por exemplo, considerando apenas a distribuição transversal da trajetória dos veículos que ocorre no campo, recomenda um valor de 2,5 para essa parcela do fator de correção. Existem, também, exemplos de valores entre 10^3 e 10^5 (MOTTA e MEDINA - 1991), numa indicação clara de que, em certas situações, há pouca correspondência entre os resultados de laboratório e de campo.

Os fatores de correção aplicados aos resultados de ensaios de laboratório dependem do tipo e condições de ensaio e das condições de campo com as quais os resultados estão sendo comparados. Podem ser, também, dependentes das características da mistura asfáltica. Para uma mesma mistura, o fator de correção é menor para ensaios sob deformação controlada do que para ensaios sob tensão controlada. Ensaios conduzidos sob temperaturas mais elevadas resultam em maiores fatores de correção. Tem-se, também, maiores fatores de correção à medida em que as camadas asfálticas ficam mais espessas.

4.5 - DEFORMAÇÃO PERMANENTE NAS TRILHAS DAS RODAS

4.5.1 - INTRODUÇÃO

Outra forma importante de deterioração que os pavimentos apresentam é o acúmulo de deformação permanente nas trilhas das rodas, conhecida como *trilha de roda* no meio rodoviário brasileiro (*rutting* na literatura de língua inglesa). A deformação permanente altera o perfil transversal da superfície do pavimento, sendo caracterizada por depressões longitudinais sob a trajetória das rodas, que podem ser acompanhadas por pequena elevação lateral.

A deformação permanente nas trilhas das rodas é um defeito estrutural que contribui para a perda de serventia, sendo indesejável também do ponto de vista da segurança, uma vez que pode causar empoçamentos que afetam o controle dos veículos (aquaplanagem).

A deformação permanente nas trilhas das rodas desenvolve-se gradualmente com o aumento do número de aplicações de carga, que causam a densificação e/ou deformação por cisalhamento, em função de inadequação estrutural, má compactação das camadas e do subleito, ou ainda dosagem inadequada da mistura asfáltica. Embora a deformação permanente também possa ser ocasionada por carregamento excessivo aplicado poucas vezes ou por carregamento estático aplicado por um longo período de tempo (ruptura por fluência, dependente do tempo de aplicação de carga), ambas fogem ao escopo do presente trabalho, que procura avaliar os efeitos das aplicações repetidas do tráfego normal.

Quando do *AASHO Road Test* (TRB - 1962), foi efetuada uma extensa investigação do fenômeno de deformação permanente. Duas conclusões importantes foram obtidas:

- a deformação permanente nas trilhas das rodas pode ser atribuída a mudanças de espessura que ocorrem em todas as camadas do pavimento;
- a deformação permanente é devida principalmente ao deslocamento lateral (mecanismo de cisalhamento), sendo pequena a contribuição da densificação dos materiais.

A deformação permanente pode ser determinada nas duas trilhas de rodas formadas pela canalização do tráfego mas, para fins de obtenção de valores numéricos utilizados nas análises, considera-se apenas a trilha externa (a que geralmente fornece valores máximos). Normalmente, a deformação permanente nas trilhas das rodas é medida com uma treliça metálica, desenvolvida durante o *AASHO Road Test* (Figura 4.8).

Figura 4.8 - Treliça Metálica Utilizada para Medir a Deformação Permanente nas Trilhas de Rodas.

HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994) consideram valores inferiores a 12,7 mm (0,5") incapazes de causar problemas mais sérios, ao mesmo tempo em que consideram os valores superiores a 25,4 mm como realmente perigosos. DORMAN e EDWARDS (1967) estabeleceram, com base nos dados do *AASHO Road Test*, um valor limite de 19 mm para a deformação permanente. Provavelmente o critério mais conservador foi apresentado por FINN, NAIR e MONISMITH (1972), que limita a deformação permanente em apenas 10 mm. IRICK, SEEDS e DIAS (1991) relatam que a maior parte das seções do *AASHO Road Test* foram colocadas fora de serviço quando a flecha nas trilhas das rodas atingia 12,7 mm ou mais.

Embora seja a forma mais importante de deterioração dos pavimentos em muitos países, a deformação permanente nas trilhas das rodas não tem a mesma importância relativa para os pavimentos brasileiros, uma vez que ela dificilmente constitui o fator deflagrador de atividades de manutenção. Conforme relatado por QUEIRÓZ (1981), as deformações permanentes medidas durante a *PICR* foram muito pequenas, com um valor médio de apenas 2,5 mm e um valor máximo de 7,4 mm (inferior, portanto, ao limite mais conservador encontrado na literatura internacional). Em outro trabalho, QUEIRÓZ (1982) relata que 95% das rodovias pavimentadas do Brasil apresentam deformação permanente inferior a 5 mm.

As razões que explicam os baixos valores de deformação permanente nas trilhas de rodas encontrados nas rodovias brasileiras são discutidas por:

- QUEIRÓZ (1982): relata que os subleitos brasileiros, em virtude da evolução pedológica sofrida pelos solos tropicais, são relativamente mais resistentes que os solos encontrados na Europa e na América do Norte;
- MEDINA e MOTTA (1987): enfatiza que nas principais rodovias do Brasil o teor de umidade de equilíbrio do subleito é inferior ao teor de umidade ótimo, em virtude da elevada evapotranspiração, ao contrário do observado nas regiões que têm o degelo da primavera.

Outro fator a ser considerado é que as estruturas de pavimento no Brasil apresentam camadas de base e sub-base mais espessas e camada de revestimento asfáltico relativamente delgada, ao contrário das espessas camadas asfálticas que prevalecem nos Estados Unidos e na Europa. No entanto, em algumas rodovias brasileiras, particularmente no Estado de São Paulo, tem-se observado a tendência crescente de utilização de pavimentos com revestimentos mais espessos, em função do volume e características atuais do tráfego. Como consequência, já estão ocorrendo problemas associados à deformação permanente nas trilhas das rodas nessas rodovias, agravados pelo fato de que os métodos utilizados para dosagem das misturas asfálticas (Método Marshall, por exemplo) não levam em consideração as alterações que ocorreram nas solicitações do tráfego desde quando esses métodos foram empiricamente desenvolvidos (passou-se, por exemplo, de uma pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa para 844 kPa).

Do ponto de vista do dimensionamento de pavimentos, dois métodos têm sido considerados para controlar a deformação permanente. No primeiro, a deformação vertical de compressão no topo do subleito, calculada através da teoria das camadas elásticas, é limitada a um valor associado com um determinado número de repetições de carga. A lógica deste método foi sugerida, inicialmente, pelos pesquisadores da SHELL (DORMAN - 1962), sendo baseada no fato que os materiais utilizados em pavimentação apresentam proporcionalidade entre deformações plásticas (permanentes) e deformações elásticas. Assim, controla-se a magnitude da deformação permanente no subleito e nas camadas subjacentes através da limitação do valor da deformação elástica vertical de compressão no topo do subleito.

O segundo método calcula a deformação permanente a partir da contribuição de cada uma das camadas, com base nos resultados de ensaios de fluência (teoria visco-elástica). Embora seja aparentemente mais atrativa para os engenheiros, a teoria visco-elástica é mais complexa, exige a determinação de um maior número de propriedades dos materiais e não tem dado ainda bons resultados (HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI - 1994).

O programa VESYS, por exemplo, que representa o pavimento como um sistema estrutural composto de camadas visco-elásticas lineares e utiliza os resultados de ensaios de fluência, requer um total de 47 variáveis de entrada para caracterização das espessuras e propriedades dos materiais, das cargas aplicadas e do tráfego. Mesmo assim, comparando-se os valores previstos com os resultados observados no *AASHTO Road Test*, só há boa aproximação para algumas seções, com considerável divergência de resultados para a grande maioria. Por essa razão, PELL (1987) admite que a utilização da teoria visco-elástica, baseada em ensaios complexos e sofisticados para determinação dos efeitos quantitativos de parâmetros associados ao nível de tensão, à magnitude e duração das cargas, à temperatura e ao teor de umidade, permanece distante dos procedimentos rotineiros de dimensionamento.

Pode-se concluir, portanto, que continuam úteis e válidos os critérios para controle da deformação permanente baseados na limitação da deformação vertical de compressão no topo do subleito, os quais foram desenvolvidos a partir de análises de pistas existentes. Por outro lado, métodos baseados na estimativa da deformação permanente a partir de ensaios de fluência ainda requerem uma maior documentação dos resultados de campo, que está sendo providenciada em grande parte pelo LTPP (*Long-Term Pavement Performance*) do Programa SHRP.

4.5.2 - MODELOS PARA PREVISÃO DE DESEMPENHO

A estrutura geral dos modelos para previsão da evolução da deformação permanente nas trilhas das rodas em função das solicitações do tráfego é análoga à desenvolvida por DEACON (1965) para a previsão da evolução das trincas por fadiga do revestimento. As várias equações que associam o valor limite da deformação permanente (por exemplo, 20 mm) com o número de repetições admissível da solicitação-padrão (N) consideram a resposta estrutural *deformação vertical de compressão no topo do subleito* ($\epsilon_{vc,m}$), segundo a forma geral:

$$N = a (1 / \epsilon_{vc,m})^b \quad (4.15)$$

A diferença básica entre as diferentes equações propostas reside nos valores das constantes a e b , que são obtidas de correlações das análises mecânicas com resultados de observações de pavimentos em serviço:

- Método da SHELL: CLAESSEN, EDWARDS, SOMMER e UGE (1977), com base em retroanálise dos dados do *AASHO Road Test* e considerando um valor de Índice de Serventia Final (p_t) igual a 2,5, obtiveram:

$$a = 6,15 \times 10^{17}$$

$$b = 4,00$$

Na 6ª Conferência Internacional sobre Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis de Ann Arbor, GERRITSEN e KOOLE (1987) apresentaram outra versão do Método da SHELL (1987), em que a deformação permanente continua sendo limitada pelo controle da deformação vertical de compressão no topo do subleito e o coeficiente a foi associado a diferentes níveis de confiança:

$$a = 6,15 \times 10^{17} \text{ (50 \% de confiança)}$$

$$a = 1,95 \times 10^{17} \text{ (85 \% de confiança)}$$

$$a = 1,05 \times 10^{17} \text{ (95 \% de confiança)}$$

$$b = 4,00$$

- SANTUCCI (1977): consiste em trabalho desenvolvido no centro de pesquisas da Chevron, baseado na observação do comportamento de pavimentos no Estado da Califórnia e adotado pelo método de dimensionamento de pavimentos do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos. Os valores das constantes são:

$$a = 1,03 \times 10^{18}$$

$$b = 4,48$$

- **BROWN, PELL e STOCK (1977):** em trabalho desenvolvido na Universidade de Nottingham, obtiveram:

$$a = 3,00 \times 10^{15}$$

$$b = 3,57$$

KOHN e BENTSEN (1987) apresentam modelo que associa o número de repetições admissível da solicitação-padrão (N) à deformação vertical de compressão no topo do subleito ($\epsilon_{vc,m}$) e ao módulo de resiliência do subleito (E_m , em kgf/cm²):

$$N = 10.000 (A / \epsilon_{vc,m})^B \quad (4.16)$$

onde:

$$A = 0,000247 + 0,000245 \log (E_m)$$

$$B = 0,0658 (E_m)^{0,559}$$

sendo que para os valores usuais do módulo de resiliência do subleito o expoente B assume valores entre 2,5 e 5,0.

FINN et al. (1977) apresentam um modelo, também obtido a partir dos dados do *AASHO Road Test*, que relaciona o número de solicitações da carga padrão até a data de realização do ensaio com viga Benkelman (N , em 10^5 repetições de carga) com a taxa de deformação permanente (DP , em micro-polegadas por repetição ou $25,4 \times 10^{-6}$ mm/repetição) e com a deflexão na superfície do pavimento (δ_1 , em milésimos de polegada ou $25,4 \times 10^{-3}$ mm):

$$\log(DP) = -6,866 + 4,325 \log (\delta_1) - 0,131 \log (N_{18}), \quad R^2 = 0,949. \quad (4.17)$$

4.6 - FADIGA EM CAMADA TRATADA COM CIMENTO

4.6.1 - BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO

O fenômeno de fadiga de materiais tratados com cimento, incluindo alguns semelhantes à brita graduada tratada com cimento (BGTC) utilizada no Brasil em rodovias com tráfego pesado, tem sido muito estudado no LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*). Trabalhos como o de DAC CHI (1978), por exemplo, têm sido citados com frequência em pesquisas realizadas no Brasil (BALBO - 1993 e PEREIRA - 1992).

Os modelos que representam o fenômeno de fadiga de materiais tratados com cimento relacionam o número de solicitações admissível (N) à *tensão horizontal de tração na fibra inferior da camada tratada com cimento* ($\sigma_{ht,2/3}$), que tanto pode dizer respeito a uma base (índice 2) como a uma sub-base (*pavimento invertido*, índice 3), segundo as equações gerais:

$$\sigma_{ht,2/3} = a \log(N) + b \quad (4.18)$$

e

$$N = 10^{10(1 - \sigma_{ht,2/3} / R_t)} \quad (4.19)$$

onde a e b são constantes experimentais e R_t é a resistência à tração aos 28 dias.

Em estudo de pavimento com base de brita graduada tratada com cimento executado na BR-376, PEREIRA (1987) analisou a resistência à compressão simples e a resistência à tração de 75 corpos de prova extraídos da pista e obteve a seguinte *equação de fadiga*:

$$N = 10(10 - 0,625 \cdot \sigma_{ht,2/3}) \quad (4.20)$$

sendo que para a BGTC considerada tem-se $R_t = 16 \text{ kgf/cm}^2$.

4.6.2 - SOLO-CIMENTO

CERATTI e MEDINA (1983) estudaram o comportamento à fadiga de misturas de solo-cimento em ensaios sob tensão controlada (tensões repetidas de tração, aplicadas indiretamente por compressão diametral), em corpos de prova com 10 cm de diâmetro e espessura de 3,5 cm. Dentre os fatores que afetam o comportamento à fadiga do solo-cimento, destacam-se: tipo de solo e sua gênese (laterítico vs. saprolítico), teor de cimento, tempo de cura da mistura e procedimento de ensaio (flexo-tração vs. compressão diametral).

Para uma mistura utilizando um solo A-2-4, usado de forma intensiva em misturas de solo-cimento nas regiões Sul e Sudeste do Brasil, foi obtido o seguinte modelo para previsão da evolução de trincas por fadiga:

$$N = 4,46 \times 10^{31} \times \sigma_{ht,2/3}^{-27,03} \quad (4.21)$$

4.7 - CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS DO CAPÍTULO 4

Os mecanismos de deterioração analisados neste capítulo são aqueles resultantes de solicitações repetidas e relacionados ao comprometimento estrutural dos pavimentos. Os modelos de desempenho empírico-mecanísticos apresentados permitem a previsão da evolução, sob ação das cargas do tráfego, das trincas por fadiga do revestimento asfáltico, da deformação permanente nas trilhas de rodas e das trincas por fadiga da camada tratada com cimento.

As principais respostas estruturais consideradas pelos diferentes modelos de desempenho analisados são a *deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico* ($\epsilon_{ht,1}$) e a *deformação vertical de compressão no topo do subleito* ($\epsilon_{vc,m}$), relacionadas, respectivamente, às trincas por fadiga do revestimento e à deformação permanente nas trilhas de rodas. São consideradas, também, a *deflexão superficial* (δ_1), a *deformação vertical de compressão na fibra inferior do revestimento* ($\epsilon_{vc,1}$) e a *tensão horizontal de tração na fibra inferior da camada tratada com cimento* ($\sigma_{ht,2/3}$), sendo essa última relacionada às trincas por fadiga de camadas tratadas com cimento.

Para as análises efetuadas neste trabalho, que visam determinar os efeitos relativos dos fatores de tráfego mediante simulação de diferentes condições de carregamento, são utilizados Fatores de Equivalência de Cargas empírico-mecanísticos, resultantes da análise estrutural e de modelos para previsão do desempenho dos pavimentos. Considerando-se os modelos de desempenho discutidos neste capítulo, os Fatores de Equivalência de Cargas podem ser apresentados como uma potência da razão entre as respostas estruturais correspondentes à solicitação em análise (índice i) e à solicitação-padrão (índice 0):

$$FEC(\epsilon_{ht,1}) = [(\epsilon_{ht,1})_i / (\epsilon_{ht,1})_0]^{3,291} \quad (4.22)$$

$$FEC(\epsilon_{vc,m}) = [(\epsilon_{vc,m})_i / (\epsilon_{vc,m})_0]^4 \quad (4.23)$$

$$FEC(\delta_1) = [(\delta_1)_i / (\delta_1)_0]^4 \quad (4.24)$$

$$FEC(\epsilon_{vc,1}) = [(\epsilon_{vc,1})_i / (\epsilon_{vc,1})_0]^4 \quad (4.25)$$

$$FEC(\sigma_{ht,2/3}) = [(\sigma_{ht,2/3})_i / (\sigma_{ht,2/3})_0]^4 \quad (4.26)$$

Excetuando-se o expoente da equação que fornece os Fatores de Equivalência de Cargas em função da resposta estrutural $\sigma_{ht,2/3}$, relacionada à *fadiga de camada tratada com cimento*, todos os outros expoentes ou são valores específicos de um determinado modelo (por exemplo, o valor $b = 3,291$ corresponde ao modelo proposto por FINN et al. - 1977) ou representam valores médios considerando-se os principais modelos de desempenho existentes.

A vida em serviço dos materiais tratados com cimento é muito sensível ao nível de tensão, resultando em modelos de desempenho com elevados expoentes para as respostas estruturais. Resultados de estudos de fadiga de solo-cimento e de brita graduada tratada com cimento apresentam grande dispersão, em razão da pequena declividade da curva de fadiga. Os expoentes da tensão horizontal de tração nos modelos de desempenho consultados (BALBO - 1993, PEREIRA - 1992, CERATTI e MEDINA - 1983 e MITCHELL e MONISMITH - 1977) variam aproximadamente entre 10 e 30.

Segundo PEREIRA (1992), embora a experiência brasileira apresente casos de ocorrência precoce de trincas por fadiga nas camadas cimentadas, compatível com os elevados expoentes das expressões para cálculo de N , os modelos de desempenho desenvolvidos no Brasil devem ser considerados com reservas. Há necessidade de pesquisas adicionais sobre o comportamento à fadiga dos materiais tratados com cimento, mediante estudos laboratoriais complementados por observações de pistas em serviço, indispensáveis para a validação dos modelos existentes.

Diante dessas considerações e da grande dispersão dos resultados, optou-se, nesta tese, pela adoção de um expoente mais conservador para o $FEC(\sigma_{ht,2/3})$, da mesma ordem de grandeza dos expoentes para as demais respostas estruturais e em concordância com a *lei da quarta potência*.

CAPÍTULO 5

MODELOS PARA DETERMINAÇÃO DAS RESPOSTAS ESTRUTURAIS E DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

5.1 - INTRODUÇÃO

A complexidade estrutural dos pavimentos aliada à variedade de solicitações a que são submetidos ao longo da vida em serviço têm dificultado a descrição completa das propriedades fundamentais desse sistema em camadas com base nas leis da mecânica dos sólidos. Faz-se necessário o desenvolvimento de modelos simplificados para a caracterização das propriedades mecânicas dos materiais, das solicitações do tráfego, da ação dos fatores climáticos e da geometria do problema.

Duas técnicas têm sido utilizadas para o cálculo das respostas estruturais de um pavimento: a *analítica* ou *clássica*, exemplificada pela teoria das camadas elásticas de BURMISTER (1943), e a *numérica*, representada pela utilização de métodos numéricos, como por exemplo o método dos elementos finitos. Porém, qualquer que seja a técnica considerada, o cálculo das respostas estruturais tem sido facilitado pela disponibilidade de programas computacionais: ELSYM5 e BISAR (análises elástico-lineares), ILLI-PAVE e MICH-PAVE (análises elástico-não-lineares) e VESYS (análises visco-elástico-lineares).

Neste capítulo discutem-se as hipóteses em que se baseiam as análises mecanísticas dos pavimentos. Analisam-se os programas computacionais mais utilizados e os modelos que descrevem o comportamento dos materiais empregados em pavimentação. Apresentam-se, ao final, os modelos estruturais escolhidos para a avaliação mecanística dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos, bem como as estruturas e propriedades dos materiais considerados.

5.2 - ANÁLISE DE SISTEMAS EM CAMADAS

5.2.1 - INTRODUÇÃO

Com base nos trabalhos desenvolvidos por Boussinesq no final do século passado, que utilizou a teoria da elasticidade linear, WESTERGAARD (1926) equacionou as respostas estruturais de pavimentos rígidos (placa de concreto sobre solo de fundação ou subleito) e BURMISTER (1943) resolveu o problema das estruturas formadas por duas camadas (revestimento, base e subleito). A extensão para a análise de múltiplas camadas deu-se, inicialmente, na forma de tabelas (JONES, 1962 e PEATTIE, 1962), sendo que, atualmente, são utilizados programas computacionais. As hipóteses adotadas por BURMISTER (1943) foram:

- cada camada atua como um meio elástico-linear, contínuo, isotrópico, homogêneo e infinito na direção horizontal, representado pelas propriedades fundamentais *módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson*;
- todas as camadas têm espessura finita, exceto a camada inferior;
- o carregamento é representado por uma carga vertical uniformemente distribuída, atuante em uma superfície circular;
- não consideração de esforços horizontais à superfície do sistema;
- as interfaces entre as camadas são perfeitamente rugosas;
- cada camada é suportada pela camada inferior adjacente;
- as forças inerciais são desprezíveis;
- as deformações que ocorrem no sistema são pequenas;
- o peso das camadas do pavimento é desprezível diante das cargas do tráfego;
- os efeitos da temperatura sobre as respostas estruturais são desprezíveis.

Comparações com as características dos materiais utilizados em pavimentação, com a geometria dos pavimentos e com as solicitações do tráfego indicam que as estruturas reais violam praticamente todas as hipóteses admitidas por BURMISTER (1943) para o desenvolvimento da teoria das camadas elásticas:

- os pavimentos têm largura finita;
- as camadas que compõem um pavimento têm peso próprio, apresentam trincas e não são nem homogêneas nem isotrópicas;

- a superfície de carregamento não é circular nem apresenta uma distribuição uniforme, sendo função da pressão de enchimento dos pneus, da carga por eixo, da rigidez dos pneus etc;
- esforços tangenciais são aplicados à superfície dos pavimentos quando da aceleração, frenagem e mudança de trajetória dos veículos;
- os materiais utilizados em pavimentação podem apresentar comportamento elástico, plástico ou viscoso, em função da temperatura, do teor de umidade e do tempo de aplicação de carga.

HICKS e MCHATTIE (1982) analisam outros aspectos relacionados às análises elástico-lineares:

- a modelagem dos pavimentos como sólidos axissimétricos não permite a análise de cargas aplicadas junto às extremidades do pavimento;
- a consideração de interface rugosa parece razoável, não merecendo cuidados adicionais;
- as forças inerciais, causadas por carregamento dinâmico, têm magnitude igual à massa do elemento vezes a aceleração e podem contribuir para a densificação de materiais não-coesivos, aumentando a deformação permanente nas trilhas das rodas;
- módulo de elasticidade constante: os materiais granulares e os solos coesivos apresentam relação tensão-deformação variável em função do estado de tensão. Essa limitação pode ser superada com o uso de modelos elástico-não-lineares, baseados, por exemplo, na utilização do método dos elementos finitos;
- coeficiente de Poisson constante: o coeficiente de Poisson dos materiais coesivos permanece constante ou aumenta muito pouco com o acréscimo da *tensão-desvio*, enquanto que para os materiais granulares o coeficiente de Poisson permanece praticamente constante com o estado de tensão. Para os materiais asfálticos, o coeficiente de Poisson aumenta levemente com o acréscimo da temperatura.

Embora as análises elástico-lineares apresentem as limitações listadas e discutidas anteriormente, pesquisas experimentais realizadas em décadas diferentes por CLAESSEN et al. (1977) e MONISMITH (1987) validam a utilização da teoria das camadas elásticas para a estimativa do comportamento estrutural dos pavimentos diante das cargas do tráfego. Além disso, a teoria das camadas elásticas possibilita rápida determinação das respostas estruturais e requer parâmetros de fácil determinação.

MONISMITH, PERLOFF e VESIC (1970) recomendam a aplicação dos métodos elástico-lineares com base na verificação da hipótese de que as deflexões sejam proporcionais às cargas aplicadas. QUEIRÓZ (1981), usando a recomendação acima, relata que durante a Pesquisa sobre o Interrelacionamento dos Custos Rodoviários (*PICR*) foi verificada a aplicabilidade da teoria elástico-linear para os pavimentos brasileiros, uma vez que as deflexões, medidas com viga Benkelman em seções com revestimentos delgados, médios e espessos, resultaram proporcionais às cargas por eixo no intervalo considerado (3 a 13 toneladas).

5.2.2 - PROGRAMAS PARA CÁLCULO DAS RESPOSTAS ESTRUTURAIS

As soluções apresentadas por BURMISTER (1943) foram, inicialmente, pouco utilizadas, em razão das dificuldades para caracterização das propriedades dos materiais e pela falta de um processo rápido para solução das equações diferenciais. Porém, desde a Primeira Conferência Internacional sobre Dimensionamento Estrutural de Pavimentos Asfálticos, realizada na Universidade de Michigan em Ann Arbor em 1962, vários métodos empírico-mecanísticos (não somente elástico-lineares, mas também elástico-não-lineares e visco-elástico-lineares) têm sido desenvolvidos para a análise e dimensionamento de pavimentos.

O cálculo das respostas estruturais de um sistema em camadas, independente do modelo considerado para caracterizar a relação tensão-deformação dos materiais, tem sido facilitado pela disponibilidade de inúmeros programas computacionais, desenvolvidos e aperfeiçoados nos últimos 30 anos em universidades (Universidade de Michigan em Ann Arbor, Universidade de Illinois em Urbana-Champaign, Universidade da Califórnia em Berkeley etc) e institutos de pesquisa (Instituto da Shell em Amsterdã, Instituto da Chevron na Califórnia etc).

Muitos trabalhos têm documentado a aplicabilidade da teoria elástico-linear ao projeto e avaliação de pavimentos, principalmente nas Conferências Internacionais sobre o Dimensionamento Estrutural de Pavimentos Asfálticos. Muitos exemplos também têm sido publicados nos anais das Reuniões Anuais de Pavimentação da Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) realizadas na década de 90. Os principais programas disponíveis para a análise de pavimentos formados por camadas elástico-lineares são o ELSYM5 e o BISAR.

Com os trabalhos de DUNCAN, MONISMITH e WILSON (1968), DEHLEN e MONISMITH (1970) e DUNCAN e CHANG (1970) começaram os estudos sobre a aplicabilidade de modelos elástico-não-lineares às análises dos pavimentos. No Brasil, tem sido muito utilizado nas pesquisas desenvolvidas na Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia (COPPE) o programa FEPAVE-2, embora os dois programas mais utilizados sejam o ILLI-PAVE e o MICH-PAVE.

Posteriormente, SOUSSOU, MOAVENZADEH e FINDAKLY (1973) desenvolveram um modelo visco-elástico linear, denominado VESYS, cujas contínuas adaptações têm resultado nas versões VESYS2A, VESYS3M etc, onde o número da versão vem acompanhado de uma letra que indica o instituto de pesquisa que fez as modificações (HUFFERD e LAI - 1978).

As principais características dos programas ELSYM5, BISAR, ILLI-PAVE, MICH-PAVE e VESYS são apresentadas a seguir, de modo a auxiliar o entendimento de como foi feita a escolha dos programas utilizados nas simulações desenvolvidas no Capítulo 6.

5.2.2.1 - ELSYM5

O programa computacional ELSYM5 (*Elastic Layered System*), utilizado para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos em um sistema de camadas elástico-lineares, foi desenvolvido na Universidade da Califórnia em Berkeley. Foi baseado no programa original CHEVRON, desenvolvido no Instituto de Pesquisa da Chevron na Califórnia, que também deu origem às versões CHEV5L, CHEVIT e PSAD2A. Nesta tese é utilizada a versão do ELSYM5 para microcomputadores, desenvolvida por KOPPERMAN, TILLER e TSENG (1985), sob patrocínio do FHWA (*Federal Highway Administration*), e que foi adquirida junto ao *McTrans Center* da Universidade da Flórida em Gainesville.

O programa ELSYM5 determina as respostas estruturais em um sistema tridimensional (sistema de coordenadas X, Y, Z) de camadas elástico-lineares, submetido a até 10 cargas verticais aplicadas na superfície do sistema ($Z = 0$). As solicitações são descritas por dois dos três itens seguintes: *carga*, *pressão de contato* e *raio da superfície de carregamento*, sendo o terceiro item determinado automaticamente pelo programa.

Os dados de entrada do programa são: propriedades das camadas (espessura, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson), localização e magnitude das cargas (uniformemente distribuídas sobre superfícies circulares idênticas, perpendiculares às camadas do pavimento) e coordenadas para determinação das respostas estruturais (máximo de 100 pontos diferentes).

O programa admite que cada camada é formada por material homogêneo, isotrópico, sem peso e elástico-linear. A superfície do sistema é livre de esforços cisalhantes. Cada camada tem espessura uniforme e extensão infinita na direção horizontal. Há continuidade entre as camadas (interfaces perfeitamente atritivas ou rugosas). A camada inferior pode ser semi-infinita ou suportada por uma base rígida.

Ao usuário é apresentada uma série de menus, que permitem a entrada de novos dados ou a modificação de dados existentes, numa seqüência lógica. A convenção utilizada considera que as tensões de compressão são negativas e as de tração positivas. Quando uma resposta estrutural é determinada exatamente na interface entre duas camadas, o resultado é obtido considerando-se as propriedades da camada superior.

O programa ELSYM5 permite a consideração de no máximo 5 camadas. Sua principal limitação é a impossibilidade de consideração do comportamento elástico não-linear exibido pelos solos coesivos e pelos materiais granulares.

5.2.2.2 - SHELL BISAR

O programa BISAR (*Bitumen Structures Analysis in Roads*) calcula as tensões, deformações e deslocamentos num sistema elástico-linear em camadas, submetido a mais de uma carga aplicada na superfície do pavimento. Conforme apresentado por DE JONG, PEUTZ e KORSWAGEN (1973), as principais diferenças do BISAR em relação aos outros programas elástico-lineares são:

- interfaces entre camadas representadas por um *fator de atrito*, que pode variar entre 0 (interface rugosa, ou seja, com continuidade entre as camadas) e 1 (interface lisa);
- possibilidade de aplicação de esforços horizontais na superfície do sistema.

Os dados de entrada para o programa BISAR são o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a espessura de cada camada, o fator de atrito para cada interface entre camadas e a posição das cargas. A principal limitação do BISAR também é a incapacidade de levar em conta o comportamento elástico não-linear dos solos do subleito e das camadas granulares.

Sobre o *fator de atrito*, os próprios pesquisadores da SHELL (CLAESSEN et al. - 1977) consideram a hipótese de interface perfeitamente rugosa a mais adequada. Os resultados fornecidos pelos programas ELSYM5 e BISAR são praticamente idênticos. No entanto, o programa ELSYM5 é muito mais amigável aos usuários, sua entrada de dados é mais simples e o tempo de execução é ligeiramente menor.

5.2.2.3 - ILLI-PAVE

Dentre os programas que efetuam análises elástico-não-lineares, o mais utilizado é o ILLI-PAVE, baseado no método dos elementos finitos. O ILLI-PAVE foi desenvolvido inicialmente por WILSON (1965) e depois modificado por DUNCAN, MONISMITH e WILSON (1968) e por pesquisadores do Grupo de Transportes do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Illinois em Urbana-Champaign (THOMPSON - 1986). Neste trabalho são utilizadas cópias (para *mainframe*) do programa cedidas pelo Prof. Marshall R. Thompson da Universidade de Illinois em Urbana-Champaign e que foram instaladas no Centro de Computação da Universidade do Texas em Austin e no Centro de Informática da Universidade de São Paulo em São Carlos (CISC).

O ILLI-PAVE modela o pavimento como uma seção tridimensional mediante utilização de um semi-espaco de revolução bidimensional, conforme apresentado nas Figuras 5.1 e 5.2. O pavimento é representado por um modelo de elementos finitos axissimétrico, sendo o semi-espaco dividido em retângulos conectados por seus pontos nodais. Os nós limitantes verticais podem se movimentar apenas na direção vertical. Os nós do limite inferior são impedidos de movimentar tanto na direção vertical como na horizontal. Todos os outros elementos e nós podem se movimentar tanto vertical como horizontalmente.

Figura 5.1 - Representação Cilíndrica Axissimétrica de um Pavimento.

Figura 5.2 - Semi-Espaço Retangular de Sólido Axissimétrico.

Ao utilizar o método dos elementos finitos, consegue-se melhor aproximação quando um número suficiente de elementos é selecionado e os limites rígidos são colocados a uma adequada distância da carga aplicada. Uma das maiores dificuldades no emprego do método dos elementos finitos consiste na determinação do tamanho ótimo da malha de elementos, de modo a se conseguir resultados válidos com o menor tempo possível de execução de cada simulação.

Para problemas rotineiros, o ILLI-PAVE contém quatro malhas de elementos pré-definidas, que resultam em boa aproximação ao mesmo tempo em que reduzem o tempo de cálculo. A escolha de qual das malhas utilizar é função das características do carregamento (carga por roda e pressão de contato pneu-pavimento). Todas elas apresentam as seguintes características comuns:

- carga aplicada sob a forma de placa flexível, especificada em termos da pressão de contato pneu-pavimento (p) e do raio da superfície de carregamento (r);
- largura igual a 12 raios e profundidade igual a 50 raios;
- relação entre comprimento e largura dos elementos inferior a 5;
- elementos menores próximos à área de aplicação de carga.

O comportamento elástico-não-linear exibido pelos solos coesivos e pelos materiais granulares é considerado mediante equações que fornecem o módulo de resiliência em função do estado de tensão. Conforme proposto por RAAD e FIGUEROA (1980), é utilizado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para modificar as tensões principais dos elementos das camadas granulares e do subleito ao final de cada iteração, de forma que o estado de tensão não exceda a resistência dos materiais. Evita-se, assim, que ocorram certas incongruências comuns nas análises elástico-lineares, por exemplo tensões de tração em materiais granulares.

As propriedades dos materiais que devem ser fornecidas ao programa são:

- espessura da camada, H ;
- comportamento tensão-deformação, E (módulo de elasticidade constante) ou X e k_i (coeficientes dos modelos elástico-não-lineares);
- coeficiente de Poisson, ν ;
- peso específico, γ (considera-se o peso próprio dos materiais das camadas);
- coesão e ângulo de atrito, c e ϕ (apenas dos materiais elástico-não-lineares);
- coeficiente de empuxo em repouso, K_0 .

Quatro diferentes funções podem ser usadas para especificar o comportamento tensão-deformação dos materiais:

1. materiais granulares com módulo de resiliência (M_R) variando em função da tensão principal menor (σ_3):

$$M_R = k_1 (\sigma_3)^X \quad (5.1)$$

onde k_1 e X são obtidos, normalmente, de ensaios triaxiais com aplicações repetidas de carga;

2. materiais granulares com módulo de resiliência variando em função do somatório de tensões normais (θ):

$$M_R = k_1 (\theta)^X \quad (5.2)$$

onde $\theta = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ e k_1 e X são obtidos, normalmente, de ensaios triaxiais com aplicações repetidas de carga;

3. materiais coesivos com módulo de resiliência variando em função da tensão-desvio (σ_d):

$$M_R = k_2 + (k_1 - \sigma_d) k_3, \text{ se } \sigma_d < k_1 \quad (5.3)$$

e

$$M_R = k_2 + (\sigma_d - k_1) k_4, \text{ se } \sigma_d > k_1 \quad (5.4)$$

onde $\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$ e k_1, k_2, k_3 e k_4 são coeficientes experimentais.

4. materiais com módulo de elasticidade constante: concreto asfáltico e camadas tratadas com cimento (por exemplo, solo-cimento e brita graduada tratada com cimento).

Além das respostas estruturais o ILLI-PAVE também fornece, ao final da última iteração, os módulos de resiliência dos materiais elástico-não-lineares. O processo iterativo envolve:

- cálculo das tensões resultantes da carga de roda combinada com as tensões geostáticas (peso próprio);
- determinação da matriz de rigidez mediante cálculo do módulo de resiliência inicial de cada elemento;
- análise linear para cálculo de nova distribuição de tensões;
- ajuste de tensões, conforme apresentado por RAAD e FIGUEROA (1980), para os elementos que excederam ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- determinação de novos módulos de resiliência;
- verificação da convergência do módulo de resiliência (normalmente, até que o erro relativo entre módulos consecutivos seja inferior a 0,001);
- cálculo das respostas estruturais.

Duas graves limitações do programa ILLI-PAVE são a impossibilidade de consideração de mais de uma superfície de carregamento e a não validade do princípio da superposição de efeitos, que impedem, por exemplo, a investigação do tipo de rodagem (rodas duplas vs. pneus extralargos) e da distribuição não-uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

5.2.2.4 - MICH-PAVE

O programa MICH-PAVE, desenvolvido por HARICHANDRAN, BALADI e YEH (1989), é em grande parte análogo ao ILLI-PAVE. A principal diferença é a colocação de um limite elástico a pequena profundidade, visando reduzir os requisitos de memória e tempo computacional (Figura 5.3).

Considerando-se que o MICH-PAVE é uma versão para microcomputador, sua utilização seria muito mais prática que a do ILLI-PAVE. No entanto, comparação de resultados do MICH-PAVE com os do ILLI-PAVE, para os níveis de carregamento que são considerados nesta tese, inviabilizaram a sua utilização em substituição ao ILLI-PAVE. Na verdade, os próprios autores do MICH-PAVE admitem que o algoritmo utilizado pode não convergir se as cargas forem *elevadas* (da ordem de apenas 120 kN por eixo, para alguns pavimentos), facilitando a decisão de se utilizar o programa ILLI-PAVE, ainda que na versão para *mainframe*, quando das análises elástico-não-lineares.

Porém, o MICH-PAVE não foi totalmente descartado, pois ele possibilita, ao final da última iteração, a estimativa do *módulo de resiliência equivalente* das camadas de materiais granulares e solos coesivos, a partir da média dos módulos de resiliência dos elementos dentro da zona de distribuição de tensões (Figura 5.4). Dessa forma, o MICH-PAVE é utilizado neste trabalho para a compatibilização das propriedades dos materiais de uma mesma camada, representados por dois modelos estruturais distintos (elástico-linear e elástico-não-linear).

5.2.2.5 - VESYS

O programa VESYS (*Visco-Elastic System*) foi desenvolvido, originalmente, no MIT (*Massachusetts Institute of Technology*), por SOUSSOU, MOAVENZADEH e FINDAKLY (1973). Tem sido, desde então, submetido a diversas alterações e adaptações, em universidades e centros de pesquisa.

O VESYS é um programa para Gerência de Pavimentos, composto por cinco subsistemas (estrutural, manutenção, custos, decisão e otimização), sendo o cálculo das respostas estruturais feito no subsistema estrutural. Sua principal vantagem é permitir a consideração da variação das propriedades visco-elásticas dos materiais asfálticos e dos solos coesivos, que ocorre em função do tempo de aplicação de carga e dos fatores ambientais (temperatura, que afeta os materiais asfálticos, e teor de umidade, que altera o comportamento dos solos coesivos).

A principal desvantagem do VESYS é que ele requer uma complexa caracterização dos materiais, nem sempre disponível e muitas vezes não confiável, mesmo nos principais Departamentos de Estradas de Rodagem dos Estados Unidos. Segundo RAUHUT, LYTTON e DARTER (1984), embora o VESYS seja o mais sofisticado modelo de pavimentos flexíveis, seus resultados deixam muito a desejar quando comparados com as observações de desempenho dos pavimentos existentes.

Neste trabalho, onde se avaliam os efeitos relativos dos fatores de tráfego sobre o desempenho dos pavimentos, deixam de ser significativas as vantagens do programa VESYS, ao mesmo tempo em que as dificuldades de obtenção de dados e a falta de precisão inviabilizam a sua utilização. Prescinde-se, portanto, das análises visco-elásticas, admitindo-se que as solicitações do tráfego são aplicadas a estruturas com comportamento elástico e propriedades mecânicas constantes ao longo do tempo.

Figura 5.3 - Programa MICH-PAVE: Malha de Elementos Finitos Apoiada sobre Camadas Elásticas - HARICHANDRAN, BALADI e YEH (1989).

Figura 5.4 - Áreas Utilizadas para Determinação dos Módulos de Resiliência Equivalentes - HARICHANDRAN, BALADI e YEH (1989).

5.3 - PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

5.3.1 - RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Poucos materiais utilizados em pavimentação apresentam módulo de elasticidade constante para os níveis usuais de tensões e deformações: as misturas asfálticas são susceptíveis às alterações de temperatura e ao tempo de aplicação de carga, os solos do subleito são afetados pela presença de água e os materiais granulares e os solos coesivos apresentam relação tensão-deformação dependente do estado de tensão.

Em razão de particularidades apresentadas pelos materiais de pavimentação, diferentes métodos têm sido propostos para quantificar a relação tensão-deformação, como por exemplo o *módulo complexo* (ou *dinâmico*) e o *módulo de resiliência*, apresentados na Primeira Conferência Internacional sobre o Dimensionamento Estrutural de Pavimentos Asfálticos, realizada na Universidade de Michigan em Ann Arbor em 1962.

Em ambos os métodos de ensaio são aplicadas cargas (de compressão uniaxial ou de tração indireta) repetidas ao corpo de prova e medidos os deslocamentos. Uma diferença entre os ensaios é que o módulo complexo utiliza ondas de carregamento *senoidais* enquanto o módulo de resiliência apresenta ondas de carregamento *"quadradas"*, com um período de recuperação entre aplicações de carga (Figura 5.5).

O *módulo complexo* (E^*) é formado por uma parte real, referente às características elásticas, e por uma parte imaginária, referente às características visco-elásticas. O valor absoluto do *módulo complexo* é denominado de *módulo dinâmico*.

O *módulo de resiliência* (M_R), obtido de ensaios dinâmicos, com aplicação repetida de cargas, é definido como a relação entre a tensão-desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) e a deformação axial recuperável (resiliente ou elástica, ϵ_r). Todos os materiais utilizados em pavimentação podem ser ensaiados para a obtenção do módulo de resiliência, desde os solos coesivos até as misturas asfálticas, passando pelos materiais granulares, tratados ou não com cimento.

Figura 5.5 - Ensaio de Módulo de Resiliência: Pulsos de Carga e Evolução da Deformação.

O módulo de resiliência de solos coesivos e de materiais granulares são determinados, geralmente, em ensaios de compressão triaxial, com aplicações repetidas de carga. Durante o ensaio, as amostras são submetidas a diferentes valores de tensão-desvio e de tensão de confinamento, sendo determinadas as deformações correspondentes.

A Figura 5.6 ilustra o conceito do módulo de resiliência: primeiro, há uma pequena compressão volumétrica quando a pressão de confinamento (σ_3) é aplicada. A aplicação da tensão-desvio resulta em uma deformação axial, sendo que parte dessa deformação é permanente (plástica). A deformação elástica (ou resiliente) permanece praticamente constante durante o ensaio, mesmo após um grande número de aplicações de carga (Figura 5.7). O módulo de resiliência é calculado pela expressão:

$$M_R = \sigma_d / \epsilon_r \quad (5.5)$$

Figura 5.6 - Relação Tensão-Deformação em Ensaios sob Cargas Repetidas - PEZO, CLAROS, HUDSON e STOKOE (1992).

Figura 5.7 - Deformação Axial em Função do Número de Aplicações de Carga - PEZO, CLAROS, HUDSON e STOKOE (1992).

No Brasil, as principais vantagens da utilização do conceito de módulo de resiliência nas análises de materiais elástico-não-lineares são a redução das complicadas respostas não-lineares a uma forma simples e de fácil utilização e o fato de que alguns laboratórios de universidades, institutos de pesquisa e DER's já têm equipamentos para determinar as propriedades resilientes dos materiais utilizados em pavimentação, embora ainda sejam poucos os resultados publicados.

Sua principal desvantagem é não permitir a consideração das trajetórias de tensões nem a dilatação que ocorre nos materiais granulares quando do cisalhamento. Mesmo assim, o modelo do módulo de resiliência tem sido o adotado, quase que exclusivamente, para as análises elástico-não-lineares de pavimentos.

Outros modelos elástico-não-lineares têm sido desenvolvidos para solos e materiais granulares. HARICHANDRAN, BALADI e YEH (1989) destacam:

- modelo hiperbólico: desenvolvido por DUNCAN e CHANG (1970) para a análise incremental da deformação de solos. Utiliza coeficiente de Poisson constante e o módulo de elasticidade tangente, que varia com o estado de tensão. É simples, mas por ser voltado à solução de problemas de carregamento monotônico, não permite uma boa estimativa das respostas estruturais sob aplicações repetidas de carga;
- método do contorno: desenvolvido por BROWN e PAPPIN (1981), considera as deformações cisalhantes que ocorrem nos pavimentos. É sofisticado e prediz com grande precisão as respostas estruturais de materiais submetidos a cargas repetidas. A única desvantagem é a dependência de dados de entrada que não são obtidos facilmente, por necessitarem de equipamentos sofisticados, capazes de controlar a trajetória de tensões. Dessa forma, mesmo nos Estados Unidos o método do contorno tem tido, por enquanto, utilização restrita a poucos trabalhos de pesquisa;
- modelo hiperelástico de 3ª ordem: é um modelo tridimensional desenvolvido por KO e MASON (1976), que considera a não linearidade tensão-deformação, a dependência do estado de tensão e também os efeitos dilatantes que ocorrem quando do cisalhamento. Requer nove parâmetros de difícil determinação na prática e considera apenas carregamentos estáticos, tendo seu uso, em pavimentação, limitado às análises de estacionamentos.

5.3.1.1 - REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

A dosagem das misturas asfálticas consiste na escolha do tipo e graduação do agregado e na seleção e determinação do teor de asfalto requeridos para um bom desempenho do pavimento, sob as cargas do tráfego e das solicitações climáticas. Para uma dada combinação de asfalto, agregado e ar, a relação tensão-deformação, denominada particularmente de *módulo de rigidez*, S_t, T , depende da temperatura T (quanto maior a temperatura, menor a rigidez da mistura) e do tempo de aplicação de carga t (quanto maior o tempo de aplicação, menor a rigidez).

Segundo ROBERTS et al. (1991), o *módulo de resiliência* é o método mais utilizado para avaliar as características das misturas asfálticas, em razão de sua relativa simplicidade e aplicabilidade a amostras coletadas em pistas em serviço. Normalmente, utiliza-se o arranjo do ensaio de compressão diametral (*ensaio brasileiro*), mas com aplicações repetidas de carga. A tensão aplicada varia entre 5 e 20% da resistência à tração. A carga é aplicada, geralmente, durante 0,1 s, com 0,9 s de período de repouso, embora possam ser utilizados outros tempos de carregamento e de recuperação da amostra.

Os métodos indiretos para determinação do módulo de rigidez de misturas asfálticas, como por exemplo o desenvolvido por VAN DER POEL (1954), posteriormente modificado por HEUKELOM e KLOMP (1964) e McLEOD (1976), e adotado pela Shell (BONNAURE, GEST, GRAVOIS e UGE - 1977), baseiam-se na determinação do módulo do cimento asfáltico, em função de propriedades como o índice de penetração (PI) e a temperatura de amolecimento no *ensaio de anel e bola*, do volume de agregado, do volume de ar na mistura e do tempo de aplicação de carga. Em função das limitações que apresentam, os métodos indiretos devem ser usados apenas para estimativas preliminares do módulo de rigidez, quando os métodos diretos não puderem ser realizados.

Outros ensaios podem ser utilizados para a determinação da relação tensão-deformação de misturas asfálticas, como por exemplo o ensaio de viga submetida à flexão repetida, em que o *módulo de rigidez à flexão* é calculado no ponto central, sob a aplicação da carga.

Geralmente, nas análises estruturais de pavimentos, os revestimentos asfálticos são caracterizados por módulo de elasticidade constante, em razão do tempo de aplicação das cargas do tráfego ser suficientemente curto. A consideração das propriedades visco-elásticas das misturas asfálticas só é considerada, na prática, quando da análise de estacionamentos.

Neste trabalho também são adotados valores constantes para o módulo de elasticidade das misturas asfálticas, admitindo-se a hipótese de temperatura invariável e tempo de aplicação de carga suficientemente pequeno (ou seja, velocidade dos veículos acima de um valor limite), em razão do caráter comparativo dos estudos das solicitações do tráfego. Para uma maior abrangência das análises, no entanto, são consideradas estruturas com diferentes módulos de elasticidade.

SUZUKI et al. (1991) comentam que o concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) é o revestimento mais utilizado nas principais rodovias do Estado de São Paulo. Pode ser utilizada apenas uma camada asfáltica densa ou duas camadas, sendo que neste caso a camada inferior é menos rígida e destinada a servir de ligação (*binder*). Os valores do módulo de elasticidade das misturas asfálticas utilizadas no Estado de São Paulo, segundo SUZUKI et al. (1991), situam-se entre 3.000 MPa e 5.000 MPa (425.000 a 700.000 psi).

Durante a Pesquisa sobre o Interrelacionamento dos Custos de Construção, Manutenção e Utilização de Rodovias (*PICR*), amostras de concreto asfáltico foram submetidas a ensaios de tração indireta (*ensaio brasileiro*) com aplicações repetidas de carga, visando a determinação do módulo de resiliência. O tempo de aplicação de carga considerado foi de 0,1 s, com um período de repouso de 0,9 s. Cada amostra foi ensaiada sob 4 diferentes temperaturas: ambiente, 30°C, 35°C e 40°C. A média, o desvio-padrão e o intervalo de variação do módulo de resiliência de revestimentos asfálticos brasileiros, obtidos quando da *PICR* (QUEIRÓZ - 1981), são:

$$E_1 = 2.300 \text{ MPa (330.000 psi)} \pm 950 \text{ MPa (135.000 psi)}$$

$$E_{1,\max} = 5.600 \text{ MPa (800.000 psi)}$$

$$E_{1,\min} = 420 \text{ MPa (60.000 psi)}$$

MEDINA e MOTTA (1987), no estudo de um recapeamento, adotam os seguintes valores para os módulos de elasticidade das camadas asfálticas:

- recapeamento (concreto asfáltico novo): 3.000 MPa (450.000 psi);
- revestimento antigo: 6.000 MPa (900.000 psi).

MEDINA e MOTTA (1987) justificam a adoção de módulo de elasticidade mais elevado para o revestimento antigo pelo fato de que a rigidez da camada asfáltica aumenta à medida em que o material envelhece. Nesta tese, no entanto, a estrutura com recapeamento considerada apresenta revestimento antigo com um módulo de elasticidade inferior ao do recapeamento pois, embora haja um ganho de rigidez à medida em que o asfalto vai envelhecendo (*endurecendo*), por ter sido necessário um recapeamento pode-se considerar que o revestimento antigo não esteja intacto e que, portanto, a rigidez da camada (e não a rigidez dos blocos individuais) é consideravelmente inferior ao valor inicial.

5.3.1.2 - CAMADAS TRATADAS COM CIMENTO

Materiais tratados com cimento podem ser utilizados em bases e sub-bases de pavimentos. Como exemplos de materiais tratados com cimento tem-se desde o *solo-cimento*, relativamente menos resistente e muito utilizado em rodovias no interior do Estado de São Paulo, até o *concreto magro*, com alta resistência e muito utilizado nas rodovias britânicas, passando-se pela brita graduada tratada com cimento (BGTC), também muito utilizada no Brasil.

As camadas tratadas com cimento apresentam trincas previamente à aplicação das cargas do tráfego, em razão da contração que ocorre logo após a construção. Essas *trincas primárias*, sempre presentes, são bem espaçadas, não alterando a elevada rigidez das camadas.

PELL (1977) enfatiza a necessidade de se distinguir entre as condições anteriores e posteriores às *trincas secundárias*, ocasionadas pelo fenômeno de fadiga sob a ação do tráfego, que podem vir a ocupar extensas áreas e que são capazes de reduzir o módulo de elasticidade a um valor da ordem de 10% do valor inicial ou até mesmo ao valor do módulo de elasticidade do material sem a presença de cimento. Portanto, a partir do aparecimento das trincas secundárias, embora a camada tratada com cimento continue atuando efetivamente na estrutura do pavimento, seu módulo de elasticidade passa a ser muito inferior ao valor determinado por ensaios de laboratório com o material intacto.

O módulo de elasticidade de misturas estabilizadas com cimento varia entre 70 e 28 000 MPa (10.000 a 4.000.000 psi), dependendo do tipo de pedra britada ou solo, do fator água/cimento e do tempo de cura. Segundo SUZUKI et al. (1991), os valores típicos do módulo de elasticidade das camadas de brita graduada tratada com cimento utilizadas nas rodovias do Estado de São Paulo variam entre 5.000 e 10.000 MPa (700.000 a 1.400.000 psi).

Os pavimentos com *base* tratada com cimento apresentam relativo sucesso quando se considera um período de 10 a 15 anos. No entanto, ao final desse período, o estado de deterioração da base e do revestimento é severo e de difícil solução, com acentuada reflexão das trincas que ocorrem na camada tratada com cimento. Em razão disso, nos últimos anos vêm sendo utilizados, particularmente no Estado de São Paulo, os chamados *pavimentos invertidos*, constituídos por uma sub-base tratada com cimento, sobre a qual é colocada uma camada granular, normalmente de brita graduada.

A idéia da utilização dos *pavimentos invertidos*, desenvolvida pelos franceses, é atraente por diversas razões:

- o material granular pode ser compactado sobre uma camada rígida, desenvolvendo um maior módulo de resiliência;
- as tensões induzidas à camada granular são de compressão;
- há a potencial proteção da camada asfáltica das trincas por reflexão induzidas pela camada tratada com cimento.

BALBO e CINTRA (1991), em trabalho que trata da utilização de misturas de brita e cimento em pavimentos semi-rígidos, consideram o valor do módulo de elasticidade da sub-base com BGTC igual a 7.000 MPa (1.000.000 psi).

5.3.1.3 - MATERIAIS GRANULARES

As propriedades dos materiais granulares dependem da graduação, visualizada através da curva granulométrica, da forma e textura das partículas, da massa específica e do estado de tensão. Os solos granulares, devido ao atrito e ao intertravamento das partículas, tendem a apresentar maior resistência e maiores deformações elásticas que os solos finos (PEZO et al. - 1992).

YODER e WITCZAC (1975) citam que vários estudos têm mostrado que o módulo de resiliência de materiais granulares é independente do número e frequência das aplicações de carga, da seqüência de tensões e do tempo de aplicação de carga. Depende, no entanto, do estado de tensão, variando não só com as propriedades do próprio material mas também com os módulos e espessuras das outras camadas. Essa dependência do estado de tensão é expressa em função do somatório de tensões principais ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) ou da tensão principal menor (σ_3):

$$M_R = k_1 (\theta)^X \quad (5.6)$$

ou

$$M_R = k_1 (\sigma_3)^X \quad (5.7)$$

onde k_1 e X são constantes determinadas experimentalmente.

Segundo HICKS e MONISMITH (1972), os modelos que consideram o somatório das tensões principais (θ) são os mais adequados. A Figura 5.8 apresenta a variação do módulo de resiliência com o estado de tensão.

Da análise de trabalhos publicados nas últimas Reuniões Anuais de Pavimentação, promovidas pela Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), observa-se que a maioria das bases e sub-bases granulares utilizadas nas rodovias de tráfego médio a alto são constituídas de pedra britada, com granulometria atendendo às faixas especificadas para brita graduada simples (estabilizada granulometricamente) do DNER. Os valores dos módulos de resiliência mais citados são:

- base: 50 MPa a 1.000 MPa, com valor médio de 350 MPa (50.000 psi);
- sub-base: 50 MPa a 400 MPa, com valor médio de 175 MPa (25.000 psi).

Durante a *PICR*, os solos e materiais granulares utilizados como sub-base e base de pavimentos não foram submetidos a ensaios de resiliência. As propriedades elásticas tiveram que ser obtidas em função de correlações desenvolvidas por retroanálise, a partir dos dados das deflexões medidas com viga Benkelman e do Índice de Suporte Califórnia, segundo procedimento proposto por D'AMATO e WITCZAC (1980).

QUEIRÓZ (1981) apresenta a média, o desvio-padrão e o intervalo de variação do módulo de resiliência de materiais granulares utilizados em base e sub-base de pavimentos brasileiros:

- $E_2 = 330 \text{ MPa (50.000 psi)} \pm 150 \text{ MPa (20.000 psi)}$
 $E_{2,\text{max}} = 800 \text{ MPa (115.000 psi)}$
 $E_{2,\text{min}} = 100 \text{ MPa (15.000 psi)}$
- $E_3 = 150 \text{ MPa (22.000 psi)} \pm 130 \text{ MPa (18.000 psi)}$
 $E_{3,\text{max}} = 460 \text{ MPa (67.500 psi)}$
 $E_{3,\text{min}} = 25 \text{ MPa (3.750 psi)}$

5.3.1.4 - SOLOS COESIVOS

As propriedades dos solos coesivos são afetadas pelo teor de umidade (maior teor de umidade, menor módulo de resiliência) e pela compactação, que altera a estrutura do solo, sendo válida a observação de que maior massa específica aparente seca corresponde a maior módulo de resiliência. Os solos coesivos apresentam baixos valores de resistência e de deformabilidade elástica quando comparados com os materiais granulares (PEZO et al. - 1992).

O módulo de resiliência dos solos coesivos sofre efeito relativamente pequeno da condição de confinamento (σ_3), mas depende muito da tensão-desvio (σ_d): para baixos níveis de tensão-desvio o M_R decresce rapidamente, até atingir um valor limite (K_1), a partir do qual passa a variar muito pouco com o acréscimo da tensão-desvio ($K_4 \ll K_3$).

A relação entre o módulo de resiliência dos solos coesivos e a tensão-desvio, apresentada na Figura 5.9, pode ser expressa pelas seguintes equações:

$$M_R = k_2 + k_3 (k_1 - \sigma_d), \text{ para } (\sigma_d < k_1) \quad (5.8)$$

e

$$M_R = k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1), \text{ para } (\sigma_d > k_1) \quad (5.9)$$

QUEIROZ (1981) apresenta os valores do módulo de resiliência de solos coesivos encontrados no subleito das rodovias brasileiras que foram analisadas quando da *PICR*:

$$E_m = 80 \text{ MPa (10.000 psi)} \pm 40 \text{ MPa (5.000 psi)}$$

$$E_{m,\max} = 170 \text{ MPa (25.000 psi)}$$

$$E_{m,\min} = 20 \text{ MPa (3.000 psi)}$$

Figura 5.8 - Modelo de Módulo de Resiliência de Materiais Granulares.

Figura 5.9 - Modelo de Módulo de Resiliência de Solos Coesivos.

5.3.2 - COEFICIENTE DE POISSON E ESPESSURAS

O *coeficiente de Poisson* é um dos dados requeridos quando das análises estruturais de sistemas em camadas. É definido como a relação entre a deformação lateral e a deformação axial da amostra (na direção do eixo de aplicação de carga). Apesar de serem exigidas medidas precisas quando da sua determinação em ensaios de laboratório, a influência do *coeficiente de Poisson* sobre os resultados não é tão significativa quanto a do módulo de resiliência.

Para HICKS e MCHATTIE (1982), quando resultados de ensaios não estão disponíveis, podem-se adotar os seguintes valores para o coeficiente de Poisson:

- concreto asfáltico: 0,30
- tratamento superficial: 0,30
- base tratada com cimento: 0,35
- base granular: 0,40
- subleito: 0,45

5.3.2.1 - REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

PELL (1987) e ROBERTS et al. (1991) constatarem que o coeficiente de Poisson das misturas asfálticas é praticamente independente do tempo de aplicação de carga, mas varia com a temperatura entre 0,30 e 0,45, sendo que os valores mais altos correspondem a temperaturas mais elevadas.

Segundo SUZUKI et al. (1991), o coeficiente de Poisson normalmente adotado para os revestimentos asfálticos de rodovias do Estado de São Paulo é igual a 0,30 e as espessuras mais utilizadas situam-se entre 7,5 cm e 15 cm.

A média, o desvio-padrão e o intervalo de variação da espessura dos revestimentos asfálticos de pavimentos brasileiros, apresentados por QUEIRÓZ (1981) são:

$$H_1 = 4,6 \text{ cm} \pm 3,0 \text{ cm}$$

$$H_{1,\max} = 15,0 \text{ cm}$$

$$H_{1,\min} = 2,0 \text{ cm}$$

5.3.2.2 - CAMADAS TRATADAS COM CIMENTO

PELL (1977) apresenta valores para o coeficiente de Poisson de materiais tratados com cimento:

- anteriormente às trincas secundárias: 0,2 a 0,3
- após severas e extensas trincas secundárias: 0,3 a 0,35

BALBO e CINTRA (1991) consideram, para a brita graduada tratada com cimento, espessuras entre 10 e 20 cm.

5.3.2.3 - MATERIAIS GRANULARES

QUEIRÓZ (1981), utilizando dados coletados quando da *PICR*, apresenta a média, o desvio-padrão e o intervalo de variação das espessuras dos materiais granulares utilizados em bases e sub-bases:

- $H_2 = 23,5\text{cm} \pm 11\text{ cm}$
 $H_{2,\text{max}} = 59\text{ cm}$
 $H_{2,\text{min}} = 9\text{ cm}$
- $H_3 = 23\text{ cm} \pm 18\text{ cm}$
 $H_{3,\text{max}} = 52\text{ cm}$
 $H_{3,\text{min}} = 0$

5.4 - CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS DO CAPÍTULO 5

Para a análise empírico-mecânica dos fatores de tráfego a ser desenvolvida neste trabalho, são consideradas oito estruturas diferentes, através das quais procura-se abranger os pavimentos mais utilizados no Brasil. São adotados valores médios para as propriedades mecânicas e para as espessuras das camadas. Um dos critérios que nortearam a escolha do número de estruturas ($8 = 2^3$) foi a compatibilidade com o número de simulações determinísticas da programação fatorial utilizada para quantificar os efeitos dos fatores de tráfego sobre o desempenho dos pavimentos.

Consideram-se, nas Figuras 5.10 a 5.13, pavimentos com camadas tratadas com cimento, tanto na base como na sub-base (*pavimentos invertidos*), fazendo-se também distinção entre as condições anteriores e posteriores às trincas secundárias. A Figura 5.14 apresenta um recapeamento, onde o módulo da camada de rolamento (revestimento novo) é superior ao do revestimento antigo (mais deteriorado). Uma estrutura com revestimento delgado e com menor módulo de elasticidade é apresentada na Figura 5.15. Na Figura 5.16 considera-se um revestimento asfáltico com maior módulo de elasticidade, enquanto que na Figura 5.17 são apresentadas duas camadas asfálticas, sendo que a camada de rolamento apresenta módulo de elasticidade superior ao da camada de ligação (*binder*).

Optou-se, neste trabalho, por executar tanto análises elástico-lineares (com o programa ELSYM5) como análises não-lineares (com o programa ILLI-PAVE), em virtude das vantagens e limitações que ambos os métodos apresentam. Vislumbra-se, portanto, a possibilidade de utilização dos resultados deste trabalho para uma análise comparativa dos dois programas, uma vez que as estruturas escolhidas (modeladas como elástico-lineares e elástico-não-lineares) são submetidas a uma ampla gama de solicitações do tráfego (carga por eixo, pressão de enchimento dos pneus, tipo de rodagem e distribuição da pressão de contato pneu-pavimento).

Apesar da grande importância dos fatores climáticos para o desempenho dos pavimentos, foge ao escopo deste trabalho a consideração das variações nas propriedades dos materiais causadas pela temperatura e pelo teor de umidade. Os módulos de resiliência dos revestimentos asfálticos são considerados constantes, admitindo-se temperatura invariável e tempo de aplicação de carga suficientemente pequeno (ou seja, velocidade dos veículos acima de um valor limite). Os módulos de resiliência das camadas tratadas com cimento também são considerados constantes e independentes do estado de tensão.

Quando das análises elástico-lineares (Programa ELSYM5), são considerados os valores médios das propriedades dos materiais de pavimentação no Brasil. Para as análises elástico-não-lineares (Programa ILLI-PAVE), em razão da pequena disponibilidade de dados experimentais sobre as propriedades mecânicas dos solos coesivos e dos materiais granulares, optou-se pela utilização do programa MICH-PAVE para a obtenção, por retro-análise, das propriedades elástico-não-lineares correspondentes aos módulos de resiliência médios utilizados nas análises elástico-lineares.

Figura 5.10 - Estrutura A: Pavimento Invertido (Sub-Base de Brita Graduada Tratada com Cimento), Anteriormente às Trincas Secundárias.

Figura 5.11 - Estrutura B: Base de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC), Anteriormente às Trincas Secundárias.

Figura 5.12 - Estrutura C: Pavimento Invertido (Sub-Base de Brita Graduada Tratada com Cimento), Posteriormente às Trincas Secundárias.

Figura 5.13 - Estrutura D: Base de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC), Posteriormente às Trincas Secundárias.

Figura 5.14 - Estrutura E: Recapeamento.

Figura 5.15 - Estrutura F: Revestimento Delgado com Menor Módulo de Elasticidade (Tratamento Superficial Duplo).

Figura 5.16 - Estrutura G: Revestimento Espesso com Maior Módulo de Elasticidade (Concreto Betuminoso Usinado a Quente - CBUQ).

Figura 5.17 - Estrutura H: Concreto Betuminoso Usinado a Quente sobre Camada de Ligação (Binder).

CAPÍTULO 6

ANÁLISE ESTATÍSTICA: EXPERIMENTOS FATORIAIS

6.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se a análise estatística dos efeitos dos fatores de *tráfego carga por eixo, pressão de enchimento dos pneus, tipo de rodagem e distribuição da pressão de contato pneu-pavimento* sobre o desempenho dos pavimentos, visando a identificação dos fatores e interações significativos e a obtenção de modelos para o processo em estudo. Faz-se, inicialmente, uma breve abordagem de como são desenvolvidos os experimentos científicos, mostrando-se como esta tese está inserida no processo contínuo de aquisição de novos conhecimentos e como poderá contribuir para o processo de aprendizagem a respeito dos pavimentos rodoviários.

Desenvolve-se uma programação fatorial de simulações determinísticas, utilizando-se os programas ELSYM5 (análises elástico-lineares) e ILLI-PAVE (análises elástico-não-lineares) para cálculo das respostas estruturais de oito pavimentos diferentes. Com as respostas estruturais *deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento, deformação vertical de compressão no topo do subleito, deflexão superficial, deformação vertical de compressão na fibra inferior do revestimento e tensão horizontal de tração na fibra inferior da camada tratada com cimento*, as quais são associadas às principais formas de deterioração dos pavimentos por meio de modelos de desempenho empírico-mecanísticos, calculam-se os correspondentes Fatores de Equivalência de Cargas (FEC). São os FEC, portanto, que representam de forma quantitativa os efeitos dos fatores de tráfego sobre o desempenho dos pavimentos.

Os resultados da análise estatística são apresentados na forma de tabelas, gráficos e equações. Analisam-se os modelos teóricos desenvolvidos e os resultados obtidos, com destaque para os fatores *pressão de enchimento dos pneus e tipo de rodagem*, que se mostram significativos neste trabalho mas que não são devidamente considerados pelos métodos de dimensionamento, pelos sistemas de gerência de pavimentos, pelas regulamentações técnicas da modalidade rodoviária e nem pelos critérios de alocação de custos rodoviários.

6.2 - O PROCESSO DE AQUISIÇÃO DE NOVOS CONHECIMENTOS

Para que melhor se entenda como esta tese está inserida no processo de aquisição de novos conhecimentos e como poderá contribuir para a aprendizagem a respeito dos pavimentos rodoviários, faz-se necessária uma breve abordagem do papel da pesquisa científica.

Para BOX, HUNTER e HUNTER (1978), uma pesquisa científica é um processo de aprendizagem orientado, que avança iterativamente, conforme apresentado na Figura 6.1. Uma hipótese inicial conduz, por dedução, à previsão de certas conseqüências, as quais podem ser comparadas com dados existentes ou posteriormente coletados. Quando as conseqüências previstas e os dados observados não correspondem, as discrepâncias podem conduzir, por indução, a uma modificação das hipóteses iniciais. Começa, então, um segundo ciclo do processo iterativo. As conseqüências das hipóteses modificadas são novamente comparadas com os dados, havendo novas modificações nas hipóteses e ganho contínuo de conhecimento.

Figura 6.1 - O processo iterativo e contínuo de aprendizagem (BOX, HUNTER e HUNTER - 1978).

Este trabalho contribui para o processo de aprendizagem a respeito dos pavimentos rodoviários à medida em que o conhecimento existente (conseqüências previstas pelos modelos existentes e os dados coletados) é utilizado para formular novas equações para previsão do desempenho de pavimentos quando submetidos às cargas do tráfego.

Esta tese foi motivada pelas nítidas limitações apresentadas pelos modelos atualmente utilizados para previsão do desempenho de pavimentos, causadas, principalmente, pela continuidade de utilização de resultados experimentais e hipóteses simplificadoras desenvolvidas há mais de 30 anos. A evolução da tecnologia rodoviária, com veículos de carga mais pesados e com maiores dimensões (VCLs), novos tipos de pneus (radiais em substituição aos diagonais), novos tipos de rodagem (pneus extralargos em substituição às rodas duplas) e novos tipos de eixos (tandem triplo), aliada à utilização de novas tecnologias e novos materiais de pavimentação, tendem a distanciar cada vez mais as *consequências previstas* dos *dados coletados*.

São analisados, nos capítulos anteriores deste trabalho, o comportamento de sistemas estruturais em camadas, programas computacionais desenvolvidos para cálculo das respostas desses sistemas às solicitações externas, formas de caracterização dos materiais constituintes das camadas dos pavimentos e estruturas típicas representativas das mais utilizadas pelos organismos rodoviários brasileiros. São considerados, também, resultados de experimentos laboratoriais e de campo e estudos teóricos sobre: a forma de distribuição da pressão de contato pneu-pavimento, os níveis mais elevados de pressão de enchimento dos pneus, os tipos de pneu, os tipos de suspensão etc.

E, neste capítulo, para que os efeitos dos fatores de tráfego e das suas interações possam ser quantificados e posteriormente incluídos em modelos de desempenho que melhor representem os efeitos das solicitações do tráfego sobre os pavimentos rodoviários, faz-se uso de uma ferramenta simples, mas com um grande potencial para a análise de problemas com vários fatores envolvidos e complexa interação entre eles: *os experimentos fatoriais*.

6.3 - PLANEJAMENTO DOS EXPERIMENTOS

Quando da programação dos experimentos são estabelecidas quais e de que maneira as variáveis de entrada do sistema devem ser arranjadas, de modo a permitir a identificação das causas de alterações nas variáveis de saída do sistema. Um experimento bem planejado é capaz de quantificar a influência de cada uma das variáveis de entrada e de suas interações sobre as respostas do sistema, com um número de ensaios não superior ao necessário e suficiente.

Segundo McLEAN e ANDERSON (1984), o objetivo do *planejamento dos experimentos* é arranjar as células onde serão efetuadas as observações de maneira que sejam obtidas estimativas dos efeitos dos fatores sobre as variáveis de interesse com a menor variância possível. O projeto de experimentos força um estudo mais detalhado dos fatores envolvidos e respectivos níveis de interesse. Esse estudo aumenta o entendimento do problema e facilita a realização das observações e também a análise final.

O planejamento de experimentos permite que os dados coletados possam ser analisados por métodos estatísticos, resultando em conclusões válidas e objetivas. É importante ressaltar que os métodos estatísticos não "provam" que um fator tem um determinado efeito, eles apenas informam sobre a validade e confiabilidade dos resultados. A principal vantagem dos métodos estatísticos é que eles fornecem objetividade ao processo de tomada de decisão, devendo ser considerados como aliados e não inimigos do bom senso e da boa engenharia.

Para o uso de método estatístico no projeto e análise de um experimento, fazem-se necessários: conhecimento prévio do assunto, entendimento do processo de obtenção dos dados e conhecimento qualitativo de como os dados serão analisados. Para MONTGOMERY (1991), a etapa de planejamento dos experimentos deve incluir:

- reconhecimento e definição do problema: redundante apenas na aparência, essa etapa é de vital importância para que os objetivos da pesquisa sejam atingidos;
- escolha dos fatores e níveis: envolve a seleção dos fatores (também denominados "tratamentos") que serão alterados durante o experimento, bem como seus intervalos de variação e níveis específicos;
- seleção da resposta: a variável escolhida deve fornecer informações úteis sobre o processo em estudo;
- escolha do número de réplicas: envolve, também, a determinação da necessidade ou não da utilização de blocos ou outras restrições de aleatoriedade.

Terminado o planejamento, passa-se às etapas complementares da análise estatística:

- realização das observações: a preocupação maior nessa etapa é evitar os erros, que podem invalidar todas as análises posteriores;

- **análise dos resultados**: os métodos estatísticos permitem conclusões objetivas e não o simples julgamento;
- **conclusões e recomendações para outros trabalhos**: é nessa etapa que as hipóteses iniciais são confrontadas com os resultados e novas hipóteses são formuladas, dando continuidade ao processo iterativo de aquisição de conhecimento.

O planejamento de experimentos em engenharia inclui a avaliação de configurações básicas de um projeto, a avaliação dos efeitos da alteração de materiais, a seleção dos parâmetros de projeto, a determinação dos parâmetros de projeto que afetam o desempenho do produto e a quantificação dos seus efeitos. Dentre essas aplicações, a última é a que mais se assemelha aos estudos desenvolvidos neste trabalho, uma vez que o objetivo que se busca é verificar se os fatores de tráfego selecionados realmente influenciam o desempenho dos pavimentos, a ponto de resultar no desenvolvimento de novos modelos, e com que magnitude isso ocorre.

No planejamento de qualquer experimento, os fatores e níveis a serem considerados, assim como as variáveis a serem medidas, precisam ser definidos *a priori*. Considerando-se os estudos preliminares desenvolvidos neste trabalho, muitos fatores afetam o desempenho dos pavimentos, sendo praticamente impossível a consideração simultânea de todos eles em uma mesma programação fatorial.

Adotam-se, portanto, apenas aqueles fatores julgados os mais importantes para o desempenho dos pavimentos, em níveis que abrangem a faixa de valores usuais e também permitem a obtenção de modelos não-lineares. Os fatores de tráfego selecionados, com os respectivos níveis, são:

- **carga por eixo**: 80 kN, 100 kN e 120 kN
- **pressão de enchimento dos pneus**: 563 kPa (80 psi), 704 kPa (100 psi) e 844 kPa (120 psi)
- **tipo de rodagem**: rodas duplas e pneus extralargos
- **distribuição da pressão de contato pneu-pavimento**: distribuição uniforme e distribuição não-uniforme (com base nas análises do Capítulo 2).

A **solicitação-padrão**, em relação à qual serão calculados os Fatores de Equivalência de Cargas, consiste de um *eixo simples*, equipado com *rodas duplas*, com uma carga por eixo de 80 kN e com pressão de enchimento de 563 kPa (80 psi), *uniformemente distribuída* sobre uma superfície de carregamento circular.

Este trabalho avalia o desempenho dos pavimentos sob uma ótica mecanística, com destaque para o comportamento estrutural, sendo os efeitos dos fatores de tráfego considerados em termos de alterações nos Fatores de Equivalência de Cargas (FEC). Os *FEC* dependem do tipo de deterioração e são calculados com base na vida em serviço (número admissível de aplicações de carga, N), prevista por modelos que consideram as respostas estruturais, segundo a expressão geral:

$$FEC_i = N_0 / N_i \quad (6.1)$$

onde:

FEC_i : Fator de Equivalência de Cargas para a solitação i

N_0 : vida em serviço prevista para a solitação-padrão

N_i : vida em serviço prevista para a solitação i

Como há correspondência entre certas formas de deterioração e algumas respostas estruturais, foram selecionadas aquelas que se relacionam com os tipos de deterioração que condicionam as intervenções na malha rodoviária do Brasil:

- *deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento* ($\epsilon_{ht,1}$)
- *deformação vertical de compressão no topo do subleito* ($\epsilon_{vc,m}$)
- *deflexão superficial* (δ_1)
- *deformação vertical de compressão na fibra inferior do revestimento* ($\epsilon_{vc,1}$)
- *tensão horizontal de tração em camada tratada com cimento* ($\sigma_{ht,2/3}$).

Os modelos empírico-mecanísticos utilizados para previsão da vida em serviço de um pavimento consideram, geralmente, apenas uma resposta estrutural. Ou seja, procuram prever a evolução de um único tipo de deterioração. Conforme apresentado no Capítulo 4, os modelos apresentam, na maioria das vezes, a forma geral:

$$N = a \cdot (1 / \rho)^b \quad (6.2)$$

onde:

N : número admissível de aplicações de carga

a e b : coeficiente e expoente associados ao tipo de deterioração, à resposta estrutural considerada, ao ensaio de laboratório utilizado e à estrutura analisada

ρ : resposta estrutural genérica.

Para o cálculo dos Fatores de Equivalência de Cargas, apenas o expoente b tem importância, uma vez que o coeficiente a é cancelado quando da divisão de N_o por N_i . Considerando-se os estudos apresentados anteriormente no Capítulo 4, os valores do expoente b utilizados neste trabalho para a determinação dos FEC são:

- deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento: $b = 3,291$
- deformação vertical de compressão no topo do subleito: $b = 4$
- deflexão superficial: $b = 4$
- deformação vertical de compressão na fibra inferior do revestimento: $b = 4$
- tensão horizontal de tração em camada tratada com cimento: $b = 4$

Os modelos estruturais de sistemas em camadas mais utilizados para a análise de pavimentos rodoviários permitem a consideração de materiais com comportamento elástico-linear e elástico-não-linear, cujas respostas estruturais são calculadas, neste trabalho, respectivamente pelos programas *ELSYM5* e *ILLI-PAVE*.

Os Fatores de Equivalência de Cargas também dependem da estrutura dos pavimentos. De modo a quantificar esse efeito, foram consideradas nas análises fatoriais oito estruturas diferentes, selecionadas dentre as mais utilizadas nas rodovias brasileiras (Figuras 5.10 a 5.17 do Capítulo 5). Do ponto de vista estatístico, as diferentes estruturas constituem *réplicas*, reforçando as conclusões quanto aos efeitos dos fatores de tráfego, uma vez que a variação entre réplicas fornece uma medida dos erros que afetam as comparações entre os tratamentos.

6.4 - EXPERIMENTOS FATORIAIS

6.4.1 - INTRODUÇÃO

Experimentos fatoriais são experimentos que incluem várias combinações de fatores, apresentando nítidas vantagens sobre os experimentos tradicionais (também conhecidos como experimentos *um fator de cada vez*): com um menor número de ensaios fornecem o mesmo nível de informação sobre os fatores individuais e analisam também as interações entre os fatores, evitando conclusões errôneas (COCHRAN e COX - 1962).

A terminologia usada quando se trabalha com experimentos fatoriais envolve, dentre outros, os seguintes termos:

- fator: variável independente;
- nível: número de diferentes valores assumidos pelo fator;
- réplica: número de vezes que uma mesma observação é repetida;
- número de observações: número de combinações dos fatores multiplicado pelo número de réplicas;
- resposta: valor numérico representativo do processo em análise, utilizado para quantificar os efeitos dos fatores.

Os resultados obtidos com as simulações determinísticas, objeto da presente análise estatística, são apresentados nos Quadros 6.1 a 6.10 (ELSYM5) e 6.11 a 6.15 (ILLI-PAVE). A variável dependente é representada pelos Fatores de Equivalência de Cargas (*FEC*). Cada célula da programação fatorial desenvolvida consiste do somatório dos *FEC* obtidos com as oito diferentes estruturas de pavimento consideradas. As cinco respostas estruturais, por serem associadas a diferentes formas de deterioração estrutural, são analisadas separadamente.

Com a finalidade de facilitar os cálculos, os fatores de tráfego e os níveis correspondentes passam a ser representados por:

- Fator A: *distribuição da pressão de contato pneu-pavimento*
 nível a₋: distribuição uniforme
 nível a₊: distribuição não-uniforme ("fator A presente")
- Fator B: *tipo de rodagem*
 nível b₋: rodas duplas
 nível b₊: pneus extralargos ("fator B presente")
- Fator C: *pressão de enchimento dos pneus*
 nível c₀: 563 kPa
 nível c₁: 704 kPa
 nível c₂: 844 kPa

- **Fator D: carga por eixo**

nível d_0 : 80 kN

nível d_1 : 100 kN

nível d_2 : 120 kN

O número de réplicas varia em função da resposta estrutural considerada, uma vez que nem todas as estruturas permitem a determinação das respostas selecionadas. Neste estudo, tem-se: seis réplicas para a $\epsilon_{ht,1}$, sete réplicas para a $\epsilon_{vc,1}$, oito réplicas para a δ_1 e para a $\epsilon_{vc,m}$, e quatro réplicas para a $\sigma_{ht,2/3}$.

Quando é utilizado o Programa ELSYM5 (Quadros 6.1 a 6.10), os materiais constituintes das camadas são considerados como tendo comportamento elástico-linear, sendo válido, portanto, o princípio da superposição de efeitos. Isso permite que todos os fatores de tráfego selecionados (carga por eixo, pressão de enchimento dos pneus, tipo de rodagem e distribuição da pressão de contato pneu-pavimento) sejam analisados simultaneamente. Os Quadros 6.1, 6.3, 6.5, 6.7 e 6.9 diferem de seus pares, Quadros 6.2, 6.4, 6.6, 6.8 e 6.10, apenas nas células correspondentes à distribuição não-uniforme da pressão de contato pneu-pavimento, uma vez que os eixos equipados com rodas duplas podem utilizar tanto pneus radiais como pneus diagonais.

O Programa ILLI-PAVE (Quadros 6.11 a 6.15), embora tenha a vantagem de permitir a consideração dos materiais como tendo comportamento elástico-não-linear, não possibilita a consideração dos fatores *tipo de rodagem e distribuição da pressão de contato pneu-pavimento*, por não ser válida a superposição de efeitos. As análises ficam, portanto, limitadas à *carga por eixo* e à *pressão de enchimento dos pneus*.

Quadro 6.1 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Horizontal de Tração na Fibra Inferior do Revestimento ($\epsilon_{ht,1}$) - Somatório para 6 Estruturas, Programa ELSYM5.					
Carga por Eixo (kN)	Pressão de Enchimento dos Pneus (kPa)	RODAS DUPLAS Pneus Radiais		PNEUS EXTRALARGOS Pneus Radiais	
		DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME
80	563	6,00*	8,48	8,30	20,81
	704	8,94	12,18	14,16	30,32
	844	12,42	15,36	21,44	39,64
100	563	8,20	11,53	9,77	27,50
	704	12,11	15,58	16,94	36,52
	844	16,83	19,88	26,22	49,82
120	563	11,25	14,87	11,14	35,98
	704	15,94	20,50	19,69	49,52
	844	22,03	26,33	30,86	62,89

* solicitação-padrão: eixo simples, equipado com rodas duplas, carga por eixo de 80 kN, pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa e distribuição uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

Quadro 6.2 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Horizontal de Tração na Fibra Inferior do Revestimento ($\epsilon_{ht,1}$) - Somatório para 6 Estruturas, Programa ELSYM5.					
Carga por Eixo (kN)	Pressão de Enchimento dos Pneus (kPa)	RODAS DUPLAS Pneus Diagonais		PNEUS EXTRALARGOS Pneus Radiais	
		DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME
80	563	6,00*	7,55	8,30	20,81
	704	8,94	10,72	14,16	30,32
	844	12,42	14,93	21,44	39,64
100	563	8,20	9,78	9,77	27,50
	704	12,11	14,40	16,94	36,52
	844	16,83	21,29	26,22	49,82
120	563	11,25	13,30	11,14	35,98
	704	15,94	19,10	19,69	49,52
	844	22,03	26,50	30,86	62,89

* solicitação-padrão: eixo simples, equipado com rodas duplas, carga por eixo de 80 kN, pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa e distribuição uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

Quadro 6.3 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão no Topo do Subleito ($\epsilon_{vc,m}$) - Somatório para 8 Estruturas, Programa ELSYM5.					
Carga por Eixo (kN)	Pressão de Enchimento dos Pneus (kPa)	RODAS DUPLAS Pneus Radiais		PNEUS EXTRALARGOS Pneus Radiais	
		DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME
80	563	8,00*	8,22	14,12	15,22
	704	8,20	8,31	14,92	15,65
	844	8,32	8,39	15,39	16,50
100	563	17,40	18,02	29,48	32,86
	704	17,87	18,04	31,84	33,63
	844	18,17	18,37	33,28	34,62
120	563	35,22	36,13	56,93	65,40
	704	36,25	36,87	62,29	67,92
	844	37,11	37,54	65,87	69,74

* solicitação-padrão: eixo simples, equipado com rodas duplas, carga por eixo de 80 kN, pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa e distribuição uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

Quadro 6.4 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão no Topo do Subleito ($\epsilon_{vc,m}$) - Somatório para 8 Estruturas, Programa ELSYM5.					
Carga por Eixo (kN)	Pressão de Enchimento dos Pneus (kPa)	RODAS DUPLAS Pneus Diagonais		PNEUS EXTRALARGOS Pneus Radiais	
		DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME
80	563	8,00*	8,03	14,12	15,22
	704	8,20	8,19	14,92	15,65
	844	8,32	8,15	15,39	16,50
100	563	17,40	17,61	29,48	32,86
	704	17,87	17,97	31,84	33,63
	844	18,17	19,40	33,28	34,62
120	563	35,22	36,13	56,93	65,40
	704	36,25	36,74	62,29	67,92
	844	37,11	37,54	65,87	69,74

* solicitação-padrão: eixo simples, equipado com rodas duplas, carga por eixo de 80 kN, pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa e distribuição uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

Quadro 6.5 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se o Deslocamento Vertical na Superfície do Pavimento (δ_1) - Somatório para 8 Estruturas, Programa ELSYM5.					
Carga por Eixo (kN)	Pressão de Enchimento dos Pneus (kPa)	RODAS DUPLAS Pneus Radiais		PNEUS EXTRALARGOS Pneus Radiais	
		DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME
80	563	8,00*	8,96	15,12	19,92
	704	8,96	9,84	17,84	22,56
	844	9,84	10,64	20,16	25,20
100	563	16,72	18,48	29,52	39,44
	704	18,40	19,36	34,24	43,20
	844	20,00	20,96	38,96	47,76
120	563	32,56	35,04	54,08	74,16
	704	35,12	37,28	62,96	81,60
	844	38,00	39,92	71,28	87,76

* solicitação-padrão: eixo simples, equipado com rodas duplas, carga por eixo de 80 kN, pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa e distribuição uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

Quadro 6.6 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se o Deslocamento Vertical na Superfície do Pavimento (δ_1) - Somatório para 8 Estruturas, Programa ELSYM5.					
Carga por Eixo (kN)	Pressão de Enchimento dos Pneus (kPa)	RODAS DUPLAS Pneus Diagonais		PNEUS EXTRALARGOS Pneus Radiais	
		DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME
80	563	8,00*	8,48	15,12	19,92
	704	8,96	9,44	17,84	22,56
	844	9,84	10,40	20,16	25,20
100	563	16,72	17,28	29,52	39,44
	704	18,40	19,20	34,24	43,20
	844	20,00	22,24	38,96	47,76
120	563	32,56	33,60	54,08	74,16
	704	35,12	36,40	62,96	81,60
	844	38,00	39,60	71,28	87,76

* solicitação-padrão: eixo simples, equipado com rodas duplas, carga por eixo de 80 kN, pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa e distribuição uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

Quadro 6.7 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão na Fibra Inferior do Revestimento ($\epsilon_{vc,1}$) - Somatório para 7 Estruturas, Programa ELSYM5.					
Carga por Eixo (kN)	Pressão de Enchimento dos Pneus (kPa)	RODAS DUPLAS Pneus Radiais		PNEUS EXTRALARGOS Pneus Radiais	
		DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME
80	563	7,00*	10,59	19,04	53,11
	704	11,87	17,61	34,99	82,77
	844	18,25	23,58	56,62	111,83
100	563	9,52	15,24	24,21	76,90
	704	16,44	22,76	45,34	106,84
	844	25,54	31,39	74,31	153,27
120	563	12,54	19,41	29,76	110,27
	704	21,80	30,92	56,54	158,85
	844	34,13	42,73	92,43	209,21

* solicitação-padrão: eixo simples, equipado com rodas duplas, carga por eixo de 80 kN, pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa e distribuição uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

Quadro 6.8 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão na Fibra Inferior do Revestimento ($\epsilon_{vc,1}$) - Somatório para 7 Estruturas, Programa ELSYM5.					
Carga por Eixo (kN)	Pressão de Enchimento dos Pneus (kPa)	RODAS DUPLAS Pneus Diagonais		PNEUS EXTRALARGOS Pneus Radiais	
		DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME
80	563	7,00*	8,96	19,04	53,11
	704	11,87	15,19	34,99	82,77
	844	18,25	23,20	56,62	111,83
100	563	9,52	12,35	24,21	76,90
	704	16,44	21,33	45,34	106,84
	844	25,54	35,15	74,31	153,27
120	563	12,54	16,65	29,76	110,27
	704	21,80	28,18	56,54	158,85
	844	34,13	43,74	92,43	209,21

* solicitação-padrão: eixo simples, equipado com rodas duplas, carga por eixo de 80 kN, pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa e distribuição uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

Quadro 6.9 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Tensão Horizontal de Tração na Fibra Inferior da Camada Tratada com Cimento ($\sigma_{ht,2/3}$) - Somatório para 4 Estruturas, Programa ELSYM5.					
Carga por Eixo (kN)	Pressão de Enchimento dos Pneus (kPa)	RODAS DUPLAS Pneus Radiais		PNEUS EXTRALARGOS Pneus Radiais	
		DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME
80	563	4,00*	4,12	8,60	10,55
	704	4,15	4,26	10,18	11,71
	844	4,27	4,33	11,39	12,98
100	563	8,54	9,03	16,23	21,31
	704	8,98	9,12	19,60	23,47
	844	9,29	9,40	22,41	25,70
120	563	16,85	17,47	28,37	40,33
	704	17,85	18,42	34,96	44,78
	844	18,54	18,98	40,68	48,42

* solicitação-padrão: eixo simples, equipado com rodas duplas, carga por eixo de 80 kN, pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa e distribuição uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

Quadro 6.10 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Tensão Horizontal de Tração na Fibra Inferior da Camada Tratada com Cimento ($\sigma_{ht,2/3}$) - Somatório para 4 Estruturas, Programa ELSYM5.					
Carga por Eixo (kN)	Pressão de Enchimento dos Pneus (kPa)	RODAS DUPLAS Pneus Diagonais		PNEUS EXTRALARGOS Pneus Radiais	
		DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO UNIFORME	DISTRIBUIÇÃO NÃO-UNIFORME
80	563	4,00*	4,06	8,60	10,55
	704	4,15	4,21	10,18	11,71
	844	4,27	4,31	11,39	12,98
100	563	8,54	8,77	16,23	21,31
	704	8,98	9,15	19,60	23,47
	844	9,29	9,97	22,41	25,70
120	563	16,85	17,61	28,37	40,33
	704	17,85	18,32	34,96	44,78
	844	18,54	18,99	40,68	48,42

* solicitação-padrão: eixo simples, equipado com rodas duplas, carga por eixo de 80 kN, pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa e distribuição uniforme da pressão de contato pneu-pavimento.

Quadro 6.11 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Horizontal de Tração na Fibra Inferior do Revestimento ($\epsilon_{ht,1}$) Somatório para 6 Estruturas, Programa ILLI-PAVE.			
CARGA POR EIXO (kN)	PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS (kPa)		
	563	704	844
60	4,73	7,70	9,87
100	7,09	11,04	15,25
140	7,82	13,09	19,17

Quadro 6.12 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão no Topo do Subleito ($\epsilon_{vc,m}$) Somatório para 8 Estruturas, Programa ILLI-PAVE.			
CARGA POR EIXO (kN)	PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS (kPa)		
	563	704	844
60	2,62	2,33	2,48
100	39,20	46,04	54,94
140	123,01	233,96	313,67

Quadro 6.13 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se o Deslocamento na Superfície do Pavimento (δ_1) Somatório para 8 Estruturas, Programa ILLI-PAVE.			
CARGA POR EIXO (kN)	PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS (kPa)		
	563	704	844
60	3,07	3,21	3,29
100	15,97	16,84	17,11
140	49,73	54,96	58,39

Quadro 6.14 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão na Fibra Inferior do Revestimento ($\epsilon_{vc,1}$)
Somatório para 8 Estruturas, Programa ILLI-PAVE.

CARGA POR EIXO (kN)	PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS (kPa)		
	563	704	844
60	5,96	12,19	20,11
100	10,63	20,35	34,91
140	11,23	29,97	56,22

Quadro 6.15 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Tensão Horizontal de Tração na Fibra Inferior da Camada Tratada com Cimento ($\sigma_{ht,2/3}$)
Somatório para 4 Estruturas, Programa ILLI-PAVE.

CARGA POR EIXO (kN)	PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS (kPa)		
	563	704	844
60	1,84	1,72	2,02
100	12,89	16,03	15,95
140	55,75	67,53	75,16

6.4.2 - TESTES DE SIGNIFICÂNCIA

Normalmente, sabe-se de antemão quais fatores são importantes. O que se quer determinar, na maioria das vezes, é a magnitude dos efeitos desses fatores e, também, calcular o intervalo dentro do qual o valor verdadeiro quase sempre reside. Esse intervalo é conhecido como "intervalo de confiança" e pode ter o seu significado apresentado, por exemplo, pela frase: "os ensaios mostram que o intervalo variando de 0,50 a 0,75 inclui o valor correto com uma probabilidade de 99%".

O que dificulta as análises de um experimento é a presença de efeitos de fatores não controlados. Esses efeitos, designados de *variação aleatória* ou *variação do acaso*, podem alterar em muito os resultados. Cabe ao pesquisador verificar se as diferenças observadas são ou não significativas. Ou, em outras palavras, se os resultados observados foram produzidos pelos fatores ou por mera variação aleatória.

É mediante utilização de *testes de significância* que se aceita um determinado fator como responsável pelas variações nas respostas de um experimento. Uma variação não significativa é tida como devida ao acaso, sendo deixada de lado até que novos resultados venham confirmá-la ou negá-la.

O nível de significância pode ser interpretado como a probabilidade de que seja nulo o efeito de uma dada variável sobre o modelo. Os níveis de significância convencionais são 25%, 10%, 5%, 1% e 0,1%. Cada nível de significância corresponde a um determinado grau de ceticismo: um nível de significância de 1% indica que a probabilidade de se obter a variação observada, por puro acaso, é de 1%.

Considera-se, neste trabalho, o Teste F de Snedecor para determinação do nível de significância dos fatores de tráfego e suas interações. Esse teste de significância compara os *quadrados médios* ou *variâncias* (QM) segundo a expressão:

$$F = QM_{\text{tratamento}} / QM_{\text{resíduo}} \quad (6.3)$$

Os quadrados médios dos fatores e interações são obtidos a partir das *somas de quadrados* (SQ) e dos *graus de liberdade* (GL), segundo a expressão:

$$QM = SQ / GL \quad (6.4)$$

Para determinação do nível de significância de um dado fator ou interação, compara-se o valor do quociente F daquele fator ou interação com um valor limite de F (F_{lim}). Normalmente, os valores limites de F são apresentados na forma de tabelas (BOX, HUNTER e HUNTER - 1978) e correspondem aos níveis de significância de 25%, 10%, 5%, 1% e 0,1%. Por exemplo, o valor $F_{lim, 1\%}$ indica que a probabilidade de se obter um valor de $F \leq F_{lim}$, em função apenas da variação aleatória, é de 99%.

Os Quadros 6.16 e 6.20 apresentam as somas de quadrados para todos os fatores e interações. Exemplo de cálculo das somas de quadrados é apresentado a seguir, visando mostrar que os ensaios fatoriais, além de eficientes para a investigação de fenômenos complexos, são de utilização muito simples. Os Quadros 6.17, 6.18, 6.21 e 6.22 apresentam os quocientes F e os valores de F_{lim} , identificando os fatores e interações significativos, com o respectivo nível de significância. No Quadro 6.17, por exemplo, tem-se, para o Fator A, $F = 399,01^{0,1}$, ou seja, um nível de significância de 0,1%.

Quadro 6.16 - Soma de Quadrados (SQ) para os Fatores e Interações* - ELSYM5.					
FATORES e INTERAÇÕES	RESPOSTA ESTRUTURAL				
	$\epsilon_{ht,1}$	$\epsilon_{vc,m}$	δ_1	$\epsilon_{vc,1}$	$\sigma_{ht,2/3}$
A	235,42	3,29	42,26	1872,62	17,01
B	296,55	310,90	549,13	5.022,05	413,68
C _{linear}	200,51	3,60	32,08	1.404,19	17,50
C _{quadrático}	0,38	0,02	0	4,27	0,04
D _{linear}	104,98	1.132,45	1.163,88	820,75	677,93
D _{quadrático}	0,69	34,69	30,58	7,71	17,03
AB	123,75	2,01	24,83	1.300,39	13,69
AC _{linear}	2,66	0,31	0,19	45,39	0,51
AC _{quadrático}	0,06	0,02	0	0,27	0,01
AD _{linear}	13,23	1,43	10,34	178,71	6,93
AD _{quadrático}	0,40	0,12	0,46	5,58	0,39
BC _{linear}	29,21	1,41	8,04	475,54	10,26
BC _{quadrático}	0,13	0,01	0,01	2,18	0,01
BD _{linear}	5,39	83,57	116,19	304,21	82,79
BD _{quadrático}	0,05	2,21	2,79	4,02	1,53
C _l D _l	5,80	1,43	5,81	66,01	5,01
C _l D _q	0,02	0,10	0,16	0,28	0,18
C _q D _l	0,03	0,02	0	0,23	0,02
C _q D _q	0,11	0	0,02	1,25	0,01
RESÍDUO	112,43	52,38	235,22	1.189,68	297,36
TOTAL	1.131,80	1.629,37	2.221,99	12.705,32	1.561,89
GL _{resíduo}	191	261	261	226	121
QM _{resíduo}	0,59	0,20	0,90	5,26	2,46

* são consideradas apenas as interações entre dois fatores.

onde:

QM: Quadrado Médio

GL: Grau de Liberdade

$$QM = SQ / GL$$

$$GL(\text{resíduo}) = GL(\text{total}) - GL(\text{fatores e interações}) - GL(\text{réplicas})$$

$$GL(\text{cada fator ou interação}) = 1$$

Quadro 6.17 - Quociente F de Snedecor para os Fatores e Interações - ELSYM5.					
FATORES e INTERAÇÕES	RESPOSTA ESTRUTURAL				
	$\epsilon_{ht,1}$	$\epsilon_{vc,m}$	δ_1	$\epsilon_{vc,1}$	$\sigma_{ht,2/3}$
A	399,01 ^{0,1}	16,45 ^{0,1}	46,95 ^{0,1}	356,01 ^{0,1}	6,91 ¹
B	502,63 ^{0,1}	1554,50 ^{0,1}	610,14 ^{0,1}	954,76 ^{0,1}	168,17 ^{0,1}
C _{linear}	339,85 ^{0,1}	18,00 ^{0,1}	35,65 ^{0,1}	266,98 ^{0,1}	7,11 ¹
C _{quadrático}	0,64	0,11	0	0,81	0,01
D _{linear}	177,93 ^{0,1}	5662,25 ^{0,1}	1293,21 ^{0,1}	156,03 ^{0,1}	275,58 ^{0,1}
D _{quadrático}	1,17	173,45 ^{0,1}	33,97 ^{0,1}	1,47 ²⁵	6,93 ¹
AB	209,75 ^{0,1}	10,05 ¹	27,70 ^{0,1}	247,23 ^{0,1}	5,57 ⁵
AC _{linear}	4,51 ⁵	1,55 ²⁵	0,21	8,63 ¹	0,21
AC _{quadrático}	0,10	0,11	0	0,05	0
AD _{linear}	22,42 ^{0,1}	7,15 ¹	11,49 ^{0,1}	33,98 ^{0,1}	2,82 ¹⁰
AD _{quadrático}	0,68	0,60	0,51	1,05	0,16
BC _{linear}	49,51 ^{0,1}	7,05 ¹	8,94 ¹	90,41 ^{0,1}	4,18 ⁵
BC _{quadrático}	0,22	0,05	0,01	0,41	0
BD _{linear}	9,13 ¹	417,85 ^{0,1}	129,10 ^{0,1}	57,83 ^{0,1}	33,65 ^{0,1}
BD _{quadrático}	0,09	11,05 ^{0,1}	3,10 ¹⁰	0,77	0,62
C ₁ D ₁	9,83 ¹	7,15 ¹	6,45 ⁵	12,55 ^{0,1}	2,04 ²⁵
C ₁ D ₀	0,03	0,50	0,18	0,05	0,07
C ₀ D ₁	0,05	0,11	0	0,04	0
C ₀ D ₀	0,18	0	0,02	0,24	0

onde:

$$F = QM(\text{fatores e interações}) / QM_{\text{resíduo}}$$

Quadro 6.18 - Valores Limites de F (F_{lim}) para Diferentes Níveis de Significância.					
NÍVEL DE SIGNIFICÂNCIA	RESPOSTA ESTRUTURAL				
	$\epsilon_{ht,1}$	$\epsilon_{vc,m}$	δ_1	$\epsilon_{vc,1}$	$\sigma_{ht,2/3}$
0,1%	10,83*	10,83	10,83	10,83	10,83
1%	6,63	6,63	6,63	6,63	6,63
5%	3,84	3,84	3,84	3,84	3,84
10%	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71
25%	1,32	1,32	1,32	1,32	1,32

* os valores limites de F foram obtidos de BOX, HUNTER e HUNTER (1978), em função de $GL(\text{fator})$ e $GL(\text{resíduo})$

Quadro 6.19 - Coeficientes das Equações de Regressão - ELSYM5.

FATORES e INTERAÇÕES	RESPOSTA ESTRUTURAL				
	$\epsilon_{ht,1}$	$\epsilon_{vc,m}$	δ_1	$\epsilon_{vc,1}$	$\sigma_{ht,2/3}$
TOTAL	3,56	3,65	4,08	7,41	4,30
A	1,04	0,11	0,38	2,73	0,34
B	1,17	1,04	1,38	4,46	1,69
C _{linear}	1,18	0,14	0,41	2,89	0,43
C _{quadrático}	0,03	-0,01	0	0,09	-0,01
D _{linear}	0,85	2,43	2,46	2,21	2,66
D _{quadrático}	0,04	0,25	0,23	0,12	0,24
AB	0,76	0,08	0,29	2,27	0,31
AC _{linear}	0,14	-0,04	-0,03	0,52	-0,07
AC _{quadrático}	-0,01	0,01	0	-0,02	0
AD _{linear}	0,30	0,09	0,23	1,03	0,27
AD _{quadrático}	0,03	0,01	0,03	0,11	0,04
BC _{linear}	0,45	0,09	0,20	1,68	0,33
BC _{quadrático}	0,02	-0,01	0	0,07	-0,01
BD _{linear}	0,19	0,66	0,78	1,35	0,93
BD _{quadrático}	0,01	0,06	0,07	0,09	0,07
C _l D _l	0,25	0,11	0,21	0,77	0,28
C _l D _a	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03
C _a D _l	0,01	-0,01	0	0,03	-0,01
C _a D _a	-0,01	0	0	-0,04	0

Quadro 6.20 - Soma de Quadrados para os Fatores e Interações - ILLI-PAVE.					
FATORES e INTERAÇÕES	RESPOSTA ESTRUTURAL				
	$\epsilon_{ht,1}$	$\epsilon_{vc,m}$	δ_1	$\epsilon_{vc,1}$	$\sigma_{ht,2/3}$
C_{linear}	16,88	886,32	2,09	144,98	21,38
$C_{quadrático}$	0	5,74	0,04	1,48	0,67
D_{linear}	8,83	9.163,49	490,94	72,92	1.166,22
$D_{quadrático}$	0,17	1.098,43	36,70	0,71	181,39
C_1D_1	1,58	1.137,65	2,23	29,72	23,11
C_1D_a	0	263,48	0,45	1,17	3,78
C_aD_1	0,04	10,45	0,03	0,35	0,44
C_aD_a	0	4,23	0	0	0,05
RESÍDUO	8,43	46.026,28	78,32	457,28	5.032,75
TOTAL	35,93	58.596,07	610,80	708,61	6.429,79
$GL_{resíduo}$	40	56	56	56	24
$QM_{resíduo}$	0,21	821,90	1,40	8,17	209,70

Quadro 6.21 - Quociente F de Snedecor para os Fatores e Interações - ILLI-PAVE.					
FATORES e INTERAÇÕES	RESPOSTA ESTRUTURAL				
	$\epsilon_{ht,1}$	$\epsilon_{vc,m}$	δ_1	$\epsilon_{vc,1}$	$\sigma_{ht,2/3}$
C_{linear}	80,38 ^{0,1}	1,08	1,49 ²⁵	17,75 ^{0,1}	0,10
$C_{quadrático}$	0	0,01	0,03	0,18	0
D_{linear}	42,05 ^{0,1}	11,15 ¹	350,67 ^{0,1}	8,93 ¹	5,56 ⁵
$D_{quadrático}$	0,81	1,34	26,21 ^{0,1}	0,09	0,86
C_1D_1	7,52 ¹	1,38 ²⁵	1,59 ²⁵	3,64 ¹⁰	0,11
C_1D_a	0	0,32	0,32	0,14	0,02
C_aD_1	0,19	0,01	0,02	0,04	0
C_aD_a	0	0,01	0	0	0

Quadro 6.22 - Valores Limites de F (F_{lim}) para Diferentes Níveis de Significância.					
NÍVEL DE SIGNIFICÂNCIA	RESPOSTA ESTRUTURAL				
	$\epsilon_{ht,1}$	$\epsilon_{vc,m}$	δ_1	$\epsilon_{vc,1}$	$\sigma_{ht,2/3}$
0,1%	12,61*	12,10	12,10	12,10	14,03
1%	7,31	7,13	7,13	7,13	7,82
5%	4,08	4,10	4,10	4,10	4,26
10%	2,84	2,80	2,80	2,80	2,93
25%	1,36	1,35	1,35	1,35	1,39

* os valores limites de F foram obtidos de BOX, HUNTER e HUNTER (1978), em função de $GL(fator)$ e $GL(resíduo)$

Quadro 6.23 - Coeficientes das Equações de Regressão - ILLI-PAVE.					
FATORES e INTERAÇÕES	RESPOSTA ESTRUTURAL				
	$\epsilon_{ht,1}$	$\epsilon_{vc,m}$	δ_1	$\epsilon_{vc,1}$	$\sigma_{ht,2/3}$
TOTAL	1,77	11,37	3,09	2,80	6,91
C_{linear}	0,68	4,30	0,21	1,74	0,94
$C_{quadrático}$	0	-0,20	-0,02	0,10	-0,10
D_{linear}	0,50	13,82	3,20	1,23	6,97
$D_{quadrático}$	-0,04	2,76	0,51	0,03	1,59
$C_l D_l$	0,26	5,96	0,26	0,96	1,20
$C_l D_q$	0	1,66	0,07	0,11	0,28
$C_q D_l$	0,02	-0,33	-0,02	0,06	0,10
$C_q D_q$	0	-0,12	0	0	0,02

6.4.3 - CÁLCULO DAS VARIÂNCIAS

Considerando-se no Quadro 6.1 os Fatores de Equivalência de Cargas determinados a partir da resposta estrutural *deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento* e as rodas duplas constituídas por *pneus radiais*, tem-se o seguinte roteiro para o cálculo das variâncias de cada fator e interação.

a) Soma de Quadrados Total

A soma de quadrados total é calculada pela expressão:

$$SQ_{total} = \sum x^2 - C \quad (6.5)$$

onde:

$x \equiv$ observação

$$C = (\sum x)^2 / n$$

$n \equiv$ número de observações.

Com os valores individuais (de cada estrutura), que resultam no somatório apresentado no Quadro 6.1, tem-se:

$$SQ_{total} = 3876,56 - 2744,76 = 1131,80$$

b) Fatores A e B

Para os fatores que apresentam apenas dois níveis, a soma de quadrados é calculada por expressão análoga a:

$$SQ_A = (a_+ - a_-)^2 / (r \cdot a'' \cdot b' \cdot c' \cdot d') \quad (6.6)$$

onde:

$a_+ \equiv$ somatório das observações em que o fator A está presente

$a_- \equiv$ somatório das observações em que o fator A não está presente

$r \equiv$ número de réplicas

$$a'' = \sum c_j = (-1)^2 + (+1)^2 = 2$$

$b', c', d' \equiv$ número de níveis dos fatores b, c, d

Com os valores do Quadro 6.1, tem-se:

$$SQ_A = (497,74 - 272,24)^2 / (6 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 3) = 235,42$$

$$SQ_B = (511,52 - 258,43)^2 / (6 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 3) = 296,55$$

c) Fatores C e D

Os fatores C e D, que apresentam três níveis, têm duas somas de quadrados (uma linear e outra quadrática), as quais podem ser calculadas por expressões análogas a:

$$SQ_{C, \text{quadrático}} = (c_0 - 2 \cdot c_1 + c_2)^2 / (r \cdot c'' \cdot a' \cdot b' \cdot d') \quad (6.7)$$

onde:

c_0 $\equiv$ somatório das observações em que o fator C apresenta o nível inferior

c_1 $\equiv$ somatório das observações em que o fator C apresenta o nível intermediário

c_2 $\equiv$ somatório das observações em que o fator C apresenta o nível superior

$$c'' = \sum c_j = (+1)^2 + (-2)^2 + (+1)^2 = 6$$

e

$$SQ_{C, \text{linear}} = (c_2 - c_0)^2 / (r \cdot c'' \cdot a' \cdot b' \cdot d') \quad (6.8)$$

onde:

$$c'' = \sum c_j = (-1)^2 + (+1)^2 = 2$$

Com os valores apresentados no Quadro 6.1, tem-se:

$$SQ_{C, \text{linear}} = (343,75 - 173,83)^2 / (6 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 3) = 200,51$$

$$SQ_{C, \text{quadrático}} = (173,83 - 2 \cdot 252,40 + 343,75)^2 / (6 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 3) = 0,38$$

$$SQ_{D, \text{linear}} = (321,00 - 198,05)^2 / (6 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 3) = 104,98$$

$$SQ_{D, \text{quadrático}} = (198,05 - 2 \cdot 250,90 + 321,00)^2 / (6 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 3) = 0,69$$

d) Interação entre os Fatores A e B

A soma de quadrados da interação AB pode ser calculada com a expressão:

$$SQ_{AB} = (a_+b_+ - a_+b_- - a_-b_+ + a_-b_-)^2 / (r \cdot ab'' \cdot c' \cdot d') \quad (6.9)$$

onde:

a_+b_+ $\equiv$ somatório das observações em que os fatores A e B estão presentes

a_+b_- $\equiv$ somatório das observações em que o fator A está presente e o fator B não

a_-b_+ $\equiv$ somatório das observações em que o fator B está presente e o fator A não

a_-b_- $\equiv$ somatório das observações em que nem o fator A nem o fator B estão presentes

$$(ab)'' = \sum c_j = (-1 \cdot -1)^2 + (-1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot -1)^2 + (+1 \cdot +1)^2 = 4$$

O resultado obtido é:

$$SQ_{AB} = (353,00 - 144,71 - 158,52 + 113,72)^2 / (6 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 3) = 123,75$$

e) Interações AC_{linear} , BC_{linear} , AD_{linear} e BD_{linear}

As somas de quadrados das interações entre um fator com dois níveis e a componente linear dos fatores com três níveis podem ser calculadas por expressões análogas a:

$$SQ_{AC, linear} = (a_{+c2} - a_{+c0} - a_{-c2} + a_{-c0})^2 / (r \cdot (ac)_1'' \cdot b' \cdot d') \quad (6.10)$$

onde:

a_{+c2} = somatório das observações em que o fator A está presente e o fator C apresenta o nível superior

a_{+c0} = somatório das observações em que o fator A está presente e o fator C apresenta nível inferior

a_{-c2} = somatório das observações em que o fator A não está presente e o fator C apresenta o nível superior

a_{-c0} = somatório das observações em que o fator A não está presente e o fator C apresenta o nível inferior

$$(ac)_1'' = \sum c_j = (-1 \cdot -1)^2 + (-1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot -1)^2 + (+1 \cdot +1)^2 = 4$$

Com os valores do Quadro 6.1, tem-se:

$$SQ_{AC, linear} = (213,95 - 119,17 - 129,80 + 54,66)^2 / (6 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 3) = 2,66$$

$$SQ_{BC, linear} = (230,87 - 113,50 - 112,85 + 60,33)^2 / (6 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 3) = 29,21$$

$$SQ_{AD, linear} = (210,09 - 126,79 - 110,91 + 71,26)^2 / (6 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 3) = 13,23$$

$$SQ_{BD, linear} = (210,08 - 134,67 - 110,92 + 63,38)^2 / (6 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 3) = 5,39$$

f) Interações $AC_{quadrático}$, $BC_{quadrático}$, $AD_{quadrático}$ e $BD_{quadrático}$

As somas de quadrados das interações entre um fator com dois níveis e a componente quadrática dos fatores com três níveis podem ser calculadas por expressões análogas a:

$$SQ_{AC, quadrático} = (a_{+c2} - 2 \cdot a_{+c1} + a_{+c0} - a_{-c2} + 2 \cdot a_{-c1} - a_{-c0})^2 / (r \cdot (ac)_q'' \cdot b' \cdot d') \quad (6.11)$$

onde:

$$(ac_q)'' = \sum c_j = (-1 \cdot +1)^2 + (-1 \cdot -2)^2 + (-1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot -2)^2 + (+1 \cdot +1)^2 = 12$$

Com os valores apresentados no Quadro 6.1, tem-se:

$$SQ_{AC, \text{quadrático}} = (213,95 - 2 \cdot 164,62 + 119,17 - 129,80 + 2 \cdot 87,78 - 54,66)^2 / (6 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 3) = 0,06$$

$$SQ_{BC, \text{quadrático}} = (230,87 - 2 \cdot 167,15 + 113,50 - 112,85 + 2 \cdot 85,25 - 60,33)^2 / (6 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 3) = 0,13$$

$$SQ_{AD, \text{quadrático}} = (210,09 - 2 \cdot 160,83 + 126,79 - 110,91 + 2 \cdot 90,07 - 71,26)^2 / (6 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 3) = 0,40$$

$$SQ_{BD, \text{quadrático}} = (218,08 - 2 \cdot 166,77 + 134,67 - 110,92 + 2 \cdot 84,13 - 63,88)^2 / (6 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 3) = 0,05$$

g) Interações CD

As somas de quadrados das interações entre os fatores C e D envolvem as seguintes expressões:

$$SQ_{CD, l-l} = (c_2d_2 - c_2d_0 - c_0d_2 + c_0d_0)^2 / (r \cdot (cd_{l-l})'' \cdot a' \cdot b') \quad (6.12)$$

$$SQ_{CD, l-q} = (c_2d_2 - 2 \cdot c_2d_1 + c_2d_0 - c_0d_2 + 2 \cdot c_0d_1 - c_0d_0)^2 / (r \cdot (cd_{l-q})'' \cdot a' \cdot b') \quad (6.13)$$

$$SQ_{CD, q-l} = (c_2d_2 - 2 \cdot c_1d_2 + c_0d_2 - c_2d_0 + 2 \cdot c_1d_0 - c_0d_0)^2 / (r \cdot (cd_{q-l})'' \cdot a' \cdot b') \quad (6.14)$$

$$SQ_{CD, q-q} = (c_2d_2 - 2 \cdot c_1d_2 + c_0d_2 - 2 \cdot c_2d_1 + 4 \cdot c_1d_1 - 2 \cdot c_0d_1 + c_2d_0 - 2 \cdot c_1d_0 + c_0d_0)^2 / (r \cdot (cd_{q-q})'' \cdot a' \cdot b') \quad (6.15)$$

onde:

$$(cd_{l-l})'' = \sum c_j = (-1 \cdot -1)^2 + (-1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot -1)^2 + (+1 \cdot +1)^2 = 4$$

$$(cd_{l-q})'' = \sum c_j = (-1 \cdot +1)^2 + (-1 \cdot -2)^2 + (-1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot -2)^2 + (+1 \cdot +1)^2 = 12$$

$$(cd_{q-l})'' = \sum c_j = (-1 \cdot +1)^2 + (-1 \cdot -2)^2 + (-1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot -2)^2 + (+1 \cdot +1)^2 = 12$$

$$(cd_{q-q})'' = \sum c_j = (+1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot -2)^2 + (+1 \cdot +1)^2 + (-2 \cdot +1)^2 + (-2 \cdot -2)^2 + (-2 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot +1)^2 + (+1 \cdot -2)^2 + (+1 \cdot +1)^2 = 36$$

Com os resultados apresentados no Quadro 6.1 resulta:

$$SQ_{CD, l-l} = (142,11 - 88,86 - 73,24 + 43,59)^2 / (6 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 2) = 5,80$$

$$SQ_{CD, l-q} = (142,11 - 2 \cdot 112,75 + 86,86 - 73,24 + 2 \cdot 57,00 - 43,59)^2 / (6 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 2) = 0,02$$

$$SQ_{CD, q-l} = (142,11 - 2 \cdot 105,65 + 73,24 - 88,86 + 2 \cdot 65,60 - 43,59)^2 / (6 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 2) = 0,03$$

$$SQ_{CD, q-q} = (142,11 - 2 \cdot 105,65 + 73,24 - 2 \cdot 112,75 + 4 \cdot 81,15 - 2 \cdot 57,00 + 88,86 - 2 \cdot 65,60 + 43,59)^2 / (6 \cdot 36 \cdot 2 \cdot 2) = 0,11$$

6.4.4 - ANÁLISE DE REGRESSÃO

A análise de variância de um experimento fatorial permite não só a identificação dos fatores significativos, mas também o desenvolvimento de modelos de regressão, que relacionam quantitativamente os fatores significativos (variáveis independentes x_i) com a resposta do sistema (variável dependente Y).

Os fatores investigados podem ser quantitativos (por exemplo, pressão de enchimento dos pneus e carga por eixo) ou qualitativos (forma da distribuição da pressão de contacto pneu-pavimento e tipo de rodagem). Segundo JOHN (1971), fatores quantitativos com níveis igualmente espaçados resultam em polinômios ortogonais e facilitam os cálculos para determinação de modelos polinomiais por intermédio do método dos mínimos quadrados. Por essa razão é que os fatores quantitativos *pressão de enchimento dos pneus e carga por eixo* foram considerados com três níveis igualmente espaçados: respectivamente, 563 kPa, 704 kPa e 844 kPa, e 80 kN, 100 kN e 120 kN.

Com base na *soma de quadrados (SQ)* de cada fator ou interação, pode-se quantificar a contribuição de cada termo e também obter seus efeitos de ordem $n - 1$, onde n é o número de níveis do fator em questão. Exemplificando, fatores com três níveis poderão contribuir com até dois termos para a equação de regressão, um linear e outro quadrático. Um modelo de regressão múltipla pode ser escrito da seguinte forma:

$$Y = \alpha_0 + \alpha_a \cdot P_1(a) + \alpha_{b,l} \cdot P_1(b) + \alpha_{b,q} \cdot P_2(b) + \alpha_{ab,l} \cdot P_1(a) \cdot P_1(b) + \alpha_{ab,q} \cdot P_1(a) \cdot P_2(b) \quad (6.16)$$

onde:

- $Y \equiv$ variável dependente
- a e $b \equiv$ representam os fatores considerados. O fator A é qualitativo e apresenta dois níveis (e, portanto, apenas um termo linear), enquanto que o fator B é quantitativo e apresenta três níveis (e, portanto, dois termos, um linear e outro quadrático)
- $\alpha_0 = \sum x / n$
 $\sum x \equiv$ somatório de todas as observações
 $n \equiv$ número de observações
- $\alpha_a \equiv$ coeficiente correspondente ao fator A
- $\alpha_{b,l} \equiv$ coeficiente correspondente ao fator B , termo linear
- $\alpha_{b,q} \equiv$ coeficiente correspondente ao fator B , termo quadrático
- $\alpha_{ab,l} \equiv$ coeficiente correspondente à interação AB_l
- $\alpha_{ab,q} \equiv$ coeficiente correspondente à interação AB_q
- $P_1(a) = +1$ (fator A presente) ou -1 (fator A ausente)
- $P_1(b) = \lambda_1 [(b - b_m) / d] \equiv$ polinômio de 1ª ordem do fator B
 $\lambda_1 = 1$
 $b \equiv$ valor do fator B
 $b_m \equiv$ valor médio do fator B
 $d \equiv$ espaçamento entre os níveis do fator B
- $P_2(b) = \lambda_2 [(b - b_m)^2 / d - (k^2 - 1) / 12] \equiv$ polinômio de 2ª ordem do fator B
 $\lambda_2 = 3$
 $k \equiv$ número de níveis do fator B

Os Quadros 6.19 e 6.23 apresentam os coeficientes das equações de regressão, respectivamente para as simulações determinísticas efetuadas com o programa ELSYM5 e com o programa ILLI-PAVE. Em negrito, nesses quadros, são identificados os coeficientes correspondentes aos fatores e interações significativos, os quais, portanto, integram os modelos desenvolvidos para o cálculo dos *FEC*.

Os modelos que representam os efeitos dos fatores de tráfego selecionados sobre o desempenho dos pavimentos, quantificado em termos de Fatores de Equivalência de Cargas, são apresentados a seguir.

MODELOS DE REGRESSÃO - MATERIAIS ELÁSTICO-LINEARES

$$FEC(\epsilon_{ht,1}) = 3,56 + 1,04 A + 1,17 B + 1,18 C_l + 0,85 D_l + 0,76 AB + 0,30 AD_l + 0,45 BC_l \quad (6.17)$$

$$FEC(\epsilon_{vc,m}) = 3,65 + 0,11 A + 1,04 B + 0,14 C_l + 2,43 D_l + 0,25 D_q + 0,08 AB + 0,09 AD_l + 0,09 BC_l + 0,66 BD_l + 0,06 BD_q + 0,11 C_l D_l \quad (6.18)$$

$$FEC(\delta_1) = 4,08 + 0,38 A + 1,38 B + 0,41 C_l + 2,46 D_l + 0,23 D_q + 0,29 AB + 0,23 AD_l + 0,20 BC_l + 0,78 BD_l \quad (6.19)$$

$$FEC(\epsilon_{vc,1}) = 7,41 + 2,73 A + 4,46 B + 2,89 C_l + 2,21 D_l + 2,27 AB + 1,03 AD_l + 1,68 BC_l + 1,35 BD_l + 0,77 C_l D_l \quad (6.20)$$

$$FEC(\sigma_{ht,2/3}) = 4,30 + 0,34 A + 1,69 B + 0,43 C_l + 2,66 D_l + 0,24 D_q + 0,31 AB + 0,33 BC_l + 0,93 BD_l \quad (6.21)$$

onde:

$A = +1$: distribuição não-uniforme da pressão de contacto pneu-pavimento

$A = -1$: distribuição uniforme da pressão de contacto pneu-pavimento

$B = +1$: pneus extralargos

$B = -1$: rodas duplas

$$C_l = [(X_c - 704) / 140]$$

$$D_l = [(X_d - 100) / 20]$$

$$D_q = 3 \{ [(X_d - 100) / 20]^2 - (2 / 3) \}$$

e

X_c : valor do fator C (pressão de enchimento dos pneus, kPa)

X_d : valor do fator D (carga por eixo, kN)

**MODELOS DE REGRESSÃO PARA CÁLCULO DOS
FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE CARGAS -
MATERIAIS ELÁSTICO-NÃO-LINEARES**

$$FEC(\varepsilon_{ht,1}) = 1,77 + 0,68 C_l + 0,50 D_l - 0,04 D_q + \\ + 0,26 C_l D_l + 0,02 C_q D_l \quad (6.22)$$

$$FEC(\varepsilon_{vc,m}) = 11,37 + 4,30 C_l + 13,82 D_l + 2,76 D_q + \\ + 5,96 C_l D_l + 1,66 C_l D_q \quad (6.23)$$

$$FEC(\delta_1) = 3,09 + 0,21 C_l + 3,20 D_l + 0,51 D_q + \\ + 0,26 C_l D_l + 0,07 C_l D_q \quad (6.24)$$

$$FEC(\varepsilon_{vc,1}) = 2,80 + 1,74 C_l + 1,23 D_l + 0,96 C_l D_l \quad (6.25)$$

$$FEC(\sigma_{ht,2/3}) = 6,91 + 0,94 C_l + 6,97 D_l + 1,59 D_q + \\ + 1,20 C_l D_l + 0,28 C_l D_q \quad (6.26)$$

onde:

$$C_l = [(X_c - 704) / 140] \\ C_q = 3 \{ [(X_c - 704) / 140]^2 - (2 / 3) \}$$

$$D_l = [(X_d - 100) / 40] \\ D_q = 3 \{ [(X_d - 100) / 40]^2 - (2 / 3) \}$$

e

X_c : valor do fator C (pressão de enchimento dos pneus, kPa)

X_d : valor do fator D (carga por eixo, kN)

6.4.5 - COEFICIENTE DE DETERMINAÇÃO DOS MODELOS

Um experimento fatorial também permite, a partir das somas de quadrados dos fatores e interações significativos (aqueles que entram na equação de regressão), o cálculo do coeficiente de determinação (R^2) do modelo, segundo a expressão:

$$R^2 = SQ_{\text{modelo}} / SQ_{\text{total}} = \sum SQ_i / SQ_{\text{total}} \quad (6.27)$$

onde SQ_i indica a soma de quadrados dos fatores presentes na equação de regressão.

Os coeficientes de determinação dos modelos obtidos com a consideração dos materiais constituintes das camadas dos pavimentos como elástico-lineares (ELSYM5, Quadro 6.16) são:

- $R^2(\epsilon_{ht,1}) = 0,89$
- $R^2(\epsilon_{vc,m}) = 0,97$
- $R^2(\delta_1) = 0,89$
- $R^2(\epsilon_{vc,1}) = 0,90$
- $R^2(\sigma_{ht,2/3}) = 0,80$

Tem-se, da análise dos coeficientes de determinação das equações para cálculo dos Fatores de Equivalência de Cargas elástico-lineares, que os erros associados à *estrutura do pavimento* são, para quase todas as respostas estruturais, da ordem de apenas 10%. Considerando-se que as interações entre três ou quatro fatores não são consideradas neste trabalho, o erro associado à *estrutura do pavimento* tende a ser ainda menor, deixando em aberto a possibilidade de extensão dos resultados obtidos nesta tese a estudos de diferentes estruturas de pavimento.

Os coeficientes de determinação dos modelos obtidos com a consideração dos materiais constituintes das camadas dos pavimentos como elástico-não-lineares (ILLI-PAVE, Quadro 6.20) são:

- $R^2(\epsilon_{ht,1}) = 0,77$
- $R^2(\epsilon_{vc,m}) = 0,21$
- $R^2(\delta_1) = 0,87$
- $R^2(\epsilon_{vc,1}) = 0,35$
- $R^2(\sigma_{ht,2/3}) = 0,22$

Observa-se, da análise dos coeficientes de determinação dos modelos obtidos a partir da consideração dos materiais constituintes das camadas dos pavimentos como elástico-não-lineares, que os *FEC* obtidos a partir de algumas respostas estruturais podem ser muito sensíveis à estrutura do pavimento. É o caso da deformação vertical de compressão no topo do subleito, da deformação vertical de compressão na fibra inferior do revestimento e da tensão horizontal de tração na fibra inferior da camada tratada com cimento.

6.4.6 - COMPARAÇÃO ENTRE OS FATORES DE TRÁFEGO

Os resultados das análises efetuadas neste capítulo ficam melhor representados em gráficos, pois esses permitem, além da apresentação dos modelos de regressão, que sejam feitas comparações dos efeitos dos fatores de tráfego sobre o desempenho dos pavimentos. Nas Figuras 6.2 a 6.6 são comparados os pneus extralargos com as rodas duplas, sob condição de distribuição não-uniforme e pressões de enchimento iguais às consideradas no trabalho desenvolvido pela EMBRAER (1994), respectivamente 844 kPa (120 psi) e 738 kPa (105 psi) para os extralargos e para as rodas duplas. Nas Figuras 6.7 a 6.11 são apresentadas as diferenças entre a distribuição uniforme e a distribuição não-uniforme da pressão de contato pneu-pavimento, considerando-se rodas duplas e pressão de enchimento de 704 kPa. As Figuras 6.12 a 6.21 apresentam os efeitos dos diferentes níveis de pressão de enchimento dos pneus sobre o desempenho dos pavimentos, sendo que as Figuras 6.12 a 6.16 apresentam os resultados obtidos com o ELSYM5 (considerando-se rodas duplas e distribuição não-uniforme da pressão de contato pneu-pavimento) enquanto as Figuras 6.17 a 6.21 apresentam os resultados obtidos com o ILLI-PAVE.

No Anexo A são apresentadas comparações entre os fatores de tráfego considerando-se alguns dos resultados individuais obtidos para cada estrutura de pavimento, em lugar dos modelos de regressão, que consideram de forma global os efeitos dos diferentes pavimentos. Nas Figuras A.1 a A.6 são analisados os efeitos do tipo de rodagem, nas Figuras A.7 a A.14 os efeitos da distribuição da pressão de contato pneu-pavimento e nas Figuras A.15 a A.20 os efeitos da pressão de enchimento dos pneus.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.2 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos: FEC ($\epsilon_{ht,1}$), ELSYM5, Distribuição Não-Uniforme, PRD = 738 kPa e PEL = 844 kPa.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.3 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos: FEC ($\epsilon_{vc,m}$), ELSYM5, Distribuição Não-Uniforme, PRD = 738 kPa e PEL = 844 kPa.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.4 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos: FEC (δ_1), ELSYM5, Distribuição Não-Uniforme, PRD = 738 kPa e p_{EL} = 844 kPa.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.5 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos: FEC ($\epsilon_{vc,1}$), ELSYM5, Distribuição Não-Uniforme, PRD = 738 kPa e p_{EL} = 844 kPa.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.6 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos: FEC ($\sigma_{ht2/3}$), ELSYM5, Distribuição Não-Uniforme, $p_{RD} = 738\text{kPa}$ e $p_{EL} = 844\text{kPa}$.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.7 - Pressão de Contato Uniforme vs. Pressão de Contato Não-Uniforme: FEC ($\epsilon_{ht,1}$), ELSYM5, Rodas Duplas, $p = 703\text{ kPa}$.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.8 - Pressão de Contato Uniforme vs. Pressão de Contato Não-Uniforme: FEC ($\epsilon_{vc,m}$), ELSYM5, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.9 - Pressão de Contato Uniforme vs. Pressão de Contato Não-Uniforme: FEC (δ_1), ELSYM5, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.10 - Pressão de Contato Uniforme vs. Pressão de Contato Não-Uniforme: FEC ($\epsilon_{vc,1}$), ELSYM5, Pneus Extralargos, $p = 703$ kPa.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.11 - Pressão de Contato Uniforme vs. Pressão de Contato Não-Uniforme: FEC ($\sigma_{ht2/3}$), ELSYM5, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.

Fatores de Equivalência de Cargas

—◆— P = 563 kPa —■— P = 703 kPa —▲— P = 844 kPa

Figura 6.12 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{ht,1}$), ELSYM5, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme.

Fatores de Equivalência de Cargas

—◆— P = 563 kPa —■— P = 703 kPa —▲— P = 844 kPa

Figura 6.13 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{vc,m}$), ELSYM5, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.14 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC (δ_1), ELSYM5, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.15 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{vc,1}$), ELSYM5, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.16 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\sigma_{ht2/3}$)ELSYM5, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.17 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{ht,1}$), ILLI-PAVE.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.18 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{vc,m}$), ILLI-PAVE.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.19 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC (δ_1), ILLI-PAVE.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.20 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{vc,1}$), ILLI-PAVE.

Fatores de Equivalência de Cargas

Figura 6.21 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\sigma_{ht2/3}$), ILLI-PAVE.

6.5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados apresentados neste capítulo contemplam modelos que incluem, de forma quantitativa, fatores até hoje não considerados pelos métodos de dimensionamento nem pelos modelos utilizados pelos sistemas de gerência de pavimentos.

Com base no Quadro 6.17 e 6.20 (resumos da análise estatística), nos coeficientes dos modelos (Equações 6.17 a 6.26) e nas Figuras 6.2 a 6.21 e as do Anexo A, observa-se que os fatores selecionados para a programação fatorial desenvolvida (*tipo de rodagem: rodas duplas vs. pneus extralargos, distribuição da pressão de contato pneu-pavimento e pressão de enchimento dos pneus*) afetam significativamente, ao nível de 0,1%, o desempenho dos pavimentos, sendo que muitas interações entre esses fatores também se mostram significativas.

6.5.1 - RODAS DUPLAS VS. PNEUS EXTRALARGOS

Para todas as respostas estruturais consideradas fica evidente que, para iguais cargas por eixo, os pneus extralargos resultam em Fatores de Equivalência de Cargas mais elevados, sendo, portanto, mais danosos aos pavimentos do que as rodas duplas convencionais. Em termos médios, os pneus extralargos resultam em FEC de duas a quatro vezes maiores que os correspondentes às rodas duplas, ou seja, reduzem a vida em serviço dos pavimentos à metade ou até 25%.

Embora a diferença seja mais acentuada quando são consideradas as respostas estruturais à superfície do pavimento (δ_1) ou no revestimento asfáltico ($\epsilon_{ht,1}$ e $\epsilon_{vc,1}$), também para as respostas estruturais determinadas em camadas mais profundas ($\sigma_{ht,2/3}$) ou no subleito ($\epsilon_{vc,m}$) os FEC correspondentes aos pneus extralargos resultam pelo menos duas vezes maiores que os das rodas duplas.

6.5.2 - DISTRIBUIÇÃO DA PRESSÃO DE CONTATO PNEU-PAVIMENTO

A consideração de distribuição da pressão de contato pneu-pavimento *não-uniforme* resulta em diferenças significativas para as respostas estruturais localizadas mais próximas à superfície do pavimento ($\epsilon_{ht,1}$, δ_1 e $\epsilon_{vc,1}$), enquanto que seus efeitos sobre as respostas estruturais $\epsilon_{vc,m}$ e $\sigma_{ht,2/3}$ são praticamente nulos. A distribuição não-uniforme resulta em FEC mais elevados, ou seja, corresponde a previsão de vida em serviço mais curta. Por exemplo, para as trincas por fadiga do revestimento, relacionadas à $\epsilon_{ht,1}$, a distribuição não-uniforme resulta em FEC 35% maiores.

A importância da consideração do fator *distribuição da pressão de contato pneu-pavimento* reside em dois aspectos: permite a comparação dos efeitos dos tipos de pneus (radiais vs. diagonais) sobre o desempenho dos pavimentos e permite a comparação da vida em serviço prevista por ensaios de laboratório, realizados sob condição de carregamento uniformemente distribuído, com o desempenho real, sob condições de carregamento não-uniforme.

Com relação à comparação entre os pneus diagonais com os pneus radiais, da observação dos Quadros 6.1 a 6.10 e dos aspectos teóricos e experimentais discutidos no Capítulo 2, pode-se concluir que, embora os pneus radiais e os pneus diagonais apresentem diferentes distribuições da pressão de contato, seus efeitos sobre as respostas estruturais são praticamente iguais, com alguma vantagem dos pneus radiais, em termos de menor deterioração dos pavimentos, para níveis mais elevados de pressão de enchimento.

6.5.3 - PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS

Os efeitos da pressão de enchimento dos pneus são significativos para as respostas estruturais na camada de revestimento asfáltico ($\epsilon_{ht,1}$ e $\epsilon_{vc,1}$). Um acréscimo de 563 kPa (80 psi), que era a pressão de enchimento dos pneus quando do *AASHO Road Test*, para 844 kPa (120 psi), que é a pressão média atualmente utilizada pelos veículos de carga que trafegam pelas rodovias brasileiras, pode corresponder a uma variação de até duas vezes nos Fatores de Equivalência de Cargas, ou seja, tal variação da pressão de enchimento é capaz de reduzir a vida em serviço de um pavimento à metade.

Para as outras respostas estruturais, embora a magnitude dos efeitos da pressão de enchimento dos pneus seja menor, níveis mais elevados de pressão correspondem sempre a maiores FEC.

Os resultados obtidos com o Programa ILLI-PAVE ressaltam ainda mais a importância da pressão de enchimento dos pneus, pois até mesmo para as respostas estruturais $\epsilon_{vc,m}$, δ_1 e $\sigma_{ht,2/3}$ ocorre um aumento significativo dos FEC com a pressão de enchimento dos pneus.

A redução na taxa de variação dos FEC com os acréscimos de carga por eixo, observada nas Figuras 6.17 e 6.20 (ILLI-PAVE), apesar de incomum, tem explicação teórica: os materiais elástico-não-lineares apresentam módulo de elasticidade variável em função do estado de tensões e, com o acréscimo da carga aplicada, pode ocorrer um aumento do módulo de resiliência de alguns elementos capaz de resultar em uma redução relativa das respostas estruturais. Porém, mesmo quando os acréscimos de carga por eixo resultam em melhorias nas propriedades elásticas dos materiais, os efeitos da pressão de enchimento dos pneus atuam sempre no sentido de reduzir a vida em serviço dos pavimentos.

6.5.4 - CARGA POR EIXO

Um aspecto importante observado nas figuras em que são apresentados os Fatores de Equivalência de Cargas (FEC) para as respostas estruturais na camada de revestimento asfáltico ($\epsilon_{ht,1}$ e $\epsilon_{vc,1}$) é que os FEC variam de forma linear, ao contrário da consideração, quase generalizada, de variação exponencial dos FEC com a carga por eixo, independente da estrutura do pavimento e do tipo de deterioração considerado.

A explicação para a constatação acima envolve a análise de uma simplificação adotada em vários trabalhos (PEREIRA -1992 e IRICK, SEEDS e DIAZ - 1991, por exemplo) e que pode conduzir a imprecisões significativas quando de estudos mecânicos. A simplificação citada consiste na consideração de que os FEC podem ser representados pela equação:

$$FEC_i = (Q_i / Q_0)^b \quad (6.28)$$

onde Q_i é a carga para a qual se quer determinar o FEC e Q_0 é a carga-padrão. Segundo a equação acima, os FEC apresentariam uma variação exponencial com a carga por eixo, estando implícito também que, para os materiais elástico-lineares, seria válida a proporcionalidade *carga-deformação*.

A expressão mais adequada para os FEC empírico mecanísticos é aquela que considera a relação entre respostas estruturais, conforme apresentado no item 6.3 deste capítulo:

$$\text{FEC}_i = (N_0 / N_i) = (\rho_i / \rho_0)^b \quad (6.29)$$

O que de fato se verifica para os materiais elástico-lineares é a proporcionalidade *tensão-deformação*, representada por um módulo de elasticidade constante, e não a proporcionalidade *carga-deformação*. Considerando-se, na Figura 6.22, o esquema tradicional de propagação de tensões em sistemas elásticos, utilizado por Boussinesq no final do século passado, constata-se que não há proporcionalidade *carga-resposta estrutural* (ρ), pois pode-se variar o estado de tensão, mesmo quando mantida constante a carga por eixo e as propriedades elásticas dos materiais das camadas (E e ν), mediante alteração da pressão de contato p e do raio da superfície de carregamento r .

Figura 6.22 - Propagação de Tensão e Respostas Estruturais em Sistema Elástico.

Portanto, mesmo considerando-se modelos empírico-mecanísticos com expoente b diferente de 1, pode-se obter, em razão de não haver proporcionalidade carga-deformação, relações aproximadamente lineares entre os FEC e as cargas por eixo. E, não sendo válida a simplificação comentada, deve-se considerar a forma como as cargas do tráfego são aplicadas aos pavimentos, função da pressão de contato pneu-pavimento e da superfície de carregamento, particularmente quando da utilização de respostas estruturais localizadas próximas à superfície do pavimento.

6.5.5 - RESPOSTAS ESTRUTURAIS

Os efeitos dos fatores de tráfego não foram os mesmos para as diferentes respostas estruturais consideradas. A deformação horizontal de tração e a deformação vertical de compressão na fibra inferior do revestimento mostraram-se muito sensíveis à carga por eixo, ao tipo de rodagem, à distribuição da pressão de contato pneu-pavimento e à pressão de enchimento dos pneus, sendo que para a $\epsilon_{vc,1}$ os efeitos da carga por eixo chegaram a ser iguais e até superados pelos demais fatores. Para a deformação vertical de compressão no topo do subleito e para a tensão horizontal de tração na fibra inferior da camada tratada com cimento, o principal fator foi a carga por eixo, seguido pelo tipo de rodagem e com pequena influência da pressão de enchimento e da distribuição da pressão de contato. A deflexão superficial mostrou-se muito sensível à carga por eixo e ao tipo de rodagem, sendo relativamente menos afetada pela pressão de enchimento dos pneus e pela distribuição da pressão de contato pneu-pavimento.

6.5.6 - PROGRAMAS: ELSYM5 VS. ILLI-PAVE

Os modelos para cálculo dos FEC desenvolvidos a partir das análises elástico-não-lineares (ILLI-PAVE) consideram apenas os fatores *carga por eixo* e *pressão de enchimento dos pneus*. Quando comparados com os modelos elástico-lineares (ELSYM5), resultam em curvas *FEC vs. carga por eixo* semelhantes para as respostas estruturais δ_1 e $\epsilon_{vc,1}$. Porém:

- para a resposta estrutural $\epsilon_{ht,1}$ resultam em uma redução na taxa de variação dos FEC a partir da carga de 100 kN;
- para as respostas estruturais $\epsilon_{vc,m}$ e $\sigma_{ht,2/3}$ resultam em maiores diferenças entre os FEC correspondentes aos três níveis de pressão de enchimento considerados.

Com base nos resultados apresentados ficam realçadas as vantagens e limitações dos programas utilizados. Enquanto o ILLI-PAVE é capaz de considerar as variações que ocorrem nas propriedades dos materiais granulares e dos solos coesivos em função do estado de tensão, o ELSYM5 permite que sejam considerados os fatores *tipo de rodagem e distribuição da pressão de contato pneu-pavimento*, que se mostraram significativos na análise estatística efetuada.

Os resultados obtidos nesta tese não permitem que se façam recomendações gerais sobre a utilização de apenas um dos dois programas considerados, devendo tal decisão ser tomada com base nas características particulares do problema a ser analisado.

CAPÍTULO 7

IMPACTOS ECONÔMICOS DOS FATORES DE TRÁFEGO: APLICAÇÃO DO MODELO HDM - III

7.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo são quantificados os impactos econômicos dos principais fatores de tráfego (carga por eixo, pressão de enchimento dos pneus, tipo de rodagem e tipo de veículo rodoviário de carga) sobre diferentes parcelas do custo rodoviário (construção, manutenção e utilização dos pavimentos).

Faz-se, inicialmente, uma breve introdução aos *Sistemas de Gerência de Pavimentos* (SGP), com ênfase à principal ferramenta analítica que será utilizada neste capítulo, o modelo de gerência de pavimentos *Highway Design and Maintenance Standards Model* (HDM).

Apresentam-se as potencialidades e limitações da versão HDM-III e também os pontos principais de estudos prévios realizados pelo Banco Mundial e pelos governos de diversos países, inclusive o do Brasil, que forneceram a base teórico-experimental do HDM.

Analisa-se as séries de entrada de dados, particularmente as que tratam dos fatores de tráfego, os modelos que calculam os efeitos do tráfego sobre a deterioração dos pavimentos e os modelos que convertem o desempenho dos pavimentos nas diferentes parcelas do custo rodoviário.

Apresentam-se, ao final, os resultados das simulações, analisando-se como os fatores de tráfego afetam os custos da modalidade rodoviária e como esses custos podem ser reduzidos com aumento de eficiência.

7.2 - MÉTODOS PARA A GERÊNCIA DE PAVIMENTOS

7.2.1 - INTRODUÇÃO

Conforme apresentado por HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994), um *Sistema de Gerência de Pavimentos* (SGP) consiste de um elenco de atividades coordenadas, relacionadas com o planejamento, projeto, construção, manutenção, avaliação e pesquisa de pavimentos. Seu principal objetivo é utilizar informações confiáveis e critérios de decisão para produzir um programa de construção e manutenção de pavimentos que dê o máximo retorno possível para os recursos disponíveis.

Os estudos desenvolvidos neste trabalho, que tem por objeto os principais fatores que condicionam o desempenho dos pavimentos, inserem-se, portanto, dentre as atividades de gerência de pavimentos. Seus resultados podem contribuir para a otimização do retorno dos recursos investidos em atividades de pavimentação à medida em que um melhor conhecimento dos efeitos dos fatores de tráfego sobre o desempenho dos pavimentos permite o aprimoramento dos modelos de desempenho atualmente utilizados, além de fornecer importantes subsídios para os órgãos responsáveis pela regulamentação técnica do tráfego rodoviário de carga e pela alocação dos custos rodoviários.

Para um melhor entendimento das atividades de um SGP, particularmente daquelas relacionadas ao tema desta tese, apresentam-se, neste capítulo, os conceitos mais importantes para que um Sistema de Gerência de Pavimentos atinja plenamente seus objetivos, com base nos trabalhos de WATANATADA et al. (1987), PATERSON (1987), PATERSON (1991), ARCHONDO-CALLAO (1992), QUEIRÓZ (1993) e HUDSON e FERNANDES, JR. (1994), que tratam particularmente do Modelo HDM-III.

7.2.2 - NECESSIDADE DA GERÊNCIA DE PAVIMENTOS

A construção e manutenção de rodovias absorve uma grande parcela dos investimentos públicos, enquanto que os custos de operação e depreciação dos veículos, absorvidos pelos usuários da modalidade rodoviária, são ainda maiores.

Segundo relatórios do Banco Mundial (QUEIRÓZ, 1993 e PATERSON, 1991), a infra-estrutura rodoviária representa valores entre US\$ 0,1 milhão por quilômetro, para as rodovias vicinais, e US\$ 7 milhões por quilômetro, para as rodovias com múltiplas faixas. Da ordem de US\$ 10 bilhões por ano, nos países em desenvolvimento, e US\$ 100 bilhões por ano, nos países industrializados, são gastos na ampliação e preservação dos sistemas rodoviários. Incluindo-se os custos de operação dos veículos, os que são da ordem de 150 vezes maiores que os custos de manutenção e reconstrução, os custos totais da modalidade rodoviária representam de 2 a 17% do PIB, respectivamente para países industrializados e em desenvolvimento.

Há a necessidade, portanto, de se maximizar a eficiência econômica dos investimentos rodoviários. Considerando-se que os custos rodoviários são refletidos nos preços das mercadorias e serviços, toda economia nos custos totais da modalidade rodoviária que for conseguida mediante aumento de eficiência refletirá em redução dos custos para a sociedade e contribuirá para o aumento da competitividade do mercado a nível global.

Nos países industrializados têm sido adotadas normas rigorosas de projeto, construção e manutenção de rodovias, em função dos grandes mercados, dos elevados volumes de tráfego e da abundância de capital. Porém, com as recentes pressões orçamentárias de outros setores e políticas no sentido do sistema rodoviário cobrir seus próprios custos, tem havido substanciais reduções nos gastos com rodovias. Nos Estados Unidos, por exemplo, níveis de recursos inadequados conduziram a uma rápida deterioração do sistema de rodovias interestaduais, que obrigou o governo americano a uma maciça injeção de recursos, proporcionada pela "Lei dos Transportes de Superfície" de 1985. Como a manutenção de todo sistema rodoviário é custosa, surge, naturalmente, a pergunta: *qual o nível adequado de manutenção dos diferentes sistemas?*

Na Europa, particularmente na Alemanha, normas construtivas rígidas resultam em baixos custos de manutenção. Na Austrália e África do Sul, normas de manutenção rigorosas e rígido controle de qualidade têm permitido o uso intensivo de estruturas de pavimento delgadas, com baixos custos de construção. *Qual opção é a melhor? Qual resulta em um custo mínimo ao final de um determinado período?*

Nos países em desenvolvimento a disponibilidade de capital e trabalho é diferente da existente nos países industrializados, o volume de tráfego total é tipicamente menor, os salários e os valores do tempo de viagem são muito menores e, principalmente, há uma grave deficiência de recursos financeiros. É comum, nesses países, a existência de mais projetos "justificados" do ponto de vista econômico do que os limitados recursos podem dar conta.

Surgem, então, as questões: *como as prioridades devem ser determinadas? Qual é o benefício para a sociedade em se gastar com manutenção, comparado com o gasto em novas rodovias? É vantajoso, do ponto de vista econômico, gastar um pouco mais para construir um pavimento melhor, economizando com a manutenção, ou, alternativamente, o mais interessante é a construção por estágios, com economia na fase inicial? Os trabalhos de manutenção devem ser aplicados, prioritariamente, às rodovias em melhor ou pior condição? Quanto deve ser gasto com a manutenção das rodovias? Por quanto tempo pode a manutenção ser sacrificada durante os anos de dificuldades financeiras?*

Visando dar respostas a essas perguntas, o Banco Mundial iniciou, em 1969, um programa para desenvolver um método de análise econômica das normas e investimentos rodoviários, capaz de fornecer os custos e benefícios ao longo da vida em serviço da rodovia. Esse estudo, denominado *Estudo das Normas de Projeto e Manutenção de Rodovias* (HDMSS), estabeleceu um novo método, conhecido como HDM (*Highway Design and Maintenance Standard Model*), capaz de quantificar e analisar diferentes opções e, dessa forma, determinar as prioridades.

Segundo PATERSON (1991), anteriormente ao desenvolvimento do Modelo HDM, que é um exemplo de método sistêmico, os métodos utilizados para o estabelecimento de necessidades e prioridades dentro de uma rede rodoviária eram baseados ou nos níveis orçamentários dos anos anteriores, com uma taxa de crescimento arbitrária (com base em *tendências históricas*), ou as rodovias eram operadas com pouca ou nenhuma manutenção, até que ocorresse um estado de deterioração que obstruísse ou interrompesse o tráfego, sendo feitos, então, onerosos trabalhos de restauração e reconstrução, sob programas especiais de financiamento (*orientação por crises*).

O método sistêmico presente no modelo HDM tem por base a eficiência técnico-econômica. As intervenções (manutenção e construção) são selecionadas para minimizar os custos do transporte rodoviário. Os investimentos e os retornos econômicos são avaliados em termos de benefícios líquidos para a sociedade e para os organismos rodoviários, considerando-se toda a vida em serviço do projeto e de suas alternativas. Não há a imposição técnica de uma determinada alternativa, sendo escolhidas aquelas que tenham recursos para a sua execução. A engenharia rodoviária passa a ser responsável apenas pela indicação das opções técnicas e dos custos correspondentes.

Análises adequadas, com simulações das muitas combinações de alternativas possíveis, exigem a utilização de computadores. São necessários, também, modelos empíricos que relacionem todas as variáveis relevantes. O Modelo HDM atende a ambos os requisitos: é um programa capaz de realizar muitas simulações, utilizando dados da mais extensa pesquisa empírica sobre os custos da modalidade rodoviária.

7.2.3 - O DESENVOLVIMENTO DO MODELO HDM-III

Os estudos do Banco Mundial foram iniciados em 1969 visando o desenvolvimento de um método para análise econômica de projetos rodoviários em países em desenvolvimento. A Fase I, completada em 1971, foi executada pelo MIT (*Massachusetts Institute of Technology*), pelo TRRL (*British Transport and Road Research Laboratory*) e pelo LCPC (*Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées*). Foram desenvolvidos, na Fase I, a estrutura conceitual e o primeiro Modelo de Custos Rodoviários (Figura 7.1), interrelacionando os custos de construção, de manutenção e de operação dos veículos.

Embora a estrutura conceitual do modelo fosse boa, havia falta de evidências empíricas para o interrelacionamento das diferentes parcelas que compõem os custos rodoviários. Por exemplo, a deterioração das rodovias só podia ser baseada nos resultados do *AASHO Road Test*, desenvolvido sob condições particulares de estrutura de pavimentos, clima e tráfego acelerado, e os custos de operação dos veículos existentes não podiam ser relacionados às condições das rodovias. Foram iniciados, então, em vários países em desenvolvimento (Quênia, ilhas do Caribe, Brasil e Índia), estudos visando a obtenção de resultados experimentais que pudessem servir de base empírica para o desenvolvimento do modelo.

Figura 7.1 - Modelo de Custos Rodoviários Desenvolvido pelo MIT em 1971 - apud GEIPOT (1976).

O estudo desenvolvido no Quênia, de 1971 a 1975, forneceu modelos de deterioração para pavimentos flexíveis sob condições de clima tropical e sub-tropical e para rodovias não pavimentadas. Forneceu, também, relações quantitativas entre os custos de operação dos veículos e as condições da rodovia, mostrando, pela primeira vez, a magnitude da economia que poderia ser conseguida com a adequada manutenção rodoviária. Os resultados do estudo realizado no Quênia permitiram o desenvolvimento do modelo computacional RTIM2 (*Road Transport Investment Model* - TRRL), capaz de analisar uma dada seção, ao longo de sua vida útil, sob uma única estratégia de manutenção. Seus resultados foram utilizados, também, para a melhoria do Modelo de Custos Rodoviários do Banco Mundial (versão HDM-II), capaz de analisar múltiplas seções e estratégias.

Muitas das limitações do estudo realizado no Quênia puderam ser sanadas pelo estudo realizado no Brasil (1976 a 1981), que considerou uma ampla variedade de estruturas de pavimento, tipos de materiais, volumes de tráfego, traçados geométricos e tipos de veículos. Esse estudo, conhecido como *Pesquisa do Interrelacionamento dos Custos Rodoviários* (PICR), foi realizado através de convênio do governo brasileiro (representado pelo GEIPOT - Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes) com o *Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento* (PNDU) e contou com a participação de uma equipe técnica brasileira e de uma equipe técnica internacional, sob a coordenação do Prof. W. Ronald Hudson, da Universidade do Texas em Austin.

A PICR teve por objetivo principal a obtenção das informações necessárias para a utilização confiável dos custos totais da modalidade rodoviária. Como esses custos totais representam o somatório dos custos de infra-estrutura (desembolsados pelo governo) e dos custos de operação da frota (desembolsados pelos usuários), a pesquisa desenvolveu-se em duas direções: quantificação do desempenho dos pavimentos diante de determinados fatores (tráfego, meio ambiente, qualidade da obra etc) e comportamento dos vários componentes dos custos de operação da frota em função da geometria da via e do desempenho dos pavimentos.

O volume de dados levantados no Brasil permitiu a aferição, o aperfeiçoamento, o desenvolvimento e a operacionalização de modelos de previsão que simulam, num determinado período de análise, o comportamento dos pavimentos e da frota de veículos que por eles trafega, e que estão contidos no Modelo HDM-III

(WATANATADA et al. - 1987). O trabalho total desenvolvido no Brasil custou aproximadamente 20 milhões de dólares, dos quais 85% (17 milhões de dólares) foram desembolsados pelo governo brasileiro (DER-MG - 1991).

No mesmo período, nas Ilhas Caribenhas de Barbados, São Vicente, Santa Lúcia e Dominica, foi desenvolvido um estudo dos custos operacionais sob condições extremas de terreno e traçado geométrico. Na Índia, de 1977 a 1982, foi desenvolvido um quarto estudo, restrito aos custos de operação dos veículos e das condições de congestionamento e acidentes que prevalecem naquele país.

A fase de conclusão dos trabalhos experimentais constou da revisão de todas as pesquisas de campo realizadas. O esforço principal foi concentrado nas análises dos resultados obtidos no Brasil, visando produzir modelos para previsão dos custos de operação dos veículos, das velocidades de operação, da evolução da deterioração das rodovias, dos efeitos da manutenção e dos quantitativos para construção. Segundo PATERSON (1987), a base empírico-mecanística desses modelos permite que eles sejam facilmente adaptados a condições diferentes daquelas para as quais eles foram desenvolvidos. Muitos dos modelos, particularmente os de deterioração rodoviária, foram validados por dados coletados em outros países.

Os modelos resultantes foram incorporados à terceira versão do HDM (HDM-III), lançada em 1987, sendo a versão para microcomputadores lançada em 1989. O Modelo HDM-III tem sido utilizado em aproximadamente 40 países em desenvolvimento para avaliação de projetos, desenvolvimento de programas rodoviários e planejamento a nível de rede (PATERSON - 1991). Tem sido, também, adaptado para utilização em diversos países desenvolvidos (Austrália, Bélgica, Canadá, Finlândia, Nova Zelândia e Reino Unido).

7.2.4 - ESTRUTURA E POTENCIALIDADES DO MODELO HDM-III

O objetivo do método sistêmico técnico-econômico utilizado no HDM-III é minimizar o custo total da modalidade rodoviária, composto por cinco parcelas de custos que interagem entre si:

- custos de construção: pavimentos, pontes, desapropriações;
- custos de manutenção: de rotina, dos pavimentos, pontes, túneis;

- custos de operação do sistema: gerenciamento do tráfego, segurança;
- custos dos usuários: operação dos veículos, acidentes, atrasos;
- custos para a sociedade: poluição ambiental, custo social dos acidentes.

O Modelo HDM-III trata dos custos associados com o sub-sistema pavimentos, responsável pela maior parte do custo total da modalidade rodoviária (PATERSON - 1991). É excluída do HDM-III a estimativa direta dos custos operacionais e dos custos para construção e manutenção de pontes e túneis, embora eles possam ser introduzidos, exogeneamente, durante o processo de otimização de alternativas.

O Modelo HDM-III avalia, economicamente, políticas de construção e manutenção de rodovias, mediante simulação do comportamento dos veículos e do desempenho dos pavimentos. Dentro das funções de planejamento de um organismo rodoviário, o HDM-III pode ser utilizado para o estabelecimento de níveis orçamentários que minimizem o custo total da modalidade rodoviária, programas de manutenção e construção que maximizem o valor presente líquido de uma rede viária sob uma política de restrição orçamentária, programas de investimento a médio e longo prazo e programas de intervenção de curto-prazo, baseados num sistema de gerência de pavimentos. Pode, dessa forma, dar suporte às reivindicações dos organismos rodoviários, endereçadas aos poderes competentes, visando a obtenção de recursos para um programa adequado de investimentos na manutenção e construção de rodovias.

A concepção do HDM-III é bastante simples: três conjuntos de custos, relacionados à construção, manutenção e utilização da rodovia, são somados e os benefícios econômicos são, então, determinados pela comparação dos custos de diferentes estratégias de manutenção e construção com uma situação extrema (*alternativa zero*), geralmente representada pela rotina de manutenção mínima.

São utilizadas duas famílias de dados físicos, uma construtiva e outra destrutiva. Com relação à primeira, a construção fornece as características físicas da estrutura inicial, o traçado geométrico, a largura das pistas, o tipo e a resistência dos pavimentos, enquanto que a manutenção determina o tipo e a frequência das intervenções. Os dados destrutivos são representados pela operação dos veículos, que causam danos estruturais e funcionais aos pavimentos, através das cargas por eixo e volume de tráfego, e pelas características ambientais, particularmente teor de umidade e temperatura.

O pavimento interage com todos esses fatores que compõem os dados de entrada do HDM-III. A geometria da rodovia (largura, curvas horizontais e curvas verticais) e a irregularidade longitudinal da superfície do pavimento influenciam a velocidade de operação dos veículos. As características da superfície do pavimento (particularmente a irregularidade longitudinal) afetam o consumo de combustível e pneus e o desgaste dos equipamentos, influenciando também o risco de acidentes. A operação dos veículos afeta o meio ambiente através da poluição do ar e sonora, esta última dependente do barulho dos motores e da interação pneu-pavimento.

O modelo HDM-III calcula as velocidades, os custos de operação dos veículos e o desempenho dos pavimentos, projetando, por outro lado, as intervenções necessárias, de acordo com as normas de projeto e manutenção e o volume de tráfego. Estima, então, as diferentes parcelas de custos que compõem o custo total (Figura 7.2), para todas as alternativas de construção e manutenção, ano a ano, ao longo do período de análise, descontando os custos futuros a diferentes taxas de desconto. Compara as estimativas de custos e faz avaliações econômicas, utilizando indicadores como a taxa interna de retorno, o valor presente líquido, os benefícios no primeiro ano e outros, permitindo a escolha da melhor alternativa do ponto de vista econômico. O HDM-III permite, também, análise de sensibilidade dos resultados a mudanças nos principais parâmetros (custos unitários, composição do tráfego, taxas de crescimento do tráfego, taxa de desconto, custos dos atrasos, custos dos acidentes etc).

Figura 7.2 - Parcelas que compõem o custo total da modalidade rodoviária, em função da condição da rodovia - PATERSON (1991).

Os dados de entrada do programa computacional que executa o Modelo HDM-III são fornecidos em 11 séries, que contêm as seguintes informações:

- série A - características das ligações: define as propriedades das rodovias existentes (geometria, tipo de terreno e fatores ambientais). Agrupa as seções de acordo com o tipo e condição da superfície de rolamento (*trechos homogêneos*);
- série B - alternativas de construção e custos correspondentes: especifica os projetos de melhoramentos e construção de novos trechos, explicitando também as quantidades por quilômetro e os custos unitários;
- série C - estratégias de manutenção e custos unitários: especifica os padrões alternativos de atividades de manutenção e os critérios de intervenção, que podem seguir uma programação pré-estabelecida ou representar uma resposta à condição da superfície do pavimento;
- série D - características dos veículos da frota e custos unitários: descreve as características físicas e de utilização (preço do veículo novo, carga por eixo, configuração dos eixos, potência, consumo de combustível, consumo de pneus, itens de manutenção etc) para os diferentes tipos de veículos (carros de passeio, utilitários, caminhões e ônibus);
- série E - volume de tráfego, distribuição por tipo de veículo (composição) e taxa de crescimento: especifica, também, o tráfego gerado, permitindo a consideração de diferentes valores para as diferentes estratégias;
- série F - custos e benefícios exógenos: permite a incorporação dos custos dos acidentes, do custo da poluição do ar, dos custos dos tempos de viagens etc;
- série G - alternativas de manutenção e construção para cada ligação: define opções de construção e gastos com manutenção, para cada ligação, assim como o cronograma de execução das obras propostas;
- série H - agrupamento das diferentes ligações: enumera e agrupa as ligações para fins de análise econômica e emissão de relatórios;
- série I - solicitação de relatórios: requisita os relatórios sobre os custos econômicos e financeiros, quantitativos e custos de manutenção, tráfego, custos de operação dos veículos e condição anual da rodovia, para cada ligação e para grupos de ligações;
- série J - estudos, comparações econômicas e análises de sensibilidade: define os grupos de ligações a serem comparados e o tipo de análise econômica a ser efetuada;
- série K - informações de controle: fornece as especificações para a execução e controla a entrada de dados e a emissão de relatórios.

O período de análise, a moeda, a unidade da irregularidade longitudinal e os tipos de relatórios são definidos *a priori*. Embora o número total de dados de entrada seja elevado (Quadro 7.1), uma vez estabelecidos os arquivos básicos, pouco esforço é requerido para a análise de diferentes combinações.

A lógica computacional do HDM-III é estruturada em cinco submodelos:

- ♦ **Tráfego:** a partir dos dados de entrada *tipo de veículo, volume, taxa de crescimento, cargas e parâmetros físicos*, calcula, para cada classe de veículos, para cada seção e a cada ano, o volume do tráfego e o número de solicitações equivalentes do eixo-padrão;
- ♦ **Construção:** a partir dos dados de entrada *terreno, materiais, pluviosidade, geometria, espessura e custos unitários*, estima as quantidades e os custos da estratégia de construção especificada para o ano em questão, bem como a condição logo após a construção. Cabe a observação de que o modelo não faz o dimensionamento do pavimento, o qual deve ser especificado pelo usuário;
- ♦ **Deterioração da Rodovia e Manutenção:** a partir dos dados de entrada *tipo de pavimento e resistência, número de aplicações do eixo-padrão, idade e condição, estratégia de manutenção*, calcula as variações na condição do pavimento para vários modos de deterioração (trincas por fadiga do revestimento, deformação permanente nas trilhas das rodas, irregularidade longitudinal), em função do tipo e resistência do pavimento, volume do tráfego, cargas por eixo, idade e meio ambiente. Determina, para as diferentes estratégias de manutenção, os efeitos sobre o desempenho dos pavimentos, seus quantitativos e custos;
- ♦ **Custo de Operação dos Veículos:** a partir dos dados de entrada *geometria e irregularidade longitudinal, dados de potência e outros parâmetros físicos dos veículo e custos unitários correspondentes*, estima a velocidade de operação dos veículos, o consumo de pneus, combustíveis e lubrificantes, o desgaste dos equipamentos e a depreciação. Utiliza as equações empírico-mecanísticas desenvolvidas a partir do estudo realizado no Brasil;
- ♦ **Custos e Benefícios Exógenos:** a partir dos dados de entrada *atrasos, acidentes, problemas ambientais etc*, adiciona, em anos específicos, os valores correspondentes, em termos econômicos (excluindo taxas).

Quadro 7.1 - Exemplo de Dados Requeridos pelo HDM-III (PATERSON, 1991).

Período de Análise		20 anos
Taxa de Desconto		12%
Moeda		Dólar
Equações de COV(a)		Brasil
Características do Trecho	Comprimento	10km
	Subida mais Descida	40m/km
	Curvatura Horizontal	100 graus/km
	Espessura de Cascalho	100mm
	Idade	4 anos
	Tráfego Diário Médio	200 veículos/dia
Tráfego	Taxa de Crescimento	4% carro, 3% caminhão
	Porcentagem Caminhões	30%
Melhoramentos	Duração da Construção	1 ano
	Custo	\$85.000/km
	Revestimento	Tratamento Superficial
	Subida mais Descida	30m/km
	Curvatura Horizontal	35 graus/km
	Número Estrutural	1,26
Política de Manutenção Rod. Não-Pavimentada	Manutenção de Rotina	
	Custo	\$85/km
	Nivelamento	
	Custo	\$70/km
	Frequência	90 dias
	Re-acascalhamento	
	Custo	\$12.000/km
	Espessura	150mm
Política de Manutenção Rodovia Pavimentada	Espessura Mínima	50mm
	Capa Selante	
	Custo	\$18.900/km
	Espessura	12mm
	Área Danificada Máxima	20%
	Remendos	
	Custo	\$6,8/metro quadrado
	Frequência	100% dos buracos
	Manutenção de Rotina	
	Custo	\$425/km

(a) COV = Custo de Operação dos Veículos.

O usuário pode especificar 11 tipos de relatórios:

1. Resumo da Manutenção da Rodovia: fornece os custos econômicos e financeiros acumulados, para cada operação de manutenção (incluindo mão-de-obra, equipamentos e materiais).
2. Relatório Anual da Manutenção: fornece os quantitativos e os custos econômicos e financeiros correspondentes, para um determinado ano, por operação e por trecho.
3. Relatório do Tráfego: faz a tabulação do tráfego (volume diário médio) e do número de solicitações equivalentes do eixo-padrão, por classe de veículo.
4. Relatório sobre a Condição das Rodovias: fornece a evolução dos diferentes tipos de deterioração (trincas por fadiga, deformação permanente nas trilhas das rodas, irregularidade longitudinal, painéis etc), em função da estratégia de manutenção anual considerada.
5. Custos dos Usuários: fornece a velocidade média dos veículos, os custos operacionais por classe de veículo e os recursos consumidos.
6. Custos Financeiros: faz a tabulação, ano a ano, dos custos financeiros (construção, manutenção e operação dos veículos), podendo também fornecer os custos totais no período de análise.
7. Custos Econômicos: fornece os custos de construção, os custos de manutenção, os custos de operação dos veículos, os custos exógenos e os custos totais, ano a ano e também descontados (com diferentes taxas de descontos).
8. Comparação de Alternativas: calcula a relação benefício-custo, mediante comparação da alternativa especificada com a alternativa base.
9. Resumo da Comparação das Alternativas: fornece os custos totais e outros indicadores econômicos (valor presente líquido, benefícios do primeiro ano e taxa interna de retorno), para os diferentes grupos de alternativas.
10. Resumo da Avaliação de Alternativas para Diferentes Taxas de Desconto: fornece os indicadores econômicos de forma separada, em função da taxa de desconto considerada.
11. Resumo dos Custos e Comparações: apresenta o resumo da avaliação e comparação de alternativas, discriminando as parcelas de custos e considerando diferentes taxas de desconto.

7.2.5 - LIMITAÇÕES DO HDM-III

Apesar do HDM-III apresentar uma ampla e sólida base empírica, deve-se atentar para as seguintes limitações (PATERSON - 1991 e WATANATADA et al. - 1987):

- o submodelo para cálculo dos custos de operação dos veículos não inclui os efeitos de tráfego sob condição de congestionamento;
- o submodelo de deterioração da rodovia não inclui pavimentos rígidos nem condição de congelamento;
- a manutenção de rotina (manutenção da drenagem e acostamento, corte de grama e manutenção dos taludes) não pode ser alterada diretamente;
- os acidentes rodoviários e os custos correspondentes, os impactos ambientais e os atrasos são considerados a partir de estimativas exógeneas ao programa.

Uma outra limitação do HDM-III diz respeito aos baixos coeficientes de determinação dos modelos para previsão do desempenho dos pavimentos, muitas vezes inferiores a 0,5. QUEIRÓZ (1981) comenta sobre essa limitação, recomendando a retomada da coleta de dados iniciada quando da PICR.

Embora as relações do HDM-III sejam transferíveis a outros ambientes, em razão de sua estrutura teórica e da sólida base empírica, alguns ajustes devem ser feitos para levar em consideração diferenças sócio-econômicas e desenvolvimentos da tecnologia rodoviária. Quando necessários, esses ajustes devem ser baseados em confiável banco de dados local.

7.2.6 - APLICAÇÕES À GERÊNCIA DE PAVIMENTOS

O HDM-III pode servir para análises a nível de projeto, de programação (rede) ou de política (sistema). O nível e o propósito da aplicação determinam a quantidade de dados requerida e o método a ser seguido no preparo dos dados e das análises. Tem-se, por exemplo:

1. Análise de Projetos

- a. **avaliação do desempenho dos pavimentos:** ocorre quando uma simples estratégia de manutenção ou um dimensionamento de pavimentos é avaliado, visando-se a determinação do seu desempenho ao longo da vida em serviço. Essa análise reveste-se de grande importância se considerarmos que são poucos os métodos de dimensionamento que incorporam a previsão do desempenho.
- b. **avaliação econômica:** para uma avaliação econômica deve-se definir uma *alternativa zero*, que permitirá a determinação dos benefícios (ou prejuízos) correspondentes às outras alternativas. Normalmente, a *alternativa zero* consiste em se "fazer o mínimo". A *alternativa zero* também pode ser a prática corrente, quando uma mudança está sendo avaliada. O modelo calcula: custos (total e por componentes), valor presente líquido, taxa interna de retorno e benefícios do primeiro ano.
- c. **análise tática:** avalia uma série de alternativas técnicas (de construção ou de manutenção), sendo essa aplicação a preferida para a análise de melhoramentos, reabilitações e opções de manutenção. Permite a comparação de alternativas viáveis tecnicamente, sob diferentes condições: construção por etapas, diferentes períodos de vida em serviço etc.

2- Análise de Programas

A nível de rede, a análise de projetos é aplicada a mais de uma rodovia e as escolhas são feitas entre rodovias e entre estratégias. Visando a preparação de orçamentos anuais e pluri-anuais, a análise é estendida a toda a malha viária. Devido ao tamanho do problema, muitas vezes equivalente a milhares de trechos, existem diferentes métodos que podem ser adotados:

- a. **avaliação do programa (seleção e priorização):** quando uma série de ligações e atividades são avaliadas, o modelo determina os custos e benefícios ao longo da vida em serviço para cada projeto. Permite a verificação da viabilidade técnica e econômica de cada projeto e de todo o programa. Havendo restrição orçamentária, os projetos individuais podem ser classificados de acordo com o valor presente líquido, a taxa interna de retorno ou o benefício do primeiro ano.

- b. análise do programa:** o modelo avalia várias opções técnicas, para várias combinações tráfego-rodovia, sendo que o programa ótimo pode ser obtido mediante identificação das opções ótimas para cada seção. No caso de grandes redes, a análise pode ser resumida mediante agrupamento de todas as seções com características similares de tráfego e estrutura de pavimento em uma única ligação equivalente.
- c. otimização do programa:** quando existem restrições orçamentárias, a otimização dos resultados obtidos com o HDM-III é feita pelo Modelo de Gastos Orçamentários (EBM), cujo programa computacional acompanha o Modelo HDM-III. Para uma dada redução nos recursos disponíveis, o *EBM* procura a menor redução no valor presente líquido total, considerando-se todas as ligações rodoviárias e todas as alternativas.

3- Análise de Políticas

Uma aplicação mais geral do HDM-III consiste na determinação de como os fatores individuais influenciam a política a ser seguida. Um elenco de características da rede rodoviária e dos níveis de tráfego é definido e as opções técnicas são analisadas para a determinação de políticas gerais. Seguem alguns exemplos:

- a. pavimentação de rodovias não-pavimentadas:** pela análise do valor presente líquido da alternativa "pavimentar uma rodovia não-pavimentada" pode-se determinar o volume de tráfego a partir do qual ocorre a viabilidade econômica da alternativa. Pode-se analisar, também, os efeitos de outros fatores: por exemplo, qual seria o volume de tráfego que justificaria a pavimentação em função da condição de manutenção (Figura 7.3).
- b. viabilidade de reabilitação por etapas:** análises de estruturas de pavimentos, sob diferentes estratégias de reabilitação e diferentes níveis de tráfego, têm fornecido importantes informações para as normas de projeto de novos pavimentos e de reforços. Normalmente, a construção por etapas é viável quando o tráfego é baixo, enquanto que os pavimentos mais resistentes são indicados quando o volume de tráfego é elevado. Para níveis de tráfego intermediários, a viabilidade da construção por etapas depende da confiabilidade de obtenção dos recursos necessários no futuro.

Figura 7.3 - Decisão sobre a Pavimentação de uma Rodovia Não-Pavimentada em Função do Volume de Tráfego e do Nível de Manutenção - PATERSON - (1991).

- c. **normas para manutenção:** da análise de diferentes níveis de tráfego e diferentes condições de rodovias, podem resultar normas de manutenção aplicáveis a toda rede rodoviária. Essas normas de manutenção são mais sensíveis aos níveis de tráfego que aos aspectos técnicos da intervenção (remendos, recapeamentos ou reconstrução) e condições da rodovia (boa, regular ou insatisfatória).
- d. **alocação de custos rodoviários:** pela determinação dos custos de manutenção ao longo da vida em serviço, para várias categorias de rodovias e vários níveis de tráfego, é possível determinar a parcela dos custos de deterioração das rodovias que cabe aos usuários e a parcela que é devida aos fatores ambientais e ao envelhecimento (não relacionados com o tráfego). Para tanto, basta remover as cargas e os componentes dos veículos das análises efetuadas pelo HDM-III.

Segundo PATERSON (1991), outras aplicações do HDM-III à engenharia incluem a análise de diferentes configurações de veículos rodoviários de carga, o estudo dos limites legais de carga por eixo e o estabelecimento de normas de manutenção para rodovias não-pavimentadas. Em economia, o modelo pode ser utilizado para analisar os efeitos dos preços dos combustíveis, das políticas de alocação de custos, das taxas rodoviárias e dos valores dos fretes.

7.3 - QUANTIFICAÇÃO DOS IMPACTOS ECONÔMICOS DOS FATORES DE TRÁFEGO

7.3.1 - INTRODUÇÃO

Ampliando o elenco de aplicações sugeridas por PATERSON (1991), o Modelo HDM-III é utilizado, neste capítulo, para avaliar os impactos econômicos dos seguintes fatores de tráfego: **carga por eixo**, **pressão de enchimento dos pneus**, **tipo de rodagem** (rodas duplas versus pneus extralargos) e **tipo de veículo rodoviário de carga** (composições convencionais versus VCLs).

Utilizam-se as séries de entrada de dados que acompanham o programa comercializado pelo McTrans (*Center for Microcomputers in Transportation*, Universidade da Flórida, Gainesville), excetuando-se as séries D e E, relacionadas, respectivamente, às características dos veículos e ao volume, composição e taxa de crescimento do tráfego. Não há inconveniente algum na adoção das mesmas séries de entrada de dados que acompanham o programa HDM-III, pois elas foram obtidas a partir dos estudos de campo realizados no Brasil. Tem-se que considerar também a dificuldade natural em se obter todas as informações junto aos organismos rodoviários brasileiros, atualizadas e no formato com que são utilizadas pelo programa. Além disso, os dados utilizados são os mesmos que o Banco Mundial usa para treinamento de equipes de gerência de pavimentos em todo o mundo (WATANATADA et al. - 1987).

A aplicação do HDM-III neste capítulo analisa uma rede de estradas formada por quatro classes de rodovias. Tem por objetivo simular a deterioração de cada classe de rodovia, sob diferentes estratégias de manutenção e níveis de tráfego, calculando-se os custos correspondentes à variação dos fatores de tráfego selecionados. As quatro classes de estradas consideradas são:

- rodovias pavimentadas em boa condição: $IRI = 2,0$ (sem área com trincas, sem panelas e sem deformação permanente nas trilhas das rodas), onde *IRI* é o Índice Internacional de Irregularidade Longitudinal dos Pavimentos, que se relaciona com o Quociente de Irregularidade, *QI*, da seguinte forma: $QI = 13 \times IRI$;
- rodovias pavimentadas em condição regular: $IRI = 4,0$ (30% em área com trincas, largura da área com trincas igual a 20%, área com panelas igual a 0,1% e 5 mm de deformação permanente nas trilhas das rodas);

- rodovias pavimentadas em condição ruim: IRI = 7,0 (90% em área com trincas, largura da área com trincas igual a 60%, área com panelas igual a 1% e 12 mm de deformação permanente nas trilhas das rodas);
- rodovias não-pavimentadas.

O volume de tráfego, quantificado em termos do VDM (volume diário médio), é o mesmo que o do arquivo padrão do HDM-III. Porém, quando da análise do fator carga por eixo, o volume de tráfego dos caminhões é alterado, de modo a se manter constante a lotação (carga-paga). Os níveis de tráfego considerados são:

- estradas com volume baixo: 500 para pavimentadas, 100 para não-pavimentadas
- estradas com volume médio: 1500 para pavimentadas, 200 para não-pavimentadas
- estradas com volume alto: 2500 para pavimentadas, 400 para não-pavimentadas.

A frota considerada nas simulações é composta dos seguintes veículos: carros pequenos, carros médios, camionetes, caminhões ("toco" e "trucado") e caminhões articulados ("Romeu e Julieta" e "semi-reboque"). Todos têm permissão para trafegar pelas rodovias brasileiras e, portanto, serão aqui denominados "convencionais". Também são considerados dois veículos combinados longos - VCLs ("treminhão" e "rodotrem"), que dependem de uma permissão particular dos organismos rodoviários para poderem trafegar nas rodovias brasileiras (Resolução 631/84 do CONTRAN). Por essa razão, os VCLs são denominados "especiais". A Figura 7.4 apresenta os veículos rodoviários de carga considerados.

As estratégias de manutenção e construção para as estradas pavimentadas são:

- Estratégia 0 - não fazer nada: reconstrução (5,0 cm de concreto asfáltico e base granular) quando a irregularidade longitudinal exceder 9,0 IRI. O valor da irregularidade longitudinal, após a reconstrução, é de 2,0 IRI. A rotina básica de manutenção (limpeza de elementos de drenagem, capinas etc) é comum para todas as alternativas;
- Estratégia 1 - tapar 100% dos buracos ("panelas");
- Estratégia 2 - tapar buracos e selar trincas: capa selante de tratamento superficial (1,2 cm) quando a área danificada superar 30%;
- Estratégia 3 - tapar buracos e recapear: concreto asfáltico (4,0 cm) quando a irregularidade longitudinal exceder IRI = 4,0.

**VEÍCULOS QUE TRAFEGAM NORMALMENTE
NAS RODOVIAS BRASILEIRAS**

**VEÍCULOS QUE TRAFEGAM COM PERMISSÃO
ESPECIAL NAS RODOVIAS BRASILEIRAS**

Figura 7.4 - Veículos Rodoviários de Carga que Trafegam pelas Rodovias Brasileiras: Convencionais (V1 a V4) e Especiais (V5 e V6).

As estratégias para as rodovias não-pavimentadas são:

- Estratégia 0 - não fazer nada: a rotina básica de manutenção é comum para todas as alternativas;
- Estratégia 1 - reacasalhar o equivalente a 30% da perda anual de material
- Estratégia 2 - reacasalhar: quando a espessura de cascalho for menor que 50 mm, aplicar 15 cm de material com partículas menores que 5 cm;
- Estratégia 3 - revestir com pavimento asfáltico: a partir de uma determinada data, seguindo, então, com a estratégia de manutenção "tapar 100% das panelas".

São considerados trechos com extensão de 1000 km, de acordo com o utilizado no arquivo modelo do HDM-III, sendo que a combinação de todas as alternativas (4 condições das rodovias, 3 volumes de tráfego e 4 estratégias de manutenção) resulta em uma extensão total de 48.000 km. Considera-se essa combinação de alternativas e um período de análise de 20 anos, e não apenas uma condição particular (por exemplo: rodovia pavimentada em condição regular, com tráfego médio e sob a estratégia "tapar buracos e recapear quando a irregularidade longitudinal exceder 4,0 IRI"), em razão de que os efeitos dos fatores do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos (e os impactos sobre os custos de manutenção e reconstrução) só se tornam mensuráveis a partir do acúmulo de deterioração, enquanto que os efeitos sobre os custos de operação dos veículos são imediatos.

7.3.2 - FATORES ANALISADOS - ARQUIVOS DE ENTRADA DE DADOS

Apresentam-se, a seguir, as diferentes condições para as quais os fatores de tráfego são analisados:

1. Carga por Eixo - consideram-se as seguintes condições de carregamento:

Condição 01 - Limites de Carga por Eixo Estabelecidos pelo CONTRAN

Condição 02 - Limites do CONTRAN, com Tolerância de 5% ("Lei da Balança")

Condição 03 - Cargas por Eixo da Proposta Turner

Condição 04 - Limites Legais de Carga por Eixo nos Estados Unidos

Condição 05 - 10% de Sobrecarga nos Eixos

Condição 06 - 20% de Sobrecarga nos Eixos

Condição 07 - 30% de Sobrecarga nos Eixos

2. **Composição Rodoviária de Carga** - são considerados os seguintes veículos, com as correspondentes cargas por eixo:

Condição 08 - Veículos Combinados Longos, obedecendo aos limites do CONTRAN

Condição 09 - Veículos Combinados Longos, com as cargas por eixo da *Proposta Turner*

Condição 10 - Veículos Combinados Longos, com 20% de sobrecarga nos eixos

3. **Pressão de Enchimento dos Pneus** - são consideradas as seguintes pressões de enchimento dos pneus:

Condição 11 - 563 kPa (80 psi), obedecendo aos limites de carga por eixo do CONTRAN

Condição 12 - 844 kPa (120 psi), obedecendo aos limites de carga por eixo do CONTRAN

4. **Tipo de Rodagem** - são considerados:

Condição 13 - Pneus Extralargos, com pressão de enchimento de 914 kPa, equipando veículos rodoviários de carga convencionais

Condição 14 - Pneus Extralargos, com pressão de enchimento de 914 kPa, equipando veículos rodoviários de carga especiais.

Quanto aos métodos para determinação dos Fatores de Equivalência de Cargas, são considerados os FEC do método da AASHTO para a análise das Condições de 01 a 10 e FEC empírico-mecanísticos para análise das Condições de 11 a 14, que são obtidos considerando-se a resposta estrutural *deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada asfáltica*, associada à fadiga do revestimento, principal forma de deterioração estrutural das rodovias brasileiras (QUEIRÓZ - 1981).

A Condição 01, tomada como referência para as análises comparativas dos diferentes fatores (*alternativa zero*), inclui:

- Veículos: carro pequeno, carro médio, camionete, caminhão "toco", caminhão "trucado", "Romeu e Julieta" e "semi-reboque";
- Peso Bruto Total Combinado: soma das cargas por eixo permitidas pelo CONTRAN;
- Fatores de Equivalência de Cargas: método da AASHTO.

Para comparação dos veículos rodoviários de carga, há substituição, nas Condições 08, 09 e 10, dos 4 caminhões convencionais pelos 2 VCLs. Nas alternativas 13 e 14 são considerados pneus extralargos em substituição às rodas duplas, excetuando-se os eixos direcionais e os eixos tratores, que têm mantidas, respectivamente, as rodas simples e as rodas duplas. A pressão de enchimento dos pneus só é considerada nas Condições 11, 12, 13 e 14, uma vez que o método da AASHTO não permite a consideração desse fator. As cargas por eixo consideradas são apresentadas no Quadro 7.2.

QUADRO 7.2 - Cargas por Eixo para as Diferentes Condições de Carregamento.				
CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO	EIXO SIMPLES, RODAS SIMPLES (kN)	EIXO SIMPLES, RODAS DUPLAS (kN)	TANDEM DUPLO (kN)	TANDEM TRIPLO (kN)
01 CONTRAN	60	100	170	255
02 "LEI DA BALANÇA"	63	105	179	268
03 "PROPOSTA TURNER"	40	63	127	181
04 LIMITES NOS EUA	45	91	154	154
05 10% DE SOBRECARGA	66	110	187	281
06 20% DE SOBRECARGA	72	120	204	306
07 30% DE SOBRECARGA	78	130	221	332

Todos os arquivos de entrada de dados utilizados pelo HDM-III são apresentados no *Anexo B*. As Séries A a C e F a K não são alteradas quando das simulações dos fatores de tráfego. No entanto, os arquivos de entrada de dados com as características dos veículos (Série D) e do tráfego (Série E) são modificados a cada nova simulação. Dos *Anexos C* e *D* constam os itens alterados nas 14 simulações efetuadas, referentes respectivamente às Séries D e E de entrada de dados do HDM-III.

De modo a permitir a comparação das diferentes cargas por eixo, os volumes de tráfego considerados nas diferentes alternativas mantêm constante a carga total transportada, sendo alterados os volumes de tráfego em função da lotação (carga-paga) de cada veículo. Ou seja, quanto maior a lotação de um determinado veículo, menor o número de viagens desse mesmo veículo. Os diferentes volumes de tráfego considerados são apresentadas nas Séries E01 a E14 do *Anexo D*.

7.4 - RESULTADOS

De todos os relatórios emitidos pelo HDM-III, para análise dos impactos econômicos dos fatores de tráfego será considerado apenas o *Relatório 11* (Resumo dos Custos e Comparações), que contém as seguintes informações: custos (de construção, de manutenção de rotina, de manutenção periódica, de operação dos veículos e totais), valor presente líquido e taxa interna de retorno.

Os resultados das simulações dos fatores de tráfego efetuadas com o Modelo HDM-III são apresentados nos Quadros 7.3 deste capítulo e E.1 a E.7 do *Anexo E*. No Quadro 7.3 consta um resumo global dos custos de manutenção, construção e operação dos veículos. Foram consideradas, indistintamente, rodovias pavimentadas e não pavimentadas, volumes de tráfego baixo, médio e alto e as quatro estratégias de manutenção. Foi adotada uma taxa de desconto de 12% e considerado um período de análise de 20 anos.

Dos Quadros E.1 a E.4, *Anexo E*, constam resumos parciais dos custos, para cada condição de carregamento, em função dos seguintes fatores: estratégia de manutenção, volume de tráfego, estado da rodovia pavimentada e taxa de desconto. Nos Quadros 7.3 e E.1 a E.4, os valores entre parênteses indicam acréscimos (valores positivos) e reduções (valores negativos), em relação à Condição 01 (*alternativa zero*), dos custos correspondentes à condição de carregamento considerada.

Para uma melhor visualização dos resultados obtidos, foram elaboradas as Figuras 7.5 a 7.9 (a partir do Quadro 7.3) e E.1 a E.40 (a partir dos Quadros E.1 a E.4, *Anexo E*). As figuras apresentam a variação percentual dos custos em função de alterações nas condições de carregamento. Permitem, dessa forma, a avaliação, em separado, dos fatores de tráfego analisados (carga por eixo, tipo de veículo rodoviário de carga, pressão de enchimento dos pneus e tipo de rodagem).

QUADRO 7.3 - Resumo dos Custos Econômicos, Considerando-se Rodovias Pavimentadas e Não-Pavimentadas, Três Volumes de Tráfego, Quatro Estratégias de Intervenção, Período de Análise de 20 Anos e Taxa de Desconto de 12%.

CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO	RECONSTRUÇÃO E MELHORIAS	MANUTENÇÃO PERIÓDICA	MANUTENÇÃO DE ROTINA	OPERAÇÃO DOS VEÍCULOS	CUSTO TOTAL
01 - CONTRAN *	315,54 **	582,93	135,89	94.018,2	95.052,3
02 - LEI DA BALANÇA (5%)	322,57 (+2,2%)	584,73 (+0,3%)	135,62 (-0,2%)	89.731,6 (-4,6%)	90.774,5 (-4,5%)
03 - "PROPOSTA TURNER"	322,75 (+2,3%)	576,79 (-1,1%)	139,22 (+2,5%)	158.092,0 (+68%)	159.130,8 (+67%)
04 - LIMITES NOS E.U.A.	329,01 (+4,3%)	580,65 (-0,4%)	137,13 (+1,0%)	118.911,5 (+26%)	119.958,3 (+26%)
05 - SOBRECARGA DE 10%	332,94 (+5,5%)	586,55 (+0,6%)	135,53 (-0,2%)	86.511,1 (-8,0%)	87.566,1 (-7,9%)
06 - SOBRECARGA DE 20%	346,08 (+9,7%)	594,57 (+2,0%)	135,06 (-0,6%)	79.752,5 (-15,0%)	80.827,6 (-15%)
07 - SOBRECARGA DE 30%	367,33 (+16,4%)	604,46 (+3,7%)	134,86 (-0,8%)	65.238,2 (-30,6%)	66.356,3 (-30,2%)
08 - VCLs (CONTRAN)	310,13 (-1,7%)	578,46 (-0,8%)	135,16 (-0,5%)	54.058,5 (-42,5%)	55.082,3 (-42,0%)
09 - VCLs ("Proposta Turner")	303,94 (-3,1%)	567,79 (-2,1%)	136,77 (+0,6%)	98.340,8 (+4,6%)	99.349,4 (+4,5%)
10 - VCLs (20% Sobrecarga)	345,21 (+9,4%)	590,70 (+1,3%)	134,51 (-1,0%)	45.785,3 (-51,3%)	46.855,7 (-50,7%)
11 - 563 kPa (CONTRAN)	310,88 (-1,5%)	579,33 (-0,6%)	133,47 (-1,8%)	93.971,8 (-0,1%)	94.998,1 (0%)
12 - 844 kPa (CONTRAN)	349,50 (+10,7%)	593,23 (+1,7%)	135,84 (0%)	94.080,2 (0%)	95.157,9 (+0,1%)
13 - SS (CONTRAN)	406,44 (+28,8%)	619,11 (+6,2%)	135,58 (-0,2%)	93.697,3 (-0,3%)	94.858,4 (-0,2%)
14 - SS (VCLs - CONTRAN)	417,19 (+32,2%)	622,16 (+6,8%)	134,86 (-0,8%)	54.324,5 (-42,2%)	55.499,0 (-41,6%)

* condição de carregamento de referência, em relação à qual foram calculadas as porcentagens de acréscimo ou redução nos custos;

** os valores estão expressos em milhões de dólares (embora só sejam utilizados para a comparação dos impactos econômicos dos fatores analisados).

Figura 7.5 - Variação Percentual dos Custos de Manutenção e Construção em Função do Tipo de Veículo e da Condição de Carregamento.

Figura 7.6 - Variação Percentual do Custo Total em função do Tipo de Veículo e da Condição de Carregamento.

Figura 7.7 - Variação Percentual dos Custos de Manutenção e Construção e Total em Função da Pressão de Enchimento dos Pneus.

Figura 7.8 - Variação dos Custos de Manutenção e Construção em Função do Tipo de Rodagem.

Figura 7.9 - Variação dos Custos de Operação dos Veículos em Função do Tipo de Rodagem.

7.4.1 - CARGA POR EIXO

Quando são considerados apenas os veículos convencionais, há aumento dos custos de manutenção e construção, tanto para cargas por eixo menores que os limites estabelecidos pelo CONTRAN (Condição 03 - *Proposta Turner*), como para maiores cargas por eixo (Condição 06 - 20% de sobrecarga). Por outro lado, quando são considerados os veículos especiais, há apenas aumento dos custos de manutenção e construção com os acréscimos nas cargas por eixo (Figura 7.5).

Para a Estratégia 3 ("tapar buracos e recapear") verifica-se um aumento dos custos de manutenção e operação com a carga por eixo (Figura E.2), ao contrário do que se observa, na Figura E.1, para a Estratégia 0 ("não fazer nada"), em que ocorre aumento significativo de custo com a redução da carga por eixo (*Proposta Turner*). Fixando-se o volume de tráfego, não há variação nos custos de manutenção e construção em função da condição de carregamento, tanto para os veículos convencionais como para os veículos especiais (Figuras E.5 e E.6).

Observa-se uma maior variação percentual nos custos de manutenção e construção, em função de acréscimos nas cargas por eixo, para as rodovias em bom estado de conservação ($IRI = 2$) do que para as rodovias em mau estado de conservação ($IRI = 7$), sendo que para ambas os custos de manutenção e construção são crescentes com a carga por eixo (Figuras E.9 e E.10). Fixando-se a taxa de desconto, não há variação nos custos de manutenção e construção em função da condição de carregamento, tanto para os veículos convencionais como para os veículos especiais (Figuras E.13 e E.14).

Há redução significativa dos custos de operação dos veículos (e conseqüentemente do custo total) com o acréscimo das cargas por eixo, tanto para os veículos convencionais como para os veículos especiais (Figura 7.6). Esse comportamento também é verificado em todas as análises parciais efetuadas (Figuras E.3, E.4, E.7, E.8, E.11, E.12, E.15 e E.16). Ou seja, independentemente da estratégia de manutenção, volume de tráfego, estado de conservação da rodovia pavimentada e da taxa de desconto escolhida, há redução do custo total com o acréscimo da carga por eixo.

7.4.2 - TIPO DE VEÍCULO RODOVIÁRIO DE CARGA

Os Veículos Combinados Longos (VCLs) resultam mais econômicos que os veículos convencionais em quase todas as simulações de carga por eixo efetuadas, seja em termos de custos de manutenção e construção, seja em termos de custos de operação dos veículos. Apenas em algumas análises parciais não houve diferença significativa entre os custos correspondentes aos VCLs e os custos correspondentes aos veículos convencionais, mas em nenhuma situação os VCLs resultaram em custos mais elevados que os dos veículos convencionais.

7.4.3 - PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS

Os custos de manutenção e construção correspondentes à menor pressão de enchimento dos pneus (563 kPa) são significativamente inferiores aos custos correspondentes à pressão de enchimento de 844 kPa (Figura 7.7).

As análises parciais mostram que os custos de manutenção e construção não se alteram em função de variações na pressão de enchimento dos pneus quando o volume de tráfego e a taxa de desconto são mantidos constantes (Figuras E.19, E.20, E.23 e E.24). Por outro lado, a maior variação nos custos de manutenção e construção em função da pressão de enchimento dos pneus (da ordem de 10%) ocorre quando o estado de conservação da rodovia é mantido constante (Figuras E.21 e E.22).

O custo total é pouco alterado pela pressão de enchimento dos pneus, embora haja um pequeno acréscimo nos custos de operação dos veículos quando se passa de uma pressão de 563 kPa para 844 kPa (Figuras 7.7 e E.17 a E.24).

7.4.4 - TIPO DE RODAGEM

Os pneus extralargos resultam em custos de manutenção e construção muito mais elevados que os custos correspondentes às rodas duplas convencionais, tanto para os veículos convencionais como para os veículos especiais (Figura 7.8). Nas análises parciais, há maior diferença entre os custos correspondentes aos pneus extralargos e os custos correspondentes às rodas duplas quando são mantidos fixos a estratégia de manutenção (Figuras E.25 e E.26) e o estado de conservação da rodovia (Figuras E.33 e E.34).

Considerando-se os custos de operação dos veículos, tem-se que os pneus extralargos não acarretam alteração significativa no custo total (Figura 7.9). Os pneus extralargos resultam em pequena redução no custo total quando são considerados os veículos convencionais e em pequeno acréscimo quando são considerados os VCLs. Comportamento análogo é observado nas análises parciais, onde uma diferença um pouco mais acentuada entre os custos correspondentes aos pneus extralargos e aos correspondentes às rodas duplas só é observada nas Figura E.32 (Elevado Volume de Tráfego) e E.35 (IRI = 2).

7.5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

As análises dos resultados deste capítulo são baseadas nas variações dos *custos de manutenção e construção* e dos *custos de operação dos veículos* causadas pelos fatores de tráfego. Consideram-se basicamente o Quadro 7.3 e as Figuras 7.5 a 7.9,

pois os resumos parciais (Anexo E) apresentam, muitas vezes, variações apenas circunstanciais, que refletem a falta de um período de análise longo o suficiente para que o acúmulo de deterioração se transforme em alteração nos custos.

Antes, porém, é importante distinguir o que as duas categorias de custos representam e como elas devem ser consideradas, de modo a se evitar conclusões precipitadas. Os custos de construção e manutenção de rodovias e o custo de operação dos veículos dependem das estratégias de construção e de intervenção escolhidas ao longo da vida em serviço. Tomando-se, por exemplo, a ligação hipotética do ponto A ao ponto B esquematizada na Figura 7.10 e analisando-se apenas as estratégias de construção, tem-se:

Figura 7.10 - Diferentes Estratégias para a Construção da Ligação do Ponto A ao Ponto B.

onde:

- estratégia 1: corresponde a pequenos volumes de terraplenagem, maior extensão e rampas acentuadas, resultando em custos de construção pequenos e elevados custos de operação dos veículos (maior tempo de percurso, maior consumo de combustível, maior distância percorrida etc);
- estratégia 3: corresponde a grande volume de serviços de terraplenagem, menor extensão e rampas suaves, resultando em elevados custos de construção e reduzidos custos de operação dos veículos;
- estratégia 2: resulta em obras com magnitude e custos intermediários aos das estratégias 1 e 3.

Através da situação apresentada, pode-se perceber que, ao final de um determinado período de análise, uma alternativa com custos reduzidos para os organismos rodoviários pode não ser vantajosa para os usuários (e também para a economia do país). Por outro lado, projetos com custos mínimos para os usuários

podem exigir recursos que os governos não dispõem. Portanto, decisões que não consideram o contexto onde elas se inserem podem ser equivocadas, ainda que se utilizem de modelos sofisticados.

Voltando à análise dos resultados que são obtidos com o Modelo HDM-III, deve-se ter em mente que nem sempre é possível a tomada de decisões considerando-se apenas os custos totais. Na maioria das vezes, os custos de construção e manutenção, embora muito menores que os custos de operação dos veículos, correspondem a valores altíssimos quando comparados com os orçamentos dos organismos rodoviários de países em desenvolvimento. É recomendável, nesses casos, que se tomem decisões no sentido de preservar a infra-estrutura rodoviária, ainda que essas não sejam as decisões *ótimas* do ponto de vista econômico global. Caso contrário, a deterioração dos pavimentos pode ocorrer tão rapidamente e fugir ao controle dos organismos rodoviários, a ponto de todos os benefícios para os usuários, que ocorreriam caso a manutenção adequada fosse executada, deixarem de existir.

A confirmação do que foi exposto no parágrafo acima se dá quando se analisa a realidade operacional brasileira, onde é grande o volume de tráfego de veículos sobrecarregados. Conforme mostrado nos resultados obtidos com o Modelo HDM-III e é do conhecimento de todos os operadores, há vantagens econômicas imediatas para quem trafega sobrecarregado. Porém, diante da falta de recursos para intervenções extras, a deterioração dos pavimentos torna-se acentuada e os custos de operação dos veículos tendem a crescer bastante, com comprometimento também do conforto e da segurança. Para os operadores brasileiros a situação não se agrava muito porque não há o nível de competição, tanto intermodal como intramodal, que é observado nos países desenvolvidos, e eles podem repassar para os fretes os aumentos de custos por eles mesmos causados.

Medidas devem ser tomadas no sentido de incentivar alternativas que reduzam os custos de operação dos veículos sem comprometer a infra-estrutura rodoviária. Da análise dos resultados obtidos neste trabalho, percebe-se que os veículos combinados longos (VCLs) acarretam uma redução nos custos de manutenção e construção de rodovias, ao mesmo tempo em que reduzem significativamente os custos de operação dos veículos. Apesar de exigirem cuidados especiais no que diz respeito à geometria das vias e à estabilidade e controle, devem ter seu uso incentivado pelos organismos rodoviários brasileiros, a exemplo do que tem ocorrido em países com dimensões continentais como o Brasil (Austrália, Canadá e Estados Unidos).

Nesta tese, quando das análises da *Proposta Turner* e dos limites legais nos Estados Unidos, por não se dispor de informações quantitativas confiáveis, foram considerados veículos com taras aproximadamente iguais às dos veículos utilizados para análise dos cenários de sobrecarga. Deve-se destacar que a tara dos veículos que trafegam com menor carga por eixo tende a ser menor, por dispensar os reforços estruturais dos veículos. E, dessa forma, os veículos passam a ter uma maior capacidade de lotação e necessitam de um menor número de viagens para transportar uma mesma unidade de carga.

Sobre o assunto do parágrafo anterior, mais importante do que ressaltar o artifício adotado para efetuar os cálculos é discutir o fato de que os próprios fabricantes de implementos rodoviários admitem que são "obrigados" a construir os reforços estruturais necessários para que os veículos se tornem aptos a trafegar com sobrecarga. Segundo o diretor industrial da empresa fabricante de implementos rodoviários Randon S.A., Sr. Erino Tonon (GAZETA MERCANTIL - 1991), quem não adota tal procedimento, que chega a encarecer em até 15% o custo unitário dos veículos de carga, perde competitividade. Decorre, portanto, a sugestão para que a inibição do tráfego de veículos sobrecarregados comece pelo controle dos fabricantes de implementos rodoviários, sugestão essa análoga à que foi feita pelos engenheiros americanos no sentido de que o controle da pressão de enchimento começasse pelos fabricantes de pneus.

Com relação ao tipo de rodagem, os pneus extralargos, cuja utilização no Brasil tem sido defendida pela Associação Nacional dos Fabricantes de Implementos Rodoviários (ANFIR), são os responsáveis pelas maiores porcentagens de acréscimo nos custos de manutenção e construção. Os resultados obtidos não inviabilizam a liberação dos pneus extralargos, mas chamam a atenção para aspectos como o limite legal de carga por eixo com que eles poderão trafegar, a pressão de enchimento e o tipo de suspensão que utilizarão. Cabe ao CONTRAN, portanto, solicitar estudos complementares antes de sua decisão final, para que os pneus extralargos possam trafegar pelas rodovias brasileiras sem a deteriorarem ainda mais. Vale repetir que os pneus extralargos, nos Estados Unidos, são muito utilizados nos eixos direcionais de veículos que sobrecarregam o eixo dianteiro, alternativa que deveria ser considerada também no Brasil, uma vez que o limite de carga por eixo estabelecido pelo CONTRAN para os eixos direcionais (60 kN) é elevado.

A pressão de enchimento dos pneus é um fator que resulta em diferenças significativas nos custos de manutenção e construção de rodovias. Os resultados das análises efetuadas mostram um acréscimo da ordem de 6% nos custos de manutenção e construção e de 0,1% nos custos de operação dos veículos quando se passa de uma pressão de enchimento de 563 kPa para 844 kPa. Recomenda-se, portanto, que a pressão de enchimento dos pneus seja considerada quando das análises para alocação de custos rodoviários e da fixação de taxas rodoviárias e pedágios, além dos aspectos técnicos (dimensionamento de pavimentos e dosagem de misturas asfálticas).

Ao contrário do sugerido por PATERSON (1991), os resultados do HDM-III, considerando-se apenas os custos totais mínimos, não podem ser utilizados para fixar os limites legais de carga por eixo no Brasil. Os resultados obtidos neste trabalho mostram que o HDM-III fornece importantes informações qualitativas sobre as parcelas dos custos rodoviários, mas seus modelos, principalmente o utilizado para cálculo dos custos de operação dos veículos, não abrangem situações extremas de deterioração dos pavimentos, como as que ocorrem quando há sobrecargas, elevadas pressões de enchimento dos pneus e tráfego de pneus extralargos com os mesmos níveis de carga por eixo das rodas duplas convencionais.

Dois outros fatores contribuem para que os acréscimos de carga, que alteram em muito os Fatores de Equivalência de Cargas (FEC), não alterem na mesma proporção os custos de manutenção, construção e de operação dos veículos:

- quando há sobrecarga, há também uma redução do número de viagens, uma vez que o acréscimo de carga se dá em termos de lotação e não da tara do veículo. Dessa forma, os acréscimos observados nos FEC de um veículo sobrecarregado, em relação a outro, dentro dos limites legais, não são iguais aos acréscimos de deterioração causados após a passagem do número de veículos necessários para transportar uma carga unitária
- nos modelos de deterioração do HDM-III são considerados os efeitos dos agentes climáticos (variação de temperatura e do teor de umidade) e o envelhecimento dos pavimentos, o que reduz a importância relativa dos efeitos do tráfego.

Os estudos para alocação de custos rodoviários devem, portanto, ser baseados em maior grau nos impactos das solicitações do tráfego sobre os FEC do que nos seus impactos econômicos, já que são os FEC que medem os efeitos relativos dos fatores de tráfego, isolando-os dos outros efeitos (climáticos, envelhecimento etc).

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES

8.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se as principais conclusões deste trabalho. Destacam-se as potenciais utilizações de seus resultados, comentando-se, em itens separados, os aspectos mais importantes referentes aos principais fatores de tráfego analisados. E sugerem-se pesquisas que, na opinião do autor, são necessárias para dar continuidade aos estudos efetuados.

Nesta tese são desenvolvidos modelos empírico-mecanístico-estatísticos para cálculo de Fatores de Equivalência de Cargas, que consideram, pela primeira vez de forma quantitativa, os fatores *carga por eixo*, *pressão de enchimento dos pneus*, *distribuição da pressão de contato pneu-pavimento* e *tipo de rodagem*.

Os resultados obtidos de análises utilizando os modelos desenvolvidos podem ser utilizados para o aperfeiçoamento de métodos de dimensionamento de pavimentos e de dosagem de misturas asfálticas, para uma adequação da regulamentação técnica da modalidade rodoviária e para uma alocação de custos rodoviários mais justa.

Recomenda-se que as investigações teóricas desta tese sejam complementadas por pesquisas experimentais em pistas em serviço, ressaltando-se, no entanto, que as limitações inerentes ao método utilizado, que à primeira vista poderiam parecer significativas, são atenuadas pelo fato de que este trabalho procura expressar os efeitos das solicitações do tráfego em termos relativos, segundo o conceito de equivalência de cargas.

Espera-se, finalmente, que esta tese e seus resultados possam servir de referência para outros trabalhos e estímulo para investimentos futuros em pesquisas experimentais, capazes de fornecer os dados indispensáveis para a continuidade do processo de aquisição de conhecimento sobre o desempenho dos pavimentos diante das solicitações do tráfego.

8.2 - CARGA POR EIXO E SOBRECARGA

As análises realizadas no Capítulo 7 confirmam que há vantagens econômicas imediatas para o usuário que trafega sobrecarregado. Porém, a evolução da deterioração dos pavimentos torna-se muito acentuada, comprometendo, em curto período de tempo, o conforto e a segurança do tráfego e aumentando em muito os custos de operação dos veículos.

O controle das cargas por eixo é vital ao bom desempenho dos pavimentos. Balanças fixas, balanças móveis e sistemas para pesagem em movimento são equipamentos que resultam em benefícios para a sociedade muitas vezes superiores aos custos de instalação, manutenção e operação. É inadmissível, portanto, que as políticas de investimento no transporte rodoviário deixem em segundo plano o controle das sobrecargas.

Sugere-se que a inibição do tráfego de veículos sobrecarregados comece pelo controle dos fabricantes de implementos rodoviários, que admitem explicitamente que são "obrigados" a construir reforços estruturais que tornam os caminhões aptos a trafegar com sobrecarga. Essa sugestão é análoga à que foi feita por engenheiros americanos no sentido de que o controle da pressão de enchimento começasse pelos fabricantes de pneus.

Apresentam-se outras sugestões que podem ser tentadas para a minimização dos problemas associados à carga por eixo:

- estabelecimento de multas e tarifas em função das cargas por eixo, mediante cálculo dos Fatores de Equivalência de Cargas, e das distâncias percorridas;
- instalação de balanças e de sistemas de pesagem em movimento que garantam uma adequada coleta de dados, propiciando o dimensionamento dos pavimentos com base em informações confiáveis sobre o volume e cargas do tráfego;
- estudos econômicos globais, desenvolvidos com a colaboração de órgãos regulamentadores, universidades, institutos de pesquisa, organismos rodoviários federal e estaduais, empreiteiras, indústrias de transportes e representantes dos usuários e da sociedade, com o objetivo de estabelecer limites legais de dimensões e pesos que não comprometam a infra-estrutura rodoviária (pavimentos e pontes), o meio ambiente e a segurança, nem prejudiquem a produtividade da modalidade rodoviária;

- programas para informação dos operadores de veículos rodoviários de carga sobre os danos causados aos pavimentos, os quais, a médio e longo prazo, também passam a deteriorar os veículos.

8.3 - RODAGEM SIMPLES: PNEUS EXTRALARGOS

Quando carregando uma mesma carga por eixo, os pneus extralargos resultam em Fatores de Equivalência de Cargas de duas a quatro vezes maiores que os correspondentes às rodas duplas convencionais, ou seja, podem reduzir a vida em serviço dos pavimentos a menos da metade. E, mesmo quando acompanhados por suspensão pneumática, os pneus extralargos ainda são muito mais danosos que as rodas duplas.

Diante dos resultados obtidos nos Capítulos 6 e 7 deste trabalho, que estão coerentes com resultados de pesquisas realizadas no exterior, o CONTRAN (Conselho Nacional de Trânsito), que está analisando pedido de regulamentação dos pneus extralargos em substituição às rodas duplas, defendido pela Associação Nacional dos Fabricantes de Implementos Rodoviários (ANFIR), deveria requisitar outros estudos experimentais e teóricos antes de tomar a decisão final sobre o limite legal de carga por eixo com que os veículos equipados com pneus extralargos poderão trafegar nas rodovias brasileiras.

Com todas as evidências desfavoráveis, a utilização dos pneus extralargos no Brasil, se liberada, deveria se dar, a exemplo do que ocorre nos Estados Unidos, apenas para uso nos eixos dianteiros de veículos curtos (como por exemplo, caminhão betoneira e caminhão de lixo), que apresentam problemas de distribuição de carga e sobrecarregam os eixos direcionais.

Os eixos dianteiros equipados com pneus convencionais podem ser responsáveis por grande parte da deterioração dos pavimentos. A elevação do limite de carga nos eixos direcionais de 50 kN para 60 kN, aprovada pelo CONTRAN no passado recente, deve ser revista. Sugere-se que se retome o limite anterior de 50 kN, liberando-se valores superiores de carga nos eixos dianteiros (entre 50 kN e 70 kN, por exemplo) apenas quando da utilização de pneus extralargos.

Os métodos de dimensionamento de pavimentos utilizados no Brasil deveriam considerar Fatores de Equivalência de Cargas específicos para os eixos simples com rodas simples e não mais utilizar as figuras e tabelas desenvolvidas para os eixos simples com rodas duplas, pois dessa forma subestimam os efeitos danosos aos pavimentos causados pelos eixos simples equipados com rodas simples.

8.4 - PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS

Quando a pressão de enchimento dos pneus passa de 563 kPa (80 psi), que era a pressão de enchimento dos pneus quando do *AASHTO Road Test*, para 844 kPa (120 psi), que é a pressão média atualmente utilizada nos veículos de carga que trafegam pelas rodovias brasileiras, pode haver uma variação de até duas vezes nos Fatores de Equivalência de Cargas (FEC), ou seja, tal variação da pressão de enchimento é capaz de reduzir a vida em serviço de um pavimento à metade, quando considerada a fadiga do revestimento. Para outras formas de deterioração, a magnitude dos efeitos da pressão de enchimento dos pneus é menor, embora níveis mais elevados de pressão correspondam sempre a maiores Fatores de Equivalência de Cargas.

Considerando-se as análises elástico-não-lineares realizadas utilizando-se o programa ILLI-PAVE, mesmo quando os acréscimos de carga por eixo resultam em melhorias nas propriedades dos materiais em razão da mudança no estado de tensão, os efeitos da pressão de enchimento dos pneus atuam sempre no sentido de reduzir a vida em serviço dos pavimentos.

A pressão de enchimento dos pneus também é um fator que resulta em diferenças significativas nos custos de manutenção e construção de rodovias. Os resultados das análises efetuadas no Capítulo 7 mostram um acréscimo da ordem de 6% nos custos de manutenção e construção e de 0,1% nos custos de operação dos veículos, quando se passa de uma pressão de enchimento de 563 kPa (80 psi) para 844 kPa (120 psi), justificando a consideração da pressão de enchimento dos pneus quando das análises para taxaço e alocação de custos rodoviários.

Portanto, a pressão de enchimento dos pneus constitui um fator importante, que deve ser considerado quando do dimensionamento de pavimentos, da dosagem de misturas asfálticas, da regulamentação técnica da modalidade rodoviária e dos critérios de alocação de custos rodoviários. Em termos de regulamentação técnica, deveria haver a limitação da pressão de enchimento dos pneus, sendo fixados, por exemplo, os limites de pressão para o *pneu frio* (valor que poderia ser impresso nas laterais dos pneus), mais uma tolerância de 105 kPa (15 psi) para o acréscimo de pressão quando em operação. Os postos de fiscalização poderiam ficar responsáveis pelo controle da pressão dos pneus.

A *distribuição não-uniforme* da pressão de contato pneu-pavimento resulta em FEC mais elevados, ou seja, reduz a vida em serviço dos pavimentos, mas a magnitude da redução é muito dependente do mecanismo de deterioração, podendo, para as trincas por fadiga do revestimento, reduzir a vida em serviço dos pavimentos em até 35%. Os pneus radiais e os pneus diagonais, embora apresentem diferentes distribuições de pressão de contato (a dos pneus radiais é "menos não-uniforme", mas apresenta o agravante de que os valores máximos localizam-se na região central da superfície de contato), têm praticamente os mesmos efeitos sobre o desempenho dos pavimentos, com alguma vantagem dos pneus radiais, em termos de resultar em uma menor deterioração dos pavimentos, para níveis mais elevados de pressão de enchimento.

8.5 - VEÍCULOS COMBINADOS LONGOS

Da análise dos resultados obtidos no Capítulo 7, percebe-se que os veículos combinados longos (VCLs) acarretam uma redução nos custos de manutenção e construção de rodovias, ao mesmo tempo em que também reduzem significativamente os custos de operação dos veículos.

Apesar de exigirem cuidados especiais no que diz respeito à geometria das vias e à estabilidade e controle, os VCLs devem ter seu uso incentivado pelos organismos rodoviários brasileiros, a exemplo do que tem ocorrido em países com dimensões continentais como o Brasil (Austrália, Canadá e Estados Unidos), pois reduzem os custos de operação sem comprometer a infra-estrutura rodoviária.

8.6 - COMENTÁRIOS FINAIS E SUGESTÕES

Os Fatores de Equivalência de Cargas utilizados no meio rodoviário brasileiro são empíricos e foram desenvolvidos sob condições específicas (da realidade norte-americana, particularmente) de clima, solos do subleito e, principalmente, solicitações do tráfego. Não permitem, portanto, a extrapolação de resultados para situações distintas das que foram admitidas quando de sua elaboração. Para a análise dos efeitos relativos de diferentes condições de carregamento, como a efetuada neste trabalho, o mais indicado é a utilização de Fatores de Equivalência de Cargas empírico-mecanísticos, resultantes da análise estrutural dos pavimentos e da consideração de modelos para previsão de desempenho.

Neste trabalho, todas as simulações com o HDM-III tiveram por objetivo a análise comparativa dos impactos econômicos dos fatores de tráfego. Para o conhecimento quantitativo das parcelas dos custos rodoviários, no entanto, devem ser realizados estudos específicos para atualização dos coeficientes utilizados na composição desses custos (horas dirigidas, tempo ocioso, fatores de eficiência etc), obtidos quando da *PICR* há quase vinte anos.

Os modelos para cálculo dos custos de operação dos veículos utilizados pelo HDM-III apresentam outras limitações. Eles não são capazes, por exemplo, de quantificar as reduções no consumo de combustível e os efeitos sobre o desgaste dos pneus proporcionados pela utilização de pneus extralargos e de maiores pressões de enchimento dos pneus, indispensáveis para a alocação de custos rodoviários. Sugere-se, portanto, que estudos complementares, tendo como ponto de partida as equações obtidas dos estudos realizados no Brasil quando da *PICR*, sejam desenvolvidos visando a determinação dos efeitos desses fatores de tráfego sobre os custos de operação dos veículos rodoviários de carga atualmente em uso.

A principal sugestão para trabalhos futuros, já comentada anteriormente, é a calibração dos modelos empírico-mecanístico-estatísticos desenvolvidos nesta tese por experimentos de campo ou de laboratório. Uma possibilidade de estudo experimental dos fatores de tráfego é mediante utilização de equipamento para aplicação acelerada de carga, sendo que um trabalho conjunto da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER-RS) já tem desenvolvido o equipamento denominado "Máquina de Teste Acelerado de Pavimentos".

Outros estudos experimentais específicos poderão analisar em detalhes fatores de tráfego cuja investigação teórica apresenta limitações: tipo de suspensão, velocidade, espaçamento entre eixos de um mesmo grupo, distribuição desigual de carga entre eixos de um tandem, variação lateral da trajetória dos veículos etc. E, em função dos estudos desenvolvidos ao longo da elaboração deste trabalho, sugerem-se, também, pesquisas adicionais sobre os modelos de desempenho associados ao comprometimento estrutural dos pavimentos brasileiros, em especial daqueles utilizados para previsão da evolução das trincas por fadiga de camada tratada com cimento.

Com base nos resultados apresentados no Capítulo 6, ficam realçadas as vantagens e limitações dos programas computacionais utilizados para a análise mecanística dos pavimentos. Enquanto o ILLI-PAVE é capaz de considerar as variações que ocorrem nas propriedades dos materiais granulares e dos solos coesivos em função do estado de tensão, o ELSYM5 permite que sejam considerados os fatores *tipo de rodagem e distribuição da pressão de contato pneu-pavimento*, que se mostraram significativos na análise estatística efetuada. No entanto, os resultados obtidos nesta tese não permitem que se façam recomendações gerais sobre a utilização de apenas um dos dois programas considerados, devendo tal decisão ser tomada com base nas características particulares do problema a ser analisado e em pesquisas futuras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A.R.E. - AUSTIN RESEARCH ENGINEERS, INC. - *Asphalt Concrete Overlays of Flexible Pavements* - Vol. 1 - Development of New Design Criteria - Report FHWA-RD-75-75 - Federal Highway Administration - Washington, D.C. - 1975
- AASHTO - American Association of State Highways Officials - *Interim Guide for Design of Flexible Pavement Structures* - 1972
- AASHTO - American Association of State Highways and Transportation Officials - *Guide for Design of Pavement Structures* - 1986
- AASHTO QUATERLY - *Oregon Develops New System of Road User Taxation* - January - pp. 3-25 - 1991
- AKRAM, T.; SCULLION, T.; SMITH, R.E. e FERNANDO, E.G. - *Estimating Damage Effects of Dual Versus Wide Base Tires with Multidepth Deflectometers* - TRR 1355 - pp. 59-66 - Washington-DC - 1992
- ARANOVICH, L.A.S. - *Curso de Mecânica dos Pavimentos* - Curitiba - 1988
- ARANOVICH, L.A.S. - *Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo no Estado do Paraná* - Dissertação de Mestrado - COPPE - 1985
- ARCHONDO-CALLAO, R. - *The HDM-III Model - Highway Design and Maintenance Standards Model* - World Bank - Transportation Department - Washington, D.C. - 1992
- BALBO, J.T. - *Estudo das Propriedades Mecânicas das Misturas de Brita e Cimento e sua Aplicação aos Pavimentos Semi-Rígidos* - Tese de Doutorado - Escola Politécnica da USP - São Paulo - 1993
- BALBO, J.T. e CINTRA, J.P. - *Algumas Considerações sobre o Estado Tensional de Sub-Bases Cimentadas em Pavimentos Rígidos* - 25ª Reunião Anual de Pavimentação - ABPv - São Paulo-SP - pp. 1349-1355- 1991
- BARKSDALE, R.D. e MILLER, J.H. - *Development of Equipment and Techniques for Evaluating Fatigue and Rutting Characteristics of Asphalt Concrete Mixtures* - Report SCEGIT-77-147 - Georgia Inst. of Tech. - Atlanta-GA - 1977
- BARROS, J.T. - *Analysis of Pavement Damage Attributable to Overweight Trucks in New Jersey* - NJ-84-014-7720 - Trenton - New Jersey - 1984

- BONNAURE, F.; GEST, G.; GRAVOIS, A. e UGE, P. - *A New Method of Predicting the Stiffness of Asphalt Paving Mixtures* - Proc. Association of Asphalt Paving Technologists - AAPT - vol. 46 - 1977
- BONNOT, J. - *Asphalt Aggregate Mixtures* - TRB 1096 - Transportation Research Board - Washington-DC - pp. 42-50 - 1986
- BONSE, R.P.H. e KUHN, S.H. - *Dynamic Forces Exerted by Moving Vehicles on a Road Surface* - HRB Bull. 233 - 1959
- BOX, G.E.E.; HUNTER, W.G. e HUNTER, J.S. - *Statistics for Experimenters: An Introduction to Design, Data Analysis, and Model Building* - John Wiley & Sons - 1978
- BROWN, E.R; PELL, P.S. e STOCK, A.F. - *The Application of Simplified, Fundamental Design Procedures for Flexible Pavements* - Proceedings - Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - Vol. 1 - pp. 327-341 - University of Michigan - Ann Arbor - Michigan - 1977
- BROWN, E.R. - *Asphalt Concrete to Support High Tire Pressures* - Proc. Symposium/Workshop on High Pressure Truck Tires - The University of Texas at Austin - 1987
- BROWN, E.R. - *Mix Design and Construction of Asphalt Concrete to Support High Tire Pressures* - Proc. 25th Paving and Transportation Conference - Civil Engineering Department - University of New Mexico - Albuquerque - 1988
- BROWN, E.R.. e PAPPIN, J.W. - *Analysis of Pavements with Granular Bases* - Transportation Research Record - n. 810 - pp. 17-23 - 1981
- BROWN, J.L. - *Tire Pressure Issues: State Highway Agencies View Point* - Proc. Symposium/Workshop on High Pressure Truck Tires - The University of Texas at Austin - 1987
- BURMISTER, D.M. - *The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways* - Proc. Highway Research Board - Vol. 23 - pp. 126-148 - Washington, D.C. - 1943
- BUTLER, L. - *Truck Tire Pressure and Pavement Damage* - Proc. Symposium/Workshop on High Pressure Truck Tires - The University of Texas at Austin - 1987
- CAREY, JR., W.N. e IRICK, P.E. - *The Pavement Serviceability - Performance Concept* - HRB Bulletin 250 - 1960
- CERATTI, J.A. e MEDINA, J. - *Estudo de Solos Estabilizados com Cimento sob a Ação de Cargas Repetidas* - Anais 18ª Reunião Anual de Pavimentação - ABPv - Porto Alegre - 1983

- CERATTI, J.A.P. - *Equipamento para Teste Acelerado de Pavimentos* - COPPEGEO'93 - Simpósio Geotécnico Comemorativo dos 30 Anos da COPPE - 3 a 5 de Novembro - UFRJ - RJ - 1993
- CHRISTISON, J.T.; ANDERSON, K.O. e SHIELDS, B.P. - *In Situ Measurements of Strains and Deflections in a Full-Depth Asphaltic Concrete Pavement* - Proc. Assoc. Asphalt Paving Technology - Vol. 47 - pp. 398-430 - 1978
- CHRISTISON, J.T. - *Vehicle Weights and Dimensions Study: Pavements Responses to Heavy Vehicle Test Program* - CANROAD Transportation Research Corporation - Road and Transportation Association of Canada - Ottawa - Ontario - Canada - 1986
- CLAESSEN, A.M.; EDWARDS, J.M.; SOMMER, P. e UGE, P. - *Asphalt Pavement Design: The Shell Method* - Proceedings - Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - Vol. 1 - pp. 327-341 - University of Michigan - Ann Arbor - Michigan - 1977
- COCHRAN, W.G. e COX, G.M. - *Experimental Designs* - John Wiley & Sons - 1962
- COLE, D.J. e CEBON, D. - *Performance and Application of a Capacitive Strip Tyre Force Sensor* - Proc. 6th Int. Conf. on Road Traffic Monitoring - Londres - 1992
- D'AMATO, P.A. e WITCZAK, M.W. - *Analysis of In-Situ Granular-Layer Modulus from Dynamic Road-Rater Deflection* - TRR 755 - Transportation Research Board - Washington, D.C. - 1980
- DAC CHI, N. - *Les Graves Traitées au Ciment - Leur Principales Caractéristiques - Leur Comportement à la Fatigue* - Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées 94 - Paris - 1978
- DE JONG, D.L.; PEUTZ, M.G.F. e KORSWAGEN, A.R. - *Computer Program BISAR: Layered Systems under Normal and Tangential Surface Loads* - External Report AMSR - 0006-73 - Shell Laboratorium - Amsterdam - 1973
- DEACON, J.A. - *Fatigue of Asphalt Concrete* - University of California - Berkeley - California - PhD. Thesis - 1965
- DEACON, J.A. - *Load Equivalency in Flexible Pavements* - Proc. Association of Asphalt Paving Technologists - Vol. 38 - 1969
- DEHLEN, G.L. e MONISMITH, C.L. - *Effect of Nonlinear Material Response on the Behaviour of Pavements under Traffic* - HRB n. 310 - Washington, D.C. - 1970
- DER-MG - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais - *Relatório Parcial do Contrato BID 785/SF-BR* - Belo Horizonte-MG - 1991
- DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - *Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis* - DNER-PRO 10-79 - 1979

- DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - *Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos* - DNER-PRO 159-85 - 1985
- DORMAN, G.M. - *Extension to Practice of a Fundamental Procedure for the Design of Asphalt Pavements* - Proc. International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements - University of Michigan - Ann Arbor - 1962
- DORMAN, G.M. e EDWARDS, J.M. - *Developments in the Application in Practice of a Fundamental Procedure for the Design of Flexible Pavements* - Second International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - Ann Arbor - Michigan - 1967
- DUNCAN, J.M.; MONISMITH, C.L. e WILSON, E.L. - *Finite Element Analysis of Pavements* - Highway Research Board - HRR 228 - 1968
- DUNCAN, J.M. e CHANG, C.Y. - *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils* - *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* - ASCE - pp. 1629-1653 - Setembro - 1970
- EISENMAN, J. - *Bewertung der Strassenbeanspruchung*, in *Strasse and Autobahn* - Bonn - Alemanha - pp. 107-110 - 1979
- ELLIOTT, R.P.; SELVAN, R.P. e MUN. L.K. - *Effect of Truck Tire Contact Pressure* - Report UAF-AHTRC-91-001 - University of Arkansas - Fayetteville - Arkansas - Feb- 1991
- EMBRAER - *Pneu Geminado vs. Pneu Single: Ensaio Comparativo de Deterioração no Pavimento* - Relatório Técnico RT 2552-94001 - Embraer Divisão Equipamentos - São José dos Campos - Março - 1994
- ERVIN, R.D. - *Influence of Truck Size and Weight Variables on the Stability and Control Properties of Heavy Trucks* - Vol. II - University of Michigan Transportation Research Institute - UMTRI-83-10/2 - FHWA-RD-83-030 - 1983
- FABBRI, G.T.P.; FERNANDES, JR, J.L.; WIDMER, J.A. e SÓRIA, M.H.A. - *Análise de Composições Rodoviárias de Carga Quanto a Fatores de Destruição dos Pavimentos* - 24ª Reunião Anual de Pavimentação - ABPv - Belém-PA - Agosto - pp. 147-169 - 1990
- FERNANDES JR., J.L.; SÓRIA, M.H.A. e WIDMER, J.A. - *Estudo Comparativo do Tipo de Rodagem e do Tipo de Suspensão sobre o Desempenho dos Pavimentos* - 28ª Reunião Anual de Pavimentação - Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv - Belo Horizonte-MG - 1994

- FERNANDO, E.G.; LYTTON, R.L.; McFARLAND, W.L.; MEMMOTT, J.L.; HELIN, F. e JAMY, A.N. - *The Florida Comprehensive Pavement Analysis System (COMPAS)* - Florida DOT SP 99000-1712 - TTI - Texas A&M University - College Station, TX - 1991
- FHWA - Federal Highway Administration - *Asphalt Concrete Overlays of Flexible Pavements* - Vol. 1: Development of New Design Criteria - McLean, Virginia - 1975
- FHWA - *Final Report of the Federal Cost Allocation Study* - US Department of Transportation - Washington, D.C. - 1982
- FINN, F.N; NAIR, K e MONISMITH, C.L. - *Applications of Theory in the Design of Asphalt Pavements* - Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - Ann Arbor - Michigan - pp. 392-409 - 1972
- FINN, F.N; NAIR, K e HILLIARD, J.M. - *Minimizing Premature Cracking in Asphalt Concrete Pavements* - Final Report - NCHRP Project 9-4 - 1973
- FINN, F.N.; SARAF, C.; KULKARNI, R.; NAIR, K.; SMITH, W. e ABDULLAH, A. - *The Use of Distress Prediction Subsystems for the Design of Pavement Structures* - Proc. Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - University of Michigan - Ann Arbor - Michigan - pp. 3-38 - 1977
- GAZETA MERCANTIL - *Entrevista do Sr. Erino Tonon, Diretor Industrial da Randon S.A., ao Repórter Guilherme Arruda* - Caxias do Sul-RS - 1991
- GEIPOT - Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes - *Avaliação da Regulamentação Econômica do Transporte Rodoviário de Carga* - Brasília-DF - 1980
- GEIPOT - Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes - *Pesquisa do Interrelacionamento entre Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias* - Relatório 1 - Conceitos e Metodologias - Brasília-DF - 1976
- GERRITSEN, A.H. e KOOLE, R.C. - *Seven Years' Experience with the Structural Aspects of the Shell Pavement Design Manual* - Proc. Sixth Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements - The University of Michigan - Ann Arbor - pp. 94-106 - 1987
- GILLESPIE, T.D.; KARAMIHAS, S.M.; CEBON, D.; SAYERS, M.W.; NASIM, M.A.; HANSEN, W. e EHSAN, N. - *Effects of Heavy Vehicle Characteristics on Pavement Response and Performance* - Final Report 1-25 - National Cooperative Highway Research Program - TRB - The University of Michigan Transportation Research Institute - 1992

- GILLESPIE, T.D. e KARAMIHAS, S.M. - *Characterizing the Road Damaging Dynamics of Truck Tandem Suspensions* - Annual Meeting of the Transportation Research Board - Preprint - Washington, D.C. - 1993
- GRAU, R.W. e DELLA-MORETTA, L.B. - *Effects of Variable Tire Pressure on Road Surfacing* - TRR 1291 - Fifth International Conference on Low-Volume Roads - Washington, D.C. - pp. 313-328 - 1991
- HAAS, R., HUDSON, W.R. e ZANIEWSKI, J. - *Modern Pavement Management* - Krieger Publishing Co. - Malamar, Florida - 1994
- HAAS, R.C.G. e PAPAGIANNAKIS, A.T. - *Understanding Pavement Rutting* - Special Workshop on Rutting in Asphalt Pavements - Roads and Transport Association of Canada - Toronto - 1986
- HAJEK, J.J. e AGARWAL, A.C. - *Influence of Axle Group Spacing on Pavement Damage* - TRR 1286 - pp. 138-149 - Washington, D.C. - 1990
- HANSEN, R.W.; BERTRAND, C.; MARSHEK, K.M. e HUDSON, W.R. - *Truck Tire Pavement Contact Pressure Distribution Characteristics for Super Single 18-22.5 and Smooth 11R24.5 Tires* - Research Report 1190-1 - Project 3-8-88/9-1190 - Center for Transportation Research - The University of Texas at Austin - 1989
- HARICHANDRAN, R.S.; BALADI, G.Y. e YEH, M-S - *Development of a Computer Program for Design of Pavement Systems Consisting of Bound and Unbound Materials* - MICH-PAVE User's Manual - Report FHWA-MI-RD-89-03 - Michigan State University - Lansing - 1989
- HEUKELOM, W. e KLOMP, A.J.G. - *Road Design and Dynamic Loading* - Proc. AAPT - Vol. 33 - 1964
- HICKS, R.G. e MCHATTIE, P.E. - *Use of Layered Theory in the Design and Evaluation of Pavement Systems* - State of Alaska Department of Transportation and Public Facilities - Report n. FHWA-AK-RD-83-8 - Julho - 1982
- HICKS, R.G. e MONISMITH, C.L. - *Prediction of the Resilient Response of Pavements Containing Granular Layers Using Nonlinear Elastic Theory* - Proc. 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - London - England - 1972
- HRB - Highway Research Board - *The AASHO Road Test: Report 5 Pavement Research* - HRB Special Report 61E - Washington, D.C. - 1962
- HU, G. - *Truck-Tire Interactions and Factors Affecting Dynamic Wheel Loads: PACCAR Study* - Proc. Symposium/Workshop on High Pressure Truck Tires - The University of Texas - Austin, TX - 1987

- HUDSON, W.R. - *Serviceability Performance and Design Consideration* - HRB - Workshop on Structural Design of Asphalt Pavement Systems - SR 126 - The University of Texas - Austin - pp. 140-149 - 1971
- HUDSON, W.R. e FERNANDES, JR., J.L. - *Curso Intensivo sobre Gerência de Pavimentos - Ênfase ao Modelo HDM-III* - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais e Instituto Panamericano de Rodovias - Belo Horizonte - Março de 1994
- HUDSON, W.R. e HAAS, R. - *Mid-Term Results: Long-Term Pavement Performance Studies* - Third International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields - Trondheim - Noruega - 1990
- HUFFERD, W.L. e LAI, J. S. - *Analysis of N-Layered Viscoelastic Pavement Systems* - Report FHWA-RD-78-22 - 1978
- HUHTALA M.; PIHLAJAMAKI, J. e PIENIMAKI, M. - *Effects of Tires and Tire Pressures on Road Pavements* - TRR 1227 - pp. 107-114 - 1989
- HUHTALA, M. - *Field Tests to Compare Tires* - FHWA Load Equivalence Workshop - McLean, VA - Proceedings - 1988
- HUHTALA, M. e PILAJAMAKI, J. - *Truck Tires and Pavements* - Third International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields - Trondheim - Noruega - 1990
- HVEEM, F.N. - *Pavement Deflections and Fatigue Failures* - Bul. 114 - HRB - National Research Council - Washington, D.C. - pp. 43-87 - 1955
- HVEEM, F.N. e SHERMAN, G.B. - *California Method for the Structural Design of Flexible Pavements* - International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - Ann Arbor - Michigan - 1962
- INSTITUTO DO ASFALTO - *Thickness Design: Asphalt Pavement for Highways and Streets* - Manual Series 1 (MS-1) - 1981
- IOANNIDES, A.M. - *Theoretical Implications of the AASHTO 1986 Nondestructive Testing Method 2 for Pavement Evaluation* - TRR 1307 - pp. 211-220 - Washington, D.C. - 1991
- IRICK, P.E.; SEEDS, S.B. e DIAZ, M.A. - *Characteristics of Load Equivalence Relationships Associated with Pavement Distress and Performance* - Trucking Research Institute - ATA Foundation, Inc. - Phase II - Final Report - Novembro - 1991
- IRICK, P.E. e A.R.E., Inc. Engineering Consultants - *Characteristics of Load Equivalence Relationships Associated with Pavement Distress and Performance* - Final Report - Trucking Research Institute - American Trucking Association - 1989

- JOHN, P.W.M. - *Statistical Design and Analysis of Experiments* - The MacMillan Company - 1971
- JONES, A. - *Tables of Stresses in Three-Layer Elastic Systems* - Highway Research Board - Bull. 342 - 1962
- KENNEDY, T.W. e ANAGNOS, J.N. - *Procedures for the Static and Repeated Load Indirect Tensile Test* - RR 183-14 - CTR - The University of Texas - Austin - 1983
- KENT, P.M. e ROBEY, M.T. - *1975-1979 National Truck Characteristics Report* - FHWA - June - 1981
- KIM, O-K e BELL, C.A - *Measurements and Analysis of Truck Tire Pressures in Oregon* - TRR 1207 - Washington, D.C. - pp 100-110 - 1988
- KO, H.Y. e MASON, R.M. - *Nonlinear Characterization and Analysis of Sand* - Numerical Methods in Geomechanics - Vol. 1 - pp- 194-305 - 1976
- KOHN, S.D. e BENTSEN, R.A. - *Performance of Flexible Airfield Pavements Subjected to High Traffic Volumes* - Proc. VI Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements - The University of Michigan - Ann Arbor - pp. 638-654 - 1987
- KOPPERMAN, S.; TILLER, G. e TSENG, M.T. - *ELSYM5 Interactive Microcomputer Version: User's Manual IBM-PC and Compatible Version* - FHWA - Final Report DTFH61-85-C-00051 - 1985
- LAY, M.G. - *Australian Roads* - Volume Editado pelo Australian Road Research Board - pp. 310-345 - Vermont South, -Victoria - Australia - 1981
- LEE, C.E.; IZADMEHR, B. e MACHEMEHL, R.B. - *Demonstration of Weigh-in-Motion Systems for Data Collection and Enforcement* - RR 557-1F - Center for Transportation Research - The University of Texas - 1985
- LEE, C.E.; SHANKAR, P.R. e IZADMEHR, B. - *Lateral Placement of Trucks in Highways Lanes* - RR 310-1F - Center for Transportation Research - The University of Texas at Austin - 1983
- LIMA, I.M.O. - *O Estado e o Transporte Rodoviário de Carga* - Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Paraíba - Campina Grande-PB - 1988
- MARSHEK, K.M.; HUDSON, W.R.; CHEN, H.H.; SARAF, C.L. e CONNELL, R.B. - *Effect of Truck Tire Inflation Pressure and Axle Load on Pavement Performance* - RR 386-2F - Center for Transportation Research - The University of Texas at Austin - 1985
- MARTIN, J.R. e WALLACE, H.A. - *Design and Construction of Asphalt Pavements* - McGraw-Hill - New York - 1958

- MATTHEWS, J.M.; MONISMITH, C.L. e CRAUS, J. - *Investigation of Laboratory Fatigue Testing Procedures for Asphalt Aggregate Mixtures* - Journal of Transportation Engineering - ASCE - Vol. 119, n. 4 - Jul/Aug - pp. 634-654 - 1993
- McADAM, J.L. - *Remarks on the Present System of Roadmaking* - Longman, Hurst, Rees, Orme, and Brown - Londres - 1822
- McLEAN, R.A. e ANDERSON, V.L. - *Applied Factorial and Fractional Designs* - Marcel Dekker, Inc. - 1984
- McLEOD, N.W. - *Asphalt Cements: Pen-Vis Number and Its Application to Moduli of Stiffness* - ASTM Journal of Testing and Evaluation - Vol. 4 - n. 4 - 1976
- MEDINA, J. - *Discussion* - Sixth Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements - Proc. Vol. II - pp. 407 - The University of Michigan - Ann Arbor - Michigan - 1987
- MEDINA, J. e MOTTA, L.M.G. - *Design of Asphalt Pavements Using Lateritic Soils in Brazil* - Proc. VI Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements - The University of Michigan - Ann Arbor - pp. 898-903 - 1987
- MIDDLETON, D.; ROBERTS, F.L. e CHIRA-CHAVALA, T. - *Measurement and Analysis of Truck Tire Pressures on Texas Highways* - TRR 1070 - Washington, D.C. - 1986
- MINER, M.A. - *Cumulative Damage in Fatigue* - Journal of Applied Mechanics - American Society of Mechanical Engineers - September - 1945
- MITCHELL, C.G.B. - *The Effect of the Design of Goods Vehicle Suspensions on Loads on Roads and Bridges* - Transport and Road Research Laboratory - RR 115 - 1987
- MITCHELL, C.G.B. e GYENES, L. - *Dynamic Pavements Loads Measured for a Variety of Truck Suspensions* - Int. Conf. on Heavy Vehicle Weights and Dimensions - Kelowna, British Columbia - 1989
- MITCHELL, J.K. e MONISMITH, C.L. - *A Thickness Design Procedure for Pavements with Cement Stabilized Bases and Thin Asphalt Surfacing* - Proc. IV International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements - The University of Michigan - Ann Arbor - Vol. I - pp. 409-416 - 1977
- MOAVENZADEH, F. - *Damage and Distress in Highway Pavements* - HRB - Workshop on Structural Design of Asphalt Pavement Systems - SR 126 - The University of Texas - Austin - pp. 114-133 - 1971
- MONISMITH, C.L.; PERLOFF, W.H. e VESIC, A.S. - *Review of Existing Theories and Methods of Pavement Design* - Highway Circular no. 112 - HRB - Washington, D.C. - 1970

- MONISMITH, C.L. - *Analytically Based Asphalt Pavement Design and Rehabilitation: Theory to Practice, 1962 - 1992 - Distinguished Lecture - TRB TRR 1354 - pp. 5-26 - 1992*
- MONISMITH, C.L. - *Twenty-Five Years of International Conferences - Main Address - Sixth Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements - Proc. Vol. II - pp. 1-18 - The University of Michigan - Ann Arbor - Michigan - USA - 1987*
- MONISMITH, C.L. e SALAM, Y.M. - *Fracture Characteristics of Asphalt Concrete - AAPT - pp. 215-255 - 1971*
- MONISMITH, C.L. e WITCZAC, M.W. - *Moderator's Report Session I - Proc. Fifth Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavement - Vol. II - pp. 2-37 - The University of Michigan - Ann Arbor - Michigan - USA - 1982*
- MONTGOMERY, D.C. - *Design and Analysis of Experiments - John Wiley & Sons - 1991*
- MOTTA, L. e MEDINA, J. - *Um Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis Desenvolvido no Brasil - 25ª Reunião Anual de Pavimentação - ABPv - São Paulo-SP - pp. 1177-1206 - 1991*
- NIJBOER, L.W. e VAN der POEL, C. - *A Study of Vibration Phenomena in Asphalt Road Constructions - Proc. AAPT - American Association of Pavement Technologists - Vol. 22 - pp. 197-231 - 1953*
- OECD - ORGANIZATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT - *Impacts of Heavy Freight Vehicles - Dec - 1982*
- PAPAGIANNAKIS, T.; HAAS, R.C.G.; WOODROOFFE, J.H.F. e LE BLANC, P.A. - *Effects of Dynamic Loads on Flexible Pavements - TRR 1207 - Washington, D.C. - 1988*
- PATERSON, W.D.O. - *Engineering and Economic Efficiency for Highways: An Introduction to the Highway Design and Maintenance Standards Model-HDM - World Bank - Infrastructure Operations - Washington, D.C. - 1991*
- PATERSON, W.D.O. - *Road Deterioration and Maintenance Effects: Models for Planning and Management - John Hopkins University Press for World Bank - 1987*
- PEATIE, K.R. - *Stress and Strain Factors for Three-Layer Elastic Systems - Highway Research Board - Bull. 342 - 1962*
- PELL, P.S. - *Moderator Session IV - Review of Design Papers - IV Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements - The University of Michigan - Ann Arbor - pp. 127- 136 - 1977*

- PELL, P.S. - *Pavement Materials - Keynote Address - Sixth Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements - Proc. Vol. II - pp. 35-70 - The University of Michigan - Ann Arbor - Michigan - USA - 1987*
- PELL, P.S. e COOPER, K.E. - *The Effect of Testing and Mix Variables on the Fatigue Performance of Bituminous Materials - AAPT 44 - pp. 1-37 - 1975*
- PEREIRA, A.M. e PEREIRA, D.R.M. - *Um Estudo sobre Alguns Fatores de Equivalência de Cargas de Eixo Empíricos e Mecanísticos - Estudo Técnico para a Humberto Santana Engenheiros Consultores - 1989*
- PEREIRA, A.M. - *Análise das Condições de Deformabilidade de Reforços com Base na Experiência Californiana - ETEL Ltda. - Curitiba - 1973*
- PEREIRA, A.M. - *Estimativa da Expectativa de Vida de Pavimento Executado na Pista Nova do Trecho Spréa-Ponta Grossa da Br-376/PR - Estudo Técnico para a Serviços de Engenharia Rodoférrea S.A. - Curitiba - 1987*
- PEREIRA, D.R.A.M. - *Contribuição ao Estudo dos Fatores de Equivalência de Cargas - Dissertação de Mestrado - Escola Politécnica da USP - 1992*
- PEZO, R.F.; MARSHEK, K.M. e HUDSON, W.R. - *Truck Tire Pavement Contact Pressure Distribution Characteristics for the Bias Goodyear 18-22.5, the Radial Michelin 275/80R/24.5, the Radial Michelin 255/70R/22.5, and the Radial Goodyear 11R24.5 Tires - RR 1190-2F - Center for Transportation Research - The University of Texas at Austin - 1989*
- PEZO, R.F.; CLAROS, G.; HUDSON, W.R. e STOKOE, K.H. - *Development of a Reliable Resilient Modulus Test for Subgrade and Non-Granular Subbase Materials for Use in Routine Pavement Design - RR 1177-4F - Center for Transportation Research - The University of Texas at Austin - 1992*
- PORTER, O.J. - *Foundations for Flexible Pavements - HRB Vol. 22 - 1942*
- QUEIRÓZ, C.A.V. - *Modelos de Desempenho de Pavimentos : Desenvolvimento e Aplicação - DNER 692/50 - IPR - Rio de Janeiro - 1982*
- QUEIRÓZ, C.A.V. - *Performance Prediction Models for Pavement Management in Brazil - PhD Dissertation - The University of Texas at Austin - 1981*
- QUEIRÓZ, C.A.V. - *Technical and Economic Issues in Road Deterioration and Maintenance - World Bank - Infrastructure, Energy and Environment Division - Washington, D.C. - 1993*
- RAAD, L. e FIGUEROA, J.L. - *Load Response of Transportation Support System - Journal of Transportation Engineering - ASCE - Vol. 106 - pp. 111-128 - Janeiro - 1980*
- RAITHBY, K.D. e STERLING, A.B. - *Some Effects of Loading History on the Performance of Rolled Asphalt - TRRL - LR 496 - Crowthorne - England - 1972*

- RAUHUT, J.B.; LYTTON, R.L. e DARTER, M.I - *Pavement Damage Functions for Cost Allocation: Vol. 1, Damage Functions and LEF; Vol. 2, Description of Detailed Studies; Vol. 3, Flexible Pavement Damage Functions from AASHO Road Test Data* - FHWA/RD 84/018, 84/019, 84/020 - June - 1984
- RAUHUT, J.B. e KENNEDY, T.W. - *Characterizing Fatigue Life for Asphalt Concrete Pavements* - TRR 888, TRB - Washington, D.C. - 1982
- REIS, N.G. e GELLI, A. - *Comunicação Pessoal* - Respectivamente, Editor da Revista Transporte Moderno e Responsável pelos Cursos sobre Pneus Promovidos pela Editora TM - 1994
- ROBERTS, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R.; LEE, D-Y e KENNEDY, T.W. *Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction* - NAPA Education Foundation - Lanham, Maryland - 1991
- SANTUCCI, L.E. - *Thickness Design Procedures for Asphalt and Emulsified Asphalt Mixes* - Proceedings Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement - Vol. 1 - pp. 424-456 - University of Michigan - Ann Arbor - Michigan - 1977
- SCRIVNER, F.H. e DUZAN, H.C. - *Application of AASHO Road Test Equations to Mixed Traffic* - HRB SR 73 - Washington, D.C.- pp. 387-392 - 1962
- SEITZ, N. e HUSSMAN, A.W. - *Forces and Displacements in Contact Area of Free Rolling Tires* - S.A.E. Transaction - Vol. 80 - 710626 - 1971
- SHARP, A. - *Truck Tire Pavement Interaction: Rubber Manufacturers Association - Proc. Symposium/Workshop on High Pressure Truck Tires* - The University of Texas at Austin - 1987
- SHELL - *Pavement Design Manual: Asphalt Pavements and Overlay for Road Traffic* - Shell International Petroleum Company Limited - Londres - 1987
- SMITH, H.A. - *Truck Tire Characteristics and Asphalt Concrete Pavement Rutting* - TRR 1307 - pp. 1-7 - TRB - Washington, D.C. - 1991
- SMITH, R.P e MCCULLOUGH, B.F - *Use of Condition Surveys, Profile Studies and Maintenance Studies in Relating Pavement Distress to Pavement Performance* - The University of Texas at Austin - Center for Transportation Research - Research Report 123-19 - 1974
- SOUSSOU, T.E.; MOAVENZADEH, F. e FINDAKLY, H.K. - *Synthesis of Rational Design of Flexible Pavements* - MIT - Civil Engineering Department Report - Janeiro - 1973
- SOUTHGATE, H.F.; DEEN, R.C. e MAYES, J.G. - *Strain Energy Analysis of Pavement Design for Heavy Trucks* - Transportation Research Record - Vol. 949 - Washington, D.C. - 1983

- SOUZA, J.B.; LYSMER, J.; CHEN, S-S e MONISMITH, C.L. - *Effects of Dynamic Loads on Performance of Asphalt Concrete Pavements* - TRR 1207 - Washington, D.C. - 1988
- SOUZA, M.L. - *Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis* - DNER - 1981
- STUART, E.; GILILAND, E. e DELLA-MORETTA, L. - *The Use of Central Tire Inflation Systems on Low-Volume Roads* - TRR 1106 - pp. 164-168 - Washington, D.C. - 1987
- SUZUKI, C.Y.; FABBRO, E.; SOUZA, P.R.B.; MOTOMATSU, R.K.; FRANZOI, S. e RIBEIRO, W.S.C. - *Trecho Experimental de Pavimento Invertido: Ligação Campinas-Sorocaba (SP-75)* - 25ª Reunião Anual de Pavimentação - ABPv - São Paulo-SP - pp. 1349-1355- 1991
- SUZUKI, C.Y.; SOUZA, P.R.B.; MOTOMATSU, R.K.; FRANZOI, S. e RIBEIRO, W.S.C. - *Estudo Paramétrico Comparativo entre Pavimentos com Base Cimentada e com Sub-Base Cimentada (Pavimento "Invertido")* - 25ª Reunião Anual de Pavimentação - ABPv - São Paulo-SP - pp. 131307-1335- 1991
- SWEATMAN, P.F. - *A Study of Dynamic Wheel Forces in Axle Group Suspensions of Heavy Vehicles* - SR 27 - Australian Road Research Board - Australia - 1983
- SWEATMAN, P.F. - *Dynamic Road Loading: Instrumented Vehicles* - FHWA Load Equivalence Workshop - Washington, D.C. - 1988
- TAYEBALI, A.A.; ROWE, G.M. e SOUZA, J.B. - *Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixtures* - Proc. AAPT - Vol. 61 - pp. 333-360 - 1992
- TERREL, R.L. e BELL, C.A. - *Effects of Permit and Illegal Overloads on Pavements* - NCHRP - Synthesis of Highway Practice 131 - Washington, D.C. - Sep - 1987
- TERREL, R.L. e RIMSRTONG, S. - *Pavement Response and Equivalencies for Various Truck Axle and Tire Configurations* - TRR - n. 602 - pp. 33-38 - 1976
- THOMPSON, M.R. - *ILLI-PAVE User's Manual* - University of Illinois - Department of Civil Engineering - Transportation Facilities Group - Novembro - 1986
- TIELKING, J.T. - *A Finite Element Tire Model* - Tire Science and Technology - Vol. II - pp. 50-63 - 1984
- TIELKING, J.T. - *Finite Element Tire Model* - Proc. FHWA Load Equivalence Workshop - McLean, VA - 10 p. - 1988
- TIELKING, J.T. e ABRAHAM, M.A. - *Measurement of Tire Footprint Pressures* - RR 1184-3F - TTI - Texas A&M University - College Station, TX - 1992
- TIELKING, J.T. e ROBERTS, F.L. - *Tire Contact Pressure and Its Effect on Pavement Strain* - Journal of Transportation Engineering - ASCE - Vol. 113 - n.1 - pp. 56-71 - 1987

- TRB - Highway Research Board - *The AASHO Road Test: Report 5 Pavement Research* - HRB Special Report 61E - Washington, D.C. - 1962
- TRB - *New Trucks for Greater Productivity and Less Road Wear - An Evaluation of the Turner Proposal* - National Research Council - Special Report 227 - Washington, D.C. - 1990
- TREYBIG, H.G. e VON QUINTUS, A. - *Equivalency Factor Analysis and Prediction for Triple Axles* - Report BR-2/1 - Austin Research Engineers - 1976
- TRRL - Transportation and Road Research Laboratory - *A Guide to the Structural Design of Pavements for New Roads* - Road Note 29 - 1970
- TURNBULL, W.J.; FOSTER, C.R. e AHLVIN, R.G. - *Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume* - International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - The University of Michigan - Ann Arbor - 1962
- UZAN, J. e WISEMAN, G. - *Allowable Load on Multiple-Axle Trucks* - TRR 725 - pp. 31-37 - Washington, D.C. - 1979
- VAN DER POEL, C.A. - *General System Describing the Viscoelastic Properties of Bitumens and Its Relation to Routine Test Data* - Journal of Applied Chemistry - Maio - 1954
- VAN DIJK, W. - *Practical Fatigue Characterization of Bituminous Mixes* - Proc. Association of Asphalt Pavement Technologists - AAPT - Phoenix - Arizona - Vol. 44 - pp. 38-72 - 1975
- VAN DIJK, W. e VISSER, W. - *The Energy Approach to Fatigue for Pavement Design* - Proc. AAPT - San Antonio - Texas - Vol. 46 - pp. 40 - 1977
- VERSTRAETEN, J. - *Comunicação verbal quando da palestra de abertura da 28ª Reunião Anual de Pavimentação* - ABPv - Belo Horizonte-MG - Setembro de 1994
- VERSTRAETEN, J. - *Moduli and Critical Strains in Repeated Bending of Bituminous Mixes: Application to Design* - Proc. 3rd International Conference Struct. Design of Asphalt Pavement- Londres U.K. - pp. 729-738 - 1972
- WANG, M.C. e ANDERSON, R.P. - *Load Equivalency Factors of Triaxle Loading for Flexible Pavements* - TRR 810 - Washington, D.C. - 1981
- WATANATADA, T.; HARRAL, A.; PATERSON, W.D.O.; DHARESHWAR, A.; BHANDARI, A. e TSUNOKAWA, T. - *The Highway Design and Maintenance Standards Model - Vol. 1 Description of the HDM-III Model, Vol 2 User's Manual for the HDM-III Model* - World Bank - Transportation Department - Washington, D.C. - 1987

- WATKINS, G. - *Truck Operation at Constant and Reduced Tire Pressure* - TRR 1291 - Washington, D.C. - pp. 342-345 - 1991
- WELSCH, P.E. - *The Texas Mobile Load Simulator* - Progress Report - Center for Transportation Research - The University of Texas at Austin - Abril - 1992
- WESTERGAARD, H.M. - *Analysis of Stresses in Concrete Pavements due to Variations of Temperature* - Proc. 2nd. Annual Meeting - Highway Research Board - 1926
- WESTERGAARD, H.M. - *Computation of Stresses in Concrete Roads* - Proc. Fifth Annual Meeting HRB - 1929
- WHITEMORE, A.P.; WILEY, J.R.; SCHULTZ, P.C. e POLLOCK, D.E. - *Dynamic Pavement Loads of Heavy Highway Vehicles* - NCHRP 105 - HRB - 1970
- WILSON, E. L. - *A Digital Computer Program for the Finite Element Analysis of Solids with Non-Linear Material Properties* - Department of Civil Engineering - University of California at Berkeley - Berkeley, CA - 1965
- WOODROOFFE, J.H.F. e LE BLANC, P.A. - *Heavy Vehicle Suspension Variations Affecting Road Life* - Proc. ARRB/FORS Symposium on Heavy Vehicle Suspension Characteristics - Canberra - Australia - 1987
- YAP, P. - *A Comparative Study of the Effects of Truck Tire Types on Road Contact Pressures* - S.A.E. - n. 881846 - Warrendale, PA - pp. 53-59 - 1988
- YODER, E.J. e WITCZAK, M.W. - *Principles of Pavement Design* - 2nd edition - John Wiley & Sons - 1975
- ZEKOSKI, J. - *Impact of Truck Tire Selection on Contact Pressers* - FHWA Load Equivalence Workshop - McLean, Virginia - 1988
- ZUBE, E. e FORSYTH, R. - *Flexible Pavement Maintenance Requirements as Determined by Deflection Measurements* - Highway Research Board - HRR 129 - 1966

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 - Classificação dos Veículos Convencionais e Especiais Segundo o Fator de Destruição dos Pavimentos.
- Figura 2.2 - Configurações dos Eixos de Veículos Rodoviários de Carga.
- Figura 2.3 - Picos de Deflexão com a Passagem de um Tandem Triplo (CHRISTISON - 1986).
- Figura 2.4 - Partes que Compõem um Pneu - Figura Reproduzida de Catálogo de Fabricante (Pirelli).
- Figura 2.5 - Detalhe do Arranjo das Lonas de um Pneu Diagonal - Figura Reproduzida de Catálogo de Fabricante (Pirelli).
- Figura 2.6 - Detalhe do Arranjo das Lonas e Presença de Cintas em um Pneu Radial - Figura Reproduzida de Catálogo de Fabricante (Pirelli).
- Figura 2.7 - Eixo Dianteiro de Caminhão Betoneira Utilizando Pneus Extralargos - Austin, Texas - 1993.
- Figura 2.8 - Distribuição de Frequência Acumulada da Pressão de Enchimento dos Pneus no Estado do Texas (MIDDLETON, ROBERTS e CHIRACHAVALA - 1986).
- Figura 2.9 - Mapeamento da Distribuição da Pressão de Contato Obtido por TIELKING e ROBERTS (1987): Pneu Diagonal, Carga por Eixo de 80 kN e Pressão de Enchimento de 528 kPa (75 psi).
- Figura 2.10 - Distribuição da Pressão de Contato em Dois Planos Ortogonais Passando pelo Centro da Superfície de Carregamento - TIELKING e ROBERTS (1987).
- Figura 2.11 - Arranjo dos Equipamentos Utilizados para Determinação da Distribuição da Pressão de Contato Pneu-Pavimento - Universidade do Texas em Austin (HANSEN et al. - 1989).
- Figura 2.12 - Detalhe do Filme Fuji, Sensível à Pressão, Utilizado para Determinar a Pressão de Contato Pneu-Pavimento - Universidade do Texas em Austin (HANSEN et al. - 1989).
- Figura 2.13 - Exemplo de Distribuição de Carga em um Pneu Radial: Pressão de Enchimento Igual a 633 kPa (90 psi) - HANSEN et al. (1989).
- Figura 2.14 - Distribuição da Pressão de Contato: Pneus Diagonais.

Figura 2.15 - Distribuição da Pressão de Contato: Pneus Radiais.

Figura 2.16 - Distribuição da Pressão de Contato: Pneus Extralargos.

Figura 2.17 - Variação da Trajetória dos Veículos - LEE, SHANKAR e IZADMEHR (1983).

Figura 2.18 - Representação Esquemática do Sistema de Suspensão de Veículos Rodoviários de Carga - FERNANDO et al. (1991).

Figura 2.19 - Influência do Tipo de Suspensão de Eixos Simples sobre o Desempenhos dos Pavimentos (GILLESPIE et al. - 1992).

Figura 2.20 - Influência do Tipo de Suspensão de Eixos em Tandem sobre o Desempenhos dos Pavimentos (GILLESPIE et al. - 1992).

Figura 3.1 - Evolução da Deformação Permanente nas Trilhas de Rodas, em Função das Estações do Ano, Durante o AASHO Road Test (FINN et al. - 1977).

Figura 3.2 - Representação Esquemática do *Mobile Load Simulator* (MLS) - WELSCH (1992).

Figura 3.3 - Defletômetros Instalados a Diferentes Profundidades para Medida das Respostas Estruturais Causadas pelas Cargas do Tráfego (HUHTALA e PILAJAMAKI - 1990).

Figura 4.1 - Análise de Estratégias de Intervenção com Base nas Curvas de Desempenho de um Pavimento.

Figura 4.2 - Representação Estrutural de um Pavimento como um Sistema de Camadas Elásticas (YODER e WITCZAC - 1975).

Figura 4.3 - Respostas Estruturais Significativas Consideradas pelos Modelos de Desempenho Empírico-Mecanísticos.

Figura 4.4 - Curvas de Comportamento para Diferentes Formas de Deterioração.

Figura 4.5 - Detalhe de Trincas por Fadiga do Revestimento.

Figura 4.6 - Trincas por Fadiga do Revestimento nas Trajetórias das Rodas.

Figura 4.7 - Energia Dissipada em Ensaios com Aplicações Repetidas de Carga.

Figura 4.8 - Treliça Metálica Utilizada para Medir a Deformação Permanente nas Trilhas de Rodas.

Figura 5.1 - Representação Cilíndrica Axissimétrica de um Pavimento.

Figura 5.2 - Semi-Espaço Retangular de Sólido Axissimétrico.

Figura 5.3 - Programa MICH-PAVE: Malha de Elementos Finitos Apoiada sobre Camadas Elásticas - HARICHANDRAN, BALADI e YEH (1989).

Figura 5.4 - Áreas Utilizadas para Determinação dos Módulos de Resiliência Equivalentes - HARICHANDRAN, BALADI e YEH (1989).

Figura 5.5 - Ensaio de Módulo de Resiliência: Pulsos de Carga e Evolução da Deformação.

- Figura 5.6 - Relação Tensão-Deformação em Ensaio sob Cargas Repetidas - PEZO, CLAROS, HUDSON e STOKOE (1992).
- Figura 5.7 - Deformação Axial em Função do Número de Aplicações de Carga - PEZO, CLAROS, HUDSON e STOKOE (1992).
- Figura 5.8 - Modelo de Módulo de Resiliência de Materiais Granulares.
- Figura 5.9 - Modelo de Módulo de Resiliência de Solos Coesivos.
- Figura 5.10 - Estrutura A: *Pavimento Invertido* (Sub-Base de Brita Graduada Tratada com Cimento), Anteriormente às Trincas Secundárias.
- Figura 5.11 - Estrutura B: Base de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC), Anteriormente às Trincas Secundárias.
- Figura 5.12 - Estrutura C: *Pavimento Invertido* (Sub-Base de Brita Graduada Tratada com Cimento), Posteriormente às Trincas Secundárias.
- Figura 5.13 - Estrutura D: Base de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC), Posteriormente às Trincas Secundárias.
- Figura 5.14 - Estrutura E: Recapeamento.
- Figura 5.15 - Estrutura F: Revestimento Delgado com Menor Módulo de Elasticidade (Tratamento Superficial Duplo).
- Figura 5.16 - Estrutura G: Revestimento Espesso com Maior Módulo de Elasticidade (Concreto Betuminoso Usinado a Quente - CBUQ).
- Figura 5.17: Estrutura H: Concreto Betuminoso Usinado a Quente sobre Camada de Ligação (*Binder*).
- Figura 6.1 - O Processo Iterativo e Contínuo de Aprendizagem (BOX, HUNTER e HUNTER - 1978).
- Figura 6.2 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos: FEC ($\epsilon_{ht,1}$), ELSYM5, Distribuição Não-Uniforme, $p_{RD} = 738$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa.
- Figura 6.3 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos: FEC ($\epsilon_{vc,m}$), ELSYM5, Distribuição Não-Uniforme, $p_{RD} = 738$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa.
- Figura 6.4 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos: FEC (δ_1), ELSYM5, Distribuição Não-Uniforme, $p_{RD} = 738$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa.
- Figura 6.5 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos: FEC ($\epsilon_{vc,1}$), ELSYM5, Distribuição Não-Uniforme, $p_{RD} = 738$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa.
- Figura 6.6 - Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos: FEC ($\sigma_{ht2/3}$), ELSYM5, Distribuição Não-Uniforme, $p_{RD} = 738$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa.
- Figura 6.7 - Pressão de Contato Uniforme vs. Pressão de Contato Não-Uniforme: FEC ($\epsilon_{ht,1}$), ELSYM5, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.
- Figura 6.8 - Pressão de Contato Uniforme vs. Pressão de Contato Não-Uniforme: FEC ($\epsilon_{vc,m}$), ELSYM5, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.

- Figura 6.9 - Pressão de Contato Uniforme vs. Pressão de Contato Não-Uniforme: FEC (δ_1), ELSYM5, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.
- Figura 6.10 - Pressão de Contato Uniforme vs. Pressão de Contato Não-Uniforme: FEC ($\epsilon_{vc,1}$), ELSYM5, Pneus Extralargos, $p = 703$ kPa.
- Figura 6.11 - Pressão de Contato Uniforme vs. Pressão de Contato Não-Uniforme: FEC ($\sigma_{ht2/3}$), ELSYM5, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.
- Figura 6.12 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{ht,1}$), ELSYM5, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme.
- Figura 6.13 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{vc,m}$), ELSYM5, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme.
- Figura 6.14 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC (δ_1), ELSYM5, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme.
- Figura 6.15 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{vc,1}$), ELSYM5, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme.
- Figura 6.16 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\sigma_{ht2/3}$), ELSYM5, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme.
- Figura 6.17 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{ht,1}$), ILLI-PAVE.
- Figura 6.18 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{vc,m}$), ILLI-PAVE.
- Figura 6.19 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC (δ_1), ILLI-PAVE.
- Figura 6.20 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\epsilon_{vc,1}$), ILLI-PAVE.
- Figura 6.21 - Pressão de Enchimento dos Pneus: FEC ($\sigma_{ht2/3}$), ILLI-PAVE.
- Figura 6.22 - Propagação de Tensões e Respostas Estruturais em Sistema Elástico.
- Figura 7.1 - Modelo de Custos Rodoviários Desenvolvido pelo MIT em 1971 - apud GEIPOT (1976).
- Figura 7.2 - Parcelas que Compõem o Custo Total da Modalidade Rodoviária, em Função da Condição da Rodovia - PATERSON (1991).
- Figura 7.3 - Decisão sobre a Pavimentação de uma Rodovia Não-Pavimentada em Função do Volume de Tráfego e do Nível de Manutenção - PATERSON (1991).
- Figura 7.4 - Veículos Rodoviários de Carga que Trafegam pelas Rodovias Brasileiras: Convencionais (V1 a V4) e Especiais (V5 e V6).
- Figura 7.5 - Variação Percentual dos Custos de Manutenção e Construção em Função do Tipo de Veículo e da Condição de Carregamento.
- Figura 7.6 - Variação Percentual do Custo Total em Função do Tipo de Veículo e da Condição de Carregamento.
- Figura 7.7 - Variação Percentual dos Custos de Manutenção e Construção e Total em Função da Pressão de Enchimento dos Pneus.

Figura 7.8 - Variação dos Custos de Manutenção e Construção em Função do Tipo de Rodagem.

Figura 7.9 - Variação dos Custos de Operação em Função do Tipo de Rodagem.

Figura 7.10 - Diferentes Estratégias para a Construção da Ligação do Ponto A ao Ponto B.

LISTA DE QUADROS

- Quadro 2.1 - Pressão de Contato e Raio de Superfície de Carregamento: Rodas Duplas, Pneus Diagonais.
- Quadro 2.2 - Pressão de Contato e Raio de Superfície de Carregamento: Rodas Duplas, Pneus Radiais.
- Quadro 2.3 - Pressão de Contato e Raio de Superfície de Carregamento: Pneus Extralargos.
- Quadro 6.1 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Horizontal de Tração na Fibra Inferior do Revestimento - Pneus Radiais, Somatório para 6 Estruturas, Programa ELSYM5.
- Quadro 6.2 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Horizontal de Tração na Fibra Inferior do Revestimento - Pneus Diagonais, Somatório para 6 Estruturas, Programa ELSYM5.
- Quadro 6.3 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão no Topo do Subleito - Pneus Radiais, Somatório para 8 Estruturas, Programa ELSYM5.
- Quadro 6.4 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão no Topo do Subleito - Pneus Diagonais, Somatório para 8 Estruturas, Programa ELSYM5.
- Quadro 6.5 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se o Deslocamento Vertical na Superfície do Pavimento - Pneus Radiais, Somatório para 8 Estruturas, Programa ELSYM5.
- Quadro 6.6 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se o Deslocamento Vertical na Superfície do Pavimento - Pneus Diagonais, Somatório para 8 Estruturas, Programa ELSYM5.
- Quadro 6.7 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão na Fibra Inferior do Revestimento - Pneus Radiais, Somatório para 7 Estruturas, Programa ELSYM5.
- Quadro 6.8 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão na Fibra Inferior do Revestimento - Pneus Diagonais, Somatório para 7 Estruturas, Programa ELSYM5.

- Quadro 6.9 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Tensão Horizontal de Tração na Fibra Inferior da Camada Tratada com Cimento - Pneus Radiais, Somatório para 4 Estruturas, Programa ELSYM5.
- Quadro 6.10 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Tensão Horizontal de Tração na Fibra Inferior da Camada Tratada com Cimento - Pneus Diagonais, Somatório para 4 Estruturas, Programa ELSYM5.
- Quadro 6.11 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Horizontal de Tração na Fibra Inferior do Revestimento - Somatório para 6 Estruturas, Programa ILLI-PAVE.
- Quadro 6.12 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão no Topo do Subleito - Somatório para 8 Estruturas, Programa ILLI-PAVE.
- Quadro 6.13 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se o Deslocamento Vertical na Superfície do Pavimento - Somatório para 8 Estruturas, Programa ILLI-PAVE.
- Quadro 6.14 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Deformação Vertical de Compressão na Fibra Inferior do Revestimento - Somatório para 7 Estruturas, Programa ILLI-PAVE.
- Quadro 6.15 - Fatores de Equivalência de Cargas Considerando-se a Tensão Horizontal de Tração na Fibra Inferior da Camada Tratada com Cimento - Somatório para 4 Estruturas, Programa ILLI-PAVE.
- Quadro 6.16 - Soma de Quadrados (SQ) para os Fatores e Interação - ELSYM5.
- Quadro 6.17 - Quociente F de Snedecor para os Fatores e Interações - ELSYM5.
- Quadro 6.18 - Valores Limites de F (F_{lim}) para Diferentes Níveis de Significância
- Quadro 6.19 - Coeficientes das Equações de Regressão - ELSYM5.
- Quadro 6.20 - Soma de Quadrados para os Fatores e Interação - ILLI-PAVE.
- Quadro 6.21 - Quociente F de Snedecor para os Fatores e Interações - ILLI-PAVE.
- Quadro 6.22 - Valores Limites de F (F_{lim}) para Diferentes Níveis de Significância
- Quadro 6.23 - Coeficientes das Equações de Regressão - ILLI-PAVE.
- Quadro 7.1 - Exemplo de Dados Requeridos pelo HDM-III (PATERSON - 1991).
- Quadro 7.2 - Cargas por Eixo para as Diferentes Condições de Carregamento.
- Quadro 7.3 - Resumo dos Custos Econômicos, Considerando-se Rodovias Pavimentadas e Não-Pavimentadas, Três Volumes de Tráfego, Quatro Estratégias de Intervenção, Período de Análise de 20 Anos e Taxa de Desconto de 12%.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A.R.E.: *Austin Research Engineers*

AASHO: *American Association of State Highways Officials*

AASHTO: *American Association of State Highways and Transportation Officials*

ABDER: Associação Brasileira de DERs

ABPv: Associação Brasileira de Pavimentação

ANFIR: Associação Nacional de Fabricantes de Implementos Rodoviários

BGTC: Brita Graduada Tratada com Cimento

CBR: Índice de Suporte Califórnia

CBUQ. Concreto Betuminoso Usinado a Quente

CDH: *California Division of Highways*

CONTRAN: Conselho Nacional de Trânsito

COPPE: Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia

CTI: *Central Tire Inflation*

DER: Departamento de Estradas de Rodagem

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

EESC-USP: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo

EMBRAER: Empresa Brasileira de Aeronáutica

FEC: Fatores de Equivalência de Cargas

FHWA: *Federal Highway Administration*

GEIPOT: Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes

HDM: *Highway Design and Maintenance Standards Model*

HRB: *Highway Research Board*

HVS: *Heavy Vehicle Simulator*

IS: Índice de Serventia

LCPC: *Laboratoire Centrale de Ponts et Chaussées*

LTPP: *Long-Term Pavement Performance*

MDD: *Multi-Depth Deflectometer*

MIT: *Massachusetts Institute of Technology*

MLS: *Mobile Load Simulator*

N: Número de Aplicações Admissíveis da Solicitação-Padrão

OECD: *Organization for Economic Co-Operation and Development*

PBTC: Peso Bruto Total Combinado

PICR: Pesquisa sobre o Interrelacionamento dos Custos Rodoviários

PNDU: Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento

RAPv: Reunião Anual de Pavimentação

RTIM: *Road Transport Investment Model*

SGP: Sistema de Gerência de Pavimentos

SHRP: *Strategic Highway Research Program*

TRB: *Transportation Research Board*

TRRL: *British Transport and Road Research Laboratory*

VCLs: Veículos Combinados Longos

VTT: Laboratório de Estradas do Centro de Pesquisas Técnicas da Finlândia

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ : Ângulo de Atrito

ν : Coeficiente de Poisson

γ : Peso Específico

ρ : Resposta Estrutural Genérica

θ : Somatório das Tensões Principais

δ_1 : Deflexão na Superfície do Pavimento

σ_d : Tensão-Desvio

$\epsilon_{ht,1}$: Deformação Horizontal de Tração na Fibra Inferior do Revestimento

$\sigma_{ht,2/3}$: Tensão Horizontal de Tração na Fibra Inferior da Camada Tratada com Cimento

ϵ_r : Deformação Resiliente

$\epsilon_{vc,1}$: Deformação Vertical de Compressão na Fibra Inferior do Revestimento

$\epsilon_{vc,m}$: Deformação Vertical de Compressão no Topo do Subleito

c : Coesão

E^* : Módulo Complexo

E : Módulo de Elasticidade

H : Espessura das Camadas

K_O : Coeficiente de Empuxo em Repouso

M_R : Módulo de Resiliência

p : Pressão de Enchimento dos Pneus

Q : Carga por Roda

r : Raio da Superfície de Contato Pneu-Pavimento

$S_{(t,T)}$: Módulo de Rigidez

SN : Número Estrutural

ANEXO A

EFEITOS DOS FATORES DE TRÁFEGO SOBRE CADA ESTRUTURA DE PAVIMENTO

Figura A.1 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\sigma_{ht,2/3}$), Estrutura C: Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos, $p_{RD} = 703$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa, Distribuição Uniforme da Pressão de Contato Pneu-Pavimento.

Figura A.2 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{ht,1}$), Estrutura D: Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos, $p_{RD} = 703$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa, Distribuição Não-Uniforme da Pressão de Contato.

Figura A.3 - Fatores de Equivalência de Cargas (δ_1), Estrutura E: Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos, $p_{RD} = 703$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa, Distribuição Não-Uniforme da Pressão de Contato.

Figura A.4 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{vc,m}$), Estrutura F: Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos, $p_{RD} = 703$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa, Distribuição Uniforme da Pressão de Contato Pneu-Pavimento.

Figura A.5 - Fatores de Equivalência de Cargas (δ_1), Estrutura G: Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos, $p_{RD} = 703$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa, Distribuição Uniforme da Pressão de Contato Pneu-Pavimento.

Figura A.6 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{vc,1}$), Estrutura H: Rodas Duplas vs. Pneus Extralargos, $p_{RD} = 703$ kPa e $p_{EL} = 844$ kPa, Distribuição Não-Uniforme da Pressão de Contato.

Figura A.7 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{vc,1}$), Estrutura A: Pressão de Contato Uniforme e Não-Uniforme, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.

Figura A.8 - Fatores de Equivalência de Cargas (δ_1) Estrutura B: Pressão de Contato Uniforme e Não-Uniforme, Rodas Simples, $p = 844$ kPa.

Figura A.9 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{ht,1}$), Estrutura C: Pressão de Contato Uniforme e Não-Uniforme, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.

Figura A.10 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\sigma_{ht,2/3}$), Estrutura D: Pressão de Contato Uniforme e Não-Uniforme, Rodas Simples, $p = 844$ kPa.

Figura A.11 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{vc,m}$), Estrutura E: Pressão de Contato Uniforme e Não-Uniforme, Rodas Simples, $p = 844$ kPa.

Figura A.12 - Fatores de Equivalência de Cargas (δ_1), Estrutura F: Pressão de Contato Uniforme e Não-Uniforme, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.

Figura A.13 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{ht,1}$) Estrutura G: Pressão de Contato Uniforme e Não Uniforme, Rodas Simples, $p = 844$ kPa.

Figura A.14 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{vc,m}$) Estrutura H: Pressão de Contato Uniforme e Não Uniforme, Rodas Duplas, $p = 703$ kPa.

Figura A.15 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\sigma_{ht,2/3}$), Estrutura A: *Variação da Pressão de Enchimento dos Pneus*, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme da Pressão de Contato Pneu-Pavimento.

Figura A.16 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{vc,m}$), Estrutura B: *Variação da Pressão de Enchimento dos Pneus*, Rodas Duplas, Distribuição Uniforme da Pressão de Contato Pneu-Pavimento.

Figura A.17 - Fatores de Equivalência de Cargas (δ_I), Estrutura C: *Variação da Pressão de Enchimento dos Pneus*, Rodas Duplas, Distribuição Uniforme da Pressão de Contato Pneu-Pavimento.

Figura A.18 - Fatores de Equivalência de Cargas (δ_I), Estrutura D: *Variação da Pressão de Enchimento dos Pneus*, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme da Pressão de Contato Pneu-Pavimento.

Figura A.19 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{vc,m}$), Estrutura G: *Variação da Pressão de Enchimento dos Pneus*, Rodas Duplas, Distribuição Não-Uniforme da Pressão de Contato Pneu Pavimento.

Figura A.20 - Fatores de Equivalência de Cargas ($\epsilon_{ht,1}$), Estrutura H: *Variação da Pressão de Enchimento dos Pneus*, Rodas Duplas, Distribuição Uniforme da Pressão de Contato Pneu Pavimento.

ANEXO B

ARQUIVO DE ENTRADA DE DADOS DO HDM-III ALTERNATIVA ZERO: SÉRIES A, B, C, D, E, F, G, H, I, J e K

SÉRIE A: Características dos Trechos Existentes

```

LINK IRI2GOOD CONDITION      1      A101
SECTION      0001  1000.0      A102
SECTION DATA P  ALL      A201
ENVIRONMENT      0.0500      350.0      A202
GEOMETRY      10.00  50.0 7.000  1.0000  A203
SURFACE PAVD      2      1  0 50.0      A204
BASE/SUBGRADE      1      8.000      A205
STRENGTH PARAMETERS      2      3.0      A206
CONDITION      0.00 0.00 0.00 0.00 0.000 0.000 2.0 A209
HISTORY      0  0  0      A210
END LINK      A211

LINK IRI4FAIR CONDITION      1      A101
SECTION      0001  1000.0      A102
SECTION DATA P  ALL      A201
ENVIRONMENT      0.0500      350.0      A202
GEOMETRY      10.00  50.0 7.000  1.0000  A203
SURFACE PAVD      2      1  0 50.0      A204
BASE/SUBGRADE      1      8.000      A205
STRENGTH PARAMETERS      2      3.0      A206
CONDITION      30.00 20.00 0.00 0.10 5.000 1.500 4.0 A209
HISTORY      12  12  12      A210
END LINK      A211

LINK IRI7POOR CONDITION      1      A101
SECTION      0001  1000.0      A102
SECTION DATA P  ALL      A201
ENVIRONMENT      0.0500      350.0      A202
GEOMETRY      10.00  50.0 7.000  1.0000  A203
SURFACE PAVD      2      1  0 50.0      A204
BASE/SUBGRADE      1      8.000      A205
STRENGTH PARAMETERS      2      3.0      A206
CONDITION      90.00 60.00 0.00 1.00 12.000 4.000 7.0 A209
HISTORY      18  18  18      A210
END LINK      A211

LINK GRAV GRAVEL ROAD      1      A101
SECTION      0001  1000.0      A102
SECTION DATA U  ALL      A201
ENVIRONMENT      0.0500      350.0      A202
GEOMETRY      35.00  120.0 6.000  1.0000  A203
CONDITION      150.      A309
SURFACE UPAV      34.00 39.00 27.00 21.00 22.00  A301
BASE/SUBGRADE      50.00 85.00 74.00 37.00 45.00  A302
HISTORY      0      A303
END LINK      A211
END SERIES      A212

```

OBSERVAÇÕES:

- foram considerados trechos pavimentados (PAVD) em boas, regulares e péssimas condições e também um trecho não-pavimentado (UPAV);
- cada trecho tem extensão de 1000 km;

SÉRIE B: Alternativas de Construção e Custos Correspondentes

CONSTRUCCNSTGRAVEL CONSTRU	1						B101
LINK GRAV	1	1					B102
COST TIME STREAM	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	B103
EXO B-C EXB1							B106
SECTION	0001	1000.0					B107
NEW SECTION DATA P ALL							B201
GEOMETRY	35.00	120.0	6.500		0.500		B203
SURFACE PAVD	1	1	0	20.0			B204
BASE/SUBGRADE	1			8.000			B205
STRENGTH PARAMETERS		2	1.10				B206
CONDITION				2.5			B209
SECTION TOTAL COST PER KM		28.0	25.0	0.0			B401
END CONSTRUCTION OPTION							B211
END SERIES							B212

•

OBSERVAÇÕES:

- a opção de construção refere-se à pavimentação do trecho não-pavimentado (GRAV, conforme definido na Série A);
- os custos e benefícios exógenos são definidos na Série F;
- a duração dos trabalhos de pavimentação do trecho será de 1 ano.

SÉRIE D: Características dos Veículos e Custos Unitários

NAME	CAR	LCAR	PICKUP	MTRUCK	HTRUCK	ARTC9	ARTC5	D101
VEH TYPE	1	3	4	8	9	10	10	D102
HP METRIC	49	90	61	149	180	240	310	D104
NO TIRES	4	4	4	6	10	18	18	D105
GVW	1.2	1.7	2.1	16.0	23.0	43.0	41.5	D106
EQX4	0	0	0	2.64	1.92	6.62	4.59	D107
VAXLES	2	2	2	2	2	4	3	D109
PAYLOAD	0.0	0.0	0.3	8.5	14.5	25.5	25.5	D301
FINANCIAL								D401A
VEHICLE	6761.	11848.	8800.	68548.	77000.	95239.	115000.	D402
TIRE	50.0	50.0	67.4	260.9	291.3	291.3	291.3	D403
MAINT LAB	1.20	1.20	1.20	1.85	1.85	1.85	1.85	D404
CREW	.65	.65	.65	1.96	2.39	2.39	2.39	D405
INTEREST	15.	15.	15.	15.	15.	15.	15.	D409
PETROL	.57	1.41	.39					D410
ECONOMIC								D401B
VEHICLE	4602.	6722.	6498.	44567.	54000.	71079.	85000.	D402
TIRE	34.8	34.8	45.7	189.1	206.5	206.5	206.5	D403
MAINT LAB	1.09	1.09	1.09	1.63	1.63	1.63	1.63	D404
CREW	.65	.65	.65	1.85	2.17	2.17	2.17	D405
INTEREST	15.	15.	15.	15.	15.	15.	15.	D409
PETROL	.39	1.22	.37					D410
DEPRECIATE	1	1	1	1	1	1	1	D501
UTILIZE	1	1	1	1	1	1	1	D502
KM DRIVEN	15000	70000	60000	70000	85000	100000	100000	D503
VEH LIFE	8	6	7	10	10	10	10	D504
HR DRIVEN	1200	2500	2500	2200	2200	2000	2000	D505
END SERIES								D510

•

SÉRIE E: Volume, Composição e Taxa de Crescimento do Tráfego

TRAFFIC PLOW N											E101
DESCRIPTLOW TRAFFIC											E102
NEW ADT	1988	1	120	100	80	31	33	48	39		E103
NEW ADT	1989	3	3	3	3	3	3	3	3		E103
TRAFFIC PMED N											E101
DESCRIPTMEDIUM TRAFFIC											E102
NEW ADT	1988	1	380	270	250	77	98	161	118		E103
NEW ADT	1989	3	3	3	3	3	3	3	3		E103
TRAFFIC PHIG N											E101
DESCRIPTHIGH TRAFFIC											E102
NEW ADT	1988	1	600	500	400	153	164	281	157		E103
NEW ADT	1989	3	3	3	3	3	3	3	3		E103
TRAFFIC ULOW N											E101
DESCRIPTLOW TRAFFIC U											E102
NEW ADT	1988	1	20	25	15	8	10	8	4		E103
NEW ADT	1989	3	3	3	3	3	3	3	3		E103
END TRAFFIC											E104
TRAFFIC UMED N											E101
DESCRIPTMEDIUM TRAFFIC U											E102
NEW ADT	1988	1	40	50	30	15	20	16	8		E103
NEW ADT	1989	3	3	3	3	3	3	3	3		E103
END TRAFFIC											E104
TRAFFIC UHIG N											E101
DESCRIPTHIGH TRAFFIC U											E102
NEW ADT	1988	1	100	90	70	31	33	28	12		E103
NEW ADT	1989	3	3	3	3	3	3	3	3		E103
END TRAFFIC											E104
END SERIES											E105

SÉRIE F: Custos e Benefícios Exógenos

EXO B-C	EXB1					F101
DESCRIPT	EXTRA COST					F102
NEW COSTS	1 1 2.2	2.0	0.0			F103
NEW COSTS	4 1 0.0	0.0	0.0			F103
END EXO B-C						F105
END SERIES						F106

OBSERVAÇÃO:

- utilizado o mesmo código (EXB1) definido na série B.

SÉRIES G, H, I e J: Definição das Alternativas de Manutenção e Construção, Agrupamento das Ligações, Solicitação de Relatórios e Comparação de Alternativas

ALTERNATIVE IRI2ALT0	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD01988	G105
ALTERNATIVE IRI2ALT1	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD11988	G105
ALTERNATIVE IRI2ALT2	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD21988	G105
ALTERNATIVE IRI2ALT3	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD31988	G105
ALTERNATIVE IRI4ALT0	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD01988	G105
ALTERNATIVE IRI4ALT1	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD11988	G105
ALTERNATIVE IRI4ALT2	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD21988	G105
ALTERNATIVE IRI4ALT3	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD31988	G105
ALTERNATIVE IRI7ALT0	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD01988	G105
ALTERNATIVE IRI7ALT1	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD11988	G105
ALTERNATIVE IRI7ALT2	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD21988	G105
ALTERNATIVE IRI7ALT3	G101
TRAFFIC PLOW1988	G102
MAINTENANCE STD31988	G105
ALTERNATIVE GRAVALT0	G101
TRAFFIC ULOW1988	G102
MAINTENANCE STU01988	G105
ALTERNATIVE GRAVALT1	G101
TRAFFIC ULOW1988	G102
MAINTENANCE STU11988	G105
ALTERNATIVE GRAVALT2	G101
TRAFFIC ULOW1988	G102
MAINTENANCE STU21988	G105
ALTERNATIVE GRAVALT3	G101
TRAFFIC ULOW1988	G102
MAINTENANCE STU01988	G105
CONSTRUCTIONCNST1990	G103

MAINTENANCE STD11991		G105	
END SERIES		G108	
GROUP ALTERNATIVE GPAVALT0			H101
LINK-ALT IRI2ALT0 IRI4ALT0 IRI7ALT0			H102
GROUP ALTERNATIVE GPAVALT1			H101
LINK-ALT IRI2ALT1 IRI4ALT1 IRI7ALT1			H102
GROUP ALTERNATIVE GPAVALT2			H101
LINK-ALT IRI2ALT2 IRI4ALT2 IRI7ALT2			H102
GROUP ALTERNATIVE GPAVALT3			H101
LINK-ALT IRI2ALT3 IRI4ALT3 IRI7ALT3			H102
GROUP ALTERNATIVE GUNPALT0			H101
LINK-ALT GRAVALT0		H102	
GROUP ALTERNATIVE GUNPALT1			H101
LINK-ALT GRAVALT1		H102	
GROUP ALTERNATIVE GUNPALT2			H101
LINK-ALT GRAVALT2		H102	
GROUP ALTERNATIVE GUNPALT3			H101
LINK-ALT GRAVALT3		H102	
END SERIES		H104	
LINK IRI2 ALTERNATIVE ALT0			I101
TRAFFIC ANNUAL	198820002007		I105
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994		I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001		I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007		I106
USER COSTS DETAILED	198820002007		I107
LINK IRI4 ALTERNATIVE ALT0			I101
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994		I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001		I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007		I106
LINK IRI7 ALTERNATIVE ALT0			I101
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994		I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001		I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007		I106
LINK IRI2 ALTERNATIVE ALT1			I101
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994		I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001		I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007		I106
LINK IRI4 ALTERNATIVE ALT1			I101
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994		I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001		I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007		I106
LINK IRI7 ALTERNATIVE ALT1			I101
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994		I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001		I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007		I106
LINK IRI2 ALTERNATIVE ALT2			I101
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994		I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001		I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007		I106
LINK IRI4 ALTERNATIVE ALT2			I101
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994		I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001		I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007		I106
LINK IRI7 ALTERNATIVE ALT2			I101
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994		I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001		I106

ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007	I106
LINK IRI2 ALTERNATIVE ALT3	I101	
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994	I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001	I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007	I106
LINK IRI4 ALTERNATIVE ALT3	I101	
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994	I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001	I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007	I106
LINK IRI7 ALTERNATIVE ALT3	I101	
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994	I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001	I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007	I106
LINK GRAV ALTERNATIVE ALT0	I101	
TRAFFIC ANNUAL	198820002007	I105
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994	I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001	I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007	I106
USER COSTS DETAILED	198820002007	I107
LINK GRAV ALTERNATIVE ALT1	I101	
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994	I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001	I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007	I106
LINK GRAV ALTERNATIVE ALT2	I101	
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994	I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001	I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007	I106
LINK GRAV ALTERNATIVE ALT3	I101	
ROAD CONDITIONS	1988198919901991199219931994	I106
ROAD CONDITIONS	1995199619971998199920002001	I106
ROAD CONDITIONS	200220032004200520062007	I106
END SERIES	I109	
STUDY BASE	J101	
COMPARE	J102	
ALT1 GPAV ALT0	J103	
ALT2 GPAV ALT0	J103	
ALT3 GPAV ALT0	J103	
ALT1 GUNP ALT0	J103	
ALT2 GUNP ALT0	J103	
ALT3 GUNP ALT0	J103	
DISCOUNT RATES	6.0 12.0 20.0	J106
END STUDY	J107	
END SERIES	J108	

OBSERVAÇÕES:

- as alternativas (ALT1, ALT2 e ALT3) são comparadas com a alternativa *não fazer nada* (ALT0), tanto para os trechos pavimentos como para o trecho não-pavimentado;
- as taxas de desconto utilizadas nas análises são 6, 12 e 20%.

SÉRIE K: Informações de Controle

RUN TITLE	HDML	LOW TRAFFIC	BRAZ	1988	2007	K101
DATE	88	02	20	K102		
CURRENCY	DOLLARS		DOLLARS	1.00	K103	
ROUGHNESS	IR	QI	0.00	13.00	K104	
READ:			K106			
ALL DATASETS			K107			
SCAN:			K109			
ALL DATASETS			K107			
ECHO PRINT:			K111			
ALL DATASETS			K107			
SUPPRESS OUTPUT REPORTS:				K112		
REPORT 8			K113B			
REPORT 9			K113C			
REPORT10			K113D			
MODELLING		0	K114			
EVALUATION			K115			
END SERIES			K116			

OBSERVAÇÃO:

- as equações utilizadas para cálculo dos custos de operação dos veículos são as do estudo realizado no Brasil pelo GEIPOT-Banco Mundial.

ANEXO C

DADOS DE ENTRADA DO PROGRAMA HDM-III - SÉRIE D: CARACTERÍSTICAS DOS VEÍCULOS

QUADRO C.1 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D01 - Limites de Carga por Eixo Estabelecidos pelo CONTRAN

VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
Caminhão "Toco"	16,0	2,64	6
Caminhão "Trucado"	23,0	1,92	10
"Romeu e Julieta"	43,0	6,62	18
"Semi-Reboque"	41,5	4,59	18

QUADRO C.2 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D02 - Cargas por Eixo do CONTRAN, com Tolerância de 5% ("Lei da Balança")

VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
Caminhão "Toco"	16,8	3,29	6
Caminhão "Trucado"	24,2	2,35	10
"Romeu e Julieta"	45,2	8,23	18
"Semi-Reboque"	43,6	5,69	18

QUADRO C.3 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D03 - Cargas por Eixo da "Proposta Turner"

VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
Caminhão "Toco"	10,3	0,40	6
Caminhão "Trucado"	16,7	0,54	10
"Romeu e Julieta"	29,3	1,23	18
"Semi-Reboque"	28,4	0,88	18

QUADRO C.4 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D04 - Limites Legais de Carga por Eixo nos Estados Unidos

VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
Caminhão "Toco"	13,6	1,65	6
Caminhão "Trucado"	19,9	1,17	10
"Romeu e Julieta"	38,1	4,29	18
"Semi-Reboque"	29,0	1,90	18

**QUADRO C.5 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D05 -
10% de Sobrecarga nos Eixos**

VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
Caminhão "Toco"	17,6	4,00	6
Caminhão "Trucado"	25,3	2,84	10
"Romeu e Julieta"	47,3	10,00	18
"Semi-Reboque"	45,7	6,92	18

**QUADRO C.6 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D06 -
20% de Sobrecarga nos Eixos**

VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
Caminhão "Toco"	19,2	5,85	6
Caminhão "Trucado"	27,6	4,13	10
"Romeu e Julieta"	51,6	14,65	18
"Semi-Reboque"	49,8	10,09	18

**QUADRO C.7 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D07 -
30% de Sobrecarga nos Eixos**

VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
Caminhão "Toco"	20,8	8,36	6
Caminhão "Trucado"	29,9	5,85	10
"Romeu e Julieta"	55,9	20,87	18
"Semi-Reboque"	54	14,37	18

**QUADRO C.8 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D08 -
Veículos Combinados Longos, obedecendo aos limites do CONTRAN**

VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
"Treminhão"	63,0	11,32	26
"Rodotrem"	74,0	6,81	34

**QUADRO C.9 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D09 -
Veículos Combinados Longos, com as cargas por eixo da "Proposta Turner"**

VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
"Treminhão"	41,9	1,92	26
"Rodotrem"	54,8	1,98	34

QUADRO C.10 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D10 - Veículos Combinados Longos, com 20% de sobrecarga nos eixos			
VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
"Treminhão"	75,6	25,17	26
"Rodotrem"	88,8	14,75	34

QUADRO C.11 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D11 - Pressão de Enchimento de 563 kPa, com os limites do CONTRAN			
VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
Caminhão "Toco"	16,0	2,18	6
Caminhão "Trucado"	23,0	1,59	10
"Romeu e Julieta"	43,0	5,47	18
"Semi-Reboque"	41,5	3,79	18

QUADRO C.12 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D12 - Pressão de Enchimento de 844 kPa, com os limites do CONTRAN			
VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
Caminhão "Toco"	16,0	3,81	6
Caminhão "Trucado"	23,0	2,77	10
"Romeu e Julieta"	43,0	9,57	18
"Semi-Reboque"	41,5	6,63	18

QUADRO C.13 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D13 - Pneus Extralargos, com pressão de 914 kPa, equipando veículos convencionais			
VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
Caminhão "Toco"	16,0	3,81	6
Caminhão "Trucado"	23,0	2,77	10
"Romeu e Julieta"	43,0	20,73	14
"Semi-Reboque"	41,5	10,22	12

QUADRO C.14 - Características dos Veículos Rodoviários de Carga: Série D14 - Pneus Extralargos, com pressão de 914 kPa, equipando veículos especiais			
VEÍCULO	PBTC (kN)	FEC do Veículo	Número de Pneus
"Treminhão"	63,0	39,73	18
"Rodotrem"	74,0	14,75	22

ANEXO D

DADOS DE ENTRADA DO PROGRAMA HDM-III - SÉRIE E: VOLUMES E TAXAS DE CRESCIMENTO DO TRÁFEGO

QUADRO D.1 - Volume e Composição de Tráfego: Série E01 - Limites de Carga por Eixo Estabelecidos pelo CONTRAN			
VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	31	77	153
Caminhão "Trucado"	33	98	164
"Romeu e Julieta"	48	161	281
"Semi-Reboque"	39	118	157
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	8	15	31
Caminhão "Trucado"	10	20	33
"Romeu e Julieta"	8	16	28
"Semi-Reboque"	4	8	12

QUADRO D.2 - Volume e Composição de Tráfego: Série E02 - Limites do CONTRAN, com Tolerância de 5% ("Lei da Balança")			
VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	28	70	140
Caminhão "Trucado"	30	91	152
"Romeu e Julieta"	44	148	259
"Semi-Reboque"	36	109	145
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	7	14	28
Caminhão "Trucado"	9	18	30
"Romeu e Julieta"	7	15	26
"Semi-Reboque"	4	7	11

**QUADRO D.3 - Volume e Composição de Tráfego: Série E03 -
Cargas por Eixo da "Proposta Turner"**

VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	93	232	464
Caminhão "Trucado"	58	174	290
"Romeu e Julieta"	104	347	608
"Semi-Reboque"	81	242	323
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	23	46	93
Caminhão "Trucado"	17	35	58
"Romeu e Julieta"	17	35	61
"Semi-Reboque"	8	16	24

**QUADRO D.4 - Volume e Composição de Tráfego: Série E04 -
Limites Legais de Carga por Eixo nos Estados Unidos**

VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	43	107	213
Caminhão "Trucado"	42	125	208
"Romeu e Julieta"	60	199	348
"Semi-Reboque"	77	231	308
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	11	21	43
Caminhão "Trucado"	12	25	42
"Romeu e Julieta"	10	20	35
"Semi-Reboque"	8	15	23

QUADRO D.5 - Volume e Composição de Tráfego: Série E05 - 10% de Sobrecarga nos Eixos			
VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	26	64	129
Caminhão "Trucado"	28	85	141
"Romeu e Julieta"	41	138	241
"Semi-Reboque"	34	101	135
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	6	12	28
Caminhão "Trucado"	8	17	28
"Romeu e Julieta"	7	14	24
"Semi-Reboque"	3	7	10

QUADRO D.6 - Volume e Composição de Tráfego: Série E06 - 20% de Sobrecarga nos Eixos			
VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	22	56	111
Caminhão "Trucado"	25	75	124
"Romeu e Julieta"	36	120	210
"Semi-Reboque"	30	89	118
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	6	11	22
Caminhão "Trucado"	7	15	25
"Romeu e Julieta"	6	12	21
"Semi-Reboque"	3	6	9

QUADRO D.7 - Volume e Composição de Tráfego: Série E07 - 30% de Sobrecarga nos Eixos			
VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	20	49	98
Caminhão "Trucado"	22	67	111
"Romeu e Julieta"	32	107	187
"Semi-Reboque"	26	79	105
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	5	10	20
Caminhão "Trucado"	7	13	22
"Romeu e Julieta"	5	11	19
"Semi-Reboque"	3	5	8

QUADRO D.8 - Volume e Composição de Tráfego: Série E08 - Veículos Combinados Longos, obedecendo aos limites do CONTRAN			
VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
"Treminhão"	37	114	185
"Rodotrem"	30	93	151
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
"Treminhão"	6	13	22
"Rodotrem"	5	11	18

QUADRO D.9 - Volume e Composição de Tráfego: Série E09 - Veículos Combinados Longos, com as cargas por eixo da "Proposta Turner"			
VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
"Treminhão"	78	241	391
"Rodotrem"	49	152	247
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
"Treminhão"	13	28	46
"Rodotrem"	8	18	29

QUADRO D.10 - Volume e Composição de Tráfego: Série E10 - Veículos Combinados Longos, com 20% de sobrecarga nos eixos			
VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
"Treminhão"	28	87	140
"Rodotrem"	23	72	116
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
"Treminhão"	5	10	17
"Rodotrem"	4	8	14

**QUADRO D.11 - Volume e Composição de Tráfego: Série E11 -
Pressão de 563 kPa, obedecendo aos limites de carga por eixo do CONTRAN**

VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	31	77	153
Caminhão "Trucado"	33	98	164
"Romeu e Julieta"	48	161	281
"Semi-Reboque"	39	118	157
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	8	15	31
Caminhão "Trucado"	10	20	33
"Romeu e Julieta"	8	16	28
"Semi-Reboque"	4	8	12

**QUADRO D.12 - Volume e Composição de Tráfego: Série E12 -
Pressão de 844 kPa, obedecendo aos limites de carga por eixo do CONTRAN**

VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	31	77	153
Caminhão "Trucado"	33	98	164
"Romeu e Julieta"	48	161	281
"Semi-Reboque"	39	118	157
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	8	15	31
Caminhão "Trucado"	10	20	33
"Romeu e Julieta"	8	16	28
"Semi-Reboque"	4	8	12

QUADRO D.13 - Volume e Composição de Tráfego: Série E13 - Pneus Extralargos, com pressão de 914 kPa, equipando veículos convencionais			
VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	31	77	153
Caminhão "Trucado"	33	98	164
"Romeu e Julieta"	47	157	275
"Semi-Reboque"	38	114	151
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
Caminhão "Toco"	8	15	31
Caminhão "Trucado"	10	20	33
"Romeu e Julieta"	8	16	28
"Semi-Reboque"	4	8	12

QUADRO D.14 - Volume e Composição de Tráfego: Série E14 - Pneus Extralargos, com pressão de 914 kPa, equipando veículos especiais			
VEÍCULO	Rodovias Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
"Treminhão"	36	112	181
"Rodotrem"	29	91	147
VEÍCULO	Rodovias Não-Pavimentadas		
	Volumes:		
	Baixo	Médio	Alto
"Treminhão"	6	12	21
"Rodotrem"	5	10	17

ANEXO E

RESULTADOS PARCIAIS DAS SIMULAÇÕES DOS FATORES DE TRÁFEGO COM O MODELO HDM-III: QUADROS E.1 a E.4 e FIGURAS E.1 a E.40

QUADRO E.1 - Resumo dos Custos em Função da Estratégia de Manutenção.				
Condição de Carregamento	CUSTOS DE MANUTENÇÃO E CONSTRUÇÃO		CUSTO TOTAL	
	Estratégia 0	Estratégia 3	Estratégia 0	Estratégia 3
01 *	18,55 **	56,17	2.544	2.409
02	18,55 (0%)	56,17 (0%)	2.428 (-4,6%)	2.302 (-4,4%)
03	22,63 (+22,0%)	55,33 (-1,5%)	4.230 (+66,3%)	3.995 (+65,9%)
04	20,48 (+10,4%)	55,75 (-0,7%)	3.247 (+27,6%)	3.068 (+27,4%)
05	18,55 (0%)	56,60 (+0,8%)	2.332 (-8,3%)	2.214 (-8,1%)
06	18,55 (0%)	56,60 (+0,8%)	2.160 (-15,1%)	2.052 (-14,8%)
07	18,55 (0%)	57,08 (+1,6%)	1.761 (-30,8%)	1.672 (-30,6%)
08	16,83 (-9,3%)	56,17 (0%)	1.481 (-41,8%)	1.406 (-41,6%)
09	20,48 (+10,4%)	55,33 (-1,5%)	2.678 (+5,3%)	2.543 (+5,6%)
10	18,55 (0%)	56,60 (+0,8%)	1.250 (-50,9%)	1.200 (-50,2%)
11	18,55 (0%)	55,75 (-0,7%)	2.541 (-0,1%)	2.409 (0%)
12	18,55 (0%)	56,60 (+0,8%)	2.551 (+0,3%)	2.410 (0%)
13	20,48 (+10,4%)	57,56 (+2,5%)	2.496 (-1,9%)	2.364 (-1,9%)
14	20,48 (+10,4%)	58,04 (+3,3%)	1.464 (-42,5%)	1.396 (-42,1%)

* alternativa "zero" (em relação à qual são calculadas as porcentagens de acréscimo ou redução nos custos)

** valores expressos em US\$ x 10⁶

onde:

- Estratégia 0: não fazer nada
 - Estratégia 3: tapar buracos e recapear
- e
- taxa de desconto = 12%
 - IRI = 4: rodovia pavimentada em condição regular
 - Volume de Tráfego: Médio (VDM = 1500).

QUADRO E.2 - Resumo dos Custos em Função do Volume de Tráfego.				
Condição de Carregamento	CUSTOS DE MANUTENÇÃO E CONSTRUÇÃO		CUSTO TOTAL	
	Volume Baixo	Volume Alto	Volume Baixo	Volume Alto
01 *	33,16 **	33,16	845	4.125
02	33,16 (0%)	33,16 (0%)	804 (-4,8%)	3.947 (-4,3%)
03	33,16 (0%)	33,16 (0%)	1.409 (+66,8%)	6.947 (+68,4%)
04	33,16 (0%)	33,16 (0%)	1.082 (+28,1%)	5.185 (+25,7%)
05	33,16 (0%)	33,16 (0%)	778 (-7,9%)	3.797 (-8,0%)
06	33,16 (0%)	33,16 (0%)	724 (-14,3%)	3.510 (-14,9%)
07	33,16 (0%)	33,16 (0%)	595 (+29,6%)	2.891 (-2,9%)
08	33,16 (0%)	33,16 (0%)	499 (-41,0%)	2.386 (-42,2%)
09	33,16 (0%)	33,16 (0%)	884 (+4,6%)	4.318 (+4,7%)
10	33,16 (0%)	33,16 (0%)	426 (-49,6%)	2.030 (-50,8%)
11	33,16 (0%)	33,16 (0%)	844 (0%)	4.118 (-0,2%)
12	33,16 (0%)	33,16 (0%)	846 (+0,1%)	4.144 (+0,4%)
13	33,16 (0%)	33,16 (0%)	834 (-1,3%)	3.797 (-8,0%)
14	33,16 (0%)	33,16 (0%)	492 (-41,7%)	2.403 (-41,7%)

* alternativa "zero" (em relação à qual são calculadas as porcentagens de acréscimo ou redução nos custos)

** valores expressos em US\$ x 10⁶

onde:

- Volume Baixo: VDM = 500
- Volume Alto: VDM = 2500
- e
- taxa de desconto = 12%
- IRI = 4: rodovia pavimentada em condição regular
- Estratégia 2: tapar buracos e selar trincas.

QUADRO E.3 - Resumo dos Custos em Função da Condição da Rodovia.				
Condição de Carregamento	CUSTO DE MANUTENÇÃO E CONSTRUÇÃO		CUSTO TOTAL	
	IRI 2	IRI 7	IRI 2	IRI 7
01 *	12,6 **	3,77	2.340	2700
02	12,6 (0%)	37,77 (0%)	2.236 (-4,4%)	2.580 (-4,5%)
03	9,72 (-22,8%)	35,59 (-6,3%)	3.888 (+66,2%)	4.507 (+66,9%)
04	12,38 (-1,7%)	37,79 (0%)	2.986 (+27,6%)	3.455 (+28,0%)
05	12,97 (+3,0%)	40,84 (+8,1%)	2.151 (-8,1%)	2.479 (-8,2%)
06	13,80 (+9,5%)	40,84 (+8,1%)	1.995 (-14,7%)	2.301 (-14,8%)
07	14,50 (+15,1%)	44,65 (+18,2%)	1.621 (-30,7%)	1.877 (-30,5%)
08	12,38 (-1,7%)	37,77 (0%)	1.348 (-42,4%)	1.577 (-41,6%)
09	9,68 (-23,2%)	35,38 (-6,3%)	2.461 (+5,2%)	2.841 (+5,2%)
10	13,80 (+9,5%)	40,83 (+8,1%)	1.149 (-50,9%)	1.349 (-50,0%)
11	12,38 (-1,7%)	37,77 (0%)	2.337 (-0,1%)	2.695 (-0,2%)
12	13,80 (+9,5%)	40,84 (+8,1%)	2.347 (0%)	2.710 (0%)
13	14,81 (+17,5%)	45,96 (+21,7%)	2.313 (-1,1%)	2.628 (-2,7%)
14	14,81 (+17,5%)	46,46 (+23,0%)	1.466 (-37,4%)	1.555 (-42,4%)

* alternativa "zero" (em relação à qual são calculadas as porcentagens de acréscimo ou redução nos custos)

** valores expressos em US\$ x 10⁶

onde:

- IRI = 2: rodovia pavimentada em boa condição
- IRI = 7: rodovia pavimentada em condição ruim
- e
- taxa de desconto = 12%
- Estratégia 2: tapar buracos e selar trincas.
- Volume de Tráfego: Médio (VDM = 1500).

QUADRO E.4 - Resumo dos Custos em Função da Taxa de Desconto.				
Solicitações do Tráfego	CUSTO DE MANUTENÇÃO E CONSTRUÇÃO		CUSTO TOTAL	
	T.D. = 0%	T.D. = 12%	T.D. = 0%	T.D. = 12%
01 *	67,56 **	33,16	6.781	2.521
02	67,56 (0%)	33,16 (0%)	6.469 (-4,6%)	2.409 (-4,5%)
03	65,56 (0%)	33,16 (0%)	11297 (+66,6%)	4.199 (+66,6%)
04	67,56 (0%)	33,16 (0%)	8.670 (+27,8%)	3.221 (-27,8%)
05	67,56 (0%)	33,16 (0%)	6.232 (-8,1%)	2.316 (-8,1%)
06	67,56 (0%)	33,16 (0%)	5.782 (-14,7%)	2.148 (-14,8%)
07	67,56 (0%)	33,16 (0%)	4.720 (-30,4%)	1.753 (-30,5%)
08	67,56 (0%)	33,16 (0%)	3.929 (-42,1%)	1.463 (-42,0%)
09	67,56 (0%)	33,16 (0%)	7.127 (-5,1%)	2.654 (-5,3%)
10	67,56 (0%)	33,16 (0%)	3.354 (-50,5%)	1.247 (-50,5%)
11	67,56 (0%)	33,16 (0%)	6.770 (-0,2%)	2.518 (-0,1%)
12	67,56 (0%)	33,16 (0%)	6.809 (+0,4%)	2.528 (+0,3%)
13	67,56 (0%)	33,16 (0%)	6.733 (-0,7%)	2.492 (-1,2%)
14	67,56 (0%)	33,16 (0%)	3.962 (-41,6%)	1.432 (-43,2%)

* alternativa "zero" (em relação à qual são calculadas as porcentagens de acréscimo ou redução nos custos)

** valores expressos em US\$ x 10⁶

onde:

- IRI = 4: rodovia pavimentada em condição regular
- Estratégia 2: tapar buracos e selar trincas.
- Volume de Tráfego: Médio (VDM = 1500).

Figura E.1 - Custos de Manutenção em Função da Condição de Carregamento:
Estratégia 0, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e VDM = 1500.

Figura E.2 - Custos de Manutenção em Função da Condição de Carregamento:
Estratégia 3, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e VDM = 1500.

Variação Percentual do Custo Total Estratégia 0

Figura E.3 - Custo Total em Função da Condição de Carregamento: Estratégia 0, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e VDM = 1500.

Variação Percentual do Custo Total Estratégia 3

Figura E.4 - Custo Total em Função da Condição Carregamento: Estratégia 3, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e VDM = 1500.

Figura E.5 - Variação do Custo Total em Função da Condição Carregamento: Baixo Volume de Tráfego, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e Estratégia 2.

Figura E.6 - Custos de Manutenção em Função da Condição de Carregamento: Elevado Volume de Tráfego, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e Estratégia 2.

Variação Percentual do Custo Total Baixo Volume de Tráfego

Figura E.7 - Custo Total em Função da Condição de Carregamento: Baixo Volume de Tráfego, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e Estratégia 2.

Variação Percentual do Custo Total Elevado Volume de Tráfego

Figura E.8 - Custo Total em Função da Condição Carregamento: Elevado Volume de Tráfego, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e Estratégia 2.

**Variação Percentual dos Custos de
Manutenção e Construção
IRI = 2**

Figura E.9 - Custos de Manutenção e Construção em Função da Condição de Carregamento: IRI = 2, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e VDM = 1500.

**Variação Percentual dos Custos de
Manutenção e Construção
IRI = 7**

Figura E.10 - Custos de Manutenção e Construção em Função da Condição de Carregamento: IRI = 7, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e VDM = 1500.

Figura E.11 - Custo Total em Função da Condição de Carregamento: IRI = 2, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e VDM = 1500.

Figura E.12 - Custo Total em Função da Condição de Carregamento: IRI = 7, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e VDM = 1500.

Figura E.13 - Variação dos Custos de Manutenção e Construção em Função da Condição de Carregamento: Taxa de Desconto de 0%, VDM = 1500, IRI = 4 e Estratégia 2.

Figura E.14 - Variação dos Custos de Manutenção e Construção em Função da Condição de Carregamento: Taxa de Desconto de 12%, VDM = 1500, IRI = 4 e Estratégia 2.

Figura E.15 - Custo Total em Função da Condição de Carregamento: Taxa de Desconto de 0%, VDM = 1500, IRI = 4 e Estratégia 2.

Figura E.16 - Custo Total em Função da Condição de Carregamento: Taxa de Desconto de 12%, VDM = 1500, IRI = 4 e Estratégia 2.

Variação Percentual dos Custos Estratégia 0

Figura E.17 - Variação Percentual dos Custos em Função da Pressão de Enchimento dos Pneus: Estratégia 0, VDM = 1500, IRI = 4 e Taxa de Desconto de 12%.

Variação Percentual dos Custos Estratégia 3

Figura E.18 - Variação Percentual dos Custos em Função da Pressão de Enchimento dos Pneus: Estratégia 3, VDM = 1500, IRI = 4 e Taxa de Desconto de 12%.

Variação Percentual dos Custos Baixo Volume de Tráfego

Figura E.19 - Variação Percentual dos Custos em Função da Pressão de Enchimento dos Pneus: Baixo Volume de Tráfego, Taxa de Desconto de 12 % , IRI = 4, Estratégia 2.

Variação Percentual dos Custos Elevado Volume de Tráfego

Figura E.20 - Variação Percentual dos Custos em Função da Pressão de Enchimento dos Pneus: Elevado Volume de Tráfego, Taxa de Desconto de 12 % , IRI =4, Estratégia 2.

Variação Percentual dos Custos IRI = 2

Figura E.21 - Variação Percentual dos Custos em Função da Pressão de Enchimento dos Pneus: IRI = 2, Estratégia 2, VDM = 1500, Taxa de Desconto de 12%.

Variação Percentual dos Custos IRI = 7

Figura E.22 - Variação Percentual dos Custos em Função da Pressão de Enchimento dos Pneus: IRI = 7, Estratégia 2, VDM = 1500, Taxa de Desconto de 12%.

Variação Percentual dos Custos
Taxa de Desconto = 0%

Figura E.23 - Variação Percentual dos Custos em Função da Pressão de Enchimento dos Pneus: Taxa de Desconto de 0%, IRI = 4, VDM = 1500, Estratégia 2.

Variação Percentual dos Custos
Taxa de Desconto de 12%

Figura E.24 - Variação Percentual dos Custos em Função da Pressão de Enchimento dos Pneus: Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4, VDM = 1500, Estratégia 2.

Variação Percentual dos Custos de Manutenção e Construção Estratégia 0

Figura E.25 - Variação Percentual dos Custos de Manutenção em Função do Tipo de Rodagem: Estratégia 0, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e VDM = 1500.

Variação Percentual dos Custos de Manutenção e Construção Estratégia 3

Figura E.26 - Variação Percentual dos Custos de Manutenção em Função do Tipo de Rodagem: Estratégia 3, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e VDM = 1500.

Variação Percentual do Custo Total Estratégia 0

Figura E.27 - Custo Total em Função do Tipo de Rodagem: Estratégia 0, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e VDM = 1500.

Variação Percentual do Custo Total Estratégia 3

Figura E.28 - Custo Total em Função do Tipo de Rodagem: Estratégia 3, Taxa de Desconto de 12%, IRI = 4 e VDM = 1500.

Figura E.29 - Custos de Manutenção em Função do Tipo de Rodagem: Baixo Volume de Tráfego, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e IRI = 4.

Figura E.30 - Custos de Manutenção em Função do Tipo de Rodagem: Elevado Volume de Tráfego, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e IRI = 4.

Variação Percentual do Custo Total Baixo Volume de Tráfego

Figura E.31 - Custo Total em Função do Tipo de Rodagem: Baixo Volume de Tráfego, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e IRI = 4.

Variação Percentual do Custo Total Elevado Volume de Tráfego

Figura E.32 - Custo Total em Função do Tipo de Rodagem: Elevado Volume de Tráfego, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e IRI = 4.

**Variação Percentual dos Custos de
Manutenção e Construção
IRI = 2**

Figura E.33 - Custos de Manutenção em Função do Tipo de Rodagem: IRI = 2, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e VDM = 1500.

**Variação Percentual dos Custos de
Manutenção e Construção
IRI = 7**

Figura E.34 - Custos de Manutenção em Função do Tipo de Rodagem: IRI = 7, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e VDM = 1500.

Variação Percentual do Custo Total
IRI = 2

Figura E.35 - 'Custo Total em Função do Tipo de Rodagem: IRI = 2, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e VDM = 1500.

Variação Percentual do Custo Total
IRI = 7

Figura E.36 - 'Custo Total em Função do Tipo de Rodagem: IRI = 7, Estratégia 2, Taxa de Desconto de 12% e VDM = 1500.

Figura E.37 - Custos de Manutenção em Função do Tipo de Rodagem: Taxa de Desconto de 0%, Estratégia 2, IRI = 4 e VDM = 1500.

Figura E.38 - Custos de Manutenção em Função do Tipo de Rodagem: Taxa de Desconto de 12%, Estratégia 2, IRI = 4 e VDM = 1500.

Variação Percentual do Custo Total
Taxa de Desconto = 0%

Figura E.39 - Custo Total em Função do Tipo de Rodagem: Taxa de Desconto de 0%, Estratégia 2, IRI = 4 e VDM = 1500.

Variação Percentual do Custo Total
Taxa de Desconto = 12%

Figura E.40 - Custo Total em Função do Tipo de Rodagem: Taxa de Desconto de 12%, Estratégia 2, IRI = 4 e VDM = 1500.