LIEDI LÉGI BARIANI BERNUCCI

**CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE
PAVIMENTOS UTILIZANDO SOLOS LATERÍTICOS PARA RODOVIAS
DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO**

**Tese apresentada à Escola Politécnica
da USP para obtenção do Título de Doutor
em Engenharia de Transportes**

**São Paulo
1995**

Bernucci, Liedi Légi Bariani

**Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos
utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego.
237pp**

**Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.**

**1.Pavimentos 2.Rodovias de baixo volume de tráfego 3.Solos
lateríticos I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
Departamento de Engenharia de Transportes II.t**

LIEDI LÉGI BARIANI BERNUCCI
Engenheira Civil pela Escola Politécnica da USP em 1981

**CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE
PAVIMENTOS UTILIZANDO SOLOS LATERÍTICOS PARA RODOVIAS
DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO**

**Tese apresentada à Escola Politécnica da
USP para obtenção do Título de Doutor
em Engenharia de Transportes**

Orientador: Prof. Dr. Franco Balduzzi
Institut für Geotechnik
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Coorientador: Prof.Dr. Jorge Pimentel Cintra
Departamento de Engenharia de Transportes
Escola Politécnica da USP

São Paulo
1995

Cad. N° 2349160

22/03/96

OK

95/66/PTR

fl. 66

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA

TERMO DE JULGAMENTO
DE
DEFESA DE TESE DE DOUTORAMENTO

Aos 15 dias do mês de dezembro de 1995, às 14:00 horas,
no Edifício Paula Souza

da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, presente a Comissão Julgadora, integrada
pelos Senhores Professores Drs. Jorge Pimentel Cintra, Co-Orientador da can-
didata, Carlos Yukio Suzuki, Paulo Teixeira da Cruz, Glauco Tulio Pessa
Fabbri e Manoel Henrique Alba Sória N° Func. Q. 178535

iniciou-se a Defesa de Tese de Doutorado do Senhor

LIEDI LEGI BARIANI BERNUCCI N° Func. 607363

Título da Tese "Considerações Sobre o Dimensionamento de Pavimentos Utili-
zando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego

Concluída a arguição, procedeu-se ao julgamento na forma regulamentar, tendo a Comissão
Julgadora atribuído ao candidato as seguintes notas:

<u>Prof.Dr.Jorge Pimentel Cintra</u>	(10,0)	(dez)
<u>Prof.Dr.Carlos Yukio Suzuki</u>	(10,0)	(dez)
<u>Prof.Dr.Paulo Teixeira da Cruz</u>	(10,0)	(dez)
<u>Prof.Dr.Glauco Tulio Pessa Fabbri</u>	(10,0)	(dez)
<u>Prof.Dr.Manoel Henrique Alba Sória</u>	(10,0)	(dez)

Para constar, é lavrado o presente termo, que vai assinado pela Comissão Julgado-
ra e pelo Secretário da Seção de Pós-Graduação.

São Paulo, 15 de dezembro de 1995.-

Presidente [Assinatura]
Secretário Mara Fátima de Jesus Luz Sanches

Observações: 2 pareceres por pareceres, 4 de pareceres e 2 de pareceres, 2 de pareceres e 2 de pareceres

*ORIENTADOR: Prof. Dr. Franco Balduzzi Desembolado

Homologada pela C.P.G. em reunião realizada a 05/02/1996

BC

*Dedico com amor:
ao meu marido Niklaus,
aos meus filhos André e Felipe
e aos meus pais Leila e Luiz*

AGRADECIMENTOS

Agradeço:

Ao Prof Balduzzi, pela orientação e, sobretudo, por ter me mostrado a importância da pesquisa como contribuição ao desenvolvimento tecnológico e científico;

Ao Prof Cintra pela sua dedicação e colaboração em todos os momentos desse trabalho;

Ao Prof. Nogami pelas sugestões e cessão de dados para a tese;

À amiga Maria Eugênia pela importante colaboração e sugestões em todos os capítulos.

Ao amigos Orlando Strambi e Celso pela preciosa cooperação e palavras de estímulo em cada etapa da elaboração deste trabalho;

Ao amigo Paulo Serra pela coleta das amostras e pelas viagens pelo interior mostrando-me os pavimentos de baixo custo;

Aos professores Villibor, Souza Pinto, Suzuki, Balbo, Mahler, Fernando Marinho, Miguel Bucalém e Laura Motta pelas sugestões e colaboração;

Ao geol. Helder pelo incentivo e explicações importantes sobre a geologia do Estado de São Paulo;

Às minhas amigas Sílvia, Maria, Karin, Cristina, e Débora pelo carinho em várias ocasiões;

Ao amigo Orlando Fontes por ter colaborado com minhas funções na Comissão de Graduação da EPUSP;

À ETHZ por ter colocado à minha disposição seus laboratórios;

À VSS pela colaboração financeira ao projeto coordenado pelo Prof. Balduzzi;

À FAPESP pela bolsa sanduíche;

Ao Emil Honegger pelas fotos e apoio em todos os momentos de estágio na Suíça, aos eng. Zweidler e Bleiker pela calibração do equipamento triaxial dinâmico, ao Dr. Caprez pelas idéias e discussão dos ensaios, e ao Sr. Belfanti pela construção de vários equipamentos utilizados no decorrer dos ensaios;

Ao Edson de Moura e ao Joaquim pelos ensaios de classificação de solos;

À Kimico pela colaboração em vários momentos deste trabalho;

Ao Arildo pelas cópias;

Aos meus pais, à minha irmã e ao meu cunhado pela ajuda carinhosa em todos os momentos.

Ao meu marido, fiel companheiro das horas difíceis, por tudo que fez por mim, e aos meus filhos meu pedido de desculpas pela minha ausência nos últimos tempos.

RESUMO

Este trabalho apresenta diversas considerações a respeito do dimensionamento de pavimentos de baixo custo que utilizam solos lateríticos em sua estrutura. Esses pavimentos são construídos para rodovias de baixo volume de tráfego que, apesar de serem utilizadas por pequeno número de veículos diariamente, podem ser solicitadas por veículos muito pesados, provenientes das regiões agrícolas, usineiras e industriais. A despeito dos solos lateríticos não atenderem as especificações tradicionais e das estruturas serem incompatíveis com as normas de dimensionamento vigentes, as soluções de baixo custo têm mostrado um bom desempenho em rodovias de baixo volume de tráfego.

Foram estudadas diversas variáveis intervenientes no projeto do pavimento: a composição do tráfego nessas rodovias; o clima atuante no Estado de São Paulo, responsável por umidades de equilíbrio inferiores àsquelas nas quais os solos foram compactados; e as propriedades geotécnicas dos solos lateríticos. Foram enfocadas as características desses solos que auxiliam na sua identificação em campo e em laboratório, e que podem ser exploradas para o bom desempenho dos pavimentos. A partir de ensaios de módulos de resiliência, mostra-se a importância da coesão dos solos lateríticos, responsável por sua estabilidade e comportamento adequado em bases de pavimentos.]

Finalmente, são verificadas as estruturas de pavimentos de baixo custo com base nos conceitos do método norte-americano de dimensionamento de pavimentos da AASHTO-1986. Os resultados corroboram o uso de estruturas esbeltas, normalmente adotadas no Estado de São Paulo.

ABSTRACT

This thesis proposes to study several aspects of the design of low-cost pavements structurally consisting of lateritic soils. These pavements are utilized for low-volume roads; although used on a daily basis by a small number of vehicles, they might also be requested by heavy trucks typical for agricultural and industrial areas. Thin-layered pavements of lateritic soils have been successfully used in low-volume roads in the State of São Paulo, in spite of the fact that these soils do not conform to traditional specifications and that such structures are not in accordance to current design requirements.

Several factors relevant to the pavement design have been analyzed: traffic composition on such roads; climatic conditions of the state of São Paulo, responsible for equilibrium moisture contents lower than those at which the soils were originally compacted; and the geotechnical properties of lateritic soils. Emphasis is given to soil characteristics useful to field and laboratory identification and necessary to ensure good performance of the pavement. The importance of the cohesion of lateritic soils, responsible for the stability and good performance of pavement bases, is demonstrated by means of resilient moduli test results.

Finally, the structure of low-cost pavements has been verified within the framework of the AASHTO-1986 pavement design method. The results support the use of thin-layered pavement structures, widely adopted in the State of São Paulo.

ÍNDICE

Objetivos	1
Capítulo 1: Importância das Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	2
1.1. Introdução	2
1.2. Caracterização das Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	2
1.3. Caracterização de Pavimentos de Baixo Custo	4
1.4. Importância das Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	5
1.5. Importância da Adequabilidade do Projeto e da Construção dos Pavimentos de Baixo Custo	9
 Capítulo 2: Tráfego	
2.1. Introdução	11
2.2. Cálculo do Número N de Repetições de Carga	11
2.3. Período de Projeto para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	14
2.4. Taxa de Crescimento observada em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	14
2.5. Volume Diário Médio de Veículos em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	15
2.6. Fator de Veículo em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	16
2.6.1. Composição do Tráfego	16
2.6.2. Distribuição de Cargas por Tipo de Eixo	20
2.6.3. Fator de Equivalência de Carga	21
2.6.4. Contribuição do Eixo Simples de Rodas Simples no Fator de Veículo	23
2.6.5. Contribuição dos Eixos Traseiros no Fator de Veículo	25
2.6.6. Análise da Variação do Fator de Veículo	27
2.7. O Número N em Função do Fator de Veículos e do VDM	28
 Capítulo 3: Condições Climáticas do Estado de São Paulo	32
3.1. Introdução	32
3.2. Condições Climáticas do Estado de São Paulo	33
3.2.1. Geomorfologia	33
3.2.2. Temperatura	36
3.2.3. Precipitações	38
3.2.4. Evapotranspiração	39
3.3. Classificação Climática do Estado de São Paulo	40
3.4. Classificação Climática e sua Relação com a Disponibilidade de Solos no Estado de São Paulo e Umidade de Equilíbrio de Solos em Pavimentos	43

Capítulo 4:	<i>Características Gerais, Identificação e Classificação de Solos Lateríticos</i>	52
4.1.	Introdução	52
4.2.	Terminologia	52
4.3.	Ocorrência de Solos Lateríticos	54
4.4.	Características Gerais dos Solos Lateríticos	56
4.5.	Identificação de Solos Tropicais	59
4.6.	Classificação de Solos	66
4.6.1.	Classificação Unificada e Rodoviária dos Solos	66
4.6.2.	Classificação de Solos Tropicais	67
4.7.	Comentários	71
Capítulo 5	<i>Compactação de Solos Lateríticos</i>	72
5.1.	Introdução	72
5.2.	Características das Curvas de Compactação	72
5.3.	Resultados de Ensaio de Compactação de Solos Lateríticos em Laboratório	73
5.4.	O Ensaio MCV: Sua Importância no Projeto e no Controle Tecnológico de Compactação	77
5.5.	Compactação em Campo	80
5.6.	Comentários	83
Capítulo 6	<i>Índice de Suporte CBR de Solos Lateríticos Compactados</i>	84
6.1.	Introdução	84
6.2.	Algumas Considerações sobre o Ensaio CBR	84
6.3.	Relação do Índice CBR com Outras Propriedades	86
6.4.	Valores de Mini-CBR de Solos Lateríticos Compactados	87
6.5.	Perda de Umidade dos Solos nas Regiões Tropicais e suas Consequências no Índice CBR	92
6.6.	Comentários	95
Capítulo 7	<i>Expansão e Contração de Solos Lateríticos Compactados</i>	97
7.1.	Introdução	97
7.2.	Relação entre a Contração e a Expansão de Solos Lateríticos Compactados	97
7.3.	Limitação do Total de Expansão na Escolha de Materiais	98
7.4.	Limitação do Total de Contração na Escolha de Materiais	101
7.5.	Efeito de Secagem na Expansibilidade de Solos Lateríticos Compactados	105
7.6.	Comentários	109

Capítulo 8 *Permeabilidade de Solos Lateríticos Compactados* 111

8.1. Introdução	111
8.2. A Água do Solo	111
8.3. Influência da Evaporação e das Precipitações	113
8.4. Distribuição da Umidade e da Sucção nos Pavimentos de Baixo Custo com Solos Lateríticos	114
8.5. O Papel da Temperatura na Umidade dos Pavimentos de Baixo Custo Construídos com Solos Lateríticos	117
8.6. Movimentação da Água nos Pavimentos de Baixo Custo construídos com Solos Lateríticos	119
8.7. Avanço da Frente de Umidade em Bases de Pavimentos construídos com Solos Lateríticos compactados	122
8.8. Comentários	126

Capítulo 9 *Módulo Resiliente de solos Lateríticos Compactados* 131

9.1. Introdução	131
9.2. Importância do Módulo Resiliente	131
9.3. Variáveis Intervenientes no Valor do Módulo Resiliente	134
9.3.1. Natureza e Estado dos Materiais	134
9.3.2. Solicitação de Carga	135
9.4. Características dos Solos Lateríticos Estudados	138
9.4.1. Tipos de Solos Lateríticos Estudados	138
9.4.2. Curvas de Compactação dos Solos Estudados	139
9.5. Preparação dos Corpos de Prova para o Ensaio de Resiliência	141
9.5.1. Preparação das Amostras para a Compactação	141
9.5.2. Métodos de Compactação Utilizados	141
9.5.3. Condições de Umidade e Grau de Compactação para o Ensaio de Resiliência	143
9.6. Equipamento para o Ensaio de Resiliência e Método de Ensaio Utilizado	147
9.7. Módulo Resiliente dos Solos Lateríticos Estudados	150
9.7.1. Areia Laterítica Descalvado	150
9.7.2. Areia Argilosa Laterítica Nátuico	153
9.7.3. Areia Argilosa Laterítica Américo Brasileira	157
9.7.4. Areia Arenosa Laterítica Santa Gertrudes	161
9.8. Deformações Resilientes e Permanentes Verificadas nos Ensaio de Resiliência	165
9.9. Relação entre o Módulo Resiliente e o CBR Determinados em Laboratório	169
9.10. Módulo Resiliente Equivalente de Camadas de Solos Lateríticos Compactados em Campo	174
9.11. Relação do Módulo Resiliente Equivalente de Camadas de Solos Lateríticos com o CBR	180
9.12. Comentários	181

Capítulo 10	<i>Dimensionamento de Pavimentos com Solos Lateríticos: Aplicação do Método da AASHTO 86</i>	186
10.1.	Introdução	186
10.2.	Pistas -Teste	187
10.3.	Alguns Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis	188
10.3.1.	Método CBR e do Corpo de Engenheiros Norte-Americano	188
10.3.2.	Método do DNER e DER-SP	190
10.3.3.	Métodos Desenvolvidos para Países Tropicais	192
10.3.4.	Métodos Exclusivos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	193
10.3.5.	Métodos Mecanísticos	194
10.4.	Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis da AASHTO 1986	196
10.4.1.	Modelo Geral para o Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis	196
10.4.2.	Método Expedito de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	201
10.5.	Aplicação do Modelo da AASHTO-1986 para o Dimensionamento de Pavimentos de Baixo Custo	202
10.5.1.	Tráfego	202
10.5.2.	Gráficos de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	203
10.5.3.	Cálculo das Espessuras de Camadas de Solos Lateríticos: Coeficientes de Camada	205
10.5.4.	Serventia dos Pavimentos de Baixo Custo em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	208
10.5.5.	Permeabilidade e Saturação dos Materiais da Estrutura de Pavimentos de Baixo Volume de Tráfego	211
10.6.	Verificação de Estruturas de Pavimentos de Baixo Custo pelo Método da AASHTO-1986	211
10.7.	Comentários	219
	Conclusões	222
	Bibliografia	225
	ANEXOS	

Objetivos

O objetivo principal da tese é apresentar uma contribuição para o projeto de dimensionamento de pavimentos flexíveis para rodovias de baixo volume de tráfego no Estado de São Paulo, analisando algumas soluções típicas de baixo custo. Essas estruturas alternativas de pavimento são constituídas de bases, sub-bases e reforços do subleito construídos com solos lateríticos e utilizam revestimentos asfálticos esbeltos, com espessuras da ordem de décimos de centímetros até cerca de 3 cm.

Para atingir o objetivo proposto, ao longo do trabalho apresentam-se considerações sobre algumas características particulares das rodovias de baixo volume de tráfego do Estado de São Paulo e das soluções de baixo custo. Inicialmente, abordam-se nos Capítulos 1 a abrangência e a importância das rodovias de baixo volume de tráfego e dos pavimentos de baixo custo. No Capítulo 2, estuda-se o tráfego usuário. No Capítulo 3, apresentam-se as características climáticas predominantes no Estado de São Paulo de maneira a possibilitar a compreensão dos prováveis estados nos quais os solos lateríticos trabalham nas estruturas de pavimentos.

Os Capítulos 4 a 9 tratam das propriedades geotécnicas de interesse viário dos solos lateríticos, abordando-se desde a importância da identificação e da classificação dos solos na escolha correta dos materiais, ao estudo das propriedades de compactação, contração e expansão, permeabilidade e resistência nos ensaios CBR e de módulo resiliente.

No Capítulo 10, com base em resultados de ensaios de laboratório e de campo, e na extensa experiência brasileira na construção de pavimentos de baixo custo, verifica-se a aplicabilidade do mais recente método de dimensionamento proposto pela AASHTO (1986) que dedica, pela primeira vez, um capítulo exclusivamente às rodovias de baixo volume de tráfego. Finalmente, mostra-se a adequabilidade de algumas estruturas alternativas típicas por meio desse método consagrado e largamente utilizado em vários países.

Espera-se que as considerações tecidas nesta tese venham a colaborar, ainda que apenas com uma pequena parcela, no extenso trabalho ao qual vários engenheiros e pesquisadores têm se dedicando, empenhados na difusão e na consolidação de soluções alternativas para a pavimentação, já testadas no Brasil com sucesso, proporcionando grande economia, sem detrimento da qualidade técnica.

Capítulo 1

Importância das Rodovias de Baixo Volume de Tráfego e dos Pavimentos de Baixo Custo

1.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, define-se o que se entende por rodovias de baixo volume de tráfego e por pavimentos de baixo custo. Discute-se a carência de rodovias pavimentadas no Brasil, onde ainda 90% da malha rodoviária encontra-se em terra. Incluem-se dados que realçam a importância crescente que as rodovias de baixo volume de tráfego vem exercendo na malha rodoviária paulista nos últimos 20 anos.

1.2. CARACTERIZAÇÃO DAS RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

O presente trabalho trata de rodovias de baixo volume de tráfego, com pavimentos flexíveis de baixo custo, dimensionados para um tráfego previsto de no mínimo 10^4 e no máximo 10^6 repetições de carga equivalentes ao eixo padrão⁽¹⁾ de 82 kN ($10^4 \leq N \leq 10^6$), durante o período de projeto considerado. Essa categoria abrange rodovias vicinais, acessos rodoviários, acostamentos de rodovias tronco, desvios de tráfego temporários, etc.

Adota-se, em geral, 10 anos para o período de projeto no caso de vias dessa natureza, não havendo, no entanto, uma regra geral para esta escolha. Tendo em vista a classe dessas rodovias e que, em países em desenvolvimento, a previsão do tráfego é uma tarefa complexa, costuma-se admitir projetos para até 15 anos no máximo.

(1) Entende-se por eixo padrão, o eixo simples de rodas duplas, configuração encontrada nos eixos traseiros dos veículos comerciais, como em alguns ônibus e em caminhões médios e pesados da subclasse 2C, conforme classificação do DNER.

A AASHTO norte-americana (1986), em seu mais recente método de dimensionamento de pavimentos, dedicou pela primeira vez um capítulo exclusivo às rodovias de baixo volume de tráfego, dado o papel importante que estas rodovias vem desempenhando nos Estados Unidos. Nesse método, restringe-se a designação de rodovias de baixo volume de tráfego àquelas cujo número N de repetições de carga equivalentes ao eixo padrão não excede a 10^6 .

Nos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER (Souza, 1979) e DER-SP (1982) não há uma classificação ou subdivisão por categorias de rodovias, embora algumas recomendações especiais, mais econômicas, sejam válidas apenas para as rodovias onde N é menor que 10^6 .

Rodovias Vicinais é um termo bastante difundido, porém ainda não há no meio técnico um consenso sobre esta designação. O BIRD juntamente com o BNDE e DNER (1979) participaram de um programa para a ampliação e a melhoria da malha rodoviária vicinal. Nesse programa, a consideração de rodovias vicinais do ponto de vista funcional é tão ampla e genérica que não colabora no esclarecimento da questão. Em termos de tráfego, limita em 700 o volume diário médio de veículos (VDM) projetado para o 10º ano de operação. Segundo Schmidt (1988), as vicinais deveriam significar ligações entre vizinhos, como a própria acepção do radical da palavra, ou seja, rodovias de carácter eminentemente local. Elas serveriam como elo de ligação entre áreas rurais e centros ou núcleos urbanos próximos, cuja função não chega a ser de uma via alimentadora.

No meio rodoviário brasileiro, é comum utilizar o termo *vias de tráfego leve*. A Prefeitura do Município de São Paulo tem classificado o tráfego como: muito leve para $N = 10^4$; leve para $N = 10^5$ e médio para $N = 10^6$, considerando em todos os casos o eixo padrão de 82 kN e um período de projeto de 10 anos (PMSP, 1992). Essa expressão *tráfego leve* traz a desvantagem de dar uma falsa idéia do peso dos veículos que trafegam. Na realidade, sabe-se que há ocorrência considerável de veículos comerciais trafegando com carga acima da legal(2), principalmente na época de safra, por falta de controle de pesagem nesses tipos de vias. Por esses motivos, adotou-se o termo **rodovias de baixo volume de tráfego**, correspondente a "low-volume-roads" em inglês, empregado pela AASHTO (1986), que no nosso entender expressa melhor a idéia de *número de veículos*, que trafega no período de projeto.

(2) No Brasil, tem-se como carga máxima legal: 60 kN para os eixos simples de rodas simples, 100 kN para os eixos traseiros constituídos de eixo simples de rodas duplas; 170 kN para os eixos tandem duplos; e 255 kN para os eixos tandem triplos.

1.3. CARACTERIZAÇÃO DE PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO

Nas rodovias de baixo volume de tráfego, a adoção de estruturas alternativas de pavimento, com bases, sub-bases e reforços do subleito construídos com materiais locais e revestimentos asfálticos pouco espessos (alguns milímetros a 3 cm), tem propiciado grande redução no custo total do pavimento. Estas soluções são chamadas neste trabalho de *pavimentos de baixo custo*.

Santana (1993) tem designado pavimento de baixo custo aqueles "projetados para um tráfego limitado, onde se maximiza o uso de materiais locais com o emprego de tecnologias que traduzam a experiência regional ou de lugares com condições gerais semelhantes, de modo a conseguir um resultado técnico e economicamente satisfatório".

Villibor et al (1993) têm preferido atribuir o nome de *pavimentos de baixo custo inicial*, admitindo um período de projeto de 10 anos ou a possibilidade de se estabelecer um programa de pavimentação por etapas, com baixo investimento inicial e um planejamento de intervenções futuras, complementares, a curto e médio prazo.

Atualmente, há várias opções alternativas que, comparadas com as tradicionalmente especificadas, podem baratear os custos da pavimentação. Algumas dessas possibilidades são: solos lateríticos, misturas com granulometria descontínua de solos lateríticos com agregados, lateritas, alguns solos saprolíticos, solos estabilizados quimicamente, entre outros.

No presente trabalho, serão abordadas somente as soluções alternativas envolvendo o uso de solos lateríticos como material de base, sub-base ou reforço do subleito. Essa escolha deve-se ao fato da abundante ocorrência de solos lateríticos e a carência de materiais granulares, tradicionalmente nobres para a pavimentação em regiões tropicais.

Na *Tabela 1.1* apresentam-se, para efeito comparativo, preços de materiais que podem ser utilizados para a construção de bases de rodovias de baixo volume de tráfego, segundo tabela de preços do DER-SP de novembro de 1994, compostos a partir das descrições de serviços contidas no Caderno de Serviços do DER-SP de janeiro de 1992. A adoção de soluções alternativas na base e, ainda, no reforço ou sub-base, reduzem substancialmente os custos totais de pavimentação, sem no entanto quaisquer modificações no tipo de revestimento asfáltico.

Material de Base	Preços Unitários em R\$ / m ² (*)
brita graduada simples	6,08
macadame hidráulico	6,23
solo-cimento usinado com 10% de cimento em volume	4,08
solo-brita com 75% em peso de brita	3,90
solo-brita com 50% em peso de brita	2,92
base estabilizada granulometricamente	1,97
base de solo estabilizado quimicamente	1,83
solo arenoso fino a 100% da energia intermediária	1,00

(*) referente a uma distância média de transporte de 5 km e espessura de camada acabada de 15 cm.

Tabela 1.1: Preços de material de base segundo Tabela de Preços Unitários do DER-SP, novembro de 1994. Composição de preços conforme descrição dos serviços da Fase 02 - Pavimentação, do Caderno de Serviços do DER-SP, janeiro de 1992

1.4. IMPORTÂNCIA DAS RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

Pode-se dizer que até 1950, a extensão da rede pavimentada brasileira era insignificante, contando com apenas 1300 km (Tabela 1.2). Na mesma época, os Estados Unidos já contavam com 700.000 km de rede pavimentada e o Reino Unido com 280.000 km. Em 1987, havia nos Estados Unidos 3.500.000 km de rodovias pavimentadas. Em contrapartida, no Brasil, apenas cerca de 10% da rede de rodovias, incluindo as federais, estaduais e municipais, está pavimentada, perfazendo um total de 150.000 km.

Nos anos 60 e 70, o programa de pavimentação brasileira intensificou-se. Nos anos 80, expressiva parcela das rodovias pavimentadas apresentou a necessidade de reabilitação por causa do "envelhecimento" dos pavimentos devido à falta de conservação e manutenção adequadas. A partir de então, a comunidade técnica tem estado atenta ao problema da recuperação dos pavimentos, preocupada com a conservação de valioso patrimônio. Por esse motivo, vem sendo desenvolvidos, principalmente nos últimos anos, métodos para projeto de reabilitação, técnicas construtivas e sistemas de gerência de manutenção, de forma a estudar diferentes estratégias de manutenção, procurando a otimização dos escassos recursos orçamentários disponíveis.

país	ano	extensão total da rede rodoviária (km)	extensão total da rede rodoviária pavimentada (km)	% da rede pavimentada em relação ao total
Argentina (1)	1950	170.000	17.000	10
	1986	337.000	90.990	27
Kenya (1)	1950	21.000	400	2
	1984	87.000	10.000	12
Reino Unido (1)	1950	294.000	282.000	96
	1988	563.000	563.000	100
Estados Unidos (1)	1950	2.406.000	698.000	29
	1987	6.233.000	3.490.000	56
Brasil (2)	1950	n.d.	1.300	n.d.
	1989	1.500.000	150.000 (3)	10

Tabela 1.2: *Dados comparativos da rede rodoviária total e pavimentada de alguns países na década de 50 e de 80.*

Fonte: (1) Millard, 1993

(2) Santana, 1989

(3) Segundo os dados atualizados do DNER em 31.12.93, a rede pavimentada brasileira conta atualmente com 148.215,2km, referentes a rede rodoviária pavimentada municipal, estadual e federal (ABPv, 1995).

n.d.: dado não disponível

Se de um lado surge a necessidade da manutenção das rodovias pavimentadas, por outro existem os restantes 90% da malha rodoviária brasileira, com vias rurais em terra. Observe-se pela *Tabela 1.3* que mais da metade da *rede principal* brasileira, classe que inclui as federais e as estaduais, não está pavimentada. No entanto, a rede principal representa somente cerca de 20% do total, ou seja, 4/5 da rede brasileira pertencem aos municípios. Presume-se que parcela significativa da rede rodoviária em terra justificaria receber serviços de pavimentação para atender tráfego de até 10^6 repetições de carga equivalentes ao eixo padrão, totalizando algumas centenas de milhares de quilômetros de serviços de pavimentação a serem executados.

país	extensão total da rede (km)	km de rede para cada 100 km ² de território	km de rede para cada 1000 habitantes	rede principal (km)	% de rodovias pav. da rede principal	% da rede principal pavimentada em relação ao total
Brasil	1.316.343	15,5	9,9	227.238 (*)	44,5	7,7
China	915.100	9,6	0,9	254.300	68	18,9
Índia	1.500.000	45,6	2,0	127.500 (*)	96,3	8,5
México	212.626	10,8	2,8	90.800 (*)	71,3	42,7

(*) redes estaduais e federais.

Tabela 1.3: Dados do ano de 1984 de redes rodoviárias de países em desenvolvimento (World Bank, 1988).

A necessidade de desenvolver técnicas apropriadas de projeto, construção e manutenção de rodovias de baixo volume de tráfego não é só brasileira. A *Tabela 1.2.* ilustra as dimensões dessa problemática em países em desenvolvimento. A partir da análise dos dados disponíveis de 85 países em desenvolvimento, o Banco Mundial calcula que haja cerca de 6.000.000 km de rodovias em terra (World Bank, 1988). Além disso, nesses países há carência de abertura de novas rodovias, mesmo em terra.

Nos países desenvolvidos, as rodovias de baixo volume de tráfego também tem sido tema de estudos especiais. A OECD (1986) dispõe de dados que revelam que 60 a 80% da malha rodoviária de países desenvolvidos são constituídos de rodovias de baixo volume de tráfego.

Para ilustrar a situação da malha rodoviária paulista, tema de interesse deste trabalho, a *Figura 1.1* traz sua evolução em extensão de 1978 a 1993 (3). A rede estadual ainda em terra do DER-SP diminuiu em mais de 50% neste período, passando de 3.599 km a 1.605 km. A malha pavimentada do DER-SP e DERSA aumentou por sua vez de 14.666 km para 18.513 km, sendo: do DER-SP as de pista simples de 13.325 km para 16.235 km, as de pista dupla de 925 km para 1476 km, e do DERSA de 416 km para 802 km.

A *Figura 1.2.* mostra a importância crescente da pavimentação das rodovias de baixo volume de tráfego, no caso específico, as vicinais. Estas eram originalmente rodovias municipais, tendo sido pavimentadas pelo DER-SP e estando, desde então, sob jurisdição desse órgão. Observe-se que no montante geral da malha pavimentada estadual paulista, a contribuição das vicinais pavimentadas passou a ser bastante significativa nos últimos anos: 7.768 km em 1993, dos 26.281 km de rede pavimentada (DER-SP, DERSA e vicinais).

(3) Dados fornecidos pelo DER-SP

Figura 1.1: Extensão da rede rodoviária estadual do Estado de São Paulo do DER-SP e DERSA. Dados de 1978 a 1993.

Figura 1.2: Rede rodoviária estadual pavimentada sob jurisdição do DER-SP e do DERSA, incluindo as vicinais pavimentadas.

Deve-se realçar que dentre as rodovias da malha rodoviária pavimentada paulista, parcela significativa pertence à categoria das rodovias de baixo volume de tráfego. Infelizmente, nessas estatísticas do DER-SP, o órgão não faz distinção das rodovias de baixo volume de tráfego das demais, para que se possa analisar a significância real dessas rodovias no total da malha paulista. As vicinais, categoria pertencente às rodovias de baixo volume de tráfego, são computadas a parte pois são originariamente municipais, embora estejam sob jurisdição do DER-SP.

No final da década de 80, calculava-se que a rede de rodovias municipais não pavimentadas no Estado de São Paulo era de cerca de 180.000 km (Schmidt, 1988). Este dado ilustra a grande abrangência das rodovias de baixo volume de tráfego e a importância da construção de pavimentos de baixo custo, de modo a viabilizar a pavimentação em grande escala.

1.5. IMPORTÂNCIA DA ADEQUABILIDADE DO PROJETO E DA CONSTRUÇÃO DOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO

Infelizmente, no Brasil, o dimensionamento de pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego e a escolha dos materiais de construção são efetuados segundo métodos e especificações desenvolvidas para todas as categorias de rodovias, baseadas em procedimentos e especificações principalmente norte-americanas da década de 50 e 60. Nos métodos brasileiros de dimensionamento, mencionados no item 1.1, há referências ao uso de alguns materiais alternativos, porém de forma ainda muito restrita.

A ausência de métodos para a escolha e a caracterização de solos tropicais não permitiu um grande avanço na construção de pavimentos mais econômicos até meados da década de 70. Grande parte dos técnicos não projeta, ou mesmo não tem liberdade para projetar sem método normatizado.

Graças às pesquisas e à construção de trechos experimentais em rodovias em serviço, propostos por técnicos dos órgãos rodoviários, dos institutos de pesquisa e das universidades, desenvolveu-se tecnologia apropriada para a escolha e a caracterização de solos tropicais para as finalidades viárias. Com base na observação do desempenho dos trechos experimentais ao longo dos anos, foram sendo feitos progressos no entendimento do funcionamento desses solos em pavimentos, permitindo a elaboração de especificações de materiais e de uma série de recomendações de técnicas construtivas.

O método MCT (miniatura compactada tropical) foi proposto inicialmente com a finalidade de classificar os solos tropicais de forma a separar os solos lateríticos dos não lateríticos e hierarquizá-los segundo suas características mais importantes do ponto de vista viário (Nogami e Villibor, 1981). A partir do sucesso obtido com a aplicação dessa classificação, foi ampliada a MCT para um método mais abrangente incluindo especificações de materiais, estudos mais aperfeiçoados de suas propriedades, técnicas construtivas especiais e de conservação e manutenção (Nogami e Villibor, 1995). Parte do método MCT está hoje à disposição, normatizado por órgãos como DER-SP, DNER, DERSA, Cia do Metropolitano de São Paulo, DER-PR, entre outros. Há vários trabalhos técnicos publicados, principalmente nos últimos 15 anos, em congressos, simpósios, reuniões, revistas e boletins técnicos, e ainda dissertações de mestrado e de doutorado, abordando e discutindo seus fundamentos e aplicações.

Tem-se hoje mais de 5.000 km de rodovias pavimentadas, utilizando bases de solos lateríticos ou de misturas desses solos com agregados, cuja escolha e construção atendem as diretrizes do método MCT. Grande parcela situa-se no Estado de São Paulo; o restante está distribuído principalmente pelos estados do Paraná, Bahia, Mato-Grosso do Sul e Goiás. É importante citar que, em termos urbanos, o MCT vem sendo difundindo rapidamente, tendo hoje mais de 4.000.000 m² de ruas construídas seguindo essa concepção (4).

Várias experiências rodoviárias utilizando solos tropicais foram feitas sob orientação de portugueses, franceses e ingleses em suas antigas colônias de ultra-mar africanas. Pesquisadores e técnicos de outros países, como Estados Unidos, Suíça, Canadá, África do Sul, Gana, Austrália, Nigéria, Paquistão, Índia, México, entre vários outros, tem-se dedicado ao estudo dos solos tropicais e de seu comportamento em pavimentos rodoviários e aeroportuários, em taludes, em barragens, etc.

A relevância e a abrangência do assunto levam a crer que a continuidade das pesquisas e do desenvolvimento tecnológico é merecedora de importância junto à comunidade técnica e científica. Dentro deste propósito, pretende-se dar uma pequena contribuição tecendo algumas considerações sobre os solos lateríticos e seu funcionamento em pavimentos, com a finalidade de estudar a adequabilidade de alguns métodos de dimensionamento existentes, com destaque ao da AASHTO (1986), para o projeto dos pavimentos de baixo custo. O estudo restringe-se às condições climáticas e de disponibilidade de solos lateríticos do Estado de São Paulo.

(4) Considerando-se uma largura de referência de 7 metros para estas vias, tem-se cerca de 600 km de extensão.

Capítulo 2

Tráfego

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, aborda-se uma das variáveis mais importantes na definição do projeto de um pavimento: o tráfego. As deficiências nas contagens de veículos, a escassez de dados de pesagens de veículos comerciais usuários das rodovias de baixo volume de tráfego e a dificuldade de previsão da demanda e do crescimento do tráfego tornam o cálculo do número N de repetições de carga equivalentes ao eixo padrão uma tarefa complexa.

A partir de algumas estatísticas de tráfego disponíveis e da formulação de algumas hipóteses, são estabelecidas as faixas prováveis de variação do fator de veículo, e a relação entre VDM (volume diário médio de veículos) e o número N para as rodovias de baixo volume de tráfego do Estado de São Paulo.

2.2. CÁLCULO DO NÚMERO N DE REPETIÇÕES DE CARGA

No Capítulo 1, ao discutir a terminologia de rodovias de baixo volume de tráfego, estabeleceu-se que o escopo deste trabalho abrangeria até $N=10^6$ repetições de carga equivalentes ao eixo padrão de 82 kN (5).

Com base em pesquisas de campo, estatísticas, simulações ou mesmo adoções de algumas hipóteses, calcula-se o número N de repetições de carga pelas seguintes variáveis:

(5) Entende-se por eixo padrão o eixo simples de rodas duplas, configuração encontrada nos eixos traseiros dos veículos comerciais como alguns ônibus e classes de caminhões médios e pesados da subclasse 2C, conforme classificação do DNER.

volume diário médio de veículos inicial, composição da frota, frequência de distribuição de cargas por cada tipo de veículo ou por cada tipo de eixo, distribuição do tráfego por sentido e por faixa, taxa de crescimento do tráfego, período de projeto e fator climático regional. Segundo o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER (Souza, 1979), o número N é calculado pela expressão (6):

$$N = V_t * FV * FR \quad (2.1.)$$

onde:

V_t = volume total de veículos em todo período de projeto

FV = fator de veículo

FR = fator climático regional

Volume total de Veículos

O volume total de veículos V_t é o número total acumulado de veículos que trafega em um dos sentidos, durante todo o período de projeto. Para as rodovias de baixo volume de tráfego, tem-se como regra geral vias de pista simples, com duas faixas, uma para cada sentido. Para o cálculo de V_t , necessita-se conhecer o VDM , assunto do item 2.5, que significa o volume diário médio de veículos que passa em uma determinada seção da via, nos dois sentidos, calculado com base em contagem de campo. No caso do DER-SP, essa pesquisa de campo é realizada em três meses diferentes do ano, com dois ou três dias consecutivos de contagem em cada um dos seguintes meses: abril (quarta e quinta-feiras), julho (sexta-feira e sábado) e outubro (domingo, segunda e terça-feiras).

Em geral, assume-se que metade do volume diário médio de veículos trafegue em cada um dos sentidos, a não ser que haja uma diferenciação de utilização entre os dois sentidos. A metade do volume diário médio de veículos multiplicada por 365 dias resulta no volume de veículos no primeiro ano de operação, em um dos sentidos. Deve-se ainda conhecer o período de projeto, assunto do item 2.4, e a taxa de crescimento anual, a ser abordada no item 2.5, de modo a se calcular o volume de veículos total V_t que tráfegará em um dos sentidos.

(6) O método do DER-SP adota o mesmo procedimento para o cálculo do N.

Fator de Veículo

O *fator de veículo FV* é um número que transforma todas as cargas dos diversos tipos de veículos que compõem a frota em cargas equivalentes a 82 kN de um eixo simples padrão. No item 2.6, será focalizada principalmente a questão da composição do tráfego e da distribuição de cargas por tipo de veículo, analisando-se alguns dados disponíveis sobre rodovias de baixo volume de tráfego do Estado de São Paulo, a fim de serem estabelecidas faixas de variação do fator de veículo.

Fator Climático Regional

O *fator climático regional* expressa as variações climáticas ambientais capazes de modificarem as propriedades dos materiais. O fator majora o volume de veículos, quando a atuação do clima age contrariamente à resistência do material e minora-o se sua influência melhora as condições gerais de suporte.

Tem-se adotado comumente no Brasil fator climático regional igual à unidade. Este procedimento está geralmente a favor da segurança uma vez que se sabe que a umidade de equilíbrio na qual os materiais trabalham nas condições climáticas brasileiras está frequentemente abaixo daquela do corpo de prova das condições do ensaio CBR, realizado após embebição por quatro dias em água. Essa adoção pode superdimensionar os pavimentos, já que os materiais na realidade trabalham em melhores condições de suporte que se supõem em projeto, onerando a construção ou mesmo inviabilizando-a em alguns casos.

Mais recentemente, a AASHTO (1986) recomenda que se adote como medida de resistência dos materiais, o módulo resiliente efetivo, a ser discutido no capítulo 10, pois este expressa de forma ponderada a resistência do material nos diferentes estados que estes possam se apresentar, dependendo das condições climáticas e da sazonalidade regional. Esta medida faz com que se *elimine* o fator climático regional no cálculo do número N, transferindo-o para o cálculo da resistência dos materiais que compõem o pavimento e o subleito. Conceitualmente, a atitude da AASHTO é mais coerente.

A seguir, apresenta-se uma breve análise das variáveis envolvidas no cálculo do número N, a fim de estudar as faixas de variação e a sensibilidade de N em função dessas variáveis. Alguns estudos baseiam-se em dados coletados referentes a algumas rodovias de baixo volume de tráfego do Estado de São Paulo.

2.3. PERÍODO DE PROJETO PARA RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

Quanto ao período de projeto, adotar-se-á 10 anos, não havendo no entanto quaisquer limitações a outros períodos, inferiores ou superiores, podendo-se chegar a até 15 anos. Não se recomenda projetos com prazo superior a 15 anos, para este tipo de via, uma vez que haveria um encarecimento da obra, restringindo a construção de novos trechos e podendo inviabilizar soluções de baixo custo. Além disso, a previsão do tráfego inicial e, principalmente, do crescimento deste são tarefas muito complexas em nosso país, cuja política econômica infelizmente ainda é instável, com perspectivas apenas a curto prazo. A adoção de período de projeto de 10 anos parece ser conveniente, pois dependendo do desenvolvimento da região, pode-se reforçar o pavimento, com a execução de novo revestimento, caso seja necessário.

De outro lado, uma das soluções adotadas para reduzir o investimento inicial é diminuir o período de projeto, prevendo uma solução de pavimentação por etapas. Esta alternativa pode ser aplicada ao caso de pavimentação de baixo custo com o uso de solos lateríticos, com revestimento asfáltico do tipo lama asfáltica ou tratamento superficial. Passados alguns anos, dado o desgaste normalmente observado em revestimentos deste tipo, pode-se optar pela execução de um revestimento complementar (como que finalizando o projeto inicial), sem ser propriamente um reforço estrutural, mas uma intervenção preventiva para que não se atinjam estágios de deterioração que comprometam a base, voltando a níveis satisfatórios de conforto ao rolamento. Estes revestimentos podem ser um pré-misturado ou um outro tratamento superficial, de maneira a prolongar o período de utilização do pavimento em níveis admissíveis de serventia.

2.4. TAXA DE CRESCIMENTO OBSERVADA EM RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

Para o presente trabalho, foram realizados levantamentos de dados em anuários estatísticos do DER-SP e em arquivos do DER-SP. Para a facilitação do estudo, subdividiram-se as rodovias em três grupos:

- 1) 13 trechos de rodovias do DER-SP, construídos como trechos experimentais para pesquisa, com pavimentos de baixo custo utilizando solo laterítico na base (DER-SP, 1976, 1980, 1981-a, 1981-b, 1982-b, 1983 a 1993) - ANEXO A;

- 2) vários trechos de rodovias de baixo volume de tráfego do DER-SP, com VDM desde dezenas de veículos até cerca de 500 (DER-SP, 1994); e
- 3) cerca de 70 trechos de rodovias vicinais (municipais), algumas em terra e outras pavimentadas sob jurisdição do DER-SP, das divisões do DR-2, DR-3, DR-7, DR-8 e DR-9, sendo que para 43 destes trechos há dados de 1983 e de 1991⁽⁷⁾ - ANEXO B.

Estes dados mostram que as taxas de crescimento são extremamente variadas e irregulares, e bastante dependentes de fatores como: finalidade e tipo de utilização das vias; da economia regional - se industrial, agropecuária, turismo, etc -; da concentração de vias nas proximidades; da economia brasileira e da política de preços dos derivados de petróleo, entre outros. De maneira geral, observa-se uma tendência de crescimento, principalmente nas vicinais pavimentadas. Em alguns casos, notou-se uma ligeira redução no volume diário médio de veículos, marcadamente no grupo 2 da presente pesquisa - vias de baixo volume de tráfego da rede DER-SP. Em alguns casos, a diminuição do volume de tráfego pode estar acompanhada de um baixo nível de serventia do pavimento.

Na realidade, para períodos de projetos relativamente curtos, de 5 ou 10 anos, o valor da taxa de crescimento e a forma do crescimento influenciam pouco na variação do número N de repetições de carga equivalentes ao eixo simples padrão. Apenas para exemplificar, adotando-se um período de projeto de 10 anos, VDM de 300 veículos, $FV = 1,00$ e $FR = 1,00$, tem-se para uma taxa de crescimento nula, $N = 5,5 \times 10^5$. Para uma taxa de crescimento em progressão aritmética de 1%, $N = 5,7 \times 10^5$. Para uma taxa de crescimento em progressão aritmética de 5%, $N = 6,7 \times 10^5$ e para a mesma taxa de 5%, mas em progressão geométrica, $N = 6,9 \times 10^5$. Os erros na estimativa do VDM no primeiro ano de operação e do fator de veículo FV levam a variações muito mais expressivas no cálculo de N , como será visto no item 2.7.

2.5. VOLUME DIÁRIO MÉDIO DE VEÍCULOS EM RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

O VDM significa o volume diário médio de veículos que passa em uma determinada seção da via, nos dois sentidos, calculado com base em contagem de veículos em postos de pesquisa de campo. Com base em dados coletados em 1983 pelas divisões regionais do DER-SP: DR-02 (Itapetininga), DR-03 (Bauru), DR-07 (Assis), DR-08 (Ribeirão Preto) e DR-

(7) Dados fornecidos pelo DER-SP

09 (São José do Rio Preto), *grupo 3* da presente pesquisa, conforme item 2.4, observou-se que em vias vicinais municipais a grande maioria possui VDM entre 50 e 300, sendo que há uma grande incidência de VDM entre 150 e 250.

Em 43 trechos de vicinais do DR-08 - região de Riberão Preto - comparando-se dados de 1991 com aqueles de 1983, com contagens realizadas nos mesmos postos de coleta, observou-se que, em média, houve um crescimento no número de veículos de praticamente 200%, significando que o VDM triplicou (ANEXO B). Embora para análise do crescimento dever-se-ia estudar uma série histórica neste período e não as estatísticas de dois anos, estes números dão uma idéia do aumento significativo de tráfego que vem ocorrendo. Infelizmente, as pesquisas em vicinais são realizadas raramente.

Para 60 vias vicinais com dados levantados em 1983, obteve-se em média 130 veículos por dia; para 46 vicinais com dados de 1991, verificou-se em média 350 veículos. Nesta última pesquisa, observou-se que em algumas vias o volume já ultrapassa os 500 veículos por dia, chegando mesmo a mais de 1000 em alguns casos. Estas estatísticas mostram a importância que as rodovias simples como as vicinais exercem na economia do Estado de São Paulo.

Os trechos do DER-SP pertencentes ao *grupo 1* do presente estudo, construídos no final da década de 70 e no início dos anos 80, com bases de solos lateríticos, após dez a quinze anos de operação, apresentam VDM acima de 1000 veículos na maior parte dos casos. Em alguns trechos foram observados volumes ultrapassando os 2000, e até 3000 veículos por dia.

2.6. FATOR DE VEÍCULO EM RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

2.6.1. Composição do Tráfego

Foram adotados os tipos de veículos classificados segundo o DER-SP - *Figura 2.1* - para compor a frota de veículos usuários e para o estudo das variações do volume de veículos comerciais com relação ao total das rodovias de baixo volume de tráfego do Estado de São Paulo. Essa classificação de veículos agrupa-os da seguinte maneira: veículos leves (automóveis e utilitários), médios, pesados, reboques e semi-reboques, e os ônibus.

Figura 2.1. : Tipos de veículos e classificação segundo DER-SP (DER-SP, 1994).

Apesar do presente trabalho utilizar as classes do DER-SP, para efeito de cálculo do fator de veículo, adotou-se uma outra terminologia com relação aos eixos, comumente empregada em pavimentação, que considera o eixo tandem duplo como um único eixo, assim como o tandem triplo.

Foi pesquisada primeiramente a composição do tráfego com base em dados de estatística de trânsito do DER-SP, para os três grupos de rodovias citados no item 2.4 do presente estudo.

Para o cálculo do fator de veículo, foram subdivididos os veículos em dois grandes grupos: *LEVES* (composto por veículos leves, como automóveis e utilitários) e os *COMERCIAIS* (composto por caminhões médios, pesados, reboques e semi-reboques, e os ônibus).

Foi observada uma variabilidade muito grande quanto à composição do tráfego, dependendo da região e do tipo de utilização da via. Em média, para o universo de rodovias estudado, tem-se aproximadamente *20% a 60% de participação de veículos comerciais no volume total*. Para as vicinais, em especial, encontrou-se em alguns casos até a cifra de 75%, embora para os dois anos de pesquisa (1983 e 1991), manteve-se a proporção *média* de um terço de veículos comerciais na frota total.

Tendo em vista a variabilidade com relação à proporção de veículos leves e comerciais, para efeito de cálculo do fator de veículo, foi eliminada a participação dos leves, que não acarretam praticamente danos estruturais ao pavimento, levando-se em conta somente a parcela dos veículos comerciais. O fator de veículo assim obtido será chamado de FVcom - *Fator de Veículos Comerciais*.

Após a separação dos veículos em dois grupos: *leves* e *comerciais*, deve-se estabelecer a composição dos veículos comerciais: tipos de veículos comerciais, quantidade e tipos de eixos, e a distribuição de cargas desses eixos.

A composição dos veículos é também por sua vez extremamente variada para o universo de rodovias de baixo volume de tráfego estudadas. Para a análise do problema, serão consideradas duas alternativas: uma composição mais *favorável* e outra mais *desfavorável* em função do efeito que a composição dos veículos comerciais causa quanto à deterioração (destruição) do pavimento. As alternativas escolhidas foram baseadas em observações das estatísticas de trânsito consultadas. O objetivo de definir dois casos é procurar estudar os *extremos* possíveis da *faixa de variação* do FVcom, e não um fator de veículo médio.

Foram estudados diversos trechos de rodovias e suas composições médias nas séries históricas, e algumas específicas em alguns anos. Para algumas vicinais de VDM reduzido, até cerca de 100 veículos/dia, o veículo do tipo médio (caminhão com eixo traseiro simples de rodas duplas tipo 2C pela Classificação do DNER) é o mais frequente. Assim, adotou-se a composição extrema de 100% desse tipo veículo em relação ao volume de veículos comerciais. Esta alternativa foi chamada de *composição favorável* - Tabela 2.1. Segundo estudo realizado por Fabbri et al (1990), o caminhão tipo médio é o que apresenta menor "*fator de destruição*" do pavimento utilizando-se os fatores de carga do método do DNER. Os ônibus que trafegam nas vicinais possuem geralmente eixo traseiro simples de rodas

duplas, como os caminhões do tipo médio. Para a análise que ora se efetua, os ônibus foram desconsiderados pois são, em geral, em menor número que os caminhões e com menor carga no eixo traseiro.

Tipo de veículo	distribuição <i>favorável</i> de veículos	distribuição <i>desfavorável</i> de veículos
médio	100%	30%
pesado	0%	50%
reboque e semi-reboque(*)	0%	20%
ônibus	0%	0%
<i>total</i>	<i>100%</i>	<i>100%</i>

Tabela 2.1.: *Composição favorável e desfavorável de veículos comerciais em função do potencial de deterioração do pavimento causado pela frota.*

Nas rodovias mais solicitadas, com maior VDM, a frota passa a ter maior participação de veículos comerciais de maior peso bruto total combinado, incluindo os pesados, reboques e semi-reboques. Pelo estudo de Fabbri et al (1990), os veículos comerciais pesados com eixos tandem, os semi-reboques e os reboques apresentam "*fatores de destruição*" do pavimento maiores que o caminhão do tipo médio utilizando os fatores de carga do método do DNER. Por este motivo, procurou-se uma composição que envolvesse o maior número possível de comerciais pesados, semi-reboques e reboques para chamá-la de *composição desfavorável*.

Foram observadas algumas composições mais *desfavoráveis* do ponto de vista de deterioração do pavimento, adotando-se para este extremo de análise o seguinte caso: 30% de médios, 50% de pesados e 20% de reboques e semi-reboques, porcentagens essas em relação ao total de veículos comerciais - *Tabela 2.1*.

Os veículos pesados, segundo o DER-SP, possuem eixo traseiro tandem duplo, tipo 3C pela classificação do DNER. Para a classe "reboque e semi-reboque", adotou-se a seguinte hipótese para sua composição: metade (ou seja 10% do total de comerciais) composta por veículos com um eixo traseiro simples de rodas duplas em associação com um eixo traseiro tandem duplo (veículos de subclasse 2S2 segundo o DNER), e a outra metade (os outros

10%) com um eixo traseiro simples de rodas duplas em associação com um traseiro tandem triplo (veículos de subclasse 2S3 segundo o DNER).

2.6.2. Distribuição de Cargas por Tipo de Eixo

Para estas duas composições de veículos comerciais, chamadas no texto de *favorável* e *desfavorável*, foram aplicadas distribuições de carga, a fim de estabelecer uma faixa possível de variação dos Fatores de Veículo para a parcela de veículos comerciais. Além disso, foi verificada a influência de computar o efeito dos eixos simples de rodas simples dianteiros no fator de veículo.

Pode-se dizer que em praticamente todo território nacional não há uma sistemática rotineira de pesagem de veículos, havendo controle apenas em pesquisas ou em algumas rodovias tronco, como por exemplo nas rodovias da rede DERSA no Estado de São Paulo. Esta omissão tem provocado um aumento do número de veículos trafegando com excesso de carga (em relação à legal), principalmente em vias secundárias, onde não há qualquer controle. Aliado a este fato, nos últimos anos, tem surgido no mercado novos veículos capazes de transportar maiores cargas. Como consequência, têm havido solicitações, principalmente por parte de empresas transportadoras, para o aumento da carga legal por eixo.

Por falta de dados disponíveis sobre pesagens em rodovias vicinais e de baixo volume de tráfego no Estado de São Paulo, foram adotadas distribuições de carga com base em estatística de pesagem efetuada pelo IPR (Instituto de Pesquisas Rodoviárias do DNER) em rodovias federais, com uma amostragem de 17.546 veículos comerciais pesados (IPR, 1981). A *Figura 2.2* mostra a distribuição de cargas obtida pelo IPR, em porcentagem acumulada de ocorrência.

Figura 2.2.: Distribuição de cargas por tipo de eixo em porcentagem de ocorrência acumulada, obtida pelo IPR (1981) em pesquisa realizada com 17.546 veículos comerciais.

2.6.3. Fator de Equivalência de Carga

Para transformar uma dada distribuição de ocorrências de cargas por tipo de eixo no eixo simples padrão com 82kN, utiliza-se o *fator de equivalência de carga (FC)*. Este tem o significado de o quão destrutivo para uma dada estrutura de pavimento é um determinado tipo de eixo com uma certa carga, em comparação com a destruição ocasionada pelo eixo simples padrão com 82 kN, tida como unitária.

Os fatores de equivalência de carga dependem da estrutura projetada, pois as cargas têm efeitos diferentes quanto à destruição em função da espessura das camadas componentes do pavimento e da rigidez dos materiais utilizados. Serão adotados para fins de cálculo dois tipos de conversões ao eixo simples padrão, já pré-estabelecidas, baseadas em experiências realizadas nos Estados Unidos: da AASHTO (1986) e do DNER, baseada na do Corpo de Engenheiros norte-americano (IPR, 1981) - Tabelas 2.2 e 2.3. No caso da AASHTO, foram utilizadas as tabelas fornecidas no guia de 1986, apêndice D, para o número estrutural $SN=2$ e índice de serventia final $pt=2,0$ (variáveis a serem comentadas

no capítulo 10 deste trabalho), valores esses compatíveis com o padrão das rodovias e tipo de pavimento ora analisados neste trabalho.

tipo de eixo	equações
Simples de Rodas Simples	$F(SS) = 0,50773 - 0,05182 P + 1,4660 \times 10^{-3} P^2 - 1,65643 \times 10^{-5} P^3 + 9,34103 \times 10^{-8} P^4$
Simples de Rodas Duplas	$F(SD) = 0,50773 - 0,05182 P + 1,4660 \times 10^{-3} P^2 - 1,65643 \times 10^{-5} P^3 + 9,34103 \times 10^{-8} P^4$
Tandem Duplo	$F(TD) = 0,13323 - 0,01012 P + 2,03277 \times 10^{-4} P^2 - 1,57456 \times 10^{-6} P^3 + 6,27343 \times 10^{-9} P^4$
Tandem Triplo	$F(TT) = 0,05601 - 0,00364 P + 6,08859 \times 10^{-5} P^2 - 3,81531 \times 10^{-7} P^3 + 1,27331 \times 10^{-9} P^4$

sendo P o peso bruto total em tf sobre o eixo

Tabela 2.2.: Conversões para o cálculo do fator de equivalência de cargas segundo AASHTO (1986), para número estrutural SN = 2 e serventia final pt = 2. Adotou-se para os eixos simples de rodas simples a mesma conversão obtida para os eixos simples de rodas duplas.

tipo de eixo	faixa de cargas P	equações
Simples de Rodas Simples	0 a 8	$FC = 2,0782 \times 10^{-4} \times P^{4,0175}$
	> 8	$FC = 1,8320 \times 10^{-6} \times P^{6,2542}$
Simples de Rodas Duplas	0 a 8	$FC = 2,0782 \times 10^{-4} \times P^{4,0175}$
	> 8	$FC = 1,8320 \times 10^{-6} \times P^{6,2542}$
Tandem Duplo	0 a 11	$FC = 1,5920 \times 10^{-4} \times P^{3,4720}$
	> 11	$FC = 1,5280 \times 10^{-6} \times P^{5,4840}$
Tandem Triplo	0 a 18	$FC = 8,0359 \times 10^{-5} \times P^{3,3549}$
	> 18	$FC = 1,3229 \times 10^{-7} \times P^{5,5789}$

sendo P o peso bruto total em tf sobre o eixo

Tabela 2.3.: Conversões para o cálculo do fator de equivalência de cargas segundo o DNER, baseado no método do Corpo de Engenheiros norte-americano (IPR, 1981).

2.6.4. Contribuição do Eixo Simples de Rodas Simples no Fator de Veículo

Para uma análise inicial da necessidade de consideração dos eixos simples de rodas duplas, será utilizada a distribuição de tráfego *favorável*, admitindo-se uma distribuição de cargas similar à da pesquisa do IPR (1981). Aplicando-se as conversões de fatores de carga pela AASHTO e pelo DNER, apresentadas no subitem anterior, exclusivamente para os eixos simples de rodas simples, obtém-se o valor de **0,02** para o equivalente de operações (já dividido por 100), tanto para a AASHTO como para o DNER - os cálculos constam da Tabela C.1 do ANEXO C.

Embora fuja do escopo deste trabalho, deve-se salientar que a potencialidade destrutiva de um eixo simples de rodas simples em comparação com um simples de rodas duplas é uma questão que vem sendo estudada, principalmente no que diz respeito à substituição da rodagem dupla por um extralargo. As pesquisas têm apontado que, para a mesma carga, o poder danoso ao pavimento pelo extralargo é bastante superior ao das rodas duplas (Fernades Jr, 1994).

Quanto ao eixo simples de rodas simples equipado com pneu convencional, esse mesmo trabalho, cita algumas pesquisas que indicam que seu poder destrutivo com relação ao de rodagem dupla é bastante superior, chegando a ser cerca de 3 vezes mais danoso para uma mesma carga.

Dois tipos de abordagem devem ser consideradas para a análise o efeito dos eixos simples de rodas simples: a distribuição de cargas e os fatores de carga.

Baseando-se na pesquisa do IPR (1981) e na tese do Prof. Pereira (1985), observou-se que a ocorrência de excesso de carga no eixo simples de rodas simples, equipados com pneus convencionais, é pouco significativa. Na pesquisa do IPR, uma porcentagem inferior a 1% dos eixos simples de rodas simples pesquisados, numa amostragem de 17.546 veículos, apresentou carga superior a 60kN (carga legal); ficando a média em torno de 33 kN. Pereira, pesquisando a distribuição de cargas em amostragem efetuada na BR-277, no trecho Curitiba-Paranaguá, obteve para os 1.792 eixos simples de rodas simples mais frequentes, equipados com pneus dos tamanhos 9x20 e 11x22, médias de 30,9 kN com desvio padrão de 7,3 kN, e 45,9 kN com desvio padrão de 5,7 kN, respectivamente. Estes dados confirmam os obtidos pelo IPR.

Uma vez que a carga dos eixos simples de rodas simples não atinge altos valores e raramente excede a carga legal, o valor do equivalente de operações é baixo, pois para o

DNER, o fator de carga até 80 kN é baixo, uma vez que os fatores de carga são os mesmos dos eixos simples de rodas duplas. Se os fatores de cargas fossem 3 vezes maiores que os adotados pelo DNER, ainda assim a participação dos eixos simples de rodas simples seria desprezível no fator de veículo, comparado ao efeito dos eixos traseiros, assunto do próximo sub-item.

Estudou-se, ainda, a possibilidade de aumento da carga desses eixos, ou seja, uma modificação na distribuição de cargas. Para tanto, majorou-se em 20% e 50% as cargas correspondentes a 95% da frequência acumulada, conforme metodologia apresentada pelo IPR (1981). Foram fixadas as frequências acumuladas em até cerca de 30%, que correspondem aproximadamente aos veículos que trafegam descarregados. Ou seja, até cerca de 30%, as distribuições de carga acumuladas majoradas em 20% e 50% são coincidentes com a do IPR sem majoração. A *Figura 2.3* ilustra as distribuições de carga obtidas com majoração das cargas.

Figura 2.3.: Distribuição de carga do eixo simples de rodas simples com porcentagem de ocorrência acumulada conforme dados extraídos da pesquisa do IPR (1981) e cargas majoradas em 20% e 50% para a porcentagem de ocorrência de 95% acumulada.

ESRS: eixo simples de rodas simples

Foram recalculados os equivalentes de operação para as cargas majoradas em 20% e 50%, encontrando-se respectivamente **0,04** e **0,11** pela AASHTO, **0,04** e **0,10** pelo DNER - ANEXO C.

Pode-se dizer que mesmo havendo uma distribuição de carga majorada, com maior número de veículos com excesso de carga no eixo simples de rodas simples, ainda assim a contribuição deste tipo de eixo no fator de veículo é pequena frente aos valores

Para uma melhor avaliação da contribuição dos eixos simples de rodas simples no fator de veículo, deve-se proceder a uma pesquisa que envolva pesagem dos veículos comerciais e os cálculos do fator de carga destes eixos em pavimentos esbeltos para as rodovias de baixo volume de tráfego.

2.6.5. Contribuição dos Eixos Traseiros no Fator de Veículo

Devido aos cálculos realizados no sub-item anterior, os eixos dianteiros serão desconsiderados do cálculo do fator de veículo. Serão, portanto, somente considerados os eixos traseiros por serem aqueles que mais influenciam no fator de veículo. As composições de veículos comerciais na frota para os casos *favorável* e *desfavorável* foram reorganizadas por eixos para o cálculo do fator de veículo - Tabelas 2.4. e 2.5.

Tipo de veículo	participação	ESRD	ETD	ETT
médio	100%	100%	0%	0%
pesado	0%	0%	0%	0%
reboque e semi-reboque(*)	0%	0%	0%	0%
ônibus	0%	0%	0%	0%
<i>total</i>	<i>100%</i>	<i>100%</i>	<i>0%</i>	<i>0%</i>

Tabela 2.4: *Composição favorável de veículos comerciais em função do potencial de deterioração do pavimento causado pela frota. Estão computados apenas os eixos traseiros.*

ESRD : eixo simples de rodas duplas

ETD : eixo tandem duplo

ETT : eixo tandem triplo

Tipo de veículo	participação	ESRD	ETD	ETT
médio	30%	30%	0%	0%
pesado	50%	0%	50%	0%
reboque e semi-reboque	20%	20%	10%	10%
ônibus	0%	0%	0%	0%
<i>total</i>	<i>100%</i>	<i>41,7%</i>	<i>50%</i>	<i>8,3%</i>

Tabela 2.5: *Composição desfavorável de veículos comerciais pesados em função do potencial de deterioração do pavimento causado pela frota. Estão computados apenas os eixos traseiros.*

ESRD : eixo simples de rodas duplas

ETD : eixo tandem duplo

ETT : eixo tandem triplo

Com base na composição da frota por eixos e na distribuição de cargas por eixos com dados de pesagem da pesquisa do IPR (1981), foram calculados os valores dos fatores de veículo para as situações *favorável* e *desfavorável*, utilizando-se os fatores de carga estabelecidos pela AASHTO e DNER (equações do sub-item 2.6.3) - ANEXO C

Para o caso mais *favorável*, quanto ao dano causado pela frota de veículos comerciais ao pavimento, foram encontrados fatores de veículos comerciais FVcom de **1,20** pela AASHTO e de **1,75** pelo DNER, computando somente os eixos traseiros - *Tabela 2.6*. Para a situação *desfavorável*, foram obtidos **1,18** pela AASHTO e **4,06** pelo DNER - *Tabela 2.6*.

Fatores de Veículos				
Distribuição de cargas por eixos	Composição de veículos favorável		Composição de veículos desfavorável	
	AASHTO	DNER	AASHTO	DNER
Pesquisa IPR	1,20	1,75	1,18	4,06
Pesquisa IPR com carga majorada em 20%	2,46	4,87	2,41	10,11

Tabela 2.6: *Faixa de variação dos fatores de veículo pela AASHTO e pelo DNER, dependendo da composição de veículos e distribuição de cargas.*

Para uma análise do impacto que um aumento das cargas causaria no fator de veículo, realizou-se um estudo majorando em 20% a carga correspondente à porcentagem de ocorrência acumulada de 95%, tendo como base a distribuição de cargas do IPR (1981). O ponto inicial de majoração foi cerca de 30% de ocorrência acumulada, correspondendo aproximadamente aos veículos que trafegam descarregados. O cálculos dos fatores de carga e dos equivalentes de operação encontra-se no ANEXO C, e os valores dos fatores de veículo correspondentes à majoração constam da *Tabela 2.6*.

2.6.6. Análise da Variação do Fator de Veículo

É interessante fazer algumas observações a respeito do Fator de Veículo para as composições analisadas:

- Admitidas as distribuições de carga do IPR, do ponto de vista da AASHTO, os Fatores de Veículos são praticamente iguais para as *composições favorável e desfavorável*. Para a AASHTO, os veículos com eixo tandem não são tão destrutivos quanto pelo método do DNER. Segundo estudo de Fabbri et al (1990), pelo fator de carga da AASHTO, conclui-se que os veículos do tipo pesado, com eixo traseiro tandem duplo (subclasse 3C pelo DNER) têm um "*fator de destruição*" inferior à metade do "*fator de destruição*" do veículo tipo médio com eixo traseiro simples de rodas duplas (subclasse 2C pelo DNER). A AASHTO favorece os eixos tandem.
- Os fatores de veículo pelo DNER são valores sempre superiores aos fatores de veículo da AASHTO, mesmo para a composição favorável: *1,45 vezes maior*. Os fatores de carga da AASHTO são maiores que do DNER até a carga de 82 kN (carga padrão), acima deste valor, o DNER fornece fatores de carga bem superiores ao da AASHTO. Ou seja, o DNER "pune" mais os excessos de carga. Por este motivo, a diferença entre os fatores de veículo do DNER e da AASHTO é ainda maior para a distribuição de carga majorada, com maior número de veículos com carga superior ao padrão (*1,98 vezes maior*).
- Para o DNER, a frota da *composição desfavorável* dá como resultado um fator de veículo cerca de *2,5 vezes maior* que aquele encontrado para a *favorável*. A aplicação das equações para o cálculo de fator de carga pelo DNER geram valores muito altos para os veículos com eixos tandem. O DNER favorece os eixos simples de rodas duplas e "pune" mais os eixos tandem, o contrário da AASHTO.

- Foram calculados os fatores de veículo substituindo-se os veículos semi-reboques 2S3 por reboques tipo Romeu e Julieta (um eixo tandem duplo em composição com dois simples de rodas duplas - subclasse 3C2 pelo DNER), bastante frequentes em rodovias de baixo volume de tráfego, principalmente aquelas de transporte agrícola. Os fatores de veículo da AASHTO praticamente se mantiveram iguais. Para o DNER, os valores caíram de 4,06 para 3,50, mostrando mais uma vez que o DNER "penaliza" mais os eixos tandem do que os eixos simples de rodas duplas. Porém, sem uma estatística de pesagem de reboques, os cálculos do fator de carga e, conseqüentemente, dos fatores de veículos, ficam prejudicados, pois nas épocas de safra, o excesso de carga desses veículos tende a ser uma situação frequente.
- A majoração de cargas foi bastante significativa no valor do fator de veículo, mostrando a grande sensibilidade deste fator com relação à distribuição de cargas. Este estudo, mesmo sem aprofundamentos, realça a importância do controle de peso dos veículos comerciais de modo a proteger o pavimento e a aumentar o período de utilização da via com serventia adequada.

2.7. O NÚMERO N EM FUNÇÃO DO FATOR DE VEÍCULOS E DO VDM

A *Tabela 2.7* ilustra a variação do número equivalente de solicitações do eixo padrão N com o volume diário médio de veículos no primeiro ano de projeto (estão computados todos os veículos: leves + comerciais), para a faixa de variação do fator de veículo dos comerciais, calculado pelo DNER. Supôs-se ainda que a participação dos veículos comerciais varie em relação à frota total de 20% a 60%, faixa de valores constatados para maioria dos casos estudados, abordados no sub-item 2.6.1. A *tabela 2.8* traz os valores de N para o fator de veículo da AASHTO.

Adotou-se 10 anos para o período de projeto, 5% para taxa de crescimento anual em progressão aritmética e pista simples com metade do volume total de veículos para cada um dos sentidos, com uma faixa de tráfego por sentido.

VDM	N - Número Equivalente de Solicitações do Eixo Padrão			
	FV com = 1.75 (DNER para caso favorável)		FV com = 4.06 (DNER para caso desfavorável)	
	porcentagem de veículos comerciais na frota total		porcentagem de veículos comerciais na frota total	
	20%	60%	20%	60%
50	3.9E+4	1.2E+5	9.1E+4	2.7E+5
100	7.8E+4	2.3E+5	1.8E+5	5.4E+5
150	1.2E+5	3.5E+5	2.7E+5	8.2E+5
200	1.6E+5	4.7E+5	3.6E+5	1.1E+6
250	2.0E+5	5.9E+5	4.5E+5	1.4E+6
300	2.3E+5	7.0E+5	5.4E+5	1.6E+6
350	2.7E+5	8.2E+5	6.4E+5	1.9E+6
400	3.1E+5	9.4E+5	7.3E+5	2.2E+6
450	3.5E+5	1.1E+6	8.2E+5	2.5E+6
500	3.9E+5	1.2E+6	9.1E+5	2.7E+6
600	4.7E+5	1.4E+6	1.1E+6	3.3E+6
700	5.5E+5	1.6E+6	1.3E+6	3.8E+6
800	6.3E+5	1.9E+6	1.5E+6	4.4E+6
900	7.0E+5	2.1E+6	1.6E+6	4.9E+6
1000	7.8E+5	2.3E+6	1.8E+6	5.4E+6
1100	8.6E+5	2.6E+6	2.0E+6	6.0E+6
1200	9.4E+5	2.8E+6	2.2E+6	6.5E+6
1300	1.0E+6	3.1E+6	2.4E+6	7.1E+6
1400	1.1E+6	3.3E+6	2.5E+6	7.6E+6
1500	1.2E+6	3.5E+6	2.7E+6	8.2E+6

Tabela 2.7: Número N de repetições equivalentes ao eixo padrão calculado para as faixas de valores típicos das variáveis: porcentagem de veículos comerciais no total e composição dos comerciais, extraídos dos dados pesquisados de estatísticas de tráfego das rodovias de baixo volume de tráfego do Estado de São Paulo. Foram fixados em 10 anos o período de projeto, em 5% a taxa de crescimento anual em progressão aritmética e metade do volume total de veículos em cada sentido.

VDM	N - Número Equivalente de Solicitações do Eixo Padrão	
	FV com = 1.20 (AASHTO para caso favorável)	
	porcentagem de veículos comerciais na frota total	
	20%	60%
50	2.7E+4	8.0E+4
100	5.4E+4	1.6E+5
150	8.0E+4	2.4E+5
200	1.1E+5	3.2E+5
250	1.3E+5	4.0E+5
300	1.6E+5	4.8E+5
350	1.9E+5	5.6E+5
400	2.1E+5	6.4E+5
450	2.4E+5	7.2E+5
500	2.7E+5	8.0E+5
600	3.2E+5	9.7E+5
700	3.8E+5	1.1E+6
800	4.3E+5	1.3E+6
900	4.8E+5	1.4E+6
1000	5.4E+5	1.6E+6
1100	5.9E+5	1.8E+6
1200	6.4E+5	1.9E+6
1300	7.0E+5	2.1E+6
1400	7.5E+5	2.3E+6
1500	8.0E+5	2.4E+6
1600	8.6E+5	2.6E+6
1700	9.1E+5	2.7E+6
1800	9.7E+5	2.9E+6
1900	1.0E+6	3.1E+6
2000	1.1E+6	3.2E+6

Tabela 2.8: Número equivalente de solicitações do eixo padrão N calculado para as faixas de valores típicos das variáveis: porcentagem de veículos comerciais no total e composição dos comerciais, extraídos dos dados pesquisados de estatísticas de tráfego das rodovias de baixo volume de tráfego do Estado de São Paulo. Foram fixados em 10 anos o período de projeto, em 5% a taxa de crescimento anual em progressão aritmética e metade do volume total de veículos em cada sentido.

As duas últimas tabelas mostram a variação do número N com: o VDM; a participação dos comerciais no total; a composição dos comerciais; e a distribuição de cargas. Elas procuram realçar a dificuldade em estabelecer uma relação de VDM com N, pois a variabilidade dos tipos de rodovias de baixo volume de tráfego não permite generalizar as outras variáveis intervenientes no cálculo de N.

Estes dados enfatizam a importância das estatísticas de tráfego que, por sua vez, devem levar em conta a sazonalidade da utilização da rodovia, os tipos de veículos subdivididos em categorias por combinação de eixos e os dados de pesagem, incluindo as cargas ocorrentes nas safras.

Capítulo 3

Condições Climáticas do Estado de São Paulo

3.1. INTRODUÇÃO

Para o estudo do comportamento de uma estrutura de pavimento e para a previsão de seu desempenho, faz-se necessário conhecer além da natureza propriamente dita dos materiais constituintes, os estados nos quais trabalharão. Os materiais podem apresentar diferentes estados dependendo não só do processo construtivo e da solicitação do tráfego, mas das condições climáticas e hidrológicas. As mudanças de estado dos materiais, geradas pela atuação do clima, devem ser avaliadas quanto à intensidade e à duração.

Em países de clima frio e temperado, a consideração da ação dos ciclos congelamento-degelo sobre os solos com finos, tão prejudiciais ao desempenho de pavimentos, é uma premissa básica na concepção dos sistemas classificatórios de solos, das especificações de materiais rodoviários e dos métodos de dimensionamento de pavimentos tradicionais. Nas regiões tropicais, a utilização dessas sistemáticas e regras pode gerar projetos inadequados e onerosos, caso não sejam feitas as devidas restrições e adaptações às condições climáticas e aos materiais de ocorrência locais.

O mais recente método norte-americano de dimensionamento de pavimentos (AASHTO, 1986) considera as propriedades dos materiais em diferentes condições de estado, dependentes da sazonalidade regional. Nem todos os estados precisam ser levados em conta, mas sim aqueles resultantes das condições climáticas predominantes e das extremas. Desta forma, pode-se dizer que não há mais um padrão pré-estabelecido de estado dos materiais, como era exigido nos métodos de dimensionamento de pavimentos mais antigos, com base na capacidade de suporte expressa pelo índice CBR, determinado na pior situação, após imersão do corpo de prova compactado em água. Dependendo da

região e das condições hidrológicas, os materiais nunca ou quase nunca estão sujeitos à pior situação de umidade e estado, como simulada pela imersão em água.

Apresenta-se neste capítulo, ainda que de forma simplificada, as condições climáticas predominantes no Estado de São Paulo, de modo a caracterizar do ponto de vista rodoviário, a sazonalidade e as características regionais importantes que possam interferir no desempenho dos materiais.

3.2. CONDIÇÕES CLIMÁTICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO

O clima de uma dada região é resultante de uma série de fatores agindo conjuntamente: latitude, altitude, relevo, continentalidade ou proximidade ao oceano, ventos, proximidade a rios, lagos ou reservatórios, tipo de vegetação, tipo de solo, uso do solo, etc.

Primeiramente, no sub-item 3.2.1, mostra-se a localização geográfica do Estado de São Paulo e sua geomorfologia para auxiliar na compreensão do clima atuante na região. Em seguida, os sub-itens 3.2.2 a 3.2.4, tratam de alguns dados hidrometeorológicos: precipitação, evapotranspiração e temperatura do ar, uma vez que para fins rodoviários e em específico para pavimentos de baixo custo que utilizam solo em camadas de base, sub-base e reforço, essas características climáticas podem interferir no estado dos solos. Elas provocam mudanças na umidade, na pressão de sucção e na pressão de vapor dos solos alterando seus estados e, conseqüentemente, suas propriedades geotécnicas como resistência, permeabilidade e deformabilidade.

3.2.1. Geomorfologia

O Estado de São Paulo possui um território de 247,2 km², localizado aproximadamente entre as latitudes 20° e 25° do hemisfério sul e longitudes entre 44° e 53° a oeste de Greenwich.

Com base em publicação do IPT (1981a), sobre os aspectos gerais da geomorfologia do Estado de São Paulo, foram extraídos os seguintes trechos interessantes à pesquisa desta tese:

"No Estado de São Paulo, do litoral para o interior, passa-se de uma costa recortada a uma região serrana, a Serra do Mar e de Paranapiacaba. Por essas feições, galga-se extenso planalto, o Planalto Atlântico (*Figura 4.1*). Este acha-se cortado por alongada depressão SW-NE do graben do Paraíba, limitada por falhamentos, preenchida por sedimentos da Bacia do Taubaté. Este acidente tectônico fez surgir um corredor montanhoso em suas bordas, originando a Serra da Mantiqueira à noroeste, e à sudeste a Bocaina e Paraitinga. Na continuação sudeste do graben do Paraíba, coloca-se outro conjunto de falhas que levaram à deposição da Bacia de São Paulo⁽⁸⁾. Nessas sequências de terrenos sedimentares embutidos no cristalino, o relevo é caracteristicamente de colinas suaves e com amplas várzeas margeando os rios (*Figura 3.1*).

Figura 3.1.: Seção geológica esquemática do Estado de São Paulo por Ab'Saber (IPT, 1981a)

(8) Atualmente, a Bacia de São Paulo é considerada como uma sequência basal com as formações Resende (responsável por mais de 80% do preenchimento sedimentar), Tremembé e São Paulo, sendo estas do Grupo Taubaté (Riccomini e Coimbra, 1992).

No Capítulo 4, será abordada a disponibilidade de solos lateríticos no Estado de São Paulo; observando-se essa distribuição, pode-se notar a relação que existe entre a geomorfologia, o clima e a ocorrência de solos lateríticos.

3.2.2. Temperatura

O Estado de São Paulo possui certa variedade climática, segundo sistemas internacionais de classificação, por se encontrar na faixa climática de transição do tropical ao sub-tropical e temperado. Para o estudo das temperaturas e de suas variações sazonais, foram utilizadas publicações que levam em conta observações de estações meteorológicas, algumas implantadas ainda no final do século passado (Setzer, 1946; Setzer, 1966; DAEE, 1971 a 1984 - Boletins Hidrometeorológicos n^{os} 1 a 12).

Segundo dados levantados por Setzer (1966) para as temperaturas médias anuais, durante um período de aproximadamente 50 anos de observações, tem-se as médias máximas nas proximidades do Rio Paraná e Rio Grande, com valores em torno de 23°C, e as mínimas na região de Campos de Jordão com 12°C a 1800m de altitude; no alto do Itatiaia é ligeiramente inferior. No ANEXO D pode-se observar o mapa do Estado de São Paulo com as distribuições das temperaturas médias anuais.

Em termos de temperaturas médias mensais, na parte continental do Estado, o mês de janeiro costuma ser o mais quente do ano, enquanto que no litoral, a maior média ocorre em geral em fevereiro. As maiores médias mensais são de aproximadamente 25,5°C, no litoral e nas regiões mais baixas do interior; em Campos de Jordão atingem cerca de 16°C (Setzer, 1966). As médias das máximas temperaturas diárias podem ser observadas nas regiões mais quentes do Estado, entre às 14 e 15 horas em geral, chegando a mais de 32°C.

Julho é o mês mais frio do ano, embora no litoral costume ser em agosto. As maiores médias no mês mais frio ocorrem nas proximidades do rio Paraná e no litoral beirando os 19°C. As menores em Campos de Jordão, com aproximadamente 8°C (Setzer, 1966).

A *Figura 3.3* ilustra a distribuição de temperaturas médias do ar no mês mais quente (janeiro) e no mês mais frio (julho), determinadas em intervalos de três horas, para duas cidades do Estado de São Paulo, sendo que a primeira localiza-se na região mais continental do Estado, na margem do Rio Paraná, proximidades do Paranapanema, e a outra na Mantiqueira, nas proximidades do Estado de Minas Gerais: Porto Primavera

(altitude de 336 m, latitude 22°30' S e longitude 52°57' W) e Campos de Jordão (altitude de 1566 m, latitude 22°42' S e longitude 45°29' W), respectivamente. De maneira geral, observam-se pequenas variações entre as médias do meses mais quente e mais frio, com gradientes médios em torno de 6 a 7 °C. Para fins de pavimentação, este aspecto pode ser considerado como favorável.

Figura 3.3: Distribuição das temperaturas durante o dia, determinadas em intervalos de 3 horas, para as temperaturas médias do mês de janeiro e julho de 1981 (DAEE, 1984).

As temperaturas tem sido alteradas devido, principalmente, ao desmatamento desordenado, causando diminuição da cobertura vegetal e o depauperamento dos solos, acentuadamente dos arenosos, e também devido ao crescimento dos centros urbanos. Tem-se observado um aumento nas médias, principalmente nos meses de inverno.

Em termos rodoviários, a consideração da temperatura é importante para se prever: o congelamento do subleito, o que não ocorre entre nós; a possibilidade de perda de umidade dos materiais durante os serviços de compactação e mesmo depois de compactados; o comportamento das misturas betuminosas, principalmente relativas às temperaturas máximas e mínimas; o gradiente térmico estabelecido na estrutura do

pavimento e subleito, pois este pode provocar acréscimos e diminuições de umidade por diferença de pressão de vapor; entre outros aspectos.

3.2.3. Precipitações

As precipitações têm sua origem básica na evaporação das águas marítimas, cujo vapor d'água ao ser transportado por ventos adequados para os continentes, resfria-se e condensa-se, formando nuvens ou neblina, que em condições meteorológicas favoráveis caem ao solo em forma de precipitação (Linsley e Franzini, 1978). A altura pluviométrica (em mm) corresponde à soma das precipitações de chuva em um dado período, que se acumulariam sobre o solo se não houvesse infiltração, evaporação ou escoamento superficial.

O Estado de São Paulo apresenta altura pluviométrica anual acima de 1000 mm até um máximo de cerca de 4500mm, com média ponderada de 1370 mm (Setzer, 1966). No ANEXO D, consta um mapa do Estado de São Paulo com as isoietas. Aproximadamente 60% da área do Estado fica compreendida entre as isoietas de 1200 e 1300mm. Estes valores são bastante superiores à média mundial das regiões de nossa latitude: 640mm.

Para todo o Estado, pode-se dividir o ano em duas estações quanto ao total de precipitação: uma estação seca, de abril a setembro, e uma *chuvosa* de outubro a março. Dados até 1965 (Setzer, 1966) e observações atuais (DAEE, 1972 a 1984) indicam certa estabilização das características pluviométricas, embora haja uma leve tendência de aumento das precipitações na estação chuvosa e diminuição na seca.

A *Figura 3.4* mostra a distribuição ao longo do ano das precipitações médias mensais, ilustrada pelos dados levantados da cidade de Ibitinga, interior do Estado, com características claras de uma estação seca dos meses de abril a setembro, com estiagem.

Nos seis meses mais secos, há regiões do Estado cujo total de chuvas gira em torno de 200mm. A estiagem é mais pronunciada nas regiões cuja influência da continentalidade é maior. Nestas regiões, apenas pouco mais de 10% das chuvas caem na estação seca. No Estado de São Paulo, em média cerca de 20% dos totais de chuva caem na estação seca.

No ANEXO D, dois mapas do Estado de São Paulo ilustram a diferença significativa entre os totais mensais de chuva no mês mais seco (em geral julho) e no mês mais chuvoso (em geral janeiro).

Figura 3.4 : Distribuição das precipitações médias mensais em três períodos de estudo na cidade de Ibitinga (altitude de 460 m, latitude de $21^{\circ}46'$ S, longitude $48^{\circ}50'$ W).

3.2.4. Evapotranspiração

A evapotranspiração é a evaporação global de água, tanto das superfícies livres, como dos solos desnudados e da vegetação que os reveste (Setzer, 1976). Em média, cerca de dois terços das precipitações que atingem a superfície do solo é devolvida à atmosfera por evaporação a partir das superfícies de água, do solo e da vegetação, bem como pela transpiração vegetal (Linsley e Franzini, 1978).

Para o estudo da influência do clima no comportamento do solo, torna-se mais interessante analisar dados de precipitação efetiva, ou seja, da quantidade d'água realmente recebida pelo solo, descontando do total da precipitação, a evapotranspiração. Infelizmente, a evapotranspiração é uma dado de difícil obtenção. Setzer (1976) propôs um modelo para o cálculo da evapotranspiração, chamando-a de evapotranspiração efetiva E_e , em função da temperatura, da umidade relativa, da velocidade do vento e de uma constante de iluminação que depende da latitude. Com base em dados calculados por esse modelo, Setzer elaborou um mapa com as isolinhas de evapotranspiração efetiva normal anual em mm do Estado de São Paulo - ANEXO D.

Observa-se que os maiores valores de evapotranspiração efetiva estão na parte continental baixa do Estado, diminuindo com o aumento de altitude e diminuição da temperatura média anual. As isolinhas de diferença entre a pluviosidade e a evapotranspiração anuais crescem da parte continental baixa à marítima alta, muito mais do que as isoietas anuais, resultando em um aumento da umidade do clima rumo à costa (Setzer, 1966). No semestre mais seco, na região mais continental do Estado, a evapotranspiração efetiva supera o total de precipitação no mesmo período, resultando em um déficit de umidade.

3.3. CLASSIFICAÇÃO CLIMÁTICA DO ESTADO DE SÃO PAULO

Com os dados de temperatura e de precipitação disponíveis, pode-se aplicar o sistema internacional de classificação do clima de Koeppen. Este sistema não utiliza dados de evaporação e nem de evapotranspiração, sendo que a umidade do clima é tratada de forma indireta através dos totais de chuva do mês mais seco. Para a finalidade de estudo de solos em estruturas de pavimentos, é desejável que a umidade do clima seja um dos pontos abordados.

O sistema internacional de classificação climática de Thornthwaite traz vantagens quanto a esta questão pois trabalha com a precipitação efetiva, que é a diferença entre precipitação e evaporação, deduzida a partir da precipitação e da temperatura, por meio de uma correlação empírica. Pela própria formação profissional de Thornthwaite, pedólogo, sua classificação relaciona o clima com a natureza do solo e da vegetação (Setzer, 1946), o que a torna interessante do ponto de vista de uso do solo em pavimentação. Pela classificação de Thornthwaite, não há região tropical no Estado de São Paulo, o que não é realidade. Portanto, sua correlação deveria sofrer uma pequena correção para ser aplicada de forma satisfatória às condições climáticas do nosso Estado (Setzer, 1946).

Tendo em vista as limitações dos dois sistemas acima expostos, Setzer (1976) apresentou um sistema alternativo que classifica as regiões climáticas pelas seguintes características (*Figura 3.5*):

- 1) índice anual de efetividade da precipitação (diferença entre precipitação e evapotranspiração efetiva), que reflete a umidade do clima;
- 2) temperatura média anual; e

3) a presença de estação seca com estiagem ou não, dado fundamental para nossa finalidade.

As classes de umidade do clima são estabelecidas pela relação da precipitação e da evapotranspiração efetiva, utilizando as seguintes codificações: Pu (super-úmido), mu (muito úmido), u (úmido) e su (sub-úmido). A classificação pela temperatura, sub-divide o clima em tropical (B), sub-tropical (C) e temperado (D).

A ocorrência de estiagem é definida quando o total acumulado de chuvas dos seis meses consecutivos mais secos é ultrapassado pela evapotranspiração efetiva do mesmo período. A codificação *w* indica a estiagem de inverno e *r* quando não há déficit na estação mais seca. Cerca de 55% da área do Estado é classificada com a letra *w*, ou seja, sofre estiagem nos seis meses mais secos.

A seguir, apresenta-se a *Tabela 3.1*, com as características de cada uma das classes climáticas do Estado de São Paulo segundo Setzer (1976):

índice anual de efetividade da precipitação	temperatura média anual (oC)	estiagem	Clima
210 a 230 mm (sub-úmido)	18 a 22 (sub-tropical)	sim	su-Cw
	22 a 25 (tropical)	sim	su-Bw
230 a 325mm (úmido)	18 a 22 (sub-tropical)	sim	u-Cw
		não	u-Cr
	22 a 25 (tropical)	sim	u-Bw
		não	u-Br
325 a 460 mm (muito úmido)	12 a 18 (temperado)	sim	mu-Dw
		não	mu-Dr
	18 a 22 (sub-tropical)	sim	mu-Cw
		não	mu-Cr
	22 a 25 (tropical)	sim	mu-Bw
		não	mu-Br
>460 mm (super-úmido)	12 a 18 (temperado)	não	Pu-Dr
	18 a 22 (sub-tropical)	não	Pu-Cr
	22 a 25 (tropical)	não	Pu-Br

Tabela 3.1: Classificação climática do Estado de São Paulo pela efetividade da precipitação (Setzer, 1976).

Figura 3.5 : Classificação climática do Estado de São Paulo pela efetividade da precipitação (Setzer, 1976).

3.4. CLASSIFICAÇÃO CLIMÁTICA E SUA RELAÇÃO COM A DISPONIBILIDADE DE SOLOS NO ESTADO DE SÃO PAULO E UMIDADE DE EQUILÍBRIO DE SOLOS EM PAVIMENTOS

Para o objetivo da tese, o clima será utilizado como um fator atuante no estado dos materiais e, conseqüentemente, no dimensionamento dos pavimentos. Tendo esta finalidade em vista, o Estado de São Paulo será subdividido em três grandes regiões, definidas pelo clima associado à disponibilidade de materiais:

Região 1

Região predominante em área no Estado, ocupando cerca de 55% da área total, caracterizada pelos climas Bw e Cw. Há um período de estiagem com duração de 6 meses consecutivos, de abril a setembro, ou seja, com déficit de umidade neste período.

Esta região é coincidente com a ocorrência de solos lateríticos em abundância (assunto a ser tratado no capítulo 4). Nesta região, foi realizada a maior parte dos trechos experimentais construídos com solos lateríticos. Pelos resultados de Villibor (1981), a umidade de equilíbrio dos solos lateríticos nos pavimentos dessa região praticamente não se alteram durante o ano. A base de solos lateríticos trabalha com cerca de 80 a 90% da umidade ótima de compactação segundo esse autor. Supõe-se que o subleito trabalhe durante todo o ano na umidade ótima de compactação, embora alguns dados de campo obtidos pela equipe de pesquisa da FIPA/DER-SP mostrem que mesmo o subleito pode estar com uma umidade abaixo da ótima nas primeiras dezenas de centímetros de profundidade.

Região 2

Região caracterizada por não apresentar uma estação seca com déficit de umidade, classificada como u-Br, u-Cr, mu-Br e mu-Cr.

Nestas áreas há ocorrências de solos lateríticos, com espessuras de camadas bastante variáveis, podendo haver também a ocorrência de solos parcialmente laterizados no horizonte superficial. Embora sem um período de estiagem, nestas áreas há ainda provavelmente um período no qual a base trabalhe com umidade inferior à ótima de compactação. Pesquisas de campo nesta área do Estado devem ser intensificadas para o estabelecimento das umidades de equilíbrio provável de bases de solos lateríticos e

dos subleitos. Será adotada a umidade de equilíbrio igual à ótima de compactação para a base, embora possa ser considerada uma medida conservadora. Para o subleito, será adotada também a umidade ótima de compactação como sendo a de equilíbrio.

Região 3

Região serrana e litorânea caracterizadas pelos climas **mu-Dr**, **Pu-Dr**, **Pu-Cr** e **Pu-Br**, sem estiagem.

A ocorrência de solos lateríticos com espessuras exploráveis do ponto de vista de engenharia é menos frequente. Para essas áreas, tem-se necessidade de pesquisas de modo a estabelecer as umidades de equilíbrio. Estas dependem muito das condições locais. Embora tenham sido agrupadas, as temperaturas são muito diferentes nas regiões litorâneas e nas serranas, apesar de terem umidades do clima similares: muito úmido e super-úmido. Por medida de segurança, pode-se trabalhar com o subleito na umidade de equilíbrio entre a ótima e a "saturada".

Para todas as regiões, as hipóteses de umidade de equilíbrio são gerais, porém para o projeto devem ser observadas as condições locais, como a profundidade do lençol freático. As hipóteses gerais tomam como premissa básica que o projeto geométrico da estrada atenda um mínimo de movimentação de terra, com poucos cortes e não profundos, de modo que ainda se possa trabalhar na maior parte das vezes "dentro" do horizonte superficial, onde encontram-se os solos lateríticos. Também foi considerada que a largura da pista, com acostamentos, seja da ordem de 8 a 9 metros no mínimo, independentemente do volume de tráfego da via. Essa última premissa será abordada no capítulo 8.

Capítulo 4

Características Gerais, Identificação e Classificação de Solos Lateríticos

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo aborda primeiramente a importância do estudo dos solos lateríticos, mostrando a vasta área de ocorrência desses solos que recobrem cerca de 8% da superfície dos continentes. A disponibilidade desses solos no Brasil e, em especial, no Estado de São Paulo, aliada às suas excelentes propriedades geotécnicas para a aplicação viária, fazem desse tipo de solo um material de grande interesse para a construção de pavimentos de baixo custo.

Considera-se a primeira fase do projeto de um pavimento que consiste na identificação em campo do solo do subleito e das possíveis jazidas a serem exploradas. Discute-se a importância do uso de classificação de solos tropicais na escolha correta dos materiais para a aplicação em pavimentos.

4.2. TERMINOLOGIA

Há vários trabalhos dedicados ao estudo dos solos tropicais, sem, no entanto, haver um consenso quanto à terminologia. Será adotada aquela do Comitê de Solos Tropicais da Associação Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (Nogami et al, 1985), pela sua simplicidade e por ser apropriada do ponto de vista da engenharia, na qual o solo é classificado como:

Laterítico quando: a) pertencer aos horizontes A e B ⁽⁹⁾ de perfis bem drenados, desenvolvidos sob atuação de clima tropical úmido; b) sua fração argila for constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, formando esses componentes estruturas porosas peculiares e agregações altamente estáveis;

Saprolítico quando: a) for solo no sentido geotécnico ⁽¹⁰⁾, b) exibir nitidamente estrutura reliquiar, que auxilie na identificação da rocha matriz; c) for autenticamente residual ⁽¹¹⁾.

Em termos de classificação pedológica, os solos lateríticos têm recebido diferentes designações (Geological Society, 1990): oxisols (Serviço de Conservação de Solos norte-americano), ferralsols, plinthosols (FAO-UNESCO), ferrallitic soils (classificação francesa de Duchaufour), entre outras. Pode não haver correspondência direta entre o que se entende por solo laterítico no sentido da engenharia, acima citado, e as designações pedológicas.

Em alguns trabalhos de engenharia, tem-se utilizado para designar: a) solo laterítico: solo residual maduro, argila vermelha tropical, e outros; b) solo saprolítico: solo residual jovem, solo de alteração de rocha, e outros. Há inconvenientes em adotar tais termos uma vez que estes não são precisos, nem abrangentes ou até não correspondem à realidade algumas vezes: os lateríticos não precisam ser necessariamente residuais; podem não ser vermelhos; solos maduros e solos jovens trazem a idéia de "idade", porém na verdade suas características importantes não se relacionam à idade geológica propriamente dita, mas a uma série de variáveis, dependentes dos processos envolvidos e da intensidade desses, durante a formação dos solos.

Nesta tese é analisada a utilização de *solos lateríticos* em bases, sub-bases e reforços do subleito de pavimentos de baixo custo em rodovias de baixo volume de tráfego. Por esses motivos, nos próximos itens serão tratados essencialmente os solos lateríticos e aqueles

⁽⁹⁾ "o horizonte A é a camada mineral mais próxima da superfície (logo abaixo do horizonte O orgânico), com enriquecimento de matéria orgânica em decomposição em sua parte mais superficial; sua parte subjacente é caracterizada por perda de materiais sólidos (eluviação), translocados para o horizonte B, subsequente, mais profundo. O horizonte B é aquele que apresenta a máxima expressão de cor, estrutura e/ou que possui acúmulo de materiais translocados do A (iluviação)" - Lepsch, 1976.

⁽¹⁰⁾ não é necessário o uso de explosivos no desmonte.

⁽¹¹⁾ entende-se por solo residual aquele que permanece sobre a rocha que lhe deu origem.

metros (Nogami, 1986). As áreas em branco nessa figura referem-se a regiões com menor probabilidade de ocorrência de camadas de solos lateríticos tecnicamente aproveitáveis do ponto de vista da engenharia rodoviária.

Figura 4.2: Ocorrências de solos lateríticos e lateritas no Brasil (Medina e Motta, 1989)

No Estado de São Paulo, região em estudo, há ocorrências abundantes de solos lateríticos, principalmente nas áreas da feição tectônica designada por Bacia do Paraná (Figura 4.3). Observe-se que a região que a Bacia abrange coincide com as regiões do Planalto Ocidental, das Cuestas Basálticas e da Depressão Periférica, segundo divisão geomorfológica do Estado - vide Figura 3.2 do Capítulo 3. A Bacia do Paraná tem também praticamente toda sua área coincidente com a de ocorrência de clima tropical ou subtropical, com estações bem definidas, uma chuvosa e outra de estiagem, sendo que esta última tem duração de seis meses, de abril a setembro - vide Figura 3.5 do Capítulo 3. Estes mapas mostram a concordância da geologia, com a geomorfologia e o clima, todos atuando em conjunto, propiciando a ocorrência em abundância de solos lateríticos.

Figura 4.3: Principais feições tectônicas do Estado de São Paulo (IPT, 1981b).

Nogami e Villibor (1995), a partir do mapa geológico, mostram as regiões de maior ocorrência de solos lateríticos no Estado de São Paulo, incluindo solos das coberturas cenozóicas das Bacias de São Paulo e de Taubaté - Figura 4.4. Nas áreas em branco, há menor probabilidade de ocorrência de camadas de solos lateríticos com espessuras adequadas para aproveitamento desse material do ponto de vista da pavimentação.

Figura 4.4: Áreas de ocorrência abundante de solos lateríticos no Estado de São Paulo (Nogami e Villibor, 1995).

4.4. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS SOLOS LATERÍTICOS

Os solos lateríticos são formados pelo processo físico-químico avançado da laterização. Esse processo caracteriza-se pela decomposição de feldspatos e de minerais ferromagnesianos, pela lixiviação da sílica e de bases e, finalmente, pela concentração de hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio (Mitchell and Sitar, 1982).

Devido à laterização, a fração argila dos solos lateríticos é constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio. A combinação desses componentes é responsável pela formação de agregações estáveis em presença d'água, graças ao recobrimento dos argilo-minerais pelos hidróxidos e óxidos hidratados que, além de reduzirem a capacidade de adsorção d'água pelos argilo-minerais, atuam como agentes cimentantes naturais entre partículas. Na fração areia e

silte, são encontrados principalmente quartzo, agregações lateríticas e, em menor escala, minerais pesados.

Em consequência da agregação, os solos lateríticos são porosos, com baixa densidade e elevada permeabilidade no estado natural. Devido a esta macroestrutura, podem exibir o fenômeno do colapso, uma diminuição brusca do volume de vazios, quando ocorre um aumento no teor de umidade, sem alteração concomitante do carregamento (Camacho, 1994).

Os solos lateríticos não apresentam uma distribuição granulométrica típica, embora haja uma tendência de grande parcela passar na peneira de abertura 2 mm. Sobre os solos lateríticos, ou dentro das camadas desses, pode haver ocorrência de pedregulhos lateríticos, chamados de lateritas, que constituem massas consolidadas, maciças ou porosas, de mesma mineralogia dos solos lateríticos. As lateritas têm sido aproveitadas como material de construção viária, em camadas compactadas de base e de reforço do subleito, misturadas ou não, e mesmo como agregado em misturas betuminosas para revestimentos. Nesta tese, não serão abordadas as lateritas, material que merece um estudo especial para sua utilização em pavimentos.

Do ponto de vista geotécnico, os horizontes pedológicos A e B, que compõem a camada de solo laterítico, geralmente não apresentam diferenças importantes entre si, com pequenas variações na granulometria e na porosidade, de forma gradativa, do horizonte eluvial para o iluvial. No limite superior da camada pode haver enriquecimento visível de matéria orgânica, sendo que estes materiais devem ser excluídos, como tradicionalmente, para uso em construções.

Os solos lateríticos podem ser residuais ou não, sendo que o fator genético não é preponderante do ponto de vista geotécnico. No caso de perfis residuais, o solo de transição pertencente à zona de alteração entre os saprolíticos e os lateríticos, pode estar parcialmente laterizado, porém não suficientemente a ponto de exibir as propriedades dos solos lateríticos. Além disso, os solos nas regiões de transição muitas vezes são heterogêneos do ponto de vista de propriedades geotécnicas. Esses solos podem conter ainda argilo-minerais bastante ativos e alteráveis, passíveis de causarem expansão indesejável, acompanhada de perda de suporte quando em contato com a água.

O mesmo comportamento pode ocorrer em solos do horizonte superficial cujo processo de laterização não foi suficientemente intenso, ou mesmo onde a drenagem não favoreceu a decomposição e a transformação dos minerais constituintes em grau comparável aos lateríticos.

Quanto à cor, esses solos são geralmente vermelhos, laranjas, amarelos e marrons, ou ainda mesclas dessas cores, devido à presença dos hidróxidos e óxidos hidratados de ferro, responsáveis pela tonalidade vermelha, e de alumínio, pela amarela.

4.5. IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS

A identificação de solos é uma etapa muito importante, seja no reconhecimento de campo seja no laboratório, para uma seleção preliminar de materiais, agrupamento dos mesmos, delimitação de jazidas em potencial, identificação de possíveis ocorrências de solos problemáticos, etc.

A identificação genética pode ser utilizada por técnico especializado, seja geólogo, pedólogo ou engenheiro, desde que familiarizado com as peculiaridades de ocorrências de solos nas regiões tropicais. A identificação deve atender aos interesses de uso dos solos como material de construção viária e, portanto, identificar solos segundo seu comportamento geotécnico. Mapas geológicos e pedológicos podem auxiliar nessa primeira etapa de reconhecimento.

Recentemente, o IPT (1994) publicou uma carta geotécnica do Estado de São Paulo na escala 1:500.000, que auxilia na etapa de planejamento que envolva o uso do solo em nível regional. No caso específico de utilização do solo como material de construção viária, a carta é ainda muito genérica, não tendo sido realizada para este fim. Porém, utilizada em conjunto com os mapas geológico e pedológico, pode fornecer subsídios iniciais para a análise de disponibilidade de materiais.

O grupo de engenharia da Sociedade de Geologia inglesa (Geological Society, 1990) publicou um volume inteiramente dedicado aos solos residuais tropicais, no qual há um capítulo que trata da identificação e da descrição de solos. Os procedimentos são bastante complexos, envolvendo pedologia e ensaios químicos, e a designação de solos tropicais não atende àquela referida no início do capítulo, sendo mais abrangente quanto aos solos do horizonte pedogenético, porém não incluindo de forma clara os solos saprolíticos. A terminologia adotada é adaptada da classificação pedológica francesa.

Alguns autores têm optado pela identificação dos solos tropicais por testes químicos ou mineralógicos. Para os solos lateríticos, a relação sílica-sesquióxidos, bastante utilizada no passado, inclusive pelo DNER, apresenta valores inferiores a 2,0. Infelizmente, solos não

lateríticos também podem apresentar valores similares. Por exclusão, pode-se dizer que o solo não é laterítico quando a relação sílica-sesquióxidos for superior a 2,0. Há ainda testes como: espectroscopia com raio X, capacidade de troca catiônica, microscopia ótica, microscopia eletrônica de varredura, difração de raio X, termo-análises, etc.

Recentemente, Fabbri (1994) apresentou uma pesquisa para a caracterização da fração fina de solos tropicais utilizando o valor de adsorção do azul de metileno. Subdivide os solos em três grupos, conforme o grau de atividade determinado com base na porcentagem de argila presente no solo e no valor de adsorção. Foi encontrada uma correspondência entre os solos com baixos valores do coeficiente de atividade (pouco ativos) pelo processo de análise desenvolvido e os solos de comportamento laterítico pela Classificação MCT.

Casagrande (1947) optou por uma metodologia de identificação que, por meio de determinações diretas e indiretas, procura caracterizar os solos do ponto de vista do comportamento mecânico e hidráulico. Descreve procedimentos de identificação aplicáveis aos solos não tropicais: exame da textura; tamanho, forma, resistência e mineralogia dos grãos, para a parcela retida na peneira de abertura 40 (diâmetro nominal da abertura de 0,42 mm); e para a parcela que passa na peneira 40, dilatância, plasticidade e resistência a seco. A cor, o odor, a consistência e a compacidade no estado natural podem auxiliar na identificação. Em casos específicos, quando há suspeitas da ação altamente prejudicial de ciclos alternados de molhagem/secagem, a secagem em estufa ou ao sol, seguida de imersão em água, pode dar um julgamento qualitativo da perda de resistência. Suspeitas de existência de solos orgânicos podem ser evidenciadas pela sensível queda na plasticidade após secagem em estufa.

Fazendo-se uso de alguns princípios básicos contidos nos testes indicados por Casagrande, pode-se chegar a uma identificação preliminar de solos tropicais, em particular dos *solos lateríticos*, cujas características sejam desejáveis do ponto de vista rodoviário.

Inicialmente, procede-se a uma análise visual expedita da composição mineralógica dos grãos, por meio de uma lupa com aumento de 8 a 10 vezes. Sabe-se que nos solos lateríticos as frações pedregulho e areia são constituídas principalmente de quartzo, concreções e agregações lateríticas. Portanto, a presença marcante de mica ou de minerais alteráveis mostra ser um solo não laterítico.

As areias argilosas e argilas lateríticas apresentam comportamento bastante distinto dos solos areno-argilosos não lateríticos, quanto à resistência a seco e à reexpansão em água.

A resistência a seco de um torrão de solo areno-argiloso laterítico moldado e seco ao ar (ou em estufa) varia em geral de média a alta. Esta resistência é em parte atribuída à desidratação dos hidróxidos e dos óxidos hidratados, resultando em forte cimentação natural entre partículas. Esta desidratação é parcialmente irreversível, sendo um dos fatores responsáveis pela baixa ou baixíssima capacidade de reabsorção d'água pelo solo. No reumidecimento dos torrões de solo seco por imersão em água, tem-se como consequência baixa ou baixíssima reexpansão, baixa perda de resistência e a manutenção de uma certa coesão.

As areias argilosas lateríticas e as argilas lateríticas foram classificadas por Nogami et al (1985) como solos tropicais pertencentes ao grupo *Tipo B*, quanto ao comportamento à expansão e à contração: contraem, apesar de serem solos pouco expansivos.

Com auxílio das propriedades de contração, de expansão, e das resistências nos estados após secagem e após reexpansão, os solos tropicais podem ser agrupados em classes distintas, uma vez que deve haver uma relação biunívoca entre as classes e as propriedades geotécnicas. Ou seja, o comportamento à contração e à expansão, conjugado à resistência, correlaciona-se ao desempenho desses solos como material de construção viária.

Neste contexto, a autora apresentou em sua dissertação de mestrado estudo baseado nas propriedades de contração, de expansão e de resistência com a finalidade de encontrar *um grupo ou grupos específicos* de solos tropicais que apresentassem potencialidade de uso em pavimentação, aplicando-se o material "in natura", recebendo apenas a compactação adequada, sem adição de estabilizantes ou correção de granulometria (Bernucci, 1987).

Este estudo foi uma decorrência da pesquisa de Boscov (1985) sobre contração e resistência a seco de solos tropicais. Boscov utilizou a fração do solo passada na peneira nº 40, com umidade próxima ao limite de liquidez, e moldou pastilhas com este material em anéis metálicos com 45 mm de diâmetro e 20mm de altura, deixando-as, em seguida, secarem ao ar até constância de peso. Foram determinadas algumas propriedades relacionadas à: 1) contração - contração volumétrica em função do teor de umidade, limite de contração e densidade aparente seca final após constância de peso da pastilha, e 2) resistência a seco - resistência da pastilha seca medida no ensaio de compressão diametral. Estas determinações permitiram a confirmação das medidas de porosimetria executadas em dezenas de solos tropicais e os modelos da microestrutura desses solos deduzidos a partir dos resultados de porosimetria (Arnold, 1985).

Partindo da pesquisa de Boscov e Arnold, a autora (Bernucci, 1987; Bernucci e Balduzzi, 1994) estudou as seguintes propriedades:

- 1) a *reexpansão* livre, sem o anel, após 24 horas de reabsorção d'água por capilaridade daquelas pastilhas previamente secas ao ar até constância de peso, e
- 2) a *resistência à penetração* após reexpansão com auxílio de um cone de penetração padronizado marca Geonor, com 60g e com ângulo de abertura de 60°.

Para o estudo da reexpansão, avaliou-se a potencialidade do solo em retornar, após secagem até a constância de peso, à umidade inicial de ensaio (LL). Para tanto, definiu-se o *índice de reabsorção "A"*:

$$A = \frac{(LA - LC)}{(LL - LC)} \quad (4.1.)$$

onde:

LA = limite de absorção, definido como a umidade atingida pela pastilha após 24 horas de reabsorção d'água por capilaridade.

LL = limite de liquidez, teor de umidade de moldagem das pastilhas

LC = limite de contração obtido por medida da contração volumétrica em função do teor de umidade

O índice é igual à unidade para solos como as areias puras, os siltes micáceos saprolíticos e as argilas ativas, que mostram uma tendência a retornarem à umidade inicial de moldagem. Esse retorno é acompanhado por perda significativa de resistência em relação àquela observada no estado seco.

Por outro lado, solos que apresentam mudanças favoráveis e, em parte irreversíveis, em suas propriedades geotécnicas pela perda de umidade, como os solos argilosos lateríticos, após reabsorção d'água, tendem a teores de umidade intermediários entre o LC e o LL, ou seja, o índice de reabsorção é menor que a unidade. A perda de umidade irreversível dos solos leva a ganhos de resistência que podem ser verificados pela baixa penetração de um cone padronizado na pastilha após a reabsorção d'água.

Com base nas diferenças de comportamento, foi possível por meio do índice de reabsorção d'água e pela penetração de um cone padronizado, agrupar os solos que apresentam grande potencialidade de uso como material de base de pavimentos para baixo volume de tráfego em uma classe distinta dos outros solos. Os solos que apresentam grande potencialidade de uso em pavimentos são: as *areias argilosas lateríticas*, conhecidas entre nós por SAFL - solo arenoso fino laterítico - LA' na classificação MCT, e as *argilas*

lateríticas de classe LG' (Figura 4.5). Observe-se que todos esses solos apresentam alta resistência à penetração do cone após reabsorção d'água e que a secagem é em parte irreversível, demonstrada pelo índice de reabsorção d'água bem menor que a unidade. Os outros solos se agrupam em uma classe distinta daquela dos solos areno-argilosos lateríticos, apresentando alto índice de reabsorção d'água e, portanto, menor resistência à penetração do cone após reabsorção.

Figura 4.5: Índice de reabsorção d'água X penetração de um cone padronizado para identificação dos solos argilosos lateríticos com potencialidade de uso como material de base de pavimentos para vias de baixo volume de tráfego.

As areias argilosas lateríticas têm apresentado excelente comportamento em estruturas de pavimentos de baixo custo. A plasticidade desses solos é uma propriedade desejada, pois ela representa que o solo é coesivo. A coesão é essencial para o bom desempenho desses solos, apesar de ser responsável pelo trincamento por secagem. Para o trincamento não chegar a ser prejudicial no que tange ao desempenho estrutural da base, para evitar reflexão de trincas no revestimento e formação de caminhos preferenciais de percolação da água, a contração deve ser limitada a um valor máximo - assunto a ser abordado no capítulo 7. No grupo de solos areno-argilosos lateríticos, pode-se utilizar a porcentagem de contração diametral para a separação desses solos em sub-grupos. Esse estudo faz parte do prosseguimento das nossas pesquisas.

Os solos areno-argilosos lateríticos, após identificação, devem passar por uma série de ensaios laboratoriais para uma análise de suas propriedades geotécnicas (Capítulos 5, 6, 7, 8 e 9), a partir da qual serão especificados seu uso, eventuais restrições e definição de técnica construtiva adequada.

As *areias lateríticas* com baixa porcentagem de fração argila, sem coesão, compõem um grupo separado dos solos areno-argilosos lateríticos acima citados. Apesar desses solos apresentarem altos valores de CBR e baixas expansões, são de difícil compactação, podendo apresentar problemas de ruptura frente à aplicação de carga elevada associada à condição de baixo confinamento - assunto a ser examinado no capítulo 9. Soluções alternativas podem ser empregadas para viabilizar o uso deste material: misturá-lo a outros solos ou pedregulhos, utilizá-lo em camada subjacente à base envolvendo técnicas apropriadas para sua compactação, entre outras.

Os *solos saprolíticos* agrupam-se separadamente das areias argilosas e das argilas lateríticas. Para utilização destes solos em pavimentos, deve-se proceder a uma série de ensaios com determinações de suas propriedades para analisar a potencialidade de uso, incluindo a adição de estabilizantes químicos ou misturas granulométricas.

Solos parcialmente laterizados, pertencentes a perfis residuais, provenientes de camadas do horizonte de alteração entre solos saprolíticos e lateríticos, localizam-se às vezes em região no gráfico da *Figura 4.5* próxima àquela dos solos argilosos lateríticos (dois dos solos estudados exemplificam o caso). No entanto, observou-se um tipo de trincamento diferente da pastilha após a reabsorção d'água - ANEXO E. Para indicação de uso destes solos na estrutura de pavimento, deve-se proceder a determinações diretas das propriedades de interesse, a serem tratadas nos próximos capítulos.

Os resultados dos ensaios relativos à *Figura 4.5* encontram-se no ANEXO E. Nesse anexo, foram também incluídas as medidas de contração volumétrica, da resistência no ensaio de compressão diametral da pastilha seca ao ar e o tipo de fissuração verificado após reexpansão de 24 horas em água.

O método apresentado baseia-se em ensaios simples, mas com o inconveniente de envolverem períodos relativamente longos para a finalidade de identificação de solos. Porém, constituem-se numa maneira de selecionar dentre os diversos tipos de solos tropicais, aqueles com potencialidade de uso em pavimentação, sem modificações do material original, a não ser pela compactação.

As simplificações, sem medidas quantitativas, resumem-se na moldagem em campo ou laboratório de torrões de solos, verificação de sua resistência a seco, e imersão em água de pares similares de torrões moldados para verificação da expansão e da perda de resistência. O método simples envolve, no entanto, a aquisição de experiência e desenvolvimento da sensibilidade do operador para distinguir os solos areno-argilosos lateríticos dos demais.

A identificação de solos tropicais para uso em pavimentação é assunto estudado por diversos pesquisadores, dada a sua importância. O caminho trilhado pela autora está fundamentado em propriedades exploradas por outros pesquisadores, com diferenças no método utilizado para alguns ensaios e na análise dos resultados.

Valendo-se das características de contração e de cimentação dos solos areno-argilosos lateríticos, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal, por ocasião das obras e estudos em suas antigas colônias de ultra-mar africanas, apresentou um método de caracterização de solos lateríticos baseado no grau de absorção, definido como a relação LC / LA , e no grau de petrificação, representado pela relação LA / LC (Nascimento et al, 1964). A petrificação é considerada completa, quando o grau de petrificação é igual à unidade, ou seja, quando a umidade atingida pela pastilha após reabsorção d'água é numericamente igual ao limite de contração.

Nogami e Cozzolino (1985) apresentaram método expedito para a identificação de solos tropicais, baseado nas características de contração, reexpansão e resistência após reabsorção d'água, de pastilhas moldadas com a fração do solo que passa na peneira n^o 40, com umidade próxima ao limite de plasticidade, em anéis com 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura. Subdividem os solos tropicais em 13 grupos distintos. A partir dessa proposta, Fortes e Nogami (1991) abordaram o método com modificações.

Recentemente, Nogami e Villibor (1994) publicaram a 4^a. aproximação do método acima citado. As pastilhas de solo são moldadas com o solo bastante espatulado, com um teor de umidade tal que proporcione a penetração de 1 mm de um penetrômetro circular de diâmetro de 1,6 mm, com 10g de peso, colocado junto à superfície da pasta. Essas pastilhas são secas em estufa a 60^oC até constância de peso, procedendo-se em seguida à determinação da contração, medida diametralmente. Essas pastilhas, ainda dentro dos anéis de moldagem, são então colocadas para reabsorverem água por capilaridade. Após duas horas de ensaio, determina-se a profundidade de penetração por meio do penetrômetro descrito acima. Foram estabelecidas faixas de valores para a contração e para a penetração. Com base nesses valores, os solos são identificados, correlacionando-os com as sete classes da Classificação MCT (Nogami e Villibor, 1981), classificação que

será apresentada no próximo item. Adicionalmente, pode-se avaliar ainda a expansão após reabsorção d'água, forma de fissuramento das pastilhas, formato da pastilha, tempo para que a frente de umidade atinja a superfície da pastilha, etc.

4.6. CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

4.6.1. Classificação Unificada e Rodoviária dos Solos

A Classificação de Solos Unificada (USCS - Unified Soil Classification System), concebida por Casagrande em 1942, originalmente designada de "Airfield Classification", baseia-se na distribuição granulométrica e na plasticidade dos solos. Casagrande (1947, p.783) alerta que "se a arte de classificar solos está longe de ser satisfatória, a confusão é ainda maior quando seus usuários desconhecem suas limitações, aplicando-a para propósitos diferentes daqueles para os quais foi concebida". Além disso, afirma "não ser possível classificar todos solos em um número relativamente pequeno de grupos, de modo a relacionar adequadamente cada solo com os diferentes problemas de aplicação geotécnica". Acrescenta, ainda, que se deve evitar fornecer a classe do solo sem quaisquer outras informações adicionais. As informações provenientes da identificação do solo, e que sejam pertinentes e importantes para a descrição do material, devem constar da caracterização do mesmo.

No caso específico de rodovias do baixo volume de tráfego, o sistema de classificação original do "Public Roads" norte-americano, desenvolvido entre 1927 e 1929, dá algumas indicações interessantes de hierarquização de solos, qualificando os solos granulares com finos, coesivos, como sendo os melhores materiais (A-1) para base ou revestimento primário. Seu propósito original é a seleção de solos baseada nas características de estabilidade desses quando solicitados diretamente pelas rodas dos veículos, ou seja, é um agrupamento de solos em função de seu uso em camada de superfície de rodovias em terra ou para camadas de bases de rodovias com revestimentos superficiais betuminosos esbeltos. Esse aspecto torna a classificação original do "Public Roads" interessante do ponto de vista dos solos lateríticos para bases de pavimentos de baixo custo. A seleção original dos solos por esse método recomenda utilizar a distribuição granulométrica, a plasticidade e as características de contração.

Na época da proposição do sistema do "Public Roads", o congelamento não era tratado adequadamente por limitação dos conhecimentos sobre sua ação na modificação das propriedades dos solos. O equacionamento desse problema levou a fortes modificações no sistema classificatório, principalmente nas classes de solos com finos, passíveis de sofrerem alterações desfavoráveis devido ao ciclo congelamento-degelo. A ação da água (e conseqüentemente do congelamento-degelo) passou então a ser fundamental na escolha dos materiais. Como decorrência, os solos passaram a ser hierarquizados pela granulometria e plasticidade, as mesmas propriedades índices utilizadas pela Unificada, pois solos plásticos, com finos, são susceptíveis ao congelamento, portanto, indesejáveis para estruturas de pavimentos. Assim, este sistema classificatório, chamado de HRB-AASHO ("Highway Research Board - American Association of State Highway Officials"), conhecido no Brasil por Classificação Rodoviária, abandonou a avaliação da contração dos solos por perda de umidade.

No que se refere à granulometria, a Classificação Unificada toma o valor de 50% em peso da fração que passa na peneira # 200 (diâmetro nominal de 0,074mm), como limite para considerar o solo como granular ou fino, enquanto que a Classificação Rodoviária utiliza o valor de 35%. A adoção de 50% pela Classificação Unificada leva a crer que esse valor foi adotado devido à facilidade em se avaliar em campo, visualmente, se há predominância de solo granular ou fino, uma vez que a visualização a olho nu de partículas individualizadas só é possível para a fração retida na peneira # 200. Desta forma, compatibilizam-se melhor as determinações de campo com a classificação do solo realizada em laboratório. De outro lado, a Classificação Rodoviária aponta para uma subdivisão dos solos em granular ou em fino com relação ao comportamento geotécnico. Quando a fração do solo que passa na peneira # 200 é superior a 35%, predominam propriedades de solos finos, pois a matriz do solo, que comanda boa parte das propriedades, é composta pela parcela de finos.

4.6.2. Classificação de Solos Tropicais

A utilização dos sistemas classificatórios tradicionais para solos tropicais em países africanos e na América Latina despertou nos técnicos e nos consultores dúvidas quanto à sua adequação, ao serem observadas certas discrepâncias entre as indicações do provável comportamento deduzido das propriedades índices e o real desempenho desses solos em campo. No Brasil, já na década de 50, técnicos experientes em construção viária notaram que sua aplicação levava à exclusão de alguns solos de bom desempenho em estrutura de pavimentos e uma hierarquização de qualidade de solos às vezes errônea. A

não consideração de algumas características peculiares dos solos tropicais levou a erros de interpretação na aplicação dos sistemas de classificação tradicionais.

Classificação de Solos Tropicais pelo Prof. Vargas

O Prof. Milton Vargas (1982), acreditando que um solo deva ser classificado pelas propriedades derivadas de sua *natureza*, julga que para essa finalidade não devem ser consideradas as características de *estado*. Partindo dessa premissa, conclui que seja possível a aplicação dos limites de liquidez e de plasticidade para a classificação de solos tropicais desde que: a) esses limites sejam utilizados como "índices" e não como "parâmetros", de forma a serem aplicados qualitativamente, para estimativas; b) tanto as normas de ensaios como as de preparação das amostras para determinação desses índices sejam muito bem estabelecidas e acordadas.

Dessa forma, o Prof. Vargas indica que as propriedades de estado devam ser eliminadas, para que se possa caracterizar o solo segundo sua natureza e, somente depois dessa etapa, inferir por experiência empírica ou por meio de ensaios, as propriedades de estado relacionadas àquelas reais de utilização do solo. Sugere ainda que a complementação da classificação, para distinguir solos tropicais de mesma classe, mas de diferentes comportamentos geotécnicos, seja feita pelo índice de atividade, definido por Skempton (Índice de Atividade = Índice de Plasticidade / Porcentagem de Fração Argila, sendo considerada fração argila as partículas cujo diâmetro obtido na sedimentação seja inferior a 0,002mm). Segundo Vargas, a diferente natureza mineralógica da fração argila seria responsável pela diferença no comportamento, apesar de índices classificatórios similares. Propõe que se represente graficamente o IP (eixo y) e a porcentagem de fração menor que 2 μ (eixo x) ao lado, à esquerda, do gráfico de plasticidade de Casagrande (IP no eixo y e LL no eixo x) de maneira a subdividir as argilas em grupos: ativas, normais e inativas.

Alguns solos lateríticos, apesar de plásticos e de atividade média, são pouco expansivos. Alguns solos pouco plásticos e de atividade média ou mesmo inativos, são expansivos e problemáticos como material para estrutura de pavimentos. Para o caso específico desta finalidade, seria desejável outro tipo de sub-divisão ou o uso de outros índices.

Classificação de Solos Tropicais da COPPE-UFRJ

A partir de pesquisas realizadas na COPPE - RJ para estudo da deformabilidade de pavimentos sob cargas transientes, estabeleceu-se uma nova classificação de solos tropicais levando em consideração o comportamento resiliente e seu aproveitamento como material de construção viária (Preussler et al, 1981; Preussler e Pinto, 1982; Preussler,

1983). Foi proposta uma subdivisão por classes de solos granulares (% que passa na peneira # 200 inferior a 50%) e de solos finos coesivos (% que passa na peneira #. 200 superior a 50%). Os solos granulares foram agrupados em três grupos distintos segundo o comportamento resiliente: resiliência elevada, intermediária e baixa. Os solos finos, em dois grupos principais: Grupo A, subdivididos em dois sub-grupos, dependendo do valor do índice CBR, e o Grupo B, composto por solos problemáticos em camadas de pavimentos. Foi utilizado um critério granulométrico para os solos finos, baseado na proporção da fração silte em relação à parcela que passa na peneira # 200, definida por P : Tipo I, solos com baixo grau de resiliência, com $P \leq 35\%$; Tipo II, solos com grau intermediário de resiliência, com $35\% < P \leq 65\%$; e, finalmente, Tipo III, solos com elevado grau de resiliência, com $P > 65\%$. De posse da classe do solo, obtém-se as constantes do solo para o cálculo do Módulo de Resiliência.

A classificação proposta é pioneira no sentido de observar a importância de subdividir em classes distintas, solos tropicais de desempenho muito diferenciado em termos de resiliência para uso em pavimentos. Mostra que solos finos argilo-siltosos podem ser aproveitados em estruturas, apresentando altos módulos resilientes, a despeito da plasticidade. No entanto, o critério granulométrico pode ser enganoso, uma vez que há solos cuja fração silte é composta por macrocristais de caulinita e mica, e são realmente muito problemáticos; porém, há solos, cuja fração silte é composta por agregações lateríticas ou por quartzo, e mostram-se muito bons. O mesmo acontece com a fração argila: solos de mesma % em peso de fração argila podem apresentar comportamentos resilientes diferenciados, dependendo da natureza destes solos.

Problemas das Propriedades Índices de Plasticidade e de Granulometria

Somada à inadequação das classificações tradicionais aos solos tropicais no que se refere à previsão de comportamento, as propriedades índices podem variar significativamente de valor, dependendo do preparo prévio das amostras e do modo de execução do ensaio (Ignatius, 1988). A distribuição granulométrica dos solos lateríticos depende muito do tipo de destorroamento, da secagem prévia das amostras, do tempo de dispersão e do tipo de defloculante empregado. Os índices plásticos, principalmente o limite de liquidez, variam consideravelmente com o tempo e o processo de dispersão/espátulação da amostra, bem como com a secagem prévia.

Sória (1985), estudando as classificações de solos sob o aspecto da estrutura lógica, conclui que o uso de limites de Atterberg para este fim não é aceitável. Acredita que o motivo principal da falha das classificações tradicionais deva-se à impossibilidade de distinguir tanto a natureza dos argilominerais, como seus teores por meio dos limites de

Atterberg. Esse limites medem efeitos combinados de três frações diversas, porém não se conhece como se dá essa combinação e como seriam seus efeitos separadamente. Por outro lado, Sória questiona os limites de separação de cada fração e, em consequência, o uso da granulometria para identificar frações de efeitos diversos.

Classificação de Solos Tropicais MCT

Essas constatações, incongruências e as próprias variações na determinação das propriedades índices, verificadas e questionadas por diversos autores, levaram vários pesquisadores a proporem classificações alternativas. Nesse contexto, cita-se a Classificação MCT (Miniatura Compactada Tropical), dos professores Nogami e Villibor (1981), aplicada às finalidades rodoviárias, utilizada atualmente por vários órgãos brasileiros como: DNER, DER-SP, Prefeitura do Município de São Paulo, DERSA, Companhia do Metropolitano de São Paulo, entre outros.

A Classificação MCT aplica-se a solos tropicais, tendo por objetivo separar os solos de comportamento laterítico (L) daqueles não lateríticos (N), e sub-dividi-los em sub-classes: LA (arenosos), LA' (areno-argilosos), LG' (argilosos), NA (arenosos), NA' (areno-argilosos), NS' (siltosos) e NG' (argilosos). No ANEXO F encontra-se uma descrição resumida do método.

Vertamatti (1988) aplicou os métodos MCT e de classificação Resiliente para investigação de solos de regiões de aeroportos brasileiros da Amazônia. Propõe uma modificação na Classificação MCT de modo a incluir uma faixa de solos entre os de Classe L e N, chamados de transicionais T. Estes solos estão em geral parcialmente laterizados, porém podem apresentar potencial de uso em pavimentos. Faz uma correlação entre a classificação MCT e Resiliente, colocando junto ao gráfico modificado da MCT, sua classe resiliente (I, II ou III), com a finalidade de inserir uma previsão do comportamento resiliente dos solos classificados segundo o método MCT.

Modificações da Classificação MCT, como a de Vertamatti, podem ajudar a resolver problemas específicos em certas regiões. Estas aplicações práticas demonstram a grande necessidade de ter uma classificação de solos adequada para obras geotécnicas viárias em regiões tropicais.

O índice c' refere-se à propriedade de compressibilidade do solo. Está relacionado à coesão e, conseqüentemente, com a contração por perda de umidade. Apesar da Classificação não utilizar a plasticidade, pode-se dizer, mantidas as restrições ao uso, que

ela se relaciona, *dentro de uma certa classe*, com o *índice c'*. Porém esta tendência não implica na aceitação dos índices plásticos para classificação, pois eles não obedecem à uma relação biunívoca entre classe e comportamento, mesmo se os índices não variassem com o preparo das amostras e com o modo de execução dos ensaios.

Enquanto o *índice c'* se relaciona com o potencial de contração, mas não necessariamente ao de expansão, o *índice Pi* caracteriza o potencial à expansão e à perda de coesão e de resistência após imersão em água. Este índice mostra de maneira clara que em solos tropicais não há relação direta entre contração e expansão. Pequena perda de massa por imersão é característica de solos que mostram a tendência de manterem coesão após imersão, pelo menos em grande parte, independentemente da plasticidade, como os solos lateríticos argilosos.

4.7. COMENTÁRIOS

A identificação de solos em campo e a análise de mapas pedológicos e geológicos auxiliam na primeira etapa de um projeto de pavimentos, caracterizando e agrupando solos para a pesquisa laboratorial.

A utilização de classificação de solos adequada para os solos tropicais e para as finalidades viárias é fundamental para a escolha correta de jazidas para seu aproveitamento como material de base de pavimentos de baixo custo. Essa classificação deve ser simples, rápida e baseada em propriedades índices que possibilitem fácil entendimento de sua relação com as propriedades geotécnicas de interesse viário. Em um primeiro momento, parece ser conveniente a utilização de uma classificação expedita, que ajude a uma primeira escolha de jazidas em potencial para a exploração.

A partir dessa escolha preliminar, acredita-se que se possa aplicar o método MCT, que caracteriza muito bem as propriedades dos solos tropicais, definindo a partir dos resultados de ensaios e dos custos envolvidos a melhor ou melhores jazidas a serem exploradas. Os ensaios para a determinação dessas propriedades fornecem valores que podem ser utilizados para as especificações e hierarquização do uso desses materiais em pavimentos, bem como diretamente para o projeto de dimensionamento.

Nos próximos capítulos serão abordadas as propriedades geotécnicas dos solos lateríticos para a compreensão do comportamento desses solos em estruturas de pavimentos e para o projeto de dimensionamento propriamente dito.

Capítulo 5

Compactação de Solos Lateríticos

5.1. INTRODUÇÃO

Serão abordadas as características de compactação de solos tropicais lateríticos de classificação MCT: LA (arenosos), LA' (areno-argilosos) e LG' (argilosos), procurando estabelecer faixas de valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima típicas em solos lateríticos de ocorrência no Estado de São Paulo. O comportamento do solo laterítico quanto à compactação interfere diretamente nas especificações de projeto para a construção de pavimentos. Com base na análise das curvas de compactação, podem ser extraídas hipóteses de desempenho desses solos em estruturas de pavimentos.

5.2. CARACTERÍSTICAS DAS CURVAS DE COMPACTAÇÃO

Solos lateríticos apresentam curva de compactação geralmente com pico bem definido no peso específico aparente seco máximo, grande inclinação do ramo seco, mesmo nos tipos mais argilosos. Esta característica tem grande influência na compactação em campo, uma vez que pequenas variações de umidade podem acarretar mudanças significativas de peso específico e, conseqüentemente, de comportamento das camadas compactadas. Na umidade ótima, tem-se observado grau de saturação elevado, atingindo valores em geral da ordem de 80% a 90%.

A *Figura 5.1* ilustra essas características apresentando curvas de compactação de 7 solos lateríticos de diferentes granulometrias, desde uma areia com pouca argila até uma amostra com muita argila. O ensaio de compactação foi realizado com corpos de prova de dimensões reduzidas (diâmetro de 50mm e altura de aproximadamente 50 mm), na energia normal, com 5 golpes de soquete leve de cada um dos lados do corpo de prova.

Figura 5.1: Curvas de compactação de solos lateríticos. Fonte: FIPAI/DER-SP(1978 e 1979).

5.3. RESULTADOS DE ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS EM LABORATÓRIO

Foi realizado um levantamento de dados de solos lateríticos, utilizando como fontes de pesquisa: os arquivos do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, os quais compõem a maior parte dos dados levantados, com pesquisas realizadas sob a coordenação do Prof. Nogami; alguns trabalhos do convênio FIPAI/DER-SP (Fundação para Incremento da Pesquisa e Aperfeiçoamento Industrial da Escola de Engenharia de São Carlos da USP/Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo); a tese do Prof. Villibor (1981); a tese do Prof. Vertamatti (1988); e pesquisa da autora para o mestrado (Bernucci, 1987), além de algumas outras feitas para este trabalho.

A *Figura 5.2* mostra os resultados obtidos com 65 solos lateríticos compactados na a energia normal (equivalente a aproximadamente 12 golpes de compactação no Mini-MCV ou ainda 5 golpes de cada lado do corpo de prova no ensaio Mini-Proctor), sendo 9 arenosos LA, 22 areno-argilosos LA' e 34 argilosos LG'.

Figura 5.2: Valores de pesos específicos aparentes secos máximos e umidades ótimas de solos lateríticos compactados na energia normal.

Fonte de dados: Arquivo de pesquisas realizadas sob coordenação do Prof. Nogami no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação do Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP; Relatórios do convênio DER-SP/FIPAI-Escola de Engenharia de São Carlos da USP; Villibor (1981); Vertamatti (1988); Bernucci (1987).

Para este universo de amostras, obteve-se por regressão linear a seguinte correlação para a *energia normal* de compactação:

$$\gamma_{smax} = 22,62 - 0,26 \text{ hot} \quad (R = -0,96, \sigma = 0,51) \quad (5.1)$$

onde γ_{smax} = peso específico aparente seco máximo (kN/m³)
hot = umidade ótima (%)

As Tabelas 5.1 (a) e (b) trazem os valores verificados para peso específico aparente seco máximo e umidade ótima na energia normal.

solos lateríticos	média das pesos específicos aparentes secos máximos (kN/m ³)	desvio padrão (kN/m ³)	valor mínimo (kN/m ³)	valor máximo (kN/m ³)
LA (arenosos)	19,62	0,51	18,50	20,30
LA' (areno-argilosos)	19,37	0,85	17,30	20,50
LG' (argilosos)	16,29	1,07	14,50	18,00

Tabela 5.1.(a): valores médios de pesos específicos aparentes secos máximos na energia normal de compactação e faixa de variação encontrada para os solos lateríticos pesquisados.

solos lateríticos	média das umidades ótimas (%)	desvio padrão (%)	valor mínimo (%)	valor máximo (%)
LA (arenosos)	10,41	0,71	9,60	12,00
LA' (areno-argilosos)	13,36	3,13	10,00	22,80
LG' (argilosos)	23,97	4,27	15,00	32,00

Tabela 5.1.(b): valores médios de umidade ótima na energia normal de compactação e faixa de variação encontrada para os solos lateríticos pesquisados.

A Figura 5.3 mostra os resultados obtidos com 52 solos lateríticos compactados na energia intermediária (equivalente a aproximadamente 24 golpes de compactação no Mini-MCV ou ainda 6 golpes com soquete pesado, de cada lado do corpo de prova, no ensaio Mini-Proctor), com 6 solos arenosos LA, 18 solos areno-argilosos LA' e 28 solos argilosos LG'.

Figura 5.3: Valores de pesos específicos aparentes secas máximas e umidades ótimas de solos lateríticos compactados na energia intermediária.

Fonte de dados: Arquivo de pesquisas realizadas sob coordenação do Prof. Nogami no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação do Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP; Relatórios do convênio DER-SP/FIPAI-Escola de Engenharia de São Carlos da USP; Villibor (1981); Vertamatti (1988); Bernucci (1987).

Obteve-se por regressão linear a seguinte correlação para a *energia intermediária* de compactação:

$$\gamma_{smax} = 23,28 - 0,28 \text{ hot} \quad (R = -0,96, \sigma = 0,53) \quad (5.2)$$

onde γ_{smax} = peso específico aparente seco máximo (kN/m³)
hot = umidade ótima (%)

As Tabelas 5.2.(a) e (b) trazem os valores verificados para peso específico aparente seco máximo e umidade ótima na energia intermediária.

solos lateríticos	média das pesos específicos aparentes secos máximos (kN/m ³)	desvio padrão (kN/m ³)	valor mínimo (kN/m ³)	valor máximo (kN/m ³)
LA (arenosos)	20,30	0,44	19,80	20,80
LA' (areno-argilosos)	20,14	0,70	18,10	21,00
LG' (argilosos)	17,01	1,05	15,00	19,00

Tabela 5.2.(a): valores médios de pesos específicos aparentes secos máximos na energia intermediária de compactação e faixa de variação encontrada para os solos lateríticos pesquisados.

solos lateríticos	média das umidades ótimas (%)	desvio padrão (%)	valor mínimo (%)	valor máximo (%)
LA (arenosos)	9,73	1,14	8,50	11,40
LA' (areno-argilosos)	12,09	3,27	8,60	22,40
LG' (argilosos)	21,65	3,84	15,00	28,60

Tabela 5.2.(b): valores médios de umidade ótima na energia intermediária de compactação e faixa de variação encontrada para os solos lateríticos pesquisados.

5.4. O ENSAIO MCV: SUA IMPORTÂNCIA NO PROJETO E NO CONTROLE TECNOLÓGICO DE COMPACTAÇÃO

A introdução do ensaio MCV (Moisture Condition Value) por Parsons (1976), e sua adaptação para corpos de prova de dimensões reduzidas por Nogami e Villibor (1981), facilitaram a compreensão do comportamento dos solos lateríticos compactados, permitindo conhecer a potencialidade do solo no sentido deste responder com um aumento de peso específico e, portanto, de resistência, dado um aumento de energia de compactação. Esse ensaio tem uma grande vantagem sobre o Proctor, pois fornece uma família de curvas de compactação ao invés de somente uma curva de uma energia,

utilizando o mesmo número de corpos de prova. A *Figura 5.4* traz um exemplo dos resultados obtidos com o ensaio mini-MCV, realizado com uma areia argilosa laterítica, denominada "Náutico".

Figura 5.4: *Curvas de compactação obtidas no ensaio mini-MCV para o solo arenoso fino laterítico "Náutico". Os números ao lado das curvas representam o número de golpes utilizados para a compactação.*

Para um dado teor de umidade de compactação, o ensaio MCV indica até quanto vale a pena um aumento de energia de compactação para um dado solo. Acima de um certo valor, denominado mini-MCV (ver anexo F), acréscimos de energia produzem aumentos pouco significativos de peso específico.

A *Figura 5.5* apresenta os mesmos resultados da figura anterior, com o peso específico aparente seco em função do número de golpes de compactação (energia de compactação). Observe-se que dependendo da umidade, o limite de energia aceito pelo solo é diferente, atingindo um valor máximo além do qual um aumento de energia não produz mais os efeitos desejados em termos de peso específico.

Certos materiais, como por exemplo algumas lateritas, apresentam ganhos significativos na resistência pelo aumento da energia de compactação (Asare-Darko, 1984). Energia suplementar, acima da energia modificada (duas a oito vezes), foi responsável por mudanças na granulometria das lateritas ensaiadas por esse autor, provocando a quebra de grãos mais frágeis e promovendo um maior embricamento. Como consequência, além do ganho de resistência, mostraram grande estabilidade em presença d'água.

Figura 5.5: Variação do peso específico aparente seco com a energia de compactação obtida no ensaio mini-MCV, para três teores diferentes de umidade do solo arenoso fino laterítico Náutico.

O uso do MCV permite compactar com facilidade materiais com baixíssimos teores de umidade. Nessas condições, o peso específico aparente seco passa por um mínimo, voltando a crescer à medida em que o teor de umidade cai. Técnicas de compactação a seco de lateritas têm sido utilizadas na África, em regiões com precariedade de água. Cissé (1980) mostra experimentos feitos no Níger com areias para aterros e com pedregulhos para base de pavimento, utilizando a compactação a seco com bons resultados.

O MCV é um método utilizado na Inglaterra para controle de compactação, visando a determinação rápida do teor de umidade em campo e, principalmente, o estabelecimento "a priori" do melhor teor de umidade de trabalho para o material a ser empregado, nas

condições específicas da obra, de modo a obter a maior eficiência dos equipamentos de compactação disponíveis. Neste contexto, Alvarez Neto (1989) propõe o uso do mini-MCV no Brasil para o controle de compactação de solos, mostrando com que rapidez e simplicidade o ensaio pode ser executado (cerca de 15 minutos), com precisão maior do que os ensaios de campo tradicionalmente utilizados entre nós na área rodoviária.

O uso do ensaio MCV para o controle de compactação representaria um grande avanço tecnológico no Brasil. A Cia. do Metropolitano utilizou esse método nos anos 80. Não se tem informações se esta técnica continua sendo aplicada. Outros ensaios, principalmente não destrutivos, deveriam, dependendo do porte da obra, ser incluídos nos métodos de controle de campo, tanto aqueles para controle de peso específico e umidade, como aqueles que medem o deslocamento recuperável das camadas da estrutura de pavimento. Alguns desses métodos são citados a seguir: densímetro nuclear, aparelho de impacto que avalia o repique de uma carga que cai em queda livre, viga de Benkelman e "Falling Weight Defletometer".

O controle de compactação é uma etapa muito importante da pavimentação pois fornece dados para uma previsão de comportamento da estrutura e para a calibração de modelos de desempenho, possibilitando, entre outros, o estabelecimento de um plano de gerência de pavimentos, fundamentado em dados dos materiais e das camadas.

5.5. COMPACTAÇÃO EM CAMPO

No Brasil, além da necessidade de serem introduzidos métodos novos e mais adequados de controle tecnológico, tem-se ainda pouco conhecimento sobre a real eficiência de cada equipamento de terraplenagem para cada tipo de material. Na França, por exemplo, o Serviço de Estudos Técnicos de Rodovias e Auto-estradas (SETRA), órgão governamental, publicou e tem revisado listas de aptidão dos equipamentos disponíveis no mercado francês, com dados sobre o desempenho e a eficiência de cada um, dependendo do tipo de material e espessura da camada (SETRA, 1985). Este procedimento possibilita o controle tecnológico dos serviços de compactação por número de passadas do equipamento.

Os ingleses também têm pesquisado o desempenho de equipamentos de terraplenagem para diversos tipos de materiais e espessuras de camada. Estudos foram conduzidos variando-se o teor de umidade, determinando-se o número de passadas, a produção horária e o custo por m^3 , para atingir valores pré-fixados de grau de compactação ou

porcentagem de vazios (Parsons, 1992). Os ingleses comparam a eficiência dos equipamentos de compactação para um certo material, determinando o peso específico obtido em diversas profundidades da camada compactada. O peso específico cai com a profundidade, porém de forma mais acentuada para os solos argilosos.

Estudos similares foram feitos pela equipe de pesquisa do convênio entre o DER-SP e a FIPAI - Escola de Engenharia de São Carlos. Esta pesquisa teve como objetivo central a aplicação de solos lateríticos em pavimentos. Dentro deste contexto, realizou-se, pioneiramente no Brasil, um estudo da eficiência de alguns equipamentos para a compactação de solo laterítico em campo.

Um dos exemplos obtidos na referida pesquisa encontra-se na *Figura 5.6*. Trata-se de um trecho experimental construído entre Gastão Vidigal e Floreal, SP, cuja base é de 15 cm de espessura de solo arenoso fino laterítico. O processo construtivo constou de homogeneização do solo com grade de discos em uma passada, acerto com motoniveladora em duas passadas, umedecimento do solo com irrigadeira em três passadas e, finalmente, a compactação da base com pé de carneiro estático de patas longas, rolo liso e rolo liso vibratório. Os números de passadas (12) de cada um dos equipamentos constam do gráfico da *Figura 5.6*. Durante o processo de compactação, foram realizados ensaios com o funil de areia para o cálculo do peso específico úmido e foi colhido material para determinação da umidade em laboratório por meio de estufa, em duas subcamadas: uma superior (de 0 a 7,5 cm de profundidade) e outra inferior (de 7,5 a 15 cm).

Os resultados indicam, como esperado, uma diminuição do peso específico com a profundidade, sendo que o peso específico foi determinado logo após a compactação. Este gradiente de peso específico com a profundidade é resultante do processo de compactação e da eficiência dos equipamentos. Com o decorrer do tempo, nas condições gerais de clima da região oeste do Estado, a camada perde umidade, principalmente na porção superficial, aumentando ainda mais o gradiente de peso específico da camada com a profundidade.

(12) na compactação de campo utilizou-se a seguinte terminologia: uma passada corresponde a uma passagem do equipamento equivalente à sua largura, enquanto que uma cobertura corresponde a largura total da pista, abrangendo várias faixas de compactação, onde o equipamento passou uma única vez em cada uma das faixas.

Figura 5.6: *Peso específico e umidade de campo durante os serviços de compactação da Rodovia Gastão Vidigal-Floreial, trecho com 440 metros de extensão, com medidas efetuadas na estaca 610 em abril de 1978 (DER-SP/FIPAI, 1978).*

5.6. COMENTÁRIOS

As características das curvas de compactação mostram que o erro em campo da umidade de compactação em relação à ótima acarreta uma queda de peso específico aparente seco importante, tendo consequências na resistência e na deformabilidade desses solos. A heterogeneidade da umidade do solo em campo também pode gerar diferenças no desempenho da estrutura de pavimento.

Os métodos de controle de compactação na pavimentação normalmente empregados no Brasil - funil de areia para o peso específico aparente e speedy ou frigideira para a umidade, podem dar resultados enganosos quanto à qualidade real da compactação. O controle estatístico com esses resultados também pode gerar conclusões duvidosas sobre a satisfatoriedade da compactação.

A caracterização dos solos pelo MCV pode colaborar significativamente no projeto. Para um dado teor de umidade de compactação, o ensaio MCV indica até quanto vale a pena um aumento de energia de compactação para um dado solo.

O uso de baixa energia de compactação (expressa em poucas coberturas), provoca uma diferença ainda mais significativa de peso específico aparente seco entre o topo e a base da camada. Acentua-se, portanto, a anisotropia da camada. Em consequência, em termos de comportamento estrutural e hidráulico, a camada desempenha um papel como se ela estivesse subdividida em subcamadas de espessuras finitas. A compactação em baixos níveis de energia podem levar o solo a deformações permanentes que comprometam o desempenho do pavimento.

O prosseguimento do estudo da compactação de campo, envolvendo a eficiência dos equipamentos disponíveis no mercado brasileiro é fundamental para o desenvolvimento tecnológico nacional pois proporciona uma escolha mais adequada dos equipamentos e da técnica construtiva. O uso de densímetro nuclear pode auxiliar consideravelmente em trabalhos dessa natureza, detectando com rapidez diferenças de peso específico com a profundidade e o peso específico em diversos pontos de uma seção transversal ao eixo da rodovia para um controle expedito da homogeneidade do números de passadas dos equipamentos de compactação.

Capítulo 6

Índice de Suporte CBR de Solos Lateríticos Compactados

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, discute-se sobre a resistência dos solos lateríticos compactados determinada por meio de ensaio penetrométrico, mais precisamente do ensaio CBR ("California Bearing Ratio"), tradicionalmente utilizado como índice de resistência de solos para o dimensionamento de pavimentos. No capítulo 9 será abordada a resistência do solo quando submetido a carregamentos repetidos e sua relação com o índice CBR.

6.2. ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE O ENSAIO CBR

O ensaio Califórnia dispensa qualquer descrição, uma vez que é largamente usado no Brasil para obras viárias. Uma de suas grandes vantagens é justamente ser um ensaio bem difundido entre os engenheiros rodoviários, os quais desenvolveram, com base na experiência, uma sensibilidade em relacionar o valor do suporte com a qualidade do material de subleito e para a estrutura de pavimento propriamente dita. Geralmente as especificações brasileiras de pavimentação trazem como uma das prerrogativas para a escolha de materiais granulares o valor mínimo aceitável de CBR.

Originalmente desenvolvido em 1929 pela Divisão de Estradas da Califórnia, o ensaio CBR foi concebido para determinar a resistência do material ao deslocamento lateral, pois esse era o tipo de ruptura mais frequente nas rodovias californianas naquela época (Porter, 1950). Desejava-se um ensaio simples e rápido que medisse a influência combinada da coesão e do ângulo de atrito, para prever rupturas em pavimentos. Vários materiais

granulares de boa qualidade como base de rodovias em serviço foram ensaiados, e a média dos valores encontrados passou a ser designada de CBR padrão, com índice de 100%. O ensaio CBR passou então a fornecer uma medida da qualidade dos materiais em relação àquele padrão.

A partir de observações em campo das rodovias californianas, a Divisão de Estradas da Califórnia estabeleceu uma correlação entre o índice CBR do subleito e o desempenho dos pavimentos, elaborando, assim, um método empírico de dimensionamento de pavimentos flexíveis.

Durante a Segunda Guerra Mundial, o Corpo de Engenheiros norte-americano adaptou o método californiano de dimensionamento para seus projetos de pavimentos aeroportuários, utilizando o CBR como índice de resistência do subleito e dos materiais da estrutura do pavimento.

O método original da AASHO e sua segunda versão de 1972 utilizam também o CBR como valor básico para o dimensionamento de pavimentos flexíveis. O Eng. Murillo Lopes de Souza adaptou o método do Corpo de Engenheiros para o DNER, tendo publicado sua primeira edição em 1966 (Souza, 1966). Até hoje é o ensaio mais usual para dimensionamento de pavimentos flexíveis no Brasil.

O índice CBR é determinado para os valores de 0,1 e 0,2 polegadas de penetração do pistão no corpo de prova. Nessa situação, o solo já está geralmente em um estado de comportamento plástico. Ou seja, pressupõe-se que a ruptura se dê por um excesso de tensão que ocasiona grande deformação. E, de fato, o processo de ruptura de um pavimento pode ser baseado neste modelo em alguns casos. Porém, grande parte dos pavimentos rompe por fadiga, decorrente da aplicação de cargas repetidas, mobilizando nos materiais tensões de magnitude inferior à de ruptura ou inferior àquela prevista pelo ensaio CBR. Talvez seja a maior desvantagem do CBR o fato de não considerar este mecanismo de ruptura.

Quanto ao ensaio propriamente dito, foi realizada no Brasil uma pesquisa por equipe para estudar a dispersão nos resultados do ensaio CBR (Pinto, 1964). Foram ensaiados 8 solos, de classes HRB A-2 e A-7, com 12 corpos de prova para cada amostra de solo, compactados na energia intermediária. Os valores de CBR médios obtidos estão na faixa de 15% a 60%, sendo que um dos solos apresentou média de 146%. O coeficiente de variação está na faixa de 6% a 30%. Souza Pinto relata na mesma publicação outra pesquisa feita pelo DNER e DER-Ba, também com 8 solos, tendo sido ensaiados entre 20 e 50 corpos de prova por solo. Nesse segundo caso, o coeficiente de variação foi um

pouco superior àquele encontrado na primeira pesquisa, principalmente para os solos menos resistentes e compactados com menor energia. Pelos dados apresentados, o coeficiente de variação não pode ser considerado tão alto, sendo o ensaio razoável no que diz respeito a sua utilização para a avaliação da *qualidade* de suporte do material.

Outro aspecto do ensaio que se tem considerado é o efeito do confinamento do molde no resultado do ensaio. Livneh e Greenstein (1978) apresentam uma pesquisa da variação do CBR em função da variação da tensão de confinamento lateral aplicada por meio do emprego de um molde cilíndrico com pressão lateral controlada tipo Texas. Para a areia ensaiada, obtiveram uma relação linear de comportamento: acréscimos na pressão lateral acarretam aumentos de CBR. O solo em campo está sob tensão lateral menor que aquela imposta ao corpo de prova dentro de um cilindro rígido no ensaio tradicional do CBR. Partindo da hipótese que o CBR de campo é inferior àquele determinado em laboratório, esses autores propõem a correção do CBR de projeto, apresentando o método de laboratório e a formulação matemática para o cálculo.

Além da consideração da variabilidade dos resultados do ensaio propriamente dito, o índice CBR depende ainda do método de compactação do corpo de prova. Vendramini e Pinto (1974) apresentam um estudo da variabilidade do CBR em função do processo de compactação, utilizando amostras compactadas no laboratório por impacto e por pisoteamento e, ainda, provenientes da extração de corpos de prova de camadas compactadas em campo por meio de cravação de cilindro ou da retirada de blocos indeformados. O estudo mostra que o índice de suporte varia consideravelmente com o método de compactação. Para corpos de prova com o mesmo peso específico aparente seco, a compactação por impacto em laboratório, normalmente recomendada pelas especificações, fornece os maiores índices de suporte. O CBR de campo é cerca de 60% do valor obtido por impacto. Quanto maior o teor de umidade de compactação, maior a diferença de suporte entre as amostras retiradas do campo e aquelas compactadas por impacto no laboratório.

6.3. RELAÇÃO DO ÍNDICE CBR COM OUTRAS PROPRIEDADES

Porter (1942), pesquisando mais de 300 amostras de solos, tentou correlacionar várias propriedades com o índice de suporte. A primeira constatação é que não há relação entre o peso específico aparente seco e o índice CBR. Solos diferentes compactados com o mesmo peso específico podem apresentar índices CBR inferiores a 10% até bem superiores a 100%.

Não há também uma relação bem definida entre o índice CBR e o índice de plasticidade (IP). Solos com IP abaixo de 10% podem apresentar índice CBR baixo (2 ou 3%) ou superiores a 100%. Sabe-se, no entanto, que para IP maior que 10%, tem-se geralmente índices CBR mais baixos, com valores entre 2 e 20%.

Para os solos estudados por Porter, quando o IP é alto, geralmente o solo é expansivo e problemático. Desta forma, restringindo-se o uso do solo com um valor limite máximo aceitável de IP, descartam-se solos que em geral não constituem boas bases ou sub-bases de pavimentos. Porém, como já foi dito, IP baixo, menor que 10%, não garante resistência adequada.

Solos com expansão acima de 2%, determinada no final do período de imersão em água por 4 dias do corpo de prova compactado, exibem índices CBR em geral menor que 20%. Expansão entre 1 e 2% é característica de solos com índices CBR acima de 10%, podendo atingir valores próximos a 100%. Solos cuja expansão é inferior a 1% mostram-se com uma faixa bastante ampla de variação do CBR: valores próximo a 20% até muito acima de 100%.

Por este motivo, para uma escolha apropriada do material, foram incluídos nas especificações tradicionais de solos para a pavimentação, como as da AASHTO, valores limites máximos aceitáveis de expansão e valores mínimos de índice CBR. Essas diretrizes de escolha de material são também adotadas no Brasil.

Para o caso especial de solos lateríticos e pedregulhos lateríticos, Gidigas et al (1987) pesquisaram correlações do índice CBR com: o peso específico aparente seco máximo do solo compactado, a umidade ótima de compactação, propriedades índices como granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade. Chegaram à mesma conclusão: não há correlações satisfatórias de CBR com estas propriedades.

6.4. VALORES DE MINI-CBR DE SOLOS LATERÍTICOS COMPACTADOS

O ensaio mini-CBR é conduzido seguindo os mesmos princípios que o ensaio tradicional, porém é realizado com corpos de prova de dimensões reduzidas com 50 mm de diâmetro e aproximadamente 50 mm de altura. Os resultados de ensaio com esses corpos de prova são similares ao determinado pelo ensaio CBR tradicional.

A seguir apresentam-se nas *Figuras 6.1.(a) e (b)* e *6.2.(a) e (b)* resultados de ensaio mini-CBR obtidos com 60 amostras de solos lateríticos, compactadas na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo, correspondentes à energia normal e à intermediária. Utilizou-se como fonte de dados: o arquivo de pesquisas realizadas sob a coordenação do Prof. Nogami no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação do Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP; relatórios do convênio DER-SP/FIPAI-Escola de Engenharia de São Carlos da USP; Villibor (1981); Vertamatti (1988); e Bernucci (1987).

A *Figura 6.1.(a)* mostra que as areias e areias argilosas (LA e LA') apresentam índice mini-CBR maior que as argilas (LG'), como era de se esperar. Em ensaios conduzidos sem imersão em água dos corpos de prova compactados na energia normal, foram obtidos índices mini-CBR não inferiores a 10% para as argilas e variando de 15 a 60% para os solos areno-argilosos.

O aspecto mais importante a se realçar é a baixa perda de capacidade de suporte por imersão em água, como pode ser visto na *Figura 6.1.(b)*. A relação entre o índice mini-CBR de corpos de prova obtido após imersão em água e o índice mini-CBR sem imersão é superior a 60%. Obteve-se em média valor pouco superior a 80%. Isto demonstra que a perda de suporte por imersão em água é pequena, mesmo para solos lateríticos argilosos e plásticos, ao contrário das expectativas baseadas na experiência norte-americana e européia.

As *Figuras 6.2.(a) e (b)* trazem os valores obtidos para corpos de prova compactados na energia intermediária. Os índices de suporte mini-CBR não imerso são superiores a 15%, podendo atingir mais que 100%. A relação entre o índice mini-CBR imerso/índice mini-CBR não imerso é superior a 50%, e em média alcança 75% para o universo da pesquisa.

Costa (1983), pesquisando o índice de suporte Califórnia de 8 solos lateríticos do Nordeste, constatou que há uma correlação linear entre o índice obtido após imersão em água e sem imersão. Observa-se que o índice CBR imerso é praticamente 50% do índice CBR não imerso. Esta relação é conservadora em comparação com os resultados de ensaios obtidos com solos lateríticos paulistas.

Pesquisas conduzidas por Gidigas (1980) com pedregulhos lateríticos para bases de pavimentos em Gana, África, mostram que o CBR imerso é em média 80% do CBR não imerso. Mais tarde, Gidigas et al (1987) apresentaram resultados obtidos para lateritas e areias argilosas lateríticas, que constituíam bases, sub-bases e subleitos de rodovias em Gana. Reiterou-se a observação anterior, obtendo-se relação média de aproximadamente 80% para os materiais de base e sub-base, e cerca de 70% para os solos do subleito.

Figura 6.1.(a): Valores de mini-CBR obtidos com corpos de prova compactados na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo da energia normal, sendo o ensaio mini-CBR realizado logo após a compactação, sem imersão dos corpos de prova em água.

Figura 6.1.(b): Relação entre mini-CBR imerso, obtido após compactação e em seguida imersão em água por 24 horas, e mini-CBR não imerso, obtido logo após compactação sem posterior imersão em água. Os corpos de prova foram compactados no peso específico aparente seco máximo e na umidade ótima da energia normal.

Figura 6.2.(a): Valores obtidos de mini-CBR com corpos de prova compactados na umidade ótima e densidade aparente seca máxima da energia intermediária, sendo o ensaio mini-CBR realizado logo após a compactação, sem imersão dos corpos de prova em água.

Figura 6.2.(b): Relação entre mini-CBR imerso, obtido após compactação e imersão em água por 24 horas, e mini-CBR não imerso, obtido logo após compactação sem posterior imersão em água. Os corpos de prova foram compactados no peso esp. ap. seco máximo e na umidade ótima da energia intermediária.

A Figura 6.3 mostra as curvas de índices mini-CBR imerso e não imerso em função da umidade, obtidas para uma areia argilosa laterítica compactada na energia intermediária. O solo compactado no ramo seco apresenta CBR não imerso mais elevado que na umidade ótima, porém é mais sensível a perdas de suporte por imersão em água. No ramo úmido, o índice mini-CBR cai em relação àquele obtido na umidade ótima. Porém, a perda de suporte por imersão em água é praticamente inexistente, pois o solo nessas condições de umidade de moldagem já se encontram com elevados graus de saturação.

Figura 7.3.: Curvas de mini-CBR do solo arenoso fino laterítico "Náutico" em função da umidade de compactação dos corpos de prova. Fonte: Arquivo do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP.

Na mesma figura, são apresentadas as curvas de mini-CBR resultantes do ensaio realizado após compactação dos corpos de prova no mini-MCV. Portanto, essas curvas não são de mesma energia, mas sim de energia variável, função direta do número de golpes utilizado para a compactação. A compactação só é interrompida quando não há mais praticamente alteração na altura do corpo de prova por um aumento de energia de compactação. Ou seja, a compactação é utilizada até o ponto em que o solo não sofra mais modificações de peso específico aparente. Nesse estado, o corpo de prova é então submetido ao ensaio

mini-CBR, ou colocado na imersão em água por 24 horas e então, após expansão, realiza-se a penetração no mini-CBR. As curvas obtidas podem ser consideradas como uma envoltória de resistência no ensaio mini-CBR. Elas mostram o máximo que se pode extrair de um solo por compactação.

6.5. PERDA DE UMIDADE DOS SOLOS NAS REGIÕES TROPICAIS E SUAS CONSEQUÊNCIAS NO ÍNDICE CBR

Conforme foi abordado no item 6.2, Livneh e Greenstein (1978) mostram que devido ao confinamento do corpo de prova pelo cilindro metálico, o CBR de laboratório é superior ao de campo; Vendramini e Pinto (1974), estudando a variabilidade do CBR em função do processo de compactação, relatam que o índice CBR é maior em corpos de prova compactados por impacto em laboratório do que aqueles compactados em campo e testados em laboratório.

Ao refletir sobre as duas questões levantadas, era de se esperar uma redução do CBR de campo em relação ao de laboratório. Porém, tem-se observado que as bases e as sub-bases de pavimentos apresentam uma tendência de perderem umidade após a compactação e mesmo durante o período de operação da rodovia, ocasionando um aumento de resistência dos materiais e, portanto, um aumento no índice CBR.

Barata (1969), reconhecendo a grande importância do assunto, comparou o comportamento de um solo que pode perder umidade, determinando o CBR pelo método convencional e o CBR com a inclusão de mais uma etapa: secagem por três horas em estufa a 105°C logo após compactação. Os corpos de prova que foram submetidos à secagem, apesar de em seguida terem sido imersos em água, apresentam CBR igual ou superior, com aumentos de até 60%, em relação ao convencional.

Por ocasião do VIII Congresso Internacional de Rodovias, Souza et al (1977) apresentaram uma análise de desempenho de 26 seções de rodovias brasileiras. Em todos tipos de base pesquisadas, a umidade determinada em campo era inferior a ótima de compactação; na sub-base, a umidade de campo foi praticamente sempre inferior à ótima; e no subleito, a umidade de campo foi, na maior parte das vezes, próxima ou ligeiramente inferior à ótima. Os autores alertam também para o fato que o índice CBR de campo é em geral maior de que o de laboratório determinado pelo método tradicional.

O Instituto de Pesquisas Rodoviárias conduziu com o apoio do Banco Mundial uma pesquisa, chamada PAEP (Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos), envolvendo avaliação de materiais de várias regiões brasileiras, em laboratório e em campo. Foram comparadas determinações do índice CBR em laboratório, imerso e não imerso, com o índice CBR de amostras indeformadas retiradas de bases de rodovias e ensaiadas no laboratório na umidade natural e no estado em que se encontravam em campo (Medina e Motta, 1989). De um total de 69 observações, grande parte apresenta índices CBR de campo superior ao de laboratório, alguns poucos corpos de prova com índices CBR de laboratório marginalmente superior ao de campo. A adoção do índice CBR imerso para projeto de pavimentos é, portanto, conservadora.

Outro fato marcante, e mais interessante, é que o índice CBR de campo é na maioria dos ensaios superior ao índice CBR de laboratório, sendo que este último foi obtido *sem imersão* em água. Essa constatação reitera a idéia que a utilização em projeto do índice CBR não imerso determinado em laboratório não parece ser uma alternativa de risco, caso as condições climáticas e hidrológicas sejam favoráveis, proporcionando uma umidade em campo comparável ou menor que a ótima, durante todo o ano.

A perda de umidade é uma característica frequente em regiões quentes. Gidigas (1980) mostra que a umidade de campo é inferior à umidade ótima de compactação e que o CBR determinado em campo, na umidade "in situ", é maior que o CBR imerso de laboratório para pedregulhos lateríticos com areia e argila utilizados na construção rodoviária em Gana.

Aggarwal e Jafri (1987) discutem resultados obtidos com lateritas areno-argilosas da Nigéria, usadas como material de base. Em 15 rodovias pesquisadas, a umidade "in situ" da base estava de 2 a 3 % abaixo da ótima. Medidas efetuadas em campo em todos os meses do ano mostram que a umidade, em nenhum dos meses, atingiu a ótima.

Villibor (1981), pesquisando os solos arenosos finos lateríticos utilizados como base de pavimentos de baixo custo no Estado de São Paulo, mostra dois aspectos relevantes destes materiais: 1) os solos lateríticos exibem altas capacidades de suporte e baixas perdas de resistência em presença d'água, mesmo aqueles mais argilosos; 2) a umidade em campo é particularmente sempre inferior àquela utilizada durante os serviços de compactação - em 323 determinações, constatou que a umidade dos 7,5 cm superiores da base é em média 80% da umidade ótima, e em 160 determinações, constatou que nos 7,5 cm inferiores é 90% da ótima. O primeiro ponto alerta para o aspecto da baixa perda de resistência do solo em presença d'água e o segundo mostra que o solo trabalha mais seco e, portanto, mais resistente que aquele moldado em laboratório.

A *Figura 6.4* ilustra alguns resultados de medidas de mini-CBR de campo, de peso específico aparente pelo funil de areia e da umidade em campo determinada por meio de estufa, realizadas pela equipe FIPAI-Escola de Engenharia de São Carlos/DER-SP em um trecho experimental bastante extenso, concluído em agosto de 1974, entre Cambaratiba-Borborema. Os ensaios foram executados em setembro de 1976, na estaca 1420E, km 381 + 206, a 2,70 metros de distância do eixo da rodovia. Nesse trecho, com 8,60m de largura de pista, o pavimento é constituído de melhoria do subleito e tratamento superficial simples. No laboratório, obteve-se 11,9% de umidade ótima e 19,3 kN/m³ de densidade aparente seca máxima na energia normal de compactação.

Pode-se observar que o peso específico aparente seco cai com a profundidade, notadamente nos primeiros 200 mm. Como foi visto no capítulo anterior, o processo de compactação no campo causa um gradiente de peso específico aparente com a profundidade, com maiores valores no topo da camada. A perda de umidade, cujo efeito é mais pronunciado na parte superficial, faz com o teor de umidade aumente com a profundidade após a compactação, e acentua ainda mais a diferença de peso específico aparente entre o topo e a base da camada compactada. Essas características causam uma diminuição significativa de suporte com a profundidade, ilustrada pelo mini-CBR de campo.

Figura 6.4.: Medidas em campo de mini-CBR, de peso específico aparente seco e de umidade, determinadas na estaca 1420E da Rodovia Cambaratiba-Borborema (FIPAI/DER-SP, 1976).

Experiência realizada com dois solos, uma areia argilosa saprolítica e uma areia argilosa laterítica, ilustra a diferença de comportamento após secagem (Bernucci, 1987). Foram compactados corpos de prova com 35 mm de diâmetro e 70 mm de altura. Um deles foi mantido na umidade de compactação e outro foi seco ao ar até cessar a contração axial. Ambos foram então submetidos à expansão por infiltração d'água pela base, estando o corpo de prova confinado lateralmente com uma pressão de 10 kPa aplicada por meio de um cilindro tipo Texas. Decorridas 24 horas, foram feitos ensaio triaxiais do tipo Texas, aplicando tensão axial até a ruptura. O solo saprolítico mostrou queda de resistência de pico quando submetido à secagem antes da expansão. O solo laterítico, ao contrário, apresentou para os mesmos níveis de deformação, um ganho de 15% na resistência de pico pelo efeito da secagem.

6.6. COMENTÁRIOS

Deve-se realçar que o mais importante e peculiar no que diz respeito aos solos lateríticos não é o fato que ele perca umidade e que a resistência aumente, pois este comportamento pode ser verificado em outros solos. Porter (1942) já dizia que argilas podem ter um bom suporte se forem bem compactadas e trabalharem em um estado relativamente seco. A questão é se este desempenho pode ser garantido por um período de anos. Caso a umidade é recuperada, as argilas expandem, perdendo resistência. Nas condições normalmente encontradas nos Estados Unidos, cerca de 85% do território sofre no inverno efeitos do congelamento da base e, às vezes, das camadas mais profundas. A variação de umidade e de temperatura, e as consequências do degelo não possibilitam o uso de argilas em bases.

Nas condições climáticas brasileiras é possível garantir que, em certas regiões, decorrido certo tempo, a umidade da base é inferior à de compactação. Porém, sempre existe a possibilidade da umidade vir a aumentar, seja por infiltração d'água pelo acostamento, seja por estar em área mal drenada ou até mesmo pela entrada de água pluvial pelo revestimento, se este já estiver trincado ou for permeável. Nestas situações, se o solo for expansivo, a resistência cai, causando deformações que comprometem o desempenho do pavimento ou mesmo rupturas.

A peculiaridade dos solos lateríticos reside no fato de que, depois da secagem, ao recuperarem umidade, perderem pouquíssima resistência, mesmo as argilas. A secagem não é prejudicial, pode ser até favorável, como será abordada no capítulo 7.

Pelas observações de vários pesquisadores, pode-se considerar que para os solos lateríticos compactados na umidade ótima, constituindo bases de pavimentos, nas condições climáticas prevaescentes no Estado de São Paulo:

- 1) há uma grande possibilidade de sofrerem redução de umidade e apresentarem em pista uma umidade de equilíbrio em geral abaixo da ótima;
- 2) a perda de umidade tem conduzido a valores de índices de suporte superiores ao de laboratório obtido após imersão dos corpos de prova em água; e
- 3) mesmo havendo reumidecimento, a resistência cai muito pouco, mantendo valores iguais ou até superiores àqueles de laboratório onde não foi permitida a secagem.

Acredita-se que a adoção do *índice CBR sem imersão* para projeto não seja uma atitude que envolva riscos para o dimensionamento de pavimentos de baixo custo em regiões tropicais. No entanto, o projeto com índices de CBR obtidos após secagem do solo não deve ser considerado. O índice CBR em campo é em geral maior que aquele determinado em laboratório sem imersão, como foi observado neste capítulo. Porém, o solo quando perde umidade em campo, fissura ou trinca. O índice CBR do bloco de solo mais seco é mais alto, mas não é um valor representativo da camada como um todo, que funciona como blocos em contato um com os outros. Este aspecto não invalida as determinações de campo, desde que sejam utilizadas para uma avaliação da qualidade de suporte do solo e como um índice comparativo, para detectar eventuais problemas localizados.

Capítulo 7

Expansão e Contração de Solos Lateríticos Compactados

7.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, discute-se a importância da consideração das propriedades de expansão e de contração nas especificações de solos lateríticos para a pavimentação de baixo custo. A perda de umidade das bases é um fenômeno comum nas regiões tropicais, levando os solos lateríticos coesivos, constituintes de bases de pavimentos, a contraírem e, em consequência, ao trincamento. As trincas, por sua vez, podem alterar o comportamento das camadas compactadas.

Aborda-se também o efeito da perda de umidade dos solos lateríticos na sua expansibilidade, mostrando a estabilidade desses solos aos ciclos de molhagem/secagem.

7.2. RELAÇÃO ENTRE A CONTRAÇÃO E A EXPANSÃO DE SOLOS LATERÍTICOS COMPACTADOS

Os solos tropicais compactados apresentam características peculiares quanto à expansão por contato com a água e à contração por perda de umidade. Eles podem ser classificados em três grupos: *Tipo A* ou Clássico, *Tipo B* e *Tipo C* (Nogami et al, 1985).

Os solos *Tipo A* quando expansivos, são contráteis. O total de expansão ou de contração depende da quantidade da fração argila no solo e de sua natureza. Alguns solos saprolíticos argilosos enquadram-se nesta classe. Os solos *Tipo B* apresentam-se poucos expansivos, porém são contráteis. Este é o comportamento típico de *solos lateríticos*

coesivos. Os solos *Tipo C* são muito expansivos, embora possam ser pouco contráteis, como alguns solos saprolíticos cuja fração silte é constituída de macro-cristais de caulinita ou de mica.

A *Figura 7.1* ilustra a expansão e a contração axiais medidas em laboratório de corpos de prova de dimensões reduzidas (50 mm de diâmetro e aproximadamente 50 mm de altura) de solos lateríticos coesivos com diferentes granulometrias compactados na energia normal. A expansão é determinada pela imersão dos corpos de prova em água por 24 horas. Para o ensaio de contração, o corpo de prova é extraído do cilindro logo após sua compactação, sendo exposto ao ar para a perda de umidade.

Os corpos de prova compactados no ramo seco apresentam-se mais expansivos dada a presença de maior quantidade de volume de vazios preenchidos com ar. Na umidade ótima e no ramo úmido, a expansão é baixa. Um dos fatores que colabora com a baixa expansão dos solos lateríticos é a existência de óxidos hidratados de ferro e alumínio que agem como agentes cimentantes, recobrando os argilominerais de caulinita. Um outro fator de também pode auxiliar na baixa expansão é o elevado grau de saturação, atingindo às vezes valores acima de 90% na umidade ótima.

7.3. LIMITAÇÃO DO TOTAL DE EXPANSÃO NA ESCOLHA DE MATERIAIS

Solos compactados com expansão axial superior a 2%, medida no ensaio CBR após imersão do corpo de prova por 4 dias em água, tornam-se em geral pouco resistentes e muito deformáveis devido à ação da água. Nos Estados Unidos, bases, sub-bases e até o próprio subleito em certas regiões mais frias podem sofrer congelamento durante o inverno. No degelo, época mais desfavorável para os pavimentos, a presença abundante de água no pavimento leva o solo a uma condição que propicia a expansão, tendo como consequência a diminuição da resistência.

Solos com presença significativa de fração argila são caracterizados por um comportamento plástico e, portanto, susceptíveis de expansão pelo contato com a água. Por esses motivos, nas especificações de materiais para pavimentos, os norte-americanos limitaram em um máximo a porcentagem de material passando na peneira # 200, o limite de liquidez e o índice de plasticidade .

Figura 7.1: Contração e Expansão axiais de solos lateríticos compactados na energia normal. Os pontos assinalados com uma cruz dentro de um quadrado referem-se ao teor de umidade ótima (FIPA/DER-SP, 1978 e 1979).

Os solos lateríticos não têm comportamento à expansão como os solos normalmente encontrados nos países de clima frio ou temperado. Além disso, a expansão dos solos lateríticos não pode ser inferida pela granulometria e pela plasticidade, como visto no Capítulo 4, pois solos lateríticos argilosos, apesar de sua granulometria e plasticidade, são pouco expansivos. Assim, limitar o uso de solos lateríticos para a construção viária em função da granulometria e da plasticidade não é um procedimento adequado. No entanto, deve-se limitar seu uso em função da expansão, que medida diretamente, deve ficar abaixo de um certo valor admissível já que é realmente um fenômeno indesejável em pavimentos.

O valor da expansão obtido em um ensaio onde o corpo de prova está confinado lateralmente por um cilindro rígido não corresponde à expansão a que um material de um pavimento está sujeito se houver infiltração d'água. A fixação de um limite admissível de expansão é empírica e depende de um grande número de ensaios de laboratório, correlações com propriedades de interesse e verificação em campo da validade desses valores. O limite é escolhido de modo a assegurar, com boa margem de confiança, que o material tenha um comportamento adequado em pavimentos quanto à deformabilidade em presença d'água.

Apenas como ilustração, a *Figura 7.2* mostra a variação do total de expansão axial de uma areia argilosa laterítica submetida a diferentes condições de ensaio. Com a finalidade de comparação, as amostras foram compactadas no ramo seco da energia normal, bem abaixo da ótima, de modo a obter valores mais expressivos de expansão, pois próximo à umidade ótima, a expansão é tão pequena que se torna difícil levantar uma curva bem definida com um extensômetro cuja precisão é de 0,01mm.

Observe-se que a introdução de uma sobrecarga (no caso 0,25 kPa), pouco afeta o comportamento à expansão. Porém, a redução do confinamento lateral a um valor muito baixo já é significativo, mostrando que estes materiais, embora bastante coesivos, dependem ainda do confinamento. Este é um alerta para os problemas que podem ocorrer em bordas de pavimentos desprotegidas, não confinadas, que sofrem as maiores variações de umidade.

A *Figura 7.2* mostra também a diferença de comportamento à expansão de um solo que perdeu umidade antes do ensaio de reexpansão. A secagem é, no caso dos solos lateríticos, benéfica; este assunto será tratado no item 7.5.

O DER-SP, baseado nos estudos de Villibor (1981), especifica o valor de expansão axial em no máximo 0,3%, medida no ensaio mini-CBR de laboratório, de solos arenosos finos

lateríticos compactados na energia intermediária, para utilização em bases de pavimentos de baixo custo (DER-SP, 1991).

Figura 7.2: Expansão axial de uma areia argilosa laterítica em função do tempo decorrido desde o início da infiltração d'água pela base em corpos de prova compactados no ramo seco da energia normal. Ao lado de cada curva, consta a umidade de compactação; a umidade ótima é de 16.8%.

Hoje, há necessidade de ampliar as especificações dos solos lateríticos, para incluir outras variedades, principalmente os mais argilosos. Paralelamente, as especificações devem atender os diversos usos do material, como por exemplo para reforços do subleito de pavimentos, para o qual as faixas de valores limites das propriedades podem ser ampliadas.

7.4. LIMITAÇÃO DO TOTAL DE CONTRAÇÃO PARA A ESCOLHA DE MATERIAIS.

Nos países de clima frio e temperado, não é necessário medir a contração para a escolha de materiais para pavimentos, pois ela está diretamente relacionada à expansão para os tipos de solos mais frequentes. Assim, se a expansão e a plasticidade estiverem dentro dos limites aceitáveis das especificações, os limites para a contração estarão também sendo

atendidos. Além disso, há pouco interesse na perda de umidade de solos compactados por ser um fenômeno menos provável nesses países.

A secagem, fenômeno frequente em regiões quentes, pode ocorrer durante o período construtivo e durante a operação da via. Vários pesquisadores têm abordado o assunto, estudando o comportamento de diversos tipos de materiais sujeitos à perda de umidade, como visto no item 6.5 do capítulo anterior. Os materiais estão sujeitos à perda de umidade tanto em camadas de base, como em sub-base e mesmo no subleito.

Autret (1982), pesquisando 50 pedregulhos lateríticos da África (Costa do Marfim, Mali, Senegal, Niger, África do Sul e outros) e da América do Sul (Brasil, Argentina e Guiana Francesa) tentou correlacionar o *Limite de Contração* com os limites de Atterberg, com as frações granulométricas, com o valor de adsorção do azul de metileno e com a atividade de Skempton, não tendo encontrado nenhuma correlação satisfatória.

A contração volumétrica, axial ou diametral em corpos de prova compactados ou em pastilhas moldadas com solo em pasta são medidas mais simples e mais rápidas de obtenção que o Limite de Contração. Por esse motivo, parece ser a forma mais indicada de avaliar a propriedade com a finalidade de escolher rotineiramente materiais para pavimentos.

Villibor (1981), a partir de estudos de laboratório e no monitoramento do desempenho de 26 trechos experimentais construídos com solo arenoso fino laterítico pelo DER-SP, fixou a contração axial máxima admissível destes solos compactados na energia intermediária em 0,5%, com a finalidade de serem aproveitados como material de base de pavimentos de baixo custo.

Nogami e Villibor (1994) mostram a relação entre o índice c' da classificação MCT e a contração diametral por secagem de pastilhas de solos moldados com umidade ligeiramente superior ao limite de plasticidade. Nogami et al (1995) correlacionam a contração axial de corpos de prova compactados com a contração daquelas pastilhas, procurando estabelecer um critério simples de previsão da contração axial para a escolha preliminar de solos.

A limitação da contração dos solos areno-argilosos lateríticos em um valor máximo não tem relação com a perda de resistência. A imposição de um limite decorre da necessidade de limitar o trincamento. Villibor (1981) verificou que solos lateríticos cuja contração é inferior a 0,5%, apesar de apresentarem fissuras variando de décimos de milímetros até cerca de 2 ou 3 mm, as quais, no entanto, não comprometem o desempenho do pavimento. As

fissuras primárias repartem a camada em "blocos" com dimensões que frequentemente estão em torno de 30 a 80 cm de lado. Às vezes, formam-se outras fissuras secundárias dentro destes blocos, em geral de menor abertura que as primárias.

No Estado de São Paulo, tem-se utilizado a técnica construtiva de deixar secar a base após a compactação e antes de executar o tratamento superficial ou o revestimento asfáltico usinado. Essa técnica é empregada para aumentar a estabilidade dos solos lateríticos e, ainda, para evitar que a perda de umidade das bases dos pavimentos já em serviço não venham a provocar a reflexão de trincas no revestimento asfáltico. Quando a fissuração da base por perda de umidade ocorre antes da execução do revestimento, reduz-se a possibilidade de reflexão das trincas.

As fissuras nos solos arenosos finos lateríticos compactados são mais abertas na parte superficial da camada, diminuindo de abertura com a profundidade, pois a abertura depende do teor de umidade de equilíbrio estabelecido após a secagem. As fissuras podem atingir a parte inferior da camada de base.

Quanto mais argilosos e mais coesivos, maior a contração e, portanto, maior o trincamento. As trincas são mais abertas e menos espaçadas umas das outras, formando "blocos" ainda menores. O trincamento de argilas lateríticas é um fenômeno que deve ser controlado, pois aumenta a possibilidade de sua reflexão em revestimentos asfálticos esbeltos, além de causar problemas relacionados com a entrada d'água, assunto a ser tratado no capítulo 8.

Técnicas construtivas podem ser adotadas para evitar a reflexão, como por exemplo a adotada por Villibor et al (1995), que compreende no preenchimento das trincas com a própria argila resultante da raspagem da parte superficial da base trincada com adição generosa de água, formando praticamente uma pasta.

Outros recursos têm sido utilizados para reduzir o trincamento: "agulhamento" da camada de base, consistindo no cravamento de brita na superfície da camada de argila compactada (Barquete, 1986); assentamento de uma manta de geotêxtil sobre a base de argila compactada, antes de receber o revestimento asfáltico (Ogurtsova et al, 1991); mistura de areia lavada à argila laterítica em pista, de tal sorte que o material resultante fique com as características próximas de um solo arenoso fino laterítico (Serra e Bernucci, 1990); mistura de brita com a argila laterítica em pista, constituindo um solo-brita de granulometria descontínua, com proporções em peso de argila:brita em geral da ordem de 1:1 a 1:3, em peso (Bernucci e Serra, 1990).

Moretti (1987) apresentou um interessante programa laboratorial para estudar o comportamento de misturas compactadas de argila laterítica-brita. Realizou misturas em porcentagens variadas de brita com a argila, determinando a contração, o índice CBR, a resistência no ensaio de flexão com dois cutelos e resistência à compressão. Determinou a contração em: 1) corpos de prova tipo CBR, compactados na umidade ótima e densidade aparente seca máxima da energia normal, e 2) corpos de prova prismáticos de 500 x 150 x 120 mm, compactados estaticamente em cinco camadas na umidade ótima e densidade aparente seca máxima da energia normal.

Esse autor observou que a inclusão de brita, mesmo em porcentagens baixas, leva a uma redução significativa da contração: nos corpos de prova CBR, a contração volumétrica do solo foi de 11,1%, enquanto que com a adição de 20% de brita em peso na mistura, a contração cai para 3,8%, e com 50% de brita, a 1,8%. Nos corpos de prova prismáticos, com a adição de 50% em peso de brita, a contração cai a um terço do valor da contração medida somente com solo. A forma dos corpos de prova e o método de compactação empregado influenciam consideravelmente nos resultados, porém eles indicam que as misturas solo-brita descontínuas contribuem efetivamente para a redução da contração e, portanto, do trincamento.

Se o trincamento excessivo é indesejável, o uso de solos lateríticos essencialmente arenosos que não trincam ao secarem também é problemático. A ausência de trincas, ou o aparecimento de finíssimas fissuras, em geral transversais ao eixo da estrada, espaçadas de metros, mostram que o solo tem baixa ou praticamente nenhuma coesão. Solos essencialmente arenosos são de difícil compactação, podendo apresentar rupturas mesmo durante a construção, pois são muito deformáveis com a aplicação de cargas de alta intensidade na areia sujeita a baixo confinamento - esse assunto será abordado no capítulo 9. Por esses motivos, a especificação de solo arenoso fino laterítico do DER-SP (1991) prevê um limite inferior para contração de 0,1%, ou seja, o solo deve apresentar contração, como indício de coesão.

O conhecimento do fenômeno do trincamento e de sua relação com a contração em solos lateríticos é um assunto importante para previsão de desempenho de pavimentos de baixo custo. São necessárias mais pesquisas, tanto no campo teórico como prático, que envolvam formulações de modelos de previsão e medidas "in situ" para calibração e verificação dos modelos. Pesquisas de trincamento em perfis de solos no estado natural na África do Sul, causado tanto pela secagem como pela expansão, foram conduzidas por Blight e Williams (1971), aplicando a teoria da fratura e a resistência ao cisalhamento dos solos. Este pode ser um dos caminhos promissores para a abordagem do problema.

7.5. EFEITO DA SECAGEM NA EXPANSIBILIDADE DE SOLOS LATERÍTICOS COMPACTADOS

A perda de umidade dos materiais em pavimentos, além de ser menos provável em regiões de clima frio e temperado, é um fenômeno que se procura evitar. A razão é clara: os solos plásticos, ao perderem umidade, trincam, e ao recuperarem umidade, reexpandem em geral para um volume maior que se não tivessem sofrido secagem. A secagem é, portanto, prejudicial para o comportamento destes solos.

Foi realizada uma experiência com o propósito de verificar o comportamento à expansão de solos compactados submetidos à secagem (Bernucci, 1987). Cinco solos, compactados na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo da energia normal, foram ensaiados: um silte micáceo saprolítico de filito, uma areia argilosa saprolítica de sienito, uma areia silto-argilosa sedimentar e duas areias argilosas lateríticas. Após a compactação de vários exemplares de cada amostra de solo, um deles foi conservado na umidade de compactação, enquanto que seus pares foram postos para perderem umidade ao ar, por diferentes durações, obtendo-se assim corpos de prova com diferentes teores de umidade em função do tempo de secagem. Nestas condições, os corpos de prova foram submetidos à expansão por infiltração d'água pela base, com confinamento lateral de 10 kPa.

Para os três primeiros solos, os não lateríticos, quanto mais secos estavam antes da infiltração, maior a expansão axial obtida, mostrando o efeito prejudicial da perda de umidade nestes solos. Para os dois últimos solos, os lateríticos, não se observou acréscimo no total de expansão axial, esta mantendo-se praticamente igual, sendo que em alguns casos observou-se até mesmo um decréscimo de expansão, independentemente do teor de umidade antes da infiltração.

A perda de umidade após compactação de solos lateríticos não é prejudicial ao comportamento do solo, pelo contrário, as experiências têm mostrado um caráter benéfico advindo da secagem. Na *Figura 7.2*, mostrada anteriormente, ilustra-se o efeito da secagem após compactação de uma areia argilosa laterítica compactada no ramo seco. Um dos corpos de prova foi exposto ao ar para perda de umidade antes do ensaio de expansão por infiltração d'água pela base. Nota-se neste caso que o total de expansão é menor do que para o corpo de prova que não passou por perda de umidade.

A *Figura 7.3(a)* traz outros resultados com a mesma areia argilosa laterítica da figura anterior, com corpos de prova compactados na energia normal, no ramo seco e úmido, sendo que a umidade ótima deste solo é de 16,8%. Observe-se que o solo compactado

bem acima da ótima contrai consideravelmente, algumas vezes mais do que aquele compactado no ramo seco.

Figura 7.3: (a) Contração axial de uma areia argilosa laterítica compactada no ramo seco e no ramo úmido da energia normal em função do tempo; (b) Expansão axial após contração em função do tempo, por infiltração d'água pela base, com confinamento lateral de 10 kPa.

A secagem ocasionou uma grande diminuição de volume, sem que, no entanto, o solo voltasse ao estado inicial ou próximo dele por infiltração de água pela base do corpo de prova, como pode ser observado na *Figura 7.3.(b)*. Quando estes solos compactados no campo perdem umidade e diminuem de volume, trincam, mas mesmo que entre água na camada, o solo expande pouco, conservando-se ainda os "blocos" entre as trincas bem resistentes. A trinca não volta a fechar por expansão.

O solo compactado no ramo seco contrai pouco e trinca pouco em campo. Porém, pode apresentar mudança de volume significativa por expansão caso entre água no pavimento. Há diferença significativa de comportamento quanto à deformabilidade, não só de peso específico aparente, entre compactar no ramo seco e compactar na ótima e deixar secar. A redução de resistência no ramo seco por entrada de água pode ser significativa. Caso a umidade natural do solo seja baixa e não se queira alterá-la para a compactação, é preferível compactar com mais energia, utilizando o princípio do MCV.

Nascimento et al (1964) estudando os solos lateríticos das colônias portuguesas na África, buscou estabelecer um critério para avaliar o poder de "petrificação" ("auto-endurecimento") destes solos por um índice expresso pela relação entre o limite de contração e o limite de absorção d'água de pastilhas moldadas com solo, citados no Capítulo 4. A petrificação é máxima quando o índice é igual à unidade. Ou seja, ao reabsorver água livremente, o solo que sofreu secagem prévia não consegue atingir umidade superior ao seu limite de contração.

Barata (1969) considera que a secagem equivale a um acréscimo de energia, agindo como se o solo tivesse recebido uma compactação adicional.

Netterberg (1975), pesquisando alguns tipos de solos que desenvolvem "auto-endurecimento", entre eles os lateríticos, observa que a secagem imprime nesses solos alterações, em parte irreversíveis, sendo responsáveis por um acréscimo na resistência e na estabilidade. Submetendo corpos de prova compactados a ciclos de molhagem/secagem, observou que o CBR pode até dobrar de valor. Netterberg chama este processo de "auto-estabilização", pois o solo muda de características por causa de sua natureza, sem que haja um processo de compactação complementar (do tráfego, por exemplo), nem por adição de agentes estabilizantes, como a cal ou o cimento.

Para avaliação da "auto-estabilidade" dos solos lateríticos compactados, realizou-se um ensaio cíclico de secagem/infiltração livre (sem confinamento lateral) em corpos de prova compactados. Foram medidas a expansão e a contração axiais no final de cada ciclo. Após secagem, mediu-se cuidadosamente o diâmetro dos corpos de prova na base, meia altura

e topo para avaliar a deformação do corpo de prova. A molhagem foi feita por infiltração d'água pela base do corpo de prova. Resultados com uma areia argilosa laterítica constam da *Figura 7.4*. Observe-se que houve uma redução do volume do corpo de prova em relação ao inicial.

Figura 7.4: Ciclos de secagem/infiltração livre em um areia argilosa laterítica compactada na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo da energia normal. A secagem foi realizada por perda de umidade ao ar até constância de peso; a infiltração d'água pela base do corpo de prova, livre, sem qualquer confinamento do corpo de prova. A contração e a expansão são axiais. (Bernucci, 1987).

Ciclos de secagem/infiltração foram realizados com solos saprolíticos e de alteração parcialmente laterizados. Para um solo saprolítico de filito (NS', segundo a MCT), não foi possível realizar o primeiro ciclo completo. Durante a infiltração livre, ele perdeu sua capacidade de auto-sustentação, deformando-se lateralmente, sem qualquer possibilidade de medida da expansão. Com uma areia argilosa saprolítica de sienito, pôde-se efetuar o ensaio até o terceiro ciclo, após o qual as deformações do corpo de prova, lateralmente, impediram o progresso da aplicação de ciclos. Este último solo apresentou sempre um aumento de volume considerável a cada infiltração. Para o solo residual parcialmente laterizado, observou-se comportamento semelhante ao anterior.

No processo de laterização, os sesquióxidos carregados positivamente são adsorvidos nas superfícies dos argilo-minerais carregados negativamente, recobrando-os e produzindo agregados estáveis resultantes da cimentação entre estas partículas graças à ação dos hidróxidos de ferro e alumínio (Townsend et al, 1971). Essa combinação forma agregados

esféricos cimentados uns aos outros, assemelhando-se a "pipocas". A granulometria muda por causa da cimentação entre partículas, tornando o material mais granular, com mais partículas nas dimensões da fração silte e da fração areia. A secagem deve provavelmente alterar os hidróxidos de ferro e de alumínio quimicamente por sua desidratação, de forma irreversível ou parcialmente irreversível.

Arnold (1985) mostra a presença marcante de microporos muito pequenos, com raio dos poros da ordem de $0.01 \mu\text{m}$ e superfície dos poros de 15 a $25 \text{ m}^2/\text{g}$, em solos lateríticos. Estes microporos são responsáveis pelo desenvolvimento de pressão de sucção muito alta durante o processo de secagem. No reumidecimento, a presença destes microporos dentro dos agregados e de macroporos entre os agregados, causam uma descontinuidade na ascensão capilar, formando bolhas de ar oclusas, não permitindo reabsorção d'água em níveis de umidade que o solo apresentava antes de exposto à secagem.

A secagem parece alterar os solos lateríticos do ponto de vista físico-químico. Do ponto de vista da engenharia, ela pode ser utilizada como um recurso para melhorar o comportamento destes solos, já considerados geotecnicamente estáveis.

7.6. COMENTÁRIOS

Os solos lateríticos coesivos, apesar de serem plásticos, são pouco expansivos. No entanto, podem apresentar contração considerável. Como os solos lateríticos compactados em camadas de bases podem perder umidade, a contração provoca a abertura de trincas. A abertura dessas trincas é tão mais acentuada quanto maior a proporção de fração argila nos solos lateríticos. Além disso, quanto maior a contração, menores as distâncias entre trincas, diminuindo o tamanho dos "blocos" assim formados.

Para limitar a abertura de trincas, o DER-SP (1991) especifica que para solos arenosos finos a serem aproveitados como base de pavimentos de baixo custo, a contração máxima aceitável é de $0,5\%$, medida axialmente.

Por outro lado, essa especificação impõe um limite mínimo para a contração, em $0,1\%$, medida axialmente. Esse limite mínimo advém da necessidade de garantir uma coesão mínima para esses solos. Solos arenosos lateríticos não coesivos, além de serem difíceis de compactar em campo, podem apresentar deformações permanentes significativas, que comprometem a execução e o desempenho futuro das bases com este solo. Esse assunto será abordado no capítulo 9.

O sucesso alcançado pelo uso de solos arenosos finos lateríticos, motivou a iniciativa do uso de solos lateríticos mais argilosos, abundantes em certas regiões do Estado de São Paulo, em camadas de bases de pavimentos. Porém, nem sempre os solos enquadram-se nas especificações da norma do DER-SP, com valores de expansão acima do especificado, a saber 0,3%. Da mesma forma, a contração axial também atinge níveis mais altos que 0,5%.

Hoje, há necessidade de serem ampliadas as especificações dos solos lateríticos, abrangendo outras variedades, principalmente os mais argilosos. Paralelamente, as especificações devem atender a diversidade do emprego do material, como por exemplo para reforços do subleito de pavimentos, para o qual as faixas de valores limites das propriedades podem ser ampliadas.

Técnicas construtivas especiais, já testadas, podem ser empregadas para o aproveitamento dos solos lateríticos mais argilosos, como foi comentado no item 7.4.

A consideração da expansão e, principalmente, da contração são essenciais para a escolha de solos lateríticos para a pavimentação e para a compreensão do fenômeno resultante da secagem, a qual colabora no aumento da estabilidade do solo. É discutível afirmar que a secagem dos solos lateríticos é um recurso utilizado para aumentar a resistência, pois a resistência aumenta no "bloco" de solo formado pelas trincas. A resistência do conjunto é diferente da resistência de um bloco. Sem este entendimento, a adoção de valores de capacidade de suporte, ou ainda de módulos resilientes, para o dimensionamento dos pavimentos de baixo custo fica comprometida.

Capítulo 8

Permeabilidade de Solos Lateríticos Compactados

8.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por finalidade estudar os mecanismos que governam o fluxo d'água na estrutura do pavimento e no subleito em soluções típicas de baixo custo, que utilizam solos lateríticos como material de construção. À luz destes mecanismos, discutem-se a escolha do solo, a adoção de acostamentos e, finalmente, alguns procedimentos construtivos.

8.2. A ÁGUA DO SOLO

Abaixo do nível do lençol freático, o solo encontra-se saturado. Acima, em região próxima ao lençol, o solo está ainda saturado por capilaridade e, mais acima, não saturado. No projeto de pavimentação, recomenda-se manter o nível do lençol freático a pelo menos 1,50 metros de profundidade do greide, pois a esta profundidade as tensões advindas das rodas dos veículos pesados são muito baixas, não ocasionando danos nessa região menos resistente.

O estudo da movimentação d'água em pavimentos, importante aspecto para compreensão do desempenho dos materiais, é fundamental para a Mecânica dos Solos não saturados. Em regiões tropicais, é comum encontrar perfis bem drenados, com o nível do lençol bem abaixo da superfície. Nestas condições, não está saturada a parte do solo do subleito que tem interesse para a análise do comportamento do pavimento.

Partes de uma mesma massa de solo podem apresentar teores de umidade diferentes, sem que haja, no entanto, qualquer transferência de umidade para compensação, desde que o sistema esteja em equilíbrio hidráulico (Croney, 1952). A água não se movimenta por diferença de umidade, mas por diferença de *carga hidráulica total* entre dois pontos. A carga hidráulica total em um dado ponto da massa de solo pode ser definida como sendo:

$$H = h_{alt} + h_{piez} \quad (8.1)$$

onde:

H = carga hidráulica total (m)

h_{alt} = carga altimétrica (referência no nível do lençol freático) (m)

h_{piez} = carga piezométrica (devido à sucção matricial) (m)

A água também pode se movimentar entre dois pontos de uma massa de solo por diferença de pressão osmótica, relacionada à concentração de solutos na água. Este aspecto, por não ter importância em pavimentos, não será abordado no presente trabalho. Da mesma forma, gradientes térmicos podem ocasionar expressivos fluxos d'água na forma de vapor. Em pavimentos de baixo custo essa ação da temperatura pode ser relevante e será abordada no item 8.5.

A *Figura 8.1* mostra a distribuição de carga hidráulica em uma camada de solo homogêneo, acima do lençol freático.

A reta (1) representa a carga piezométrica relativa à poro-pressão (ou a pressão neutra) negativa, também chamada de sucção. A reta (4) representa a carga altimétrica, que está em equilíbrio com a sucção. O eixo y ($x=0$) representa a carga hidráulica total nula, em uma situação de equilíbrio entre as cargas altimétrica e piezométrica - soma das retas (1) e (4). A água presente nos vazios do solo encontra-se em equilíbrio, sob a ação da gravidade e da sucção. A água fica retida acima do lençol freático pela tensão superficial e pelas forças de adsorção na superfície das partículas do solo.

Figura 8.1: Representação esquemática do equilíbrio da água em uma camada de solo acima do lençol freático (retas 1 e 4). A reta (1) é uma situação transitória teórica entre as curvas (2) e (3). A reta (1) se transforma nas curvas (2) ou (3) por ocorrência de evaporação ou de precipitações pluviométricas com infiltração d'água (adaptado de Fredlund and Rahardjo, 1993).

8.3. INFLUÊNCIA DA EVAPORAÇÃO E DAS PRECIPITAÇÕES

Quando a água da superfície se evapora, há um desequilíbrio do sistema, pois a sucção aumenta em toda região em que houve perda de umidade. A sucção deixa de apresentar um aumento linear com a distância ao nível do lençol, e pode ser representada esquematicamente pela curva (2) da *Figura 8.1*. Para restabelecer o equilíbrio, a água deve subir para compensar o acréscimo de sucção (diminuição da carga piezométrica), para reduzir novamente a sucção na região atingida pela evaporação.

No caso contrário, por precipitação, há um aumento da quantidade de água na região próxima à superfície, levando a uma redução da sucção na região atingida pela frente de umidade. Novamente, a sucção deixa de ser linear e pode ser representada esquematicamente pela curva (3) da *Figura 8.1*. Para promover novamente o equilíbrio, a água deve descer rumo ao lençol freático.

8.4. DISTRIBUIÇÃO DA UMIDADE E DA SUCÇÃO NOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO CONSTRUÍDOS COM SOLOS LATERÍTICOS

Pela ação do clima quente das regiões tropicais sobre pavimentos de baixo custo, a base de solo laterítico, tal como o reforço e mesmo o subleito perdem umidade, conforme já foi analisado nos capítulos 5 e 6. A *Figura 8.2* ilustra valores de umidade em campo (obtida por extração de amostras em campo, levadas ao laboratório e determinadas em estufa) e de sucção em campo (medidas por meio de um tensiômetro instalado em campo) em função da profundidade, realizadas em setembro de 1976, dois anos e um mês após a construção do trecho Cambaratiba-Borborema, na estaca 1420E, km 381 + 206, em corte, a 2,70 metros de distância do eixo. A pista, incluindo os acostamentos, tem largura total de 8,60 m. O pavimento é composto por melhoria do subleito e tratamento superficial simples. A umidade ótima de compactação na energia normal é de 11,9 % e o peso aparente seco máximo é de 19,3 kN/m³. Os dados de peso específico aparente seco e mini-CBR de campo constam da *Figura 6.4* do capítulo 6.

Figura 8.2: Umidade e sucção em campo na estaca 1420E da Rodovia Cambaratiba-Borborema (FIPAI/DER-SP, 1976).

Observa-se um aumento do teor de umidade de aproximadamente 2% a um metro de profundidade em relação à umidade da superfície. É interessante notar que em todo essa extensão de profundidade pesquisada, a umidade nesta época do ano não atinge a ótima. Isto, de certa forma, era esperado uma vez que no período de abril a setembro, nessa área do Estado de São Paulo, tem-se seis meses de estiagem, conforme visto no capítulo 3.

A redução de sucção a um metro de profundidade em relação à superfície é cerca de 30 kPa, equivalente a um aumento de carga piezométrica de 3 metros. Por outro lado, a diferença de carga altimétrica é de 1 metro. Portanto, a diferença de carga hidráulica total entre um ponto a um metro de profundidade e um ponto na superfície é de 2 metros, o que equivale a 20 kPa em termos de pressão. Este desequilíbrio de 20 kPa provocaria, de acordo com a teoria, um fluxo de baixo para cima para voltar a equilibrar o sistema, aumentando a umidade na região próxima à superfície.

Porém, tem-se observado que a umidade das bases de solo laterítico se altera pouco durante o ano no interior do Estado de São Paulo (Villibor, 1981). Esta aparente contradição pode ser explicada por três fatores: o nível do lençol freático, em geral, muito baixo, torna a fonte de recursos de água distante da base onde a sucção é alta; a temperatura abaixo do pavimento atua de forma contrária ao fluxo ascendente e a baixa permeabilidade destes solos faz com que a ascensão d'água seja muito lenta. Estes dois últimos aspectos serão analisados com mais detalhes nos próximos itens.

Para a compreensão da movimentação d'água nos pavimentos construídos com solos lateríticos, além do estudo das variações de sucção com a profundidade, conforme visto na Figura 8.2, também é necessário verificar a variação da sucção em pontos de mesma carga altimétrica. Dentro de uma camada de solo compactado da estrutura do pavimento, com espessura da ordem de 10 a 20 cm, pode-se desprezar a diferença de carga altimétrica entre um ponto na borda do acostamento e outro no eixo da pista. Desta forma, a diferença de carga hidráulica total é devida exclusivamente à diferença de carga piezométrica.

A *Figura 8.3* mostra resultados obtidos em um corte transversal à Rodovia Cambaratiba-Borborema, estaca 949, km 371+ 786. A umidade aumenta do centro para as bordas e de cima para baixo. Por sua vez, a sucção diminui do centro para as bordas e de cima para baixo. Nos pontos de menor umidade, a pressão de sucção pode ter ultrapassado a casa dos 80 a 90 kPa, pois este é o limite máximo de leitura do tensiômetro. Outras técnicas devem ser empregadas para possibilitar a determinação da tensão de sucção nos pontos onde há perda considerável de umidade, como: psicrômetros, papel filtro, condutividade térmica, entre outros.

Figura 8.3: Medidas de umidade e sucção em campo na Estaca 949 da Rodovia Cambaratiba-Borborema, no interior paulista. (FIPA/DER-SP, 1976).

Camps (1990), medindo a sucção por meio de um tensiômetro em um solo saprolítico compactado no ramo seco e nas proximidades da ótima, verificou valores de sucção no limite de leitura máxima do aparelho. Marinho (1994) determinou a sucção por meio da técnica do papel filtro em misturas de argila (London Clay) com areia inerte, compactadas em energia ligeiramente inferior à modificada. Para a mistura 70% de areia + 30% de argila, obteve uma sucção acima de 100 kPa para os corpos de prova compactados na umidade ótima (14%), e valores da ordem de 10^3 kPa em corpos de prova compactados com 10% de umidade.

A equipe de pesquisa FIPAI/DER-SP, utilizando a mesma técnica de medidas de umidade e de sucção empregadas na Rodovia Cambaratiba-Borborema, verificou similaridade de comportamento ao observado na Figura 8.3 em outros trechos experimentais em solo arenoso fino laterítico. Se forem seguidas as recomendações de Villibor e Nogami (1987) quanto aos métodos construtivos para pavimentos de baixo custo de solos lateríticos, deverá ocorrer uma distribuição de umidade e de sucção com a mesma tendência da apontada pela Figura 8.3.

Estas condições de umidade e de sucção são favoráveis do ponto de vista do desempenho estrutural do pavimento. Croney e Coleman (1961) mostram que a resistência à compressão simples aumenta consideravelmente com o aumento da pressão de sucção. Barata (1969) e Netterberg (1975) abordam o aumento de resistência em termos de CBR devido à redução de umidade, como visto nos capítulos 6 e 7.

8.5. O PAPEL DA TEMPERATURA NA UMIDADE DOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO CONSTRUÍDOS COM SOLOS LATERÍTICOS

A água dos vazios de um solo não saturado apresenta-se também no estado de vapor. O vapor d'água também se movimenta no solo por diferença de pressão de vapor. Pode-se desprezar a carga altimétrica da água na forma de vapor, uma vez que a densidade dos gases é baixa. A pressão de vapor d'água depende da temperatura. Em épocas de seca, a pressão de vapor junto à superfície do solo torna-se mais alta que a atmosférica, provocando evaporação d'água, reduzindo a umidade do solo (RRL, 1952).

Um aumento na temperatura acarreta, portanto, um aumento na pressão de vapor que é acompanhado por evaporação; uma diminuição da temperatura causa uma redução na pressão de vapor e a condensação da água. A diferença de temperatura entre dois pontos em um mesmo solo provoca um gradiente de pressão de vapor. Este gradiente acarreta

uma transferência de umidade em forma de vapor da região de alta pressão para a região de baixa pressão, condensando-se nesta última (RRL, 1952).

Experiências conduzidas pelo RRL (1952) mostraram uma diferença entre a umidade do topo e da base de corpos de prova compactados com 110 mm de altura, quando sujeitos a um gradiente térmico de $1,7^{\circ}\text{C}/\text{cm}$. Quanto mais seco o solo se encontrava antes de ser sujeito ao gradiente térmico, maior a transferência de vapor de água de uma extremidade para a outra. Em um corpo de prova compactado com 24,5% de umidade, após o equilíbrio das pressões de vapor, verificou-se uma diferença de umidade de 2% entre a base e o topo. Em outro corpo de prova com 18% de umidade de compactação, devido ao gradiente térmico aplicado, obteve-se em uma das extremidades a umidade de 11% e na outra de 23%.

A temperatura tem sido alvo de pesquisas, principalmente para análise de comportamento de misturas betuminosas (Motta, 1991). Durante uma boa parte do dia, a temperatura se eleva na superfície do revestimento asfáltico devido à absorção de radiação visível e infravermelha. O calor propaga-se para o material abaixo do revestimento, provocando neste um acréscimo de temperatura.

Medidas de temperatura efetuadas durante o dia em trechos experimentais construídos com solos lateríticos, pela equipe do convênio FIPAI/DER-SP, mostram que: no topo da base, a temperatura é superior à ambiente em alguns graus, e existe um gradiente térmico entre o solo no topo da base e o solo no subleito. Em uma base de solo arenoso fino laterítico imprimada na superfície, durante a construção do Ramal Potirendaba - Cedral (cidades no noroeste paulista, próximas a São José do Rio Preto), na estaca 594, em dezembro de 1976, determinou-se uma temperatura ambiente de 40°C , e 53°C nos primeiros 3 cm de base e 47°C nos últimos 9 a 15 cm (FIPAI/DER-SP, 1976).

No trecho Guarapuã - Dois Córregos (cidades do centro-oeste paulista, próximas à Jaú), na estaca 54, em corte, com a temperatura ambiente de 32°C , observou-se na interface entre o tratamento superficial e a base de solo arenoso fino laterítico, a temperatura de 47°C e a 8 cm de profundidade, ainda na base, 43°C (FIPAI/DER-SP, 1976).

Nas condições normalmente encontradas no interior paulista, apesar de poucos dados disponíveis de temperaturas dentro do solo do pavimento, tudo indica que, durante o dia, a temperatura no topo da camada de base é superior à do ar em alguns graus, devendo sofrer uma redução considerável em um a dois metros de profundidade. Devido a este gradiente térmico, fica estabelecido um fluxo de vapor d'água *da base para o subleito*, onde a água, com a redução da pressão de vapor, condensa-se na parte de menor

temperatura. É necessário um monitoramento durante a noite para verificar se chega a haver uma inversão de fluxo de vapor com a diminuição de temperatura no revestimento asfáltico. Em caso afirmativo, deve-se quantificar o gradiente térmico e sua duração, para avaliar sua real importância no equilíbrio hidráulico.

Os estudos do RRL (1952) indicam que a movimentação da água em forma de vapor no solo é maior quanto maior o índice de vazios, conforme esperado, e quando o teor de umidade for inferior ao Limite de Plasticidade. A umidade ótima de compactação na energia normal é geralmente próxima ou ligeiramente inferior ao Limite de Plasticidade; além disso, logo após a construção, o solo perde umidade devido à evaporação. No solo laterítico compactado, a movimentação do vapor é provavelmente mais difícil que no subleito natural, já que este é em geral mais poroso. Porém, o solo compactado, quando coesivo, ao secar fissa. Essas fissuras podem passar a ser condutos para a descida do vapor, contribuindo para a diminuição da umidade da base, o que favorece o comportamento do pavimento.

Croney (1952) considera que em regiões onde o nível do lençol freático é muito baixo e as temperaturas são muito altas, o gradiente térmico entre a superfície e o subleito, e a consequente movimentação da água em forma de vapor, são tão ou mais importantes que a movimentação de água advinda dos gradientes de sucção.

8.6. MOVIMENTAÇÃO DA ÁGUA NOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO CONSTRUÍDOS COM SOLOS LATERÍTICOS

A seguir, apresentam-se algumas hipóteses das tendências de movimentação da água em um solo arenoso fino laterítico utilizado na estrutura de um pavimento de baixo custo.

Inicialmente, supõe-se que o pavimento tenha sido construído segundo as recomendações de Villibor e Nogami (1987). Logo após a construção, a base sofreu perda de umidade por cerca de três dias, e foi então imprimada, recebendo em seguida o tratamento superficial.

A *Figura 8.4* representa esquematicamente a situação imediatamente após a execução do tratamento superficial. A sucção junto à superfície superior da base aumenta devido à perda de umidade por evaporação, conforme foi visto na *Figura 8.1*. Este acréscimo de sucção é acompanhado de uma tendência a um fluxo ascendente de água.

Figura 8.4: Situação do pavimento logo após a construção, onde foi permitida a secagem da base de solo laterítico após sua compactação. A secagem causa um desequilíbrio entre a carga hidráulica total dos pontos A e B em relação ao subleito S. O ponto A encontra-se no eixo da pista e o ponto B na borda do acostamento.

No entanto, em contraposição à tendência de um fluxo d'água ascendente há a ação da temperatura, que conforme foi descrita no item anterior, provoca uma tendência de fluxo de vapor d'água descendente. A *Figura 8.5* mostra a tendência de fluxo d'água em forma de vapor da base para o subleito, contrária àquela devido à sucção. Esta tendência ocorre pelo menos durante o dia, com o aumento da temperatura no revestimento asfáltico. Deve haver também uma tendência de fluxo de vapor d'água de A para B, pois provavelmente a borda do acostamento descoberta, sem revestimento, está a uma temperatura inferior àquela do solo abaixo do revestimento asfáltico.

Figura 8.5: Situação após certo tempo do pavimento em operação. O ponto A encontra-se no eixo da pista e o ponto B na borda do acostamento. T_A , T_B e T_{subleito} são as temperaturas nos pontos A, B e no subleito, respectivamente, com $T_A > T_B > T_{\text{subleito}}$.

A seguir, será feita uma análise do comportamento da água em função da precipitação pluviométrica, dentro de algumas hipóteses apontadas.

Decorrido certo tempo após a construção, a água no solo do pavimento tende a estar em equilíbrio devido as ações representadas nas Figuras 8.4 e 8.5, que agem conjuntamente. No entanto, devido às precipitações, novo desequilíbrio na carga hidráulica do sistema é gerado, conforme visto na Figura 8.1. Supondo-se que a água não penetre na base pelo revestimento, mas somente no acostamento descoberto, sem revestimento asfáltico, a infiltração d'água nesta última região causa uma queda de sucção no ponto *B*. Há, portanto, uma diferença de carga hidráulica total entre *A* e *B*, decorrente da diferença de sucção entre estes dois pontos. Como consequência, promove-se um fluxo de água de *B* para *A* - Figura 8.6. Como hipótese de trabalho e raciocínio, considerou-se que *A* e *B* encontram-se com mesmas cargas altimétricas. Além disso, desprezou-se o efeito de eventuais quedas de temperatura com a precipitação, de modo a simplificar a análise, ficando esta em função somente das diferenças de carga hidráulica total. O acúmulo de água no solo do acostamento descoberto causa por sua vez um fluxo descendente para o subleito, devido à ação da gravidade.

Figura 8.6: Precipitação, com infiltração d'água na parte do acostamento descoberto. O revestimento asfáltico é considerado como impermeável. O ponto *A* encontra-se no eixo da pista, o ponto *B* na borda do acostamento e o *C* é o ponto até onde chega hipoteticamente a frente de umidade devido à precipitação que migra devido à sucção nesse sentido..

Cessada a precipitação, a água no ponto *B* começa a evaporar (Figura 8.7); uma parcela da água continua descendo pela gravidade. A perda de umidade é acompanhada por um novo aumento de sucção no ponto *B*. Toda região entre o ponto *C* (local hipotético até

onde chegou a frente de umidade com a precipitação) e *B*, está com maior umidade e menor sucção que a região próxima a *B*, onde está havendo diminuição da umidade por evaporação. Assim, na região próxima a *B* estabelece-se um fluxo da região "saturada" pela precipitação para a região de evaporação, ou seja, em direção a *B*.

Figura 8.7: Após a precipitação, começa a haver novamente evaporação pelo acostamento descoberto. O ponto *C* é o local até onde a frente de umidade chegou com a precipitação. O ponto *A* encontra-se no eixo da pista e o ponto *B* na borda do acostamento.

O ponto *A*, que não foi atingido pela frente de umidade, continua com maior sucção que *C*. Há, portanto, por diferença nas cargas piezométricas entre *A* e *C*, uma tendência de haver fluxo de *C* para *A*, dando continuidade ao processo iniciado com a precipitação. No ponto *A*, a situação permanece inalterada, prevalecendo as tendências de movimentação d'água das Figuras 8.4 e 8.5, até que a frente de umidade não atinja este ponto.

8.7. AVANÇO DA FRENTE DE UMIDADE EM BASES DE PAVIMENTOS CONSTRUÍDOS COM SOLOS LATERÍTICOS COMPACTADOS

Inicialmente, para o estudo do avanço da frente de umidade advinda da infiltração d'água de precipitações, apresentam-se os coeficientes de permeabilidade normalmente encontrados em solos arenosos e argilosos lateríticos compactados.

Na *Figura 8.8*, constam resultados de ensaios de permeabilidade em corpos de prova de solos lateríticos de diferentes granulometrias, compactados na energia normal, desde um solo bem arenoso, como a amostra Loanda, até uma amostra da fração passada na

peneira # 200 do solo Náutico. Os corpos de prova possuem 50 mm de diâmetro e aproximadamente 50 mm de altura. O ensaio de permeabilidade normalmente utilizado pelo método MCT é conduzido com carga variável, sem aplicação de contra-pressão - ANEXO F.

Figura 8.8: Coeficiente de Permeabilidade de solos lateríticos compactados na energia normal. Os pontos dentro de um quadrado referem-se à umidade ótima de compactação. (FIPA/DER, 1978 e 1979).

Observe-se que na umidade ótima da energia normal, o coeficiente de permeabilidade está em geral na faixa de 10^{-7} a 10^{-9} m/s. Segundo escala de permeabilidade de Lambe e Whitman (1979), estes solos podem ser considerados como de permeabilidade muito baixa. Os resultados de ensaios de compactação, de expansão e de contração com as mesmas amostras de solos da Figura 8.8 encontram-se nas Figuras 5.1; 7.1 respectivamente.

No ramo seco, o coeficiente de permeabilidade é cerca de 10 a 100 vezes maior que na umidade ótima, dependendo da umidade de moldagem. Já no ramo úmido, os coeficientes apresentam valores similares àqueles encontrados na umidade ótima.

Isto posto, analisar-se-á o tempo de avanço da frente de umidade na base de pavimentos construídos com solos lateríticos. Supõe-se que o revestimento seja impermeável e que a infiltração d'água das precipitações pluviométricas se dê pela região descoberta, sem revestimento, próxima à borda do acostamento (*ponto B da Figura 8.7*). Procurou-se calcular de forma aproximada o tempo que levaria uma frente de umidade vinda da borda do acostamento para atingir o solo não saturado da região de passagem provável das rodas externas dos veículos comerciais (próximo ao *ponto C da Figura 8.7*).

Admite-se fluxo somente na horizontal para simplificação do problema. A Lei de Darcy pode ser aplicada para estudo de fluxo d'água em meios não saturados, sem maiores restrições (Fredlund and Rahardjio, 1993). Taylor (1948) deduziu a partir da Lei de Darcy e da continuidade, uma equação simplificada representando o fluxo na horizontal em um solo não saturado:

$$(X_C^2 - X_B^2) / \Delta t = 2 * K_s * (H_B - H_C) / S * n \quad (8.1)$$

onde: x_B = posição do ponto 1 (m)
 x_C = posição do ponto 2 (m)
 Δt = tempo decorrido para o avanço da frente de umidade de B chegar a C(s)
 K_s = coeficiente de permeabilidade do solo no grau de saturação alcançado devido à capilaridade (m/s)
 H_B = carga hidráulica total em B
 H_C = carga hidráulica total em C
 S = grau de saturação alcançado entre B e C por capilaridade
 n = porosidade

Simulou-se um avanço de umidade com base nos dados de campo obtidos na estaca 949, lado esquerdo, da Rodovia Cambaratiba-Borborema, (*Figura 8.3*). Nestas condições, tem-se que: o ponto B (na borda do acostamento) está distante do ponto C (local onde passam as rodas externas dos veículos comerciais) de 1,80 metros; os pontos B e C pertencem à base e estão com a mesma carga altimétrica; o ponto C tem sucção de 90 kPa, equivalente a uma carga piezométrica de 9 metros negativos. Supõe-se que com uma precipitação pluviométrica suficientemente intensa e prolongada, a infiltração de água pelo acostamento

descoberto provoque um aumento considerável do grau de saturação e uma redução da sucção no ponto B para um valor nulo.

Pelos resultados de medidas de campo e de laboratório, a porosidade é de aproximadamente 0,30. Como hipótese, o solo entre os pontos B e C, após fluxo de água, fica com um grau de saturação S constante de 80%.

Aplicando-se esses dados à equação (8.1), pode-se calcular de maneira *aproximada* o tempo que levaria para a frente de umidade vinda do ponto B atingir o ponto C, supondo-se que o coeficiente de permeabilidade seja da ordem de grandeza daqueles verificados na Figura 8.8. Os resultados desta simulação constam na *Figura 8.9*. Simulou-se também uma situação na qual não há acostamento. Nesta última condição, o ponto provável de passagem das rodas externas dos veículos pesados ficam bem próximos à borda descoberta, diminuindo a distância para 0,60 metros.

Figura 8.9: Tempo decorrido para que uma frente de umidade resultante da infiltração de água de precipitação pluviométrica na borda do pavimento sem revestimento chegue no ponto correspondente à trilha de roda externa. Foram utilizados os dados de medidas de campo obtidos na Rodovia Cambaratiba-Borborema, estaca 949, lado esquerdo.

Se a permeabilidade for da ordem de 10^{-6} m/s, compatível com a permeabilidade de areias lateríticas compactadas com baixa energia, em questão de *horas de precipitação pluviométrica*, a frente de umidade atinge a pista na região da trilha de roda externa. Caso o coeficiente de permeabilidade seja 100 vezes menor, como de algumas areias argilosas lateríticas, o tempo necessário é 100 vezes maior. Se a camada fosse homogênea, sem trincas, levaria cerca de 50 dias para que a frente de umidade alcançasse a região das trilhas de rodas externas.

Os cálculos realizados podem ser considerados conservadores pois o fluxo não se dá somente na horizontal; parte da água segue um fluxo descendente, desde que esteja garantida a presença de camadas mais permeáveis abaixo da base.

Por outro lado, considerou-se que a permeabilidade na horizontal e na vertical são iguais, o que na realidade pode não ocorrer. Dependendo da micro estrutura do solo, função da umidade e do método de compactação, o coeficiente de permeabilidade pode ser cerca de 10 vezes maior na horizontal. Isto acarretaria uma diminuição do tempo de avanço da frente de umidade.

Se o solo for compactado no ramo seco, técnica às vezes empregada para evitar o trincamento excessivo de solos coesivos, o coeficiente de permeabilidade pode cair de 10 a 100 vezes, conforme pode ser observado na *Figura 8.8*. Esse procedimento leva a uma redução no tempo de avanço da frente em 10 a 100 vezes.

Apesar da estimativa ser grosseira, ela dá uma idéia da importância de estudar o fluxo d'água em pavimentos de baixo custo. Além disso, ela mostra o papel fundamental dos acostamentos, que proporcionam um aumento significativo na distância entre os pontos B e C, e conseqüentemente, um aumento no tempo necessário para que a água chegue na região das trilhas de rodas.

8.8. COMENTÁRIOS

Algumas considerações devem ser feitas para a análise da movimentação da água em pavimentos com solos lateríticos, de forma a auxiliar na concepção do projeto, envolvendo tanto a escolha de materiais como nas recomendações de execução. Além disso, como será discutido no próximo capítulo, a permeabilidade dos materiais e a possível ocorrência de saturação destes influenciam no projeto de dimensionamento dos pavimentos.

- O caminhamento da frente de umidade devido à sucção é lento no caso de solos coesivos compactados na *umidade ótima* devido à baixa permeabilidade;
- Se o solo da base for compactado no *ramo seco*, a sucção aumenta consideravelmente. Este fato pode acarretar uma diminuição do tempo necessário para que a frente de umidade atinja a região de trilha de rodas externa pelo aumento de diferença de carga hidráulica total. Além disso, solos compactados no ramo seco apresentam coeficientes de permeabilidade 10 a 100 vezes maiores que aqueles do solo compactado na umidade ótima, provocando também um aumento na velocidade de avanço da frente de umidade. A compactação no ramo seco para evitar o trincamento deve ser utilizada somente se estes aspectos mencionados forem considerados, de modo a julgar se ela é realmente vantajosa em termos de desempenho global do solo na estrutura do pavimento.
- Se o solo da base for mais arenoso, terá um coeficiente de permeabilidade bem maior, diminuindo consideravelmente o tempo de chegada da frente de umidade em regiões problemáticas como as de trilha de roda;
- No acostamento, se o solo for compactado com menor energia, o que é frequente, principalmente com as areias por falta de confinamento, a permeabilidade do solo aumenta e a velocidade da frente de umidade também. Este fato realça a importância de realizar um serviço com alto grau de compactação nos acostamentos, mesmo que estes não recebam a solicitação do tráfego, visando garantir uma retardação da frente de umidade.
- As bordas sofrem as maiores variações, tornando-se uma região passíveis de maiores deformações, trincas e rupturas. Por este motivo, deve-se garantir uma geometria da rodovia de tal sorte que as rodas externas dos veículos pesados não circulem junto às bordas. A impermeabilização das regiões próximas às bordas também podem auxiliar na diminuição da infiltração d'água e na proteção contra a erosão. Villibor e Nogami (1987) recomendam cortar a base junto ao acostamento em um ângulo de 45° com a superfície e imprimir para diminuir o acesso de água à base pelas bordas;
- Conforme a frente de umidade avança no solo que sofreu previamente secagem, a sucção cai, mas devido à histerese, a umidade tende a ser menor no reumidecimento. Ou seja, para uma mesma sucção, o solo apresenta umidades diferentes, maior se o solo estiver em um processo de secagem e menor se estiver recuperando umidade;

- Os solos lateríticos apresentam parcial irreversibilidade devido à secagem, graças à sua composição mineralógica e micro-estrutura, o que dificulta a reabsorção d'água pelo solo, conforme abordado no capítulo 7;
- Devido à perda de umidade da base, há um aumento de sucção nesta camada, gerando uma diferença de carga hidráulica total em relação ao subleito. Este fato ocasionaria uma ascensão d'água, porém este fluxo pode ser bastante lento pelos seguintes motivos: baixa permeabilidade dos solos lateríticos, o nível do lençol está frequentemente bem profundo, histerese no reumidecimento e a parcial irreversibilidade da secagem em solos lateríticos;
- As trincas na base, quando preenchidas com ar, podem ser obstáculos para o fluxo na horizontal, dependendo da abertura da trinca;
- A descida d'água em forma de vapor para o subleito pode ser lenta nos "blocos" de solo entre trincas, mas nas trincas pode ser mais rápida, favorecendo a condensação d'água no subleito;
- Para o estudo da distribuição da umidade em pavimentos de baixo custo nas condições tropicais, a pesquisa dos gradientes de temperatura e de pressão de vapor parecem ter importância comparável à da sucção. Esta pesquisa deve ser necessariamente acompanhada por dados reais de precipitações, com a duração e a intensidade.
- Se o revestimento estiver trincado, as trincas servem como condutos d'água para baixo; porém, a presença de água dentro da trinca pode causar perda de resistência e despreendimento de solo junto à superfície da trinca, tornando uma região muito frágil do pavimento. Em solos lateríticos muito contráteis, a aplicação de um tratamento superficial simples sobre a base seca e imprimada, antes de receber o revestimento asfáltico, pode ajudar consideravelmente na proteção da base;
- Para que a água saia da base, é preciso garantir que o coeficiente de permeabilidade aumente com a profundidade, ou seja, que as camadas inferiores sejam mais drenantes. Se o pavimento for constituído de revestimento asfáltico e de um único solo, como na Rodovia Cambaratiba-Borborema, deve-se aumentar a energia de compactação de baixo para cima, como é feito normalmente em obras viárias. Esta prática, garante um aumento de permeabilidade da base para o subleito.
- A compactação intensa, com alta energia, de argilas lateríticas no subleito, que trabalham normalmente com umidades bastante próximas da ótima, podem formar um

"tapete" impermeável e não permitir uma drenagem condizente para o pavimento. Este tapete segura a água dentro da estrutura do pavimento, podendo levá-la à ruptura por aumento na pressão neutra ocasionado pela solicitação do tráfego. Na Av. dos Bandeirantes no município de São Paulo, via de grande intensidade de tráfego, na construção de um trecho experimental nas proximidades do aeroporto de Congonhas, encontrou-se um reforço em argila laterítica praticamente impermeável, que causava o acúmulo de água na estrutura de pavimento, como um lençol d'água suspenso (Balbo, 1992);

- Deve-se evitar o uso de pinturas asfálticas entre camadas de solos, pois impermeabiliza a transição entre as camadas, não possibilitando a drenagem d'água. Esta situação pode ser ilustrada por uma das experiências monitoradas pela equipe de pesquisa FIPA/DER-SP, o trecho entre Rincão e Santa Lúcia, entregue em julho de 1975 - *Figura 8.10*. Em abril de 1977, época da pesquisa, o trecho já se encontrava com deformações, trincas, bombeamento de solo para a superfície e ruptura da base. Trincheiras foram abertas tendo sido observado o aumento significativo de umidade do topo para a base de cada um das camadas do pavimento, inclusive com o acúmulo de água sobre a pintura de ligação em alguns pontos da base. Estes dados apontam que a água das precipitações pluviométricas, apesar de caminhar lentamente, rumo para o centro da pista, sendo apenas uma questão de tempo. Além disso, indicam a ação favorável do gradiente térmico, pois dentro da camada, a água desce e acumula-se na parte inferior. Portanto, deve-se garantir a drenagem nas camadas inferiores.

Como conclusão, uma vez compreendidos alguns fatores intervenientes no mecanismo da movimentação da água nos pavimentos construídos com solos lateríticos, pode-se traçar diretrizes para a escolha do solo e para as técnicas construtivas, apontando medidas favoráveis e preventivas, conforme apontadas neste capítulo.

Figura 8.10: Estaca 20 + 12 da Rodovia Santa Lúcia - Rincão (cidades paulistas próximas a Araraquara), onde se utilizou pintura asfáltica ligante com CM-0 entre o reforço e a melhoria do subleito, e entre a base e o reforço (FIPAI/DER-SP, 1977).

Capítulo 9

Módulo Resiliente de Solos Lateríticos Compactados

9.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo examina-se o comportamento dos solos lateríticos compactados submetidos a carga repetidas. Apresentam-se resultados de ensaios realizados em um equipamento triaxial dinâmico do laboratório do Instituto de Geotecnia da Escola Politécnica Federal de Zurique, Suíça. Além disso, com base em alguns dados de campo de bacias de deslocamentos recuperáveis, determinadas em pavimentos construídos utilizando solos lateríticos, é realizada uma retroanálise para determinação do módulo resiliente equivalente das camadas do pavimento. Finalmente, comparam-se esses resultados de campo com o módulo resiliente dos solos lateríticos determinados em laboratório. Esta propriedade dos solos lateríticos será aplicada no capítulo seguinte para o dimensionamento de pavimentos com o uso de solos lateríticos.

9.2. IMPORTÂNCIA DO MÓDULO RESILIENTE

No final da década de 20, a Divisão de Rodovias da Califórnia realizou uma série de observações em campo para estudar os tipos de rupturas de suas rodovias (Porter, 1950). Observou-se que um dos tipos mais frequentes de ruptura era decorrente dos deslocamentos laterais do solo do subleito que, ao absorver água, perdia capacidade de suporte, provocando esta ruptura. A baixa energia de compactação utilizada tanto para o subleito como para os materiais do pavimento também se mostrava responsável por deformações permanentes diferenciais. Além destes dois motivos, foi também verificada a ruptura advinda dos excessivos deslocamentos verticais recuperáveis dos materiais, causados por repetição de cargas. Segundo Porter (1950), a espessura insuficiente do

revestimento e a existência de material granular sobre um subleito de baixa capacidade de suporte (tanto pela natureza do solo como pela falta de compactação) são geralmente os fatores responsáveis pela ruptura à fadiga.

Com base nestas observações em campo, em 1929, desenvolveu-se o ensaio CBR (California Bearing Ratio) para determinar a resistência do material ao deslocamento lateral, tipo de ruptura mais frequente nas rodovias da Califórnia, medindo a influência combinada da coesão e do ângulo de atrito (Porter, 1950). O ensaio CBR proporcionou uma forma rápida de prever problemas e rupturas, comparando a qualidade dos diferentes materiais disponíveis. O valor do CBR foi correlacionado empiricamente com o desempenho dos pavimentos, tendo sido utilizado como um *índice de resistência* para o projeto de dimensionamento de pavimentos pela Divisão de Rodovias da Califórnia. Este método serviu como referencial para o desenvolvimento de outros métodos, como o do Corpo de Engenheiros.

O ensaio CBR envolve a aplicação lenta, por um período de vários minutos, de uma tensão crescente, por penetração de um pistão circular em um corpo de prova de material compactado de maior diâmetro, que está dentro de um cilindro metálico, sendo que o índice CBR é determinado para a penetração de 0,1 polegada.

O índice de resistência CBR pode não corresponder ao efeito da ação de cargas repetidas sobre os materiais da estrutura de um pavimento, cargas essas aplicadas em geral em frações de segundo, com intensidades variadas e com diferentes frequências, proporcionando na maioria das vezes pequenos deslocamentos, bem menores que 0,1 polegadas. Solos com mesmo índice de resistência CBR podem apresentar comportamentos diferentes pela ação de cargas repetidas; assim, as correlações entre o índice de resistência e o desempenho do pavimento são apenas aproximadas (Seed et al, 1955).

Devido à importância dos trincamentos e das rupturas por cargas repetidas, em 1938, o laboratório da Divisão de Rodovias da Califórnia iniciou uma série de medidas em campo dos deslocamentos verticais dos pavimentos causados pela ação da passagem rápida de cargas de rodas. Estas medidas foram realizadas por meio de aparelhos elétricos colocados dentro dos pavimentos. Este tipo de deslocamento vertical passou a ser denominado de deflexão. A deflexão é um termo aplicado para movimentos verticais transientes, quando o pavimento está sujeito a carga de rodas (Hveem, 1955). Cessada a ação da carga, a deflexão do pavimento é recuperada rapidamente.

O material responde a uma dada solicitação com um deslocamento. Parcela deste deslocamento é permanente, não recuperável, e parcela é resiliente⁽¹³⁾, recuperável, quando cessa a ação da solicitação.

Para a medida em laboratório do efeito da aplicação de cargas repetidas nos materiais, Hveem desenvolveu uma primeira versão do resiliômetro em 1946 (Hveem, 1955). Seed e Fead desenvolveram na década de 50 um equipamento triaxial dinâmico, que serviu de modelo para os atuais (Monismith et al, 1967; Seed et al, 1955).

O módulo resiliente determinado em laboratório é definido como sendo:

$$MR = \sigma_d / \varepsilon_r \quad (9.1)$$

onde: MR= módulo resiliente (kPa ou kgf/cm²)

σ_d = tensão desvio aplicada repetidamente (= $\sigma_1 - \sigma_3$) (kPa ou kgf/cm²)

ε_r = deformação axial resiliente correspondente a um número particular de aplicações de tensão desvio, sendo o deslocamento resiliente axial dividido pela altura do corpo de prova (mm/mm).

Para a medida em campo da deflexão, grande simplificação foi alcançada com a concepção de uma viga articulada capaz de medir deslocamentos verticais da ordem de centésimos de milímetro por Benkelman, em 1953, durante a operação da pista experimental da Washo (Hveem et al, 1963). Atualmente, existem equipamentos de campo modernos, dinâmicos e rápidos, que melhor simulam a passagem de cargas de rodas, medindo por impulso ou por propagação de ondas as deflexões em vários pontos da bacia de deformações.

Com a publicação do mais atual método de dimensionamento de pavimentos norte-americano - pela AASHTO (1986), o módulo resiliente dos materiais foi reconhecido como de grande importância no dimensionamento de estruturas de pavimentos. Este método recomenda substituir o índice CBR e outros valores de resistência de materiais pelo módulo resiliente, baseado nas seguintes razões:

- indica uma propriedade básica do material a qual pode ser utilizada na análise mecanística de sistemas de múltiplas camadas;

(13) utiliza-se o termo deformação resiliente ao invés de elástica pois os movimentos envolvidos são muito maiores comparados com aqueles que normalmente se desenvolvem em sólidos elásticos como ferro, concreto, vidro, etc (Hveem, 1955).

- é um método aceito internacionalmente para caracterizar materiais para o projeto de pavimentos e para sua avaliação de desempenho,
- há técnicas disponíveis para estimar o módulo resiliente em campo com testes rápidos e não destrutivos.

9.3. VARIÁVEIS INTERVENIENTES NO VALOR DO MÓDULO RESILIENTE

9.3.1. Natureza e Estado dos Materiais

O valor do módulo resiliente depende da natureza do solo e do estado em que se encontra.

O solo laterítico, material de estudo do presente trabalho, apresenta uma natureza mineralógica que contribui favoravelmente quanto ao comportamento resiliente pois os óxidos hidratados de ferro e de alumínio agem como agentes cimentantes, produzindo um efeito de maior resistência e estabilidade desses solos e, portanto, menor resiliência (maior módulo resiliente).

A granulometria e a plasticidade influem consideravelmente no comportamento resiliente, assunto abordado no próximo sub-item.

Quanto ao estado, os solos lateríticos compactados apresentam importantes variações do módulo resiliente dependendo da umidade, da energia e do método de compactação. Além disso, após a compactação, o estado do solo na estrutura do pavimento pode variar com as condições climáticas e hidrológicas.

A deformação resiliente cresce sensivelmente nos solos compactados no ramo úmido em relação àqueles compactados no ramo seco, com o mesmo peso específico aparente seco. Preussler (1983) apresenta resultados de solos compactados na mesma energia, mas em umidades diferentes. No caso dos solos granulares, para baixas tensões confinantes, os solos compactados no ramo seco apresentam módulo resiliente bem maior que os solos compactados no ramo úmido. Porém, a variação do módulo resiliente com a tensão confinante é bem maior para os solos compactados mais úmidos. Assim, para tensões confinantes mais altas, os valores dos módulos de resiliência aproximam-se, não se percebendo mais diferenciações de comportamento pela umidade de compactação.

Os solos coesivos compactados no ramo úmido apresentam módulos resilientes praticamente constantes com a tensão desvio aplicada e com valores bem menores que os solos compactados no ramo seco que, por sua vez, mostram grande variação de módulo resiliente em faixas de baixas tensões desvio (Preussler, 1983).

Trabalhar com a hipótese de altos módulos resilientes obtidos por compactação do solo no ramo seco pode ser não ser aconselhável, pois é difícil assegurar que não haverá aumento de umidade do solo durante a operação do pavimento. Tal como no ensaio CBR, o solo apresenta um índice de suporte sem imersão em geral bastante alto no ramo seco; porém, cai significativamente quando imerso em água, mesmo no caso de solos lateríticos. A compactação em umidades baixas é vantajosa se houver concomitantemente um aumento de energia de compactação.

Seed et al (1963) mostram que os solos compactados no ramo seco e até na umidade ótima têm comportamento resiliente praticamente independente do método de compactação. Já no ramo úmido, a deformação resiliente dos solos compactados estaticamente é geralmente menor que daqueles compactados por impacto.

Os solos apresentam um aumento significativo do módulo resiliente com o aumento da energia de compactação. No item 9.7, serão mostrados alguns resultados obtidos com solos lateríticos.

Em solos coesivos, tem-se observado uma grande variação do módulo resiliente dependendo do tempo decorrido entre a compactação do corpo de prova e os ensaios dinâmicos (Seed et al, 1963; Swenson, 1980). Esta diferença de comportamento é muito importante para um número inicial de aplicações de tensão desvio. Com o aumento do número de solicitações de carga, há uma progressiva queda de resistência advinda da "cura" inicial ou da tixotropia, até que para algumas centenas ou milhares de repetição de carga, não se observa mais este efeito.

9.3.2. Solicitação de Carga

O módulo resiliente dos solos depende não só da magnitude das cargas aplicadas, como do tempo e da frequência de aplicação da carga.

Quanto à magnitude das tensões aplicadas, a natureza do solo determina o tipo de comportamento resiliente com o qual o material responde às solicitações. Para os solos

coesivos, a deformação resiliente axial depende consideravelmente da tensão desvio aplicada. O módulo resiliente varia significativamente para baixas tensões desvio, diminuindo sensivelmente essa variação para maiores tensões desvio - *Figura 9.1.(a)*. Portanto, o solo coesivo no subleito, onde as tensões advindas das cargas de rodas já estão bastante reduzidas, resiste de forma mais eficiente, com maior módulo resiliente. Embora o solo possa ser homogêneo, o módulo resiliente aumentará com a profundidade, pois as tensões desvio diminuem (Seed et al, 1963).

Para os solos granulares, o módulo resiliente aumenta com a tensão de confinamento e varia muito pouco com a tensão desvio - *Figura 9.1.(b)*. Para níveis mais altos de tensão desvio e baixas tensões de confinamento, a deformação permanente passa a ser excessiva (Seed et al, 1967; Lentz and Baladi, 1980). Este comportamento também foi constatado por alguns ensaios feitos para esta tese com areias lateríticas com pouca argila, como pode ser visto na *Figura 9.27* e *9.28*.

Figura 9.1.(a): Modelos clássicos de comportamento resiliente de solos

A COPPE -UFRJ vem ensaiando há praticamente duas décadas os solos brasileiros quanto ao comportamento resiliente. Verificaram que além dos comportamentos tipicamente granular e coesivo, há solos que dependem tanto da tensão de confinamento como da desvio, classificando-os como de comportamento combinado e os areno-argilosos, e ainda

aqueles com o módulo resiliente constante, independentes da tensão desvio e confinante (Motta et al, 1990; Medina et al, 1989; Motta et al, 1985).

Figura 9.1.(b): Modelos de comportamento de solos segundo pesquisas da COPPE - UFRJ.

Quanto à duração da aplicação da carga, o módulo resiliente aumenta com a diminuição do tempo de aplicação da tensão desvio. Seed et al (1967) obtiveram para um solo granular aumento de 18% no módulo passando de 20 minutos para 0,33 segundos o tempo de aplicação da carga. O tempo de aplicação da carga por um veículo em movimento está relacionado com sua velocidade, sendo em geral da ordem de centésimos a décimos de segundo.

Com relação à frequência de aplicação de carga, Seed e Chan (1958) utilizando frequências de uma aplicação a cada 20 minutos até uma aplicação a cada 3 segundos, observaram que quanto maior a frequência, maior a deformação total axial em solos coesivos após algumas centenas de aplicações de carga. Porém a diferenciação de comportamento pela frequência é também função do grau de saturação inicial e da duração de aplicação da carga. Preussler (1983) não observou variações significativas do módulo resiliente em solos granulares ensaiados com frequências de 20 a 60 aplicações de carga por minuto.

9.4. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS LATERÍTICOS ESTUDADOS

9.4.1. Tipos de Solos Lateríticos Estudados

Com a finalidade de estudar o comportamento resiliente de solos lateríticos compactados utilizados como base de rodovias de baixo volume de tráfego, foram ensaiadas quatro amostras de solos lateríticos do Estado de São Paulo, desde uma areia com pouca argila até uma argila arenosa.

Na *Tabela 9.1*, constam alguns dados de identificação das amostras e na *Tabela 9.2* a classificação segundo a Unificada de Casagrande (USCS), a Rodoviária do HRB e a MCT (vide Capítulo 4). Utilizou-se o recurso da classificação por meio de pastilhas para a melhor definição do comportamento laterítico da amostra Descalvado. Confirmou-se a Classificação LA' do solo Náutico e LG' do solo Santa Gertrudes, obtendo LA'-LG' para o solo Américo Brasiliense.

<i>solo</i>	<i>procedência</i>	<i>tátil-visual</i>	<i>Mapa geológico</i>	<i>mapa pedológico</i>
Descalvado	Rodovia Descalvado-Usina Santa Rita	areia	Arenito (1)	Latossolo Vermelho Escuro (2)
Náutico	Acesso ao Aeroporto de Araraquara	areia argilosa	Basalto/Arenito (1)	Latossolo Vermelho Amarelo/ Latossolo Roxo (3)
Américo Brasiliense	Via perto da Ferrovia em Américo Brasiliense	areia argilosa	Basalto/Arenito (1)	Latossolo Vermelho Amarelo/ Latossolo Roxo (3)
Santa Gertrudes	Acesso da SP222 a Santa Gertrudes	argila arenosa	Intrusivas Básicas (Diabásio) (1)	Latossolo roxo (4)

Tabela 9.1: Características gerais de identificação dos solos lateríticos ensaiados

Observações:

- (1) IPT, 1981b
- (2) Projeto Radam, 1983
- (3) Embrapa, 1960
- (4) IAC, 1981

solo	LL (%)	IP (%)	USCS	HRB	c'	e'	MCT
Descalvado	NP	NP	SM	A-2-4	0,30	-	LA
Náutico	27,0	9,4	SC	A-2-4	1,30	0,53	LA'
Américo Brasiliense	30,6	10,4	SC	A-2-4	1,80	0,73	LG'
Santa Gertrudes	48,7	11,5	ML	A-7-5	1,92	0,73	LG'

Tabela 9.2 Classificação dos solos lateríticos estudados

As distribuições granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação constam da Figura 9.2.

Figura 9.2: Distribuição granulométrica dos solos lateríticos ensaiados

9.4.2. Curvas de Compactação dos Solos Estudados

A Figura 9.3 traz as curvas de compactação obtidas por impacto para os quatro solos lateríticos estudados.

Figura 9.3: Curvas de compactação do solos lateríticos ensaiados. Os números dentro de quadrados referem-se aos estados em que os solos foram submetidos ao ensaio de resiliência.

9.5. PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA PARA O ENSAIO DE RESILIÊNCIA

9.5.1. Preparação das Amostras para a Compactação

Para a preparação dos corpos de prova para o ensaio de resiliência, todas as amostras de solos foram previamente secas ao ar. Depois de adicionar água na quantidade necessária dependendo da umidade desejada, as amostras de solos foram bem homogeneizadas e colocadas dentro de um saco plástico em uma câmara úmida por 24 horas antes da compactação.

Parte das amostras foi preparada na umidade ótima da *energia normal* para a compactação dos corpos de prova de modo a simulá-los na condição da *melhoria do subleito* no ensaio de resiliência.

Para as condições de *base* (incluindo *sub-base* e *reforço*) do pavimento, as amostras dos solos granulares (areia laterítica e areias argilosas lateríticas) foram preparadas na umidade ótima da *energia modificada*. A amostra da argila arenosa laterítica foi preparada na umidade ótima da *energia intermediária*.

9.5.2. Métodos de Compactação Utilizados

Todos os corpos de prova compactados para o ensaio de resiliência têm as dimensões de 80 mm de diâmetro e aproximadamente 160 mm de altura.

A areia laterítica Descalvado foi compactada por impacto, em cinco camadas, em um cilindro metálico de 80 mm de diâmetro interno e altura de 160mm, composto por duas meias seções, com extensão de 65 mm, conforme pode ser visto na *Figura 9.4. (a)*. A *Figura 9.4. (b)* mostra o equipamento utilizado para a compactação.

Os demais solos foram compactados estaticamente. Os corpos de prova foram compactados por meio de uma prensa hidráulica em uma única camada, em um cilindro metálico de 80 mm de diâmetro interno e 320 mm de altura, conforme método normalmente utilizado no Instituto de Geotecnia da ETHZ. Foram empregados dois pistões auxiliares, livres para se movimentarem concomitantemente. A compactação foi realizada lentamente,

Figura 9.4.(a): Cilindro metálico de compactação composto por duas meias seções com extensão.

Figura 9.4.(b): Equipamento mecânico automático utilizado para a compactação dos corpos de prova por impacto.

com inversão do cilindro por três vezes, alternando ora base do corpo de prova para baixo, ora para cima. A compactação era interrompida quando o corpo de prova alcançava a altura desejada. As Figuras 9.5.(a) e (b) mostram o cilindro e os pistões auxiliares, bem como detalhe do equipamento para a compactação.

9.5.3. Condições de Umidade e Grau de Compactação para o Ensaio de Resiliência

Na Figura 9.3 pode-se verificar as condições de umidade e peso específico aparente seco utilizadas para o ensaio de resiliência, mostradas por meio de números dentro de um quadrado. Na Tabela 9.3, constam os dados referentes à compactação dos solos lateríticos estudados e ao estado dos corpos de prova antes do ensaio de resiliência.

Os solos foram compactados na umidade ótima e grau de compactação próximo a 100% da *energia normal* para as condições de *melhoria do subleito*.

Os três solos lateríticos coesivos (Náutico, Américo Brasiliense e Santa Gertrudes) foram também submetidos à *imersão por quatro dias em água*, após compactação similar à anterior. O ensaio foi realizado nessas condições para verificação de eventual queda de módulo resiliente por aumento do grau de saturação e expansão do solo, simulando a pior situação do subleito, como no ensaio CBR. Para a imersão em água, os corpos de prova foram extraídos do cilindro de compactação e colocados em um cilindro plástico composto por duas meias seções como pode ser visto na Figura 9.6. Durante o período de imersão em água, mediu-se a expansão axial do corpo de prova por meio de um extensômetro.

Para as condições de *base* (incluindo *sub-base* e *reforço*), a areia laterítica Descalvado e as areias argilosas lateríticas Náutico e Américo Brasiliense foram compactadas na umidade ótima e grau de compactação próximo a 95% da *energia modificada*. A argila arenosa laterítica Santa Gertrudes foi compactada na umidade ótima e grau de compactação de 100% da *energia intermediária*.

Após a compactação em condições similares às anteriores, os solos areno-argilosos lateríticos foram também submetidos à secagem até que a umidade atingisse cerca de 80% da ótima de compactação. Tal procedimento procura simular o estado dos solos lateríticos em bases de pavimentos de baixo custo sujeitos à perda de umidade após compactação, segundo mais de 300 observações realizadas por Villibor no Estado de São Paulo (1981).

Figura 9.5.(a): Cilindro com dois pistões auxiliares para a compactação estática.

Figura 9.5.(b): Compactação estática de corpos de prova por meio de prensa hidráulica.

estado antes do ensaio de resiliência											
solo	estado na compactação					tratamento do corpo de prova	expansão e contração axial (%)	peso espec. ap. seco (kN/m3)	umidade de compactação (%)	grau de saturação (%)	grau de compactação (%)
	corpo de prova(*)	peso espec. ap. seco (kn/m3)	umidade de compactação (%)	grau de saturação (%)	grau de compactação (%)						
Descalvado	1	18,1	9,4	53	93% da normal	-					
	2	19,5	9,7	74	100% da normal	-					
	3	19,8	8,5	67	97% da modificada	-					
Náutico	1	18,6	13,5	81	99% da normal	-					
	2	18,7	13,5	83	100% da normal	imersão em água por 4 dias	0,10	18,7	14,2	87%	100% da normal
	3	19,4	10,4	73	97% da modificada	-					
	4	19,1	10,6	71	95% da modificada	secagem até 80% da h ótima	0,49	19,6	8,4		98% da modificada
Américo Brasileiro	1	18,5	14,6	87	100% da normal	-					
	2	18,5	14,6	87	100% da normal	imersão em água por 4 dias	0,05	18,5	15,9	94%	100% da normal
	3	18,6	13,0	79	95% da modificada	-					
	4	18,5	13,1	79	94% da modificada	secagem até 80% da hótima	0,55	18,8	10,4	60%	96% da modificada
Santa Gertrudes	1	14,8	28,8	93	101% da normal	-					
	2	14,8	28,5	92	101% da normal	imersão em água por 4 dias	0,12	14,8	30,1	97%	101% da normal
	3	15,6	27	96	100% da intermediária	-					

(*) na Figura 9.3, os corpos de prova estão plotados nas curvas de compactação referentes aos solos estudados.

Tabela 9.3: Características dos corpos de prova no ensaio de resiliência

Figura 9.6: *Cilindro composto por duas meias seções e suporte para extensômetro utilizados para a imersão em água por 4 dias dos corpos de prova compactados.*

Os corpos de prova extraídos do cilindro de compactação foram colocados sobre uma balança e a perda de umidade foi controlada pelo peso do corpo de prova. Após a obtenção da "umidade de equilíbrio" desejada, o corpo de prova foi acondicionado dentro de um saco plástico e colocado por 24 horas em uma câmara úmida. Infelizmente, um dos quatro corpos de prova da argila arenosa laterítica Santa Gertrudes rompeu-se antes de ser colocado na célula triaxial.

9.5.4. Montagem da Célula Triaxial

Os corpos de prova de solos areno-argilosos lateríticos ensaiados após compactação foram extraídos do cilindro de compactação e colocados imediatamente dentro da célula triaxial. Os corpos de prova após imersão em água e aqueles após a secagem e homogeneização da umidade em câmara úmida foram também levados após estes "tratamentos" à célula triaxial. Os corpos de prova permaneceram dentro da célula já montada no equipamento de resiliência durante um dia, tendo sido realizado o ensaio de resiliência no dia seguinte ao da montagem.

Os corpos de prova no.2 e no.3 da areia laterítica não coesiva foram colocados após compactação em um congelador a -10°C por 6 horas. Após congelamento, o corpo de prova foi extraído do cilindro composto por duas meias seções (Figura 9.4.a) e levado imediatamente à célula triaxial. O ensaio de resiliência foi realizado no dia seguinte, quando o corpo de prova já se encontrava descongelado. Esta técnica é comumente empregada no Instituto de Geotecnia da ETHZ para ensaios com solos arenosos não coesivos. Foi verificado que este método causa menor perturbação nos corpos de prova em comparação com a extração do corpo de prova do cilindro de compactação e transferência à célula na temperatura ambiente. O corpo de prova no. 1 da *Tabela 9.3* não foi congelado, pois não se sabia que a perturbação do corpo de prova poderia ser tão significativa pelos fatores apontados acima.

9.6. EQUIPAMENTO PARA O ENSAIO DE RESILIÊNCIA E MÉTODO DE ENSAIO UTILIZADO

Com o corpo de prova montado dentro da célula triaxial, o pistão é então posto em contato com o topo do corpo de prova. A pressão confinante é aplicada por um sistema de ar comprimido munido de um manômetro. Na outra saída lateral da célula, foi instalado um sistema com coluna d'água para verificação e ajuste do valor de baixas tensões confinantes ($6,9 \text{ kN/m}^2$ e 21 kN/m^2). Há uma célula de carga para a aplicação da tensão desvio com precisão de leitura de $0,001 \text{ kN}$. A *Figura 9.7.(a)* mostra a célula triaxial montada para a realização do ensaio.

A leitura da deformação axial é feita por meio de um LVDT - registrador eletrônico de deslocamentos, instalado entre o pistão e a base da célula triaxial. A leitura é realizada com precisão de $0,001 \text{ mm}$. Foi instalado um extensômetro para observação da movimentação realizada pelo ponteiro de maneira a verificar a forma de carregamento e descarregamento durante o ensaio. Foram registrados todos os deslocamentos em um registrador gráfico. Todos os deslocamentos, tal como a tensão desvio aplicada foram conferidas nesses registros para verificação das leituras realizadas no painel de controle.

A *Figura 9.7.(b)* mostra o equipamento triaxial dinâmico utilizado, marca Walter+Bai, instalado no laboratório do Instituto de Geotecnia da ETHZ, onde foram realizados os ensaios desta tese. A *Figura 9.8* traz um esquema de funcionamento do equipamento triaxial utilizado. A *Figura 9.9* mostra um exemplo de registro gráfico.

Figura 9.7.(a):Célula triaxial

Figura 9.7.(b):Equipamento triaxial dinâmico

- 1 - bomba hidráulica
- 2 - unidade de comando
- 3 e 4 - pistão capaz de se deslocar segundo os comandos
- 5 - célula eletrônica de carga
- 6 - célula triaxial
- 7 - amplificador de sinal
- 8 - ajustador de pressão
- 9 - regulagem de pressão para a aplicação da tensão desvio
- 10 - ploter

Figura 9.8: Esquema de funcionamento do equipamento triaxial dinâmico

Figura 9.9: Exemplo de registro gráfico obtido durante o ensaio.

Os ensaios para a determinação do módulo resiliente foram realizados segundo método de ensaio da AASHTO T 274-82 (AASHTO, 1982). No ANEXO G, consta um resumo do método de ensaio. Foram utilizadas aplicações de carga com duração de 0,1 segundos e frequência de uma aplicação a cada 2 segundos, com forma triangular de carregamento.

9.7. MÓDULO RESILIENTE DOS SOLOS LATERÍTICOS ESTUDADOS

9.7.1. Areia Laterítica Descalvado

O comportamento resiliente das areias não coesivas é basicamente dependente da tensão de confinamento σ_3 e pouco dependente da tensão desvio σ_d . A *Figura 9.10* mostra os resultados dos ensaios de resiliência conduzidos para o corpo de prova da areia laterítica Descalvado compactada a 97% da energia modificada. Pode-se observar a dependência do módulo resiliente com relação à tensão de confinamento, e que, para cada tensão de confinamento, os valores do módulo resiliente são similares para diferentes tensões desvio, mostrando a pequena dependência em relação a estas tensões.

Figura 9.10: Dependência do módulo resiliente com relação à tensão de confinamento para o corpo de prova n°3 (grau de compactação de 97% da energia modificada) da areia laterítica Descalvado.

A *Figura 9.11* corrobora a anterior mostrando a dependência do módulo resiliente com a tensão de confinamento. Observe-se que as tangentes das retas do gráfico dão o valor aproximado do módulo resiliente.

A *Figura 9.12* traz o gráfico obtido do módulo resiliente em função da tensão de confinamento σ_3 (computadas todas as tensões desvio utilizadas para cada corpo de prova) para as três diferentes energias utilizadas.

Figura 9.11: Tensão desvio e deformação resiliente para várias tensões de confinamento aplicadas para o corpo de prova nº 2 (compactado na energia normal) da areia laterítica Descalvado.

Figura 9.12: Módulo resiliente da areia laterítica Descalvado em função da tensão de confinamento para três diferentes energias de compactação.

A Figura 9.13 mostra os resultados de ensaio do módulo resiliente expresso em função da soma das tensões principais ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3$).

Figura 9.13: Módulo resiliente da areia laterítica Descalvado em função da soma das tensões principais para três energias diferentes de compactação.

Pelos resultados de ensaios expressos nas Figuras 9.12 e 9.13, foram obtidas as correlações da Tabela 9.4, onde MR é o módulo resiliente, σ_3 é a tensão de confinamento e θ é a soma das tensões principais.

corpo de prova	grau de compactação	condições de ensaio	$MR = K_1 \cdot \theta^{k_2}$ $MR = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$ MR em MPa (***) θ e σ_3 em kPa	coeficiente de correlação
1	93% da energia normal	após compactação (*)	$MR = 49,14 \cdot \theta^{0,29}$ $MR = 50,0 \cdot \sigma_3^{0,37}$	0,54 0,67
2	100% da energia normal	após compactação (**)	$MR = 18,2 \cdot \theta^{0,57}$ $MR = 50,5 \cdot \sigma_3^{0,51}$	0,85 0,91
3	97% da energia modificada	após compactação (**)	$MR = 29,2 \cdot \theta^{0,53}$ $MR = 66,3 \cdot \sigma_3^{0,50}$	0,81 0,86

(*) o corpo de prova foi extraído do cilindro logo após compactação

(**) o corpo de prova foi congelado antes de ser extraído do cilindro de compactação.

(***) para obtenção do MR em KPa, basta multiplicar K_1 por 1000, porém σ_3 e θ sempre em KPa.

Tabela 9.4: Correlações obtidas para os ensaios com a areia laterítica Descalvado.

Deve-se observar que as correlações são válidas somente para este solo, com os valores de θ e σ_3 em KPa. Não se deve utilizar as correlações diretamente em psi ou kgf/cm².

Os resultados dos ensaios mostram a importância do aumento de energia no aumento do módulo resiliente. As retas obtidas para os corpos de prova no.2 e no.3, compactados respectivamente a 100% da energia normal e 97% da energia modificada, mostram-se paralelas, com coeficiente K₂ de aproximadamente 0,50, correspondente aos valores normalmente encontrados em materiais granulares (Silva, 1995; Harichandran, Yeh and Baladi, 1989). O coeficiente K₂ passa a ser, nesse caso, uma característica do material, independente da energia de compactação. O aumento de energia de compactação gerou um aumento de cerca de 30% no valor do módulo.

O corpo de prova no.1 apresenta menor inclinação que os demais e menor coeficiente de correlação na equação obtida. Este fato pode ser decorrente da perturbação sofrida devido à extração do corpo de prova não coesivo do cilindro de compactação e do seu manuseio até o início do ensaio de resiliência, uma vez que não foi congelado como os corpos de prova no.2 e no.3. Os resultados obtidos podem ser considerados como insatisfatórios para análise.

9.7.2. Areia Argilosa Laterítica Náutico

A areia argilosa laterítica Náutico, apesar de ser coesiva, apresenta ainda um comportamento resiliente mais dependente da tensão de confinamento σ_3 do que da tensão desvio σ_d , típico de solos com comportamento mais granular. A *Figura 9.14* ilustra que há um aumento do módulo resiliente com o aumento da tensão de confinamento. A *Figura 9.15*, por sua vez, mostra que o módulo resiliente é pouco dependente da tensão desvio.

Figura 9.14: Módulo de resiliência da areia argilosa laterítica Náutico em função da tensão de confinamento para uma tensão desvio de 69 kPa.

Figura 9.15: Módulo de resiliência da areia argilosa laterítica Náutico em função da tensão desvio para uma tensão de confinamento de 69 kPa.

A Figura 9.16 traz o gráfico obtido do módulo resiliente em função da tensão de confinamento (computadas todas as tensões desvio utilizadas para cada um dos corpos de

prova). A Figura 9.17 mostra os resultados do ensaio do módulo resiliente em função da soma das tensões principais ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \sigma_3$).

Figura 9.16: Módulo resiliente da areia argilosa laterítica Náutico em função da tensão de confinamento para quatro diferentes condições de ensaio

Figura 9.17: Módulo resiliente da areia argilosa laterítica Náutico em função da soma das tensões principais para quatro diferentes condições de ensaio.

A partir dos resultados de ensaios expressos nas Figuras 9.16 e 9.17, foram obtidas as correlações da Tabela 9.5, onde MR é o módulo resiliente, σ_3 é a tensão de confinamento e θ é a soma das tensões principais.

corpo de prova	grau de compactação	condições de ensaio	$MR = K_1 * \theta^{K_2}$ $MR = K_1 * \sigma_3^{k_2}$ MR em MPA θ e σ_3 em kPa	coeficiente de correlação
1	99% da energia normal	após compactação	$MR = 45,9 * \theta^{0,34}$ $MR = 90,4 * \sigma_3^{0,29}$	0,79 0,86
2	100% da energia normal	após 4 dias de imersão em água	$MR = 36,3 * \theta^{0,39}$ $MR = 122,2 * \sigma_3^{0,24}$	0,83 0,73
3	97% da energia modificada	após compactação	$MR = 76,7 * \theta^{0,35}$ $MR = 136,1 * \sigma_3^{0,33}$	0,65 0,77
4	95% da energia modificada	após secagem ao ar até 80% da hótima	$MR = 382,3 * \theta^{0,20}$ $MR = 596,2 * \sigma_3^{0,16}$	0,81 0,86

Tabela 9.5: Correlações obtidas para os ensaios com a areia argilosa laterítica Náutico.

As correlações mostram que para os três primeiros corpos de prova, os coeficientes K_2 , com valores de aproximadamente 0,30, são mais baixos que os obtidos para a areia sem coesão Descalvado. Este fato pode ser explicado pela coesão do solo. Mais uma vez, pode-se observar que os valores de K_2 dos corpos de prova no.1 e no.3 são similares, levando a concluir que esta seja uma característica intrínseca do material logo após a compactação. As retas são praticamente paralelas, deslocando-se uma em relação à outra pelo aumento de energia de compactação, mudando portanto o valor do coeficiente k_1 . O aumento do módulo é de aproximadamente 70% (utilizando as correlações com a soma das tensões principais), comparando o corpo de prova compactado com 97% da modificada com aquele compactado com 99% da normal.

Pode-se notar que o módulo resiliente dos corpos de prova no.1 e no.2 são similares. Os solos lateríticos compactados na umidade ótima (Corpo de prova no.1) perdem pouca resistência devido à imersão em água (corpos de prova no.2). Estes resultados corroboram o fato que tem se observado também nos ensaios CBR, onde a perda de capacidade de suporte de solos lateríticos coesivos compactados na umidade ótima é pequena. No caso dos ensaios ora apresentados, os valores do módulo resiliente do corpo de prova imerso em água após a compactação são marginalmente superiores aos módulos resilientes do corpo de prova no.1. Isto pode ser explicado pela pequena diferença de energia de compactação entre os dois corpos de prova.

A secagem do solo até 80% da umidade ótima provoca um aumento considerável do módulo resiliente, dobrando seu valor em relação ao obtido antes da secagem. Não se encontrou na literatura dados de solos não lateríticos que tenham sido ensaiados sob as mesmas condições para a comparação de resultados. Sabe-se que a secagem de um solo compactado aumenta sua resistência e, portanto, o módulo resiliente. Porém, a desidratação dos óxidos hidratados de ferro e alumínio, presentes nos solos lateríticos, faz com que haja um processo de "cimentação" entre partículas, aumentando a resistência e a estabilidade. Não se sabe qual dos processos é preponderante na explicação do aumento significativo de módulo resiliente, se a perda de umidade ou a cimentação das partículas. Estes aspectos de comportamento merecem pesquisas mais aprofundadas.

9.7.3. Areia Argilosa Laterítica Américo Brasiliense

Para a areia argilosa laterítica Américo Brasiliense, o comportamento resiliente é, em geral, pouco dependente das tensões desvio e de confinamento, mostrando um comportamento próximo ao tipo constante, principalmente para os corpos de prova ensaiados logo após a compactação - *Figuras 9.18 e 9.19*.

O corpo de prova no.4, que sofreu secagem antes do ensaio, apresenta, no entanto, uma maior variação do módulo resiliente com a tensão de confinamento. Apesar da secagem promover a aproximação de partículas, e inclusive a "cimentação" entre partículas pela ação da desidratação parcial dos óxidos hidratados de ferro e alumínio, a perda de umidade pode ser responsável pela formação de microfissuras por contração. Talvez, este seja o motivo desse corpo de prova apresentar uma variação do módulo resiliente com a tensão de confinamento, característica de solos granulares.

As *Figuras 9.20 e 9.21* trazem respectivamente os gráficos obtidos do módulo resiliente em função da tensão de confinamento (computadas todas as tensões desvio utilizadas para cada um dos corpos de prova) e em função da soma das tensões principais ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \sigma_3$).

Figura 9.18: Módulo de resiliência da areia argilosa laterítica Américo Brasiliense em função da tensão de confinamento para uma tensão desvio de 69 kPa.

Figura 9.19: Módulo de resiliência da areia argilosa laterítica Américo Brasiliense em função da tensão desvio para uma tensão de confinamento de 104 kPa.

Figura 9.20: Módulo resiliente da areia argilosa laterítica Américo Brasileira em função da tensão de confinamento para quatro diferentes condições de ensaio

Figura 9.21: Módulo resiliente da areia argilosa laterítica Américo Brasileira em função da soma das tensões principais para quatro diferentes condições de ensaio.

A partir dos resultados de ensaios expressos nas Figuras 9.20 e 9.21, foram obtidas as correlações da *Tabela 9.6*, onde MR é o módulo resiliente, σ_3 é a tensão de confinamento e θ é a soma das tensões principais.

corpo de prova	grau de compactação	condições de ensaio	$MR = k_1 * \theta^{k_2}$ $MR = k_1 * \sigma_3^{k_2}$ MR em MPA θ e σ_3 em kPa	coeficiente de correlação
1	100% da energia normal	após compactação	$MR = 233,5 * \theta^{0,08}$ $MR = 271 * \sigma_3^{0,08}$	0,61 0,73
2	100% da energia normal	após 4 dias de imersão em água	$MR = 98,4 * \theta^{0,21}$ $MR = 139,9 * \sigma_3^{0,19}$	0,55 0,71
3	95% da energia modificada	após compactação	$MR = 271,6 * \theta^{0,11}$ $MR = 365,0 * \sigma_3^{0,07}$	0,75 0,67
4	94% da energia modificada	após secagem ao ar até 80% da hótima	$MR = 162,6 * \theta^{0,35}$ $MR = 377,0 * \sigma_3^{0,26}$	0,87 0,87

Tabela 9.6: Correlações obtidas para os ensaios com a areia argilosa laterítica Américo Brasiliense.

As correlações mostram que o coeficiente k_2 dos corpos de prova ensaiados logo após a compactação são baixos, caracterizando comportamento resiliente constante. Como para os dois solos anteriores, pode ser observada a importância do aumento de energia de compactação, passando de 100% da normal a 95% da modificada, no valor do módulo resiliente, que aumenta nesse caso em cerca de 30% (calculando-se o módulo para um valor de 200kPa referente à soma das tensões principais que comumente ocorrem em bases de pavimentos).

A secagem propicia um aumento significativo do módulo resiliente, 50% a 100% maior do que aquele obtido com o corpo de prova compactado na mesma energia mas que não foi submetido à perda de umidade.

A imersão em água provoca uma queda de 15 a 40% no valor do módulo resiliente, comparando-o com o módulo do solo compactado na mesma energia e ensaiado logo após compactação. Esta perda de resistência também pode ser verificada no ensaio CBR, como foi visto no capítulo 6.

9.7.4. Argila arenosa Laterítica Santa Gertrudes

A argila arenosa laterítica Santa Gertrudes mostra um comportamento resiliente de solo coesivo, dependente da tensão desvio, cuja maior variação do módulo resiliente se dá para baixas tensões desvio - *Figura 9.23*. Apesar do comportamento coesivo, pode-se observar pela figura que o módulo resiliente ainda varia com a tensão de confinamento, aumentando em cerca de 30 a 50% com a tensão de confinamento de 41 KPa em relação ao módulo obtido com tensão de confinamento nula.

A *Figura 9.24* mostra os mesmos resultados da figura anterior, porém apresentados para a mesma tensão de confinamento, procurando salientar as mudanças de valores de módulo resiliente dependendo da energia de compactação ou da imersão em água. Observa-se que a imersão em água provoca uma queda de módulo resiliente muito pequena, menor que 10%. Este resultado mostra mais uma vez que, para os solos lateríticos e mesmo para os mais argilosos, a plasticidade não está relacionada com expansibilidade e perda de resistência.

A *Figura 9.24* indica a importância da energia de compactação no valor do módulo resiliente. Pode-se observar pelos resultados de ensaio que um aumento na energia de compactação, passando da normal para a intermediária, produz um aumento significativo do módulo resiliente, dobrando o seu valor.

A *Figura 9.25* mostra, em representação bi-logarítma, o módulo resiliente em função da tensão desvio, para as três condições de ensaio. A *Tabela 9.7* traz as correlações do módulo resiliente em função da tensão desvio. Para a condição logo após a compactação da energia normal, o coeficiente de correlação é muito baixo, mostrando grande dispersão de resultados de ensaios. Não se sabe o motivo que levou a tal dispersão. Já para as duas outras condições de ensaio, o coeficiente de correlação mostra-se mais alto e satisfatório.

Com a aplicação de tensões de confinamento mais altas, poder-se-ia constatar melhor o tipo de comportamento resiliente destes solos. Os valores de tensão de confinamento recomendados pela norma norte-americana da AASHTO são relativamente baixos para solos coesivos, já que, nesse país, esses tipos de solos não são utilizados em camadas da estrutura de pavimento, a não ser estabilizados, pelos problemas apontados no capítulo 4 e 6.

Figura 9.23: Módulo resiliente em função da tensão desvio para três condições diferentes de ensaio da argila arenosa laterítica Santa Gertrudes.

Figura 9.24: Módulo resiliente em função da tensão desvio para várias tensões de confinamento da argila arenosa laterítica Santa Gertrudes

Figura 9.25: Módulo resiliente em função da tensão desvio em escala bi-log da argila arenosa laterítica Santa Gertrudes.

corpo de prova	grau de compactação	condições de ensaio	$MR = K_1 \sigma_d^{k_2}$ MR em MPa σ_d em kPa	coef. de correl.
1	101% da energia normal	após compactação	$MR = 177,8 * \sigma_d^{-0,09}$	0,30
2	101% da energia normal	após 4 dias de imersão em água	$MR = 331,8 * \sigma_d^{-0,29}$	0,80
3	100% da energia intermediária	após compactação	$MR = 840 * \sigma_d^{-0,84}$	0,84

Tabela 9.7: Correlações obtidas para os ensaios com a argila arenosa laterítica Santa Gertrudes.

9.8. DEFORMAÇÕES RESILIENTES E PERMANENTES VERIFICADAS NOS ENSAIOS DE RESILIÊNCIA

Foram escolhidos dois dos solos para analisar o comportamento de solos lateríticos submetidos a cargas cíclicas: a areia laterítica sem coesão Descalvado e a areia argilosa laterítica Américo Brasiliense. Apresentam-se apenas alguns resultados obtidos das deformações resilientes e permanentes verificadas para ilustração e comparação de comportamento entre um solo coesivo e outro não coesivo.

Para a obtenção da deformação permanente, mede-se a deformação ocorrida da primeira até a 200ª aplicação de carga. A deformação resiliente é determinada na 200ª aplicação de carga, pela parcela recuperável.

Observou-se que os solos lateríticos com coesão apresentam deformação permanente sempre menor que a resiliente. Observou-se esse tipo de comportamento mesmo para as argilas plásticas, como a amostra Santa Gertrudes.

As deformações permanentes dos solos compactados com maiores energias que a normal são ainda menores comparativamente às deformações resilientes. Muitas vezes não atingem 10% do valor da resiliente. Nos corpos de prova que sofreram secagem após compactação, em vários ciclos, não foi possível observar variações de deslocamento permanente com o LVDT utilizado.

Para ilustrar as variações e as relações entre as deformações resilientes e permanentes, foi escolhido o corpo de prova da areia argilosa laterítica Américo Brasiliense, ensaiado após imersão em água, pois as deformações permanentes atingem, somente nesses casos, valores facilmente comparáveis graficamente com as deformações resilientes - *Figura 9.26*. Essa figura mostra as deformações axiais total, resiliente e permanente para três diferentes tensões de confinamento utilizadas durante o ensaio. As deformações resilientes e permanentes aumentam com o aumento da tensão desvio, apresentando uma tendência de aumentos progressivos.

No caso da areia laterítica sem coesão Descalvado, as deformações resiliente e permanente também aumentam com a tensão desvio - *Figura 9.27*. Porém, com a diminuição da tensão de confinamento, as deformações permanentes aumentam consideravelmente, principalmente quando as tensões de confinamento são baixas, como 6,9 kPa. O mesmo tipo de comportamento foi observado com o confinamento de 35 kPa.

Figura 9.26: Deformações axiais total, permanente e resiliente obtidas durante o ensaio de módulo resiliente da amostra de areia argilosa laterítica Américo Brasileira, ensaiada após compactação na energia normal e imersão em água por quatro dias.

Figura 9.27: Deformações axiais total, permanente e resiliente obtidas durante o ensaio de módulo resiliente da amostra de areia laterítica sem coesão Descalvado, ensaiada após compactação na energia normal.

A *Figura 9.27* mostra a ruptura do corpo de prova, por deformação permanente excessiva, quando submetido à tensão de confinamento de 6,9 kPa, ocorrida pela aplicação de tensão desvio maior que 4 a 5 vezes a tensão de confinamento. A *Figura 9.28* mostra o registro gráfico obtido no ensaio do corpo de prova compactado a 95% da energia modificada, com tensão desvio de 69 kPa e tensão de confinamento de 6,9 kPa.

Figura 9.28: Registro gráfico obtido durante o ensaio da areia laterítica sem coesão Descalvado, compactada a 95% da energia modificada, com tensão desvio de 69 KPa e tensão de confinamento de 6,9 kPa.

Com relação a casos da prática profissional, houve ruptura da base constituída de areia laterítica Descalvado, durante os serviços de compactação da rodovia Desvalvado - Usina Santa Rita, em 1986. Estes solos são de difícil compactação devido à falta de coesão. Esse fato demonstra que a especificação de solos normalmente utilizadas para aceitação de materiais, exigindo um CBR mínimo de 80% (às vezes 60% no caso de rodovias de baixo volume de tráfego), e limitando a expansão em 0,5%, não é satisfatória. O solo deve apresentar uma coesão mínima para o sucesso das bases. O DER-SP (1991) especifica atualmente 0,1% de contração mínima, medida axialmente em corpos de prova compactados, para garantir uma coesão mínima dos solos para bases de pavimentos econômicos.

9.9. RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO RESILIENTE E O CBR DETERMINADOS EM LABORATÓRIO

Diversos pesquisadores têm buscado correlações entre o índice CBR e o módulo resiliente, já que o CBR é um ensaio simples e de baixo custo para ser realizado em laboratório. O ensaio de resiliência exige do técnico maiores cuidados para manipulação do aparelho e montagem da célula. O preço do equipamento de resiliência é dezenas de vezes maior que do equipamento para o CBR.

Embora os tempos dispendidos para o preparo da amostra, compactação do corpo de prova e eventualmente alguma modificação em seu estado antes do ensaio (por exemplo imersão em água), sejam os mesmos, tanto para o CBR como para o módulo resiliente, para a realização do ensaio propriamente dito, as dificuldades e a duração dos ensaios são consideravelmente diversas. O CBR é realizado em minutos. Pelo método da AASHTO T 274-82, para os solos argilosos, o ensaio de resiliência tem duração de cerca de 2 a 4 horas, e para os granulares, de 3 a 6 horas, além do tempo necessário para montar o corpo de prova na célula triaxial. A duração do ensaio depende da frequência de aplicação da carga utilizada: 0,33 a 1 Hz.

Tem-se utilizado frequentemente em projetos e trabalhos técnicos publicados a correlação experimental obtida por Heukelom e Foster (1960) para a previsão do módulo resiliente pelo CBR. Com base em dezenas de dados experimentais com argilas e areias, eles estabeleceram uma relação entre o módulo elástico dinâmico (módulo resiliente - E_{din}) e o CBR determinado a 0,1 polegadas de penetração:

$$E_{din} = K * CBR \quad (9.2)$$

com $K = 110$ em média, com variação de 50 a 200, valores expressos em kgf/cm^2 .

Diversos pesquisadores encontraram outros valores de K também com base em dados experimentais. Apenas para ilustração, são citados alguns trabalhos:

Os franceses utilizam o coeficiente K igual a 10, com resultados de módulo resiliente em MPa, para solos cujo CBR é inferior a 10%. Para outros valores de CBR, o LCPC (Laboratoire Central de Ponts et Chaussées) tem adotado K igual a 5 (Marchand et al, 1983).

Matthew and Pandey (1990), com base na pesquisa de subleitos de duas rodovias da Índia encontraram um coeficiente K em média igual 12,48, variando entre 7,55 e 19,6, para módulo resiliente e CBR determinados em laboratório, e K em média igual a 13,3, variando de 9,8 a 19,6 para dados de módulo e CBR de campo.

Preussler (1983) publicou vários valores desse módulo, dependendo da classificação do solo pela resiliência; para os solos argilosos, obteve: $MR \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 326 + 67 * CBR \text{ (\%)}$, com o módulo de resiliência determinado com tensões desvio de 2 kg/cm^2 , e CBR determinado após imersão por 4 dias em água.

Motta et al (1985) encontraram correlações entre o módulo resiliente e algumas das propriedades e características dos solos como: CBR, umidade, peso específico aparente seco, porcentagem menor que 2,00 mm, porcentagem de silte, porcentagem menor que $2 \mu\text{m}$, grau de compactação, entre outros.

Visser et al (1983), estudando 75 amostras de subleitos de solos lateríticos brasileiros da região centro-oeste e sudeste, encontraram o coeficiente K variando de 0,7 a 106,0 (com valores de CBR em % e módulo resiliente em MPa).

Campello et al (1991), estudando os solos tropicais, correlacionou o módulo resiliente (determinado em corpos de prova compactados na umidade ótima - provavelmente da energia normal-, com tensão desvio de $0,21 \text{ kgf/cm}^2$) com o índice mini-CBR (determinado com o corpo de prova compactado na ótima e após imersão por 24 horas). Os resultados obtidos foram os seguintes para os solos lateríticos, segundo subdivisão pela classificação MCT:

LA: $MR = 22 * CBR$ (com os coeficientes variando entre 11 e 33)

LA': $MR = 32 * CBR$ (com os coeficientes variando entre 23 e 41)

LG'' (1,5 < c' < 2,25) $MR = 121 * CBR$ (com os coeficientes variando entre 33 e 209)

LG' (2,25 < c' < 3,0) $MR = 358 * CBR$ (com os coeficientes variando entre 188 e 528)

sendo MR em kgf/cm^2 e CBR em %; c' é um coeficiente da classificação MCT (Nogami e Villibor, 1981).

A Prefeitura do Município de São Paulo (PMSP, 1992) publicou um método de dimensionamento de pavimentos urbanos para tráfego muito leve e leve, onde utiliza para

o cálculo do módulo resiliente de solos de comportamento laterítico as seguintes correlações:

$$E = 135 \times (\text{CBR})^{0,8} \times (0,5 + c')^{1,1} \times (0,5/e')^{0,8} \quad (9.2)$$

onde: e' e c' são coeficientes determinados pela classificação MCT (Nogami e Villibor, 1981), E é o módulo resiliente em kgf/cm^2 e CBR em %.

Ou de forma mais simplificada:

$$E = 220 \times (\text{CBR})^{0,8} \quad (9.3)$$

onde: E é o módulo resiliente em kgf/cm^2 e CBR em %.

A *Figura 9.29* mostra a relação de Heukelom e Foster (1960) e resultados de ensaios obtidos no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP (Franzoi, 1990) e os resultados de ensaios para o presente trabalho, realizados na ETHZ (Bernucci, 1988). Os índices CBR foram obtidos com os corpos de prova compactados no mini-MCV, com energias similares às empregadas no ensaio de resiliência, sem imersão. Os valores de módulo resiliente também foram determinados logo após a compactação, sem imersão. Os índices CBR estão expressos em %, e o módulo resiliente em MPa.

A *Figura 9.30* traz os mesmos resultados da figura anterior e a reta de correlação obtida:

$$\text{MR} = 74 \times (\text{CBR})^{0,50} \quad (R = 0,90) \quad (9.4)$$

onde MR = módulo resiliente (MPa)

CBR = índice CBR (%)

R = coeficiente de correlação

Thompson e Robnett (1979) mostram que o módulo resiliente correlaciona-se melhor com o índice CBR determinado logo após a compactação, do que com o índice CBR após imersão em água, com base em ensaios realizados com 50 amostras de solos. As melhores correlações de módulo resiliente foram encontradas com a resistência à compressão simples e com o módulo estático.

- x— Descalvado LA (**)
- o— Náutico LA' (**)
- Δ— Américo Brasiliense LG' (**)
- ◇— Santa Gertrudes LG' (**)
- +— São Carlos LA (***)
- *— Piacatu LA' (***)
- Chibarro LG' (***)
- ▲— Anel Viário LG' (***)
- ▽— Latossolo Roxo 11 LG' (***)

(*) correlação de Heukelom e Foster (1960).

(**) resultados obtidos para o presente trabalho (Bernucci, 1988).

(***) resultados obtidos no Laboratório de tecnologia de Pavimentação da EPUSP (Franzoi, 1990).

Os corpos de prova foram ensaiados com σ_3 de 100 kPa e σ_d de 60 KPa

A amostra de solo Santa Gertrudes foi ensaiada com σ_3 de 0,41 kPa

Figura 9.29.: Resultados obtidos em ensaios de resiliência com σ_d de 60 kPa e σ_3 de 100 kPa, em corpos de prova compactados em diversas energias de compactação, moldados na umidade ótima correspondente. Os ensaios CBR também foram realizados com energias variadas, na umidade ótima correspondente; os corpos de prova não foram submetidos à imersão em água.

Figura 9.30.: Correlação dos resultados obtidos com 9 solos lateríticos, 4 ensaiados na ETHZ (Bernucci, 1988) e 5 ensaiados no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP (Franzoi, 1990). Os corpos de prova foram compactados com energias variadas, da normal até a modificada, na umidade ótima correspondente. Ambos ensaios, de resiliência e CBR, foram realizados logo após compactação.

Todos esses estudos citados levam a concluir que encontrar uma correlação geral para determinar de forma mais simplificada o módulo resiliente dos solos é uma tarefa muito complexa. Por este motivo, deve-se procurar, sempre que possível, estabelecer correlações com resultados de ensaios índices, de preferência relacionados à resistência.

9.10. MÓDULO RESILIENTE EQUIVALENTE DE CAMADAS DE SOLOS LATERÍTICOS COMPACTADOS EM CAMPO

Com a finalidade de comparar os módulos resilientes dos solos lateríticos determinados em laboratório com os valores de módulos resilientes equivalentes da camada constituída por solo laterítico, foram realizadas retroanálises de bacias de deslocamentos recuperáveis (bacias de deflexão) de trechos construídos com solos lateríticos. Para tanto, foram utilizados dados de: 1) extensa pesquisa feita em campo por equipes de alguns DERs brasileiros, incluindo ensaios de laboratório conduzidos no DER-PR e na COPPE-UFRJ, com apoio financeiro do BNDES (Aranovich et al, 1985) - *Tabelas 9.8.a e 9.8.b*; e 2) bacias de deflexão levantadas pelo IPT para o DER-SP, em dois trechos experimentais - acesso ao Aeroporto de Araraquara e Rodovia Ilha Solteira - Pereira Barreto (IPT, 1976 e 1975) - *Tabela 9.8.c*.

As retroanálises foram feitas por meio do programa computacional ELSYM5, que analisa os deslocamentos, as tensões e as deformações que ocorrem em um sistema de múltiplas camadas pela teoria da elasticidade linear, resolvendo as equações por diferenças finitas. As retroanálises foram realizadas para uma carga de 82 kN aplicada por um eixo simples de rodas duplas, com pressão nos pneus de 0,56 MPa, com distância entre centros de rodas de 340 mm e bitola de 1811mm, configuração de eixo simples de rodas duplas mais frequente pela pesquisa realizada por Pereira (1985).

TRECHO idade / tráfego	revest. asf. espessura (cm) tipo	Base espessura (cm) tipo de solo	Reforço do subl. espes. (cm) tipo de solo	Melhoria do Subleito tipo de solo	M. R. da base (MPa) (*)	M. R. do ref. (MPa) (*)	M. R. do subl. (MPa) (*)	M. R. da base (MPa) (**)	M. R. do ref. (MPa) (**)	M. R. do subl. (MPa) (**)	M. R. da base (MPa) (***)	M. R. do ref. (MPa) (***)	M. R. do subl. (MPa) (***)
Formosa do Oeste - Jesuítas seg I - PR 317 6,7 anos/2x10 ⁵	1,6 / TSD	15 / LA'	15 / LA'	LG'	300	250	100	450	350	200			
IV Centenário - Nova Aurora- PR-180 6,5 anos/2,5x10 ⁵	1,8 TSD+LA	21 / LA'-LG'	11 / LA'-LG'	LG'	150	150	150	200	170	150			
Jaguapitã-Guaraci PR-340 6,8 anos/1,3x10 ⁶	2,8 / CBUQ	21 / LA'	-	LA'	160	-	160	600	-	350	-	-	-
Goioerê-IV Centenário PR-180 6,9 anos/6,5x10 ⁵	0,8 / TSD	20 / LA'-LG'	20 / LG'	LG'	220	200	180				150	100	260
Loanda-BR 376 seg. I - PR-182 6,6 anos/1x10 ⁶	0,7 / TSD	25 / LA	-	LA	240	-	160	220	-	210	100		145
Gavião Peixoto-SP331 8,8 anos/9,5x10 ⁵		19 / LA'	-	LA'	300	-	140	220	-	180	155	-	125
Nova Europa -Usina Sta Fé- SP 4 anos/1,4x10 ⁵	1,1 / TSD	15 / LA'	-	LA'	170	-	155	600	-	185	50	-	230

Tabela 9.8.a: Resultados de módulos resilientes equivalentes de camadas de pavimentos construídos com solos lateríticos

TRECHO idade / tráfego	revest. asf. espessura (cm) tipo	Base espessura. tipo de solo	Reforço do subl. espessura. tipo de solo	Melhoria do Subleito tipo de solo	M. R. da base (MPa) (*)	M. R. do ref. (MPa) (*)	M. R. do subl. (MPa) (*)	M. R. da base (MPa) (**)	M. R. do ref. (MPa) (**)	M. R. do subl. (MPa) (**)	M. R. da base (MPa) (***)	M. R. do ref. (MPa) (***)	M. R. do subl. (MPa) (***)
Luiziana-BR487 PR471 1,3 anos/1x10 ⁴	1,4 TSD+c.sel.	22 / LA'	-	LG'	330	-	115	550	-	155	300	-	95
Itajobi-Novo Horizonte seg I - SP-321 9,7 anos/2,2x10 ⁶	7,0 / TSD +CBUQ (+)	14 / LA'	-	LA'-LG'	550	-	130				280	-	95
Itajobi-Novo Horizonte seg. II - SP-321 9,7 anos/2,2x10 ⁶	6,5 / TSD + CBUQ (+)	14 / LA'	-	LA'	650	-	180	700	-	140			
Acesso a Santa Gertrudes 15 anos/3x10 ⁶	TSS	12 / pedra 4" cravada	-	LG'	280	-	65	250	-	95	80	-	51
Cambaratiba- Bororema - SP.304 10,6 anos/1,3x10 ⁶	1,4 / TSS + TSD (+)	13 / LA'	-	LA'-LG'	150	-	100	350	-	145			
Araraquara - Gavião Peixoto 0,8 anos/1x10 ⁵	1,1 / TSD	19 / LG'	7 / LG'-	LG'	750	250	210	500	400	360	150	125	125

Tabela 9.8.b: Resultados de módulos resilientes equivalentes de camadas de pavimentos construídos com solos lateríticos

TRECHO idade /tráfego	revest. asf. espes. (cm) tipo	Base espes. (cm) tipo de solo	Reforço do subleito espes (cm) tipo de solo	Melhoria do Subleito tipo de solo	M. R. da base (MPa)	M. R. do ref. (MPa)	M. R. do subl. (MPa)
Acesso ao aeroporto de Araraquara- a partir da estaca 21 2,3 anos	0,5 TSS	15 / LA'	15 / LA'	LA"	390	330	270
Ilha Solteira - Pereira Barreto - subtrecho1 6,6 anos / 5x10^6	3,0 TST	15 / LA'	20 / LA'	LA'	550	320	300
Ilha Solteira - Pereira Barreto - subtrecho6 6,6 anos / 5x10^6	3,0 TST	15 / LA'	20 / LA'	LA'	700	450	300

Tabela 9.8.c: Resultados de módulos resilientes equivalentes de camadas de pavimentos construídos com solos lateríticos

Algumas observações sobre as abreviações utilizadas na *Tabelas 9.8.a, 9.8.b e 9.8.c*:

Revestimentos Asfálticos:

- TSS: tratamento superficial simples
- TSD: tratamento superficial duplo
- TST: tratamento superficial triplo
- c.sel. Capa selante
- LA: Lama asfáltica
- CBUQ: Concreto Betuminoso Usinado a Quente
- (+): reforço estrutural

Materiais de base, reforço do subleito e melhoria do subleito:

- LA: areia laterítica com pouca argila
- LA': areia argilosa laterítica
- LG': argila arenosa laterítica

MR: módulo resiliente equivalente da camada

- (*) obtido por retroanálise da bacia de deflexões, cuja deflexão máxima é a média das deflexões do trecho.
- (**) obtido por retroanálise da bacia de deflexões de um subtrecho em melhores condições de superfície que a média, com raio de curvatura da bacia em geral maiores que aqueles das bacias médias.
- (***) obtido por retroanálise da bacia de deflexões de um subtrecho em piores condições de superfície que a média, com raio de curvatura da bacia em geral menor que aqueles das bacias médias

Analisando os resultados obtidos, independentemente da idade dos trechos e do número de repetições de carga que já solicitaram os trechos, observa-se que:

- o subleito compactado geralmente entre 95 a 100% da energia normal, fornece valores de módulos resilientes equivalentes na faixa de 50 a 350 MPa. Foi feita uma análise da distribuição, obtendo-se como mais frequente a faixa de valores entre 100 e 200 MPa.
- as bases, compactadas em geral próxima à energia de 100% da intermediária até 95% da modificada, apresentam maior variação de módulo resiliente equivalente, com valores na faixa de aproximadamente 150 a 750 MPa. Foi feita uma análise estatística dos resultados obtidos e observou-se que em média estes valores variam entre 150 e 350 MPa. A partir da análise das distribuições por frequência, constatou-se a existência de

dois grupos distintos, obtendo-se duas distribuições, uma cujo módulo resiliente das bases varia entre 100 e 400 MPa e outra, com uma faixa de valores mais elevados, variando de 500 a 800 MPa.

Constata-se uma variabilidade do valor de módulo resiliente da camada de base bem maior que do subleito. Às vezes, essa variação de módulo pode ser observada em um único trecho. Os trechos analisados por Aranovich (1985) são de apenas 200 metros de comprimento, podendo-se supor que o tráfego em uma mesma faixa da pista seja o mesmo nesses 200 metros, e que o trecho escolhido esteja em condições de drenagem similares. A partir dessas hipóteses, deve-se considerar mais em detalhe o material, no caso os solos lateríticos, para procurar explicar estas variações de módulo.

Na pesquisa de campo, foram levantadas as bacias em vários pontos, tendo-se uma média. Foram determinados também os deslocamentos em pontos cujo estado do pavimento era melhor e em pontos mais deteriorados. Com esses dados de campo, observou-se que nas áreas menos deterioradas, o módulo equivalente da base chegou a ser algumas vezes maior que em áreas mais deterioradas.

Um dos fatores que pode ocorrer e ser, pelo menos em parte, responsável pela variação do módulo equivalente da base é a falta de homogeneidade de umidade do solo durante a execução da camada. Como foi visto no capítulo 5, a variação do peso específico aparente seco dos solos lateríticos com a umidade de compactação é grande, caracterizando curvas de compactação com os ramos seco e úmido bastante inclinados, definindo um pico na umidade ótima. Assim, qualquer variação no teor de umidade, o que é frequente durante a execução, acarreta diferenças no peso específico aparente seco do solo compactado. Essas diferenças podem fazer com que haja uma variação do módulo resiliente equivalente. Além disso, se houver durante a execução da base uso de diferentes energias de compactação resultante de diferentes números de passadas dos equipamentos, o peso específico aparente seco do solo pode também variar e, como foi visto no item 9.7, as variações do módulo resiliente podem ser significativas.

Um outro aspecto que deve ser levantado é a dispersão dos resultados das leituras de deslocamento por meio da viga de Benkelman, que podem ser influenciadas pelo trincamento da base. Os deslocamentos da bacia entre o ponto de máximo deslocamento (ponto de aplicação da carga) e os pontos onde ocorre mudança de curvatura da bacia, podem ser afetados dependendo da posição da ponta da viga em relação às trincas da base. Quando o caminhão de movimentação, os "blocos" de solo entre trincas movimentam-se uns em relação aos outros, afetando as leituras.

A partir dos dados analisados, não se pode concluir como o módulo resiliente equivalente da camada de base evolue com o tempo, tanto pela ação do tráfego, como pelo clima. A camada comporta-se como um conjunto de blocos de solo definidos pelas trincas, em contato uns com os outros, capazes de transmitir, pelo menos em parte, os esforços do tráfego, pelo entrosamento existente entre os blocos. Pinto (1985), analisando o solo-cimento e o solo-cal, que também trabalham em camadas de blocos irregulares formados pelas trincas, elabora um modelo de funcionamento provável das camadas, supondo que "se a resistência e a durabilidade do material não forem suficientes, a ação do tráfego pode provocar um número crescente de trincas ou um destorroamento do material junto às mesmas, comprometendo o desempenho da base".

Pode-se estender o modelo desse autor também aos solos lateríticos em bases que trabalham também trincadas. Para a verificação da evolução do módulo, seria necessário realizar um monitoramento dos trechos periodicamente para estudar as mudanças de módulo resiliente equivalente com o número de solicitações de carga.

9.11. RELAÇÃO DO MÓDULO RESILIENTE EQUIVALENTE DE CAMADAS DE SOLOS LATERÍTICOS COM O CBR.

Aranovich et al (1985) colheu amostras de solo das camadas constituintes dos pavimentos dos trechos de rodovias citados no item anterior. Com estas amostras, realizou ensaios de caracterização, compactação, CBR e mini-CBR. Não foram encontradas correlações satisfatórias entre o módulo resiliente equivalente de campo e o CBR (e o mini-CBR) moldados e testados em laboratório.

Nessa pesquisa de Aranovich, foram também realizados ensaios CBR "in situ". Os valores de CBR "in situ" são sempre superiores aos valores encontrados em laboratório, dada a secagem das bases. Também neste caso, não foram encontradas correlações satisfatórias entre o módulo equivalente da base e o CBR "in situ". O CBR "insitu" é o valor do suporte do bloco de solo entre as trincas. O módulo resiliente equivalente da camada é uma característica do conjunto de blocos, não sendo equivalente a uma camada homogênea, com CBR representativo do valor encontrado "in situ".

9.12. COMENTÁRIOS

Um dos aspectos mais relevantes no comportamento dos solos lateríticos é a pequena diminuição do valor de módulo resiliente em laboratório após a imersão do corpo de prova compactado em água por quatro dias. Este comportamento é independente da plasticidade do solo. Os solos lateríticos são estáveis em relação às mudanças de suas propriedades em presença d'água, como foi discutido no capítulo 7. Esta característica também é observada no ensaio CBR, cujo índice de suporte CBR imerso é pouco inferior ao índice CBR obtido sem imersão, como foi visto no capítulo 6.

Solos plásticos *não lateríticos* podem apresentar valores elevados de módulo resiliente, porém perdem considerável resistência por imersão em água, mostrando em geral expansão alta e apreciável queda de módulo resiliente. O uso desses solos deve ser evitado, pois havendo infiltração de água no pavimento, ocorrem deformações que comprometem o desempenho do pavimento ou mesmo provocam sua ruptura.

A energia de compactação é um recurso importante a ser usado para o aumento no valor do módulo resiliente dos solos lateríticos. Compactando-se os solos ensaiados para o presente trabalho na energia próxima à modificada, foram obtidos aumentos de 30 a 100% em relação àqueles determinados na energia normal, conforme foi visto no item 9.7 deste capítulo.

As deformações resilientes dos solos lateríticos coesivos compactados, mesmo após imersão, são pequenas, da ordem de 1 a 5×10^{-4} mm/mm, conforme foi observado no item 9.8, o que leva a módulos resilientes elevados. É interessante notar que as deformações permanentes são ainda menores, realçando o excelente comportamento desses solos nas estruturas de subleito.

Deformações permanentes localizadas em pavimentos de baixo custo de solos lateríticos podem indicar, por exemplo, compactação insuficiente das camadas da estrutura ou variação de umidade - como perto de bordas dos pavimentos. As deformações permanentes que levam o pavimento à uma ondulação, em geral com comprimento de onda de metros, podem ser provenientes do colapso do subleito, como mostrou Camacho (1994). Após o colapso, no entanto, o solo laterítico colapsível ensaiado em laboratório por esse autor apresentou módulo resiliente da ordem de 80 MPa, valor considerado bom para subleitos.

Os elevados módulos do subleito constituído de solos lateríticos são um dos fatores responsáveis pelo bom desempenho das estruturas de pavimentos esbeltas de baixo custo. Para as tensões comumente encontradas em subleito de pavimentos de baixo custo, em torno de 100 kPa, os resultados obtidos em laboratório, com os solos lateríticos coesivos compactados na energia próxima à normal, fornecem valores do módulo resiliente em torno de 100 a 300 MPa.

A pesquisa de laboratório mostrou que as areias lateríticas sem coesão não devem ser utilizadas como material de base, pois sob baixas tensões de confinamento, com um aumento da tensão desvio em algumas vezes a de confinamento, o material apresenta deformação permanente acentuada, levando o solo à ruptura. Este comportamento foi verificado em laboratório com o solo Descalvado, amostra essa obtida próxima da jazida de solo utilizada para a construção de uma rodovia que apresentou rupturas na base já durante a execução.

Observou-se pelos resultados de ensaios de resiliência em laboratório, apresentados no item 9.7, que os solos lateríticos caracterizam-se por terem altos módulos resilientes, característica que corrobora o bom desempenho desses solos em estruturas de pavimentos. Para ilustração da ordem de grandeza desses módulos, citam-se a seguir alguns valores encontrados, para uma soma de tensões principais da ordem de 200 kPa a 300 kPa, condição de tensões normalmente encontradas em bases de pavimentos. As areias argilosas lateríticas estudadas apresentam módulo resiliente da ordem de 300 MPa quando compactadas na energia normal; cerca de 500 a 600 MPa quando compactadas próximas à energia modificada e atingindo 800 a 1000 MPa quando compactadas com energia próxima à modificada e secas ao ar até atingirem 80% da umidade ótima de compactação. Nas mesmas condições de tensões, a argila arenosa laterítica estudada apresenta módulo resiliente da ordem de 150 MPa para a energia normal e 300 MPa para a energia intermediária.

Apesar das bases de solos lateríticos estarem normalmente com umidade de equilíbrio abaixo da ótima, com o solo apresentando nessas condições módulos resilientes elevados, conforme discutido acima, os valores encontrados em laboratório são maiores que os verificados em campo. Esta constatação pode ser verificada no estudo de caso a seguir resumidamente relatado.

A base do trecho de acesso ao Aeroporto estudado (Tabela 9.8.c) é constituída da areia argilosa laterítica "Náutico". Observe-se que em campo o módulo resiliente equivalente da base é de 400 MPa. No laboratório, com uma amostra proveniente das proximidades da jazida explorada para a construção dessa base, conforme pode ser visto no item 9.7,

obteve-se módulos de 500 a 600 MPa com os corpos de prova compactados a 97% da modificada e cerca de 1000 MPa para os solos compactados na mesma energia, mas que secaram até umidade de 80% da ótima de compactação.

Caso a base se comportasse como uma camada homogênea e isotrópica, valores de módulo resiliente compatíveis com os de laboratório seriam também verificados em campo. No entanto, o módulo resiliente equivalente é aproximadamente metade do valor de laboratório. Este fato pode ser facilmente explicado pela existência de trincas de contração decorrentes da secagem. O módulo resiliente obtido no laboratório refere-se ao módulo do solo que compõe um "bloco" compactado e único do material e o módulo de campo refere-se a diversos blocos irregulares, definidos pelo aparecimento de trincas de contração da camada de solo laterítico compactado. Portanto, o módulo resiliente equivalente da camada, formada por blocos que trabalham em conjunto, mas não como peça única, é menor que o módulo do material.

Da mesma forma, o CBR "in situ" não representa o suporte da camada, mas o suporte do solo do bloco. Provavelmente por este motivo não tenham sido encontradas correlações satisfatórias para o CBR "in situ" com o módulo resiliente equivalente da camada. O valor do suporte, analisado conjuntamente com a contração e a durabilidade do solo a ciclos de molhagem e secagem, podem auxiliar na avaliação qualitativa do comportamento da camada, uma vez que este comportamento depende da resistência do bloco, do tipo de trincamento, da abertura das trincas e da resistência do solo na superfície da trinca.

Os módulos resilientes equivalentes do subleito estão com valores mais próximos dos encontrados nos ensaios de laboratório. Isso se deve ao fato da umidade de equilíbrio em campo estar apenas ligeiramente abaixo da ótima, ou mesmo na ótima de compactação. Portanto, o subleito pode estar fissurado, mas menos que a base. Assim, o subleito trabalha com um valor de módulo resiliente mais próximo do valor de módulo do material que o constitui.

Ainda com relação ao módulo do subleito, a retroanálise das bacias de deslocamentos dos trechos experimentais mostra que o subleito deve ter realmente um comportamento elástico não linear. Solos coesivos com comportamento elástico não linear - como foi visto no item 9.3.2, apresentam aumento no valor do módulo resiliente à medida em que a tensão aplicada diminui. Com a profundidade, a tensão aplicada no subleito é cada vez menor, o que resulta em maiores módulos resilientes. Portanto, na determinação dos deslocamentos por meio da viga de Benkelman, observa-se que a uma distância de 1 ou 1,5 metros da aplicação da carga, não há mais praticamente deslocamentos recuperáveis. Na retroanálise, supondo o módulo do subleito constante, com comportamento linear,

observou-se que as bacias de deslocamentos obtidas pela aplicação da teoria da elasticidade linear fornecem valores maiores de deslocamentos nos pontos mais distantes da aplicação de carga do que as reais de campo. Essa diferença é um indício do comportamento não linear do solo do subleito.

A análise dos módulos resilientes equivalentes obtidos por retroanálise das bacias de deslocamento dos trechos avaliados por Aranovich et al(1985) mostram que a variabilidade do valor de módulo resiliente da camada de base pode ser muito grande, conforme foi verificado no item 9.10. Alguns fatores foram levantados para explicar este comportamento: a falta de homogeneidade de umidade do solo durante a execução da camada - o peso específico aparente seco dos solos lateríticos varia significativamente com a umidade de compactação, a variação do número de passadas dos equipamentos de compactação durante a realização das obras e o trincamento excessivo da base que pode gerar uma grande dispersão nas leituras de deslocamento por meio da viga de Benkelman.

Pelos resultados, observa-se que o módulo resiliente de solos lateríticos atinge valores comparáveis ou mesmo superiores aos materiais granulares, tradicionalmente especificados em projetos de pavimentos, como a brita graduada simples, as misturas estabilizadas granulometricamente, etc. Porém, não se pode comparar apenas os valores das médias. O funcionamento dessas camadas dentro de uma estrutura de um pavimento pode ser diferente, mesmo com módulos equivalentes similares. É necessário analisar todo um leque de propriedades para compreender as diferenças de comportamento.

Verificou-se a dificuldade de estabelecer uma correlação satisfatória entre o módulo resiliente do material, determinado em laboratório, e outras propriedades dos solos. As tentativas de correlação são realizadas em geral entre o módulo resiliente e o CBR. Correlações entre o módulo resiliente e outros ensaios simples de resistência devem ser procurados, como por exemplo com a resistência à compressão simples para procurar prever o valor do módulo resiliente.

Embora se saiba que o módulo equivalente da camada pode ser diferente do obtido em laboratório, principalmente aqueles relativos às bases trincadas, esse último valor dá uma previsão de comportamento de campo, já que solos com elevados módulos resilientes apresentarão módulos equivalentes também elevados, embora menores. Conjuntamente, deve-se analisar a contração do solo, seja pelo método das pastilhas, seja por corpos de prova compactados, apresentados no capítulo 7. Dependendo da contração do solo, pode-se prever a potencialidade ao trincamento por perda de umidade, nas condições climáticas atuantes no Estado de São Paulo.

Para a verificação da evolução do módulo resiliente equivalente das camadas, seria desejável a realização de um monitoramento periódico dos trechos para estudar as mudanças de módulo resiliente equivalente com o número de solicitações de carga.

O módulo resiliente será utilizado no capítulo 10 para dimensionar estruturas de pavimentos de baixo custo construídas com solos lateríticos, de modo a verificar as estruturas típicas utilizadas no Estado de São Paulo para rodovias de baixo volume de tráfego.

Capítulo 10

Dimensionamento de Pavimentos com Solos Lateríticos: Aplicação do Método da AASHTO 86

10.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, será analisado o mais recente método de dimensionamento norte-americano da AASHTO (1986), método consagrado e utilizado em vários países, que dedicou, pela primeira vez, um capítulo exclusivamente para as rodovias de baixo volume de tráfego. Esse método fundamenta-se basicamente nas observações de desempenho das pistas experimentais da AASHTO, construídas no final da década de 50, e na experiência adquirida em três décadas de pesquisas, projetos, construções e análise de desempenho de rodovias norte-americanas. Para o dimensionamento de pavimentos flexíveis, o método da AASHTO utiliza como variáveis principais o tráfego previsto para o período de projeto, o índice de serventia, e o módulo resiliente efetivo dos materiais. Para a determinação do módulo resiliente efetivo, considera-se a atuação do clima nas propriedades dos materiais, as condições de permeabilidade dos materiais e a possibilidade de saturação desses. Além disso, a AASHTO-86 inclui o conceito de confiabilidade nas previsões do tráfego e do comportamento dos materiais.

Um dos fatos mais relevantes é a abertura do método para o uso de materiais fora das especificações, contemplando a adoção de soluções baseadas em experiências locais. As especificações de materiais pela AASHTO passam a ser então consideradas como um guia básico de consulta e não uma norma restritiva.

O objetivo principal deste capítulo é verificar se as estruturas de pavimentos construídas com solos lateríticos, normalmente adotadas no Estado de São Paulo, são satisfatórias pelo método de dimensionamento da AASHTO-86, utilizando os dados e os resultados dos capítulos anteriores.

10.2. PISTAS-TESTE

Um dos recursos para a pesquisa de desempenho de pavimentos são as pistas experimentais, construídas exclusivamente para fins de estudo, com solicitações de carga programadas. Na Inglaterra, a primeira pista circular foi construída em 1912, dentro de um galpão, com condições ambientais controladas, com a finalidade de verificar o comportamento de misturas asfálticas utilizadas como revestimento, sobre uma base de concreto (Croney and Croney, 1991). Na década de 20, o "Bureau of Public Roads" norte-americano construiu uma pista circular a céu aberto, com carga aplicada por um caminhão, também com a finalidade de pesquisar os revestimentos. A partir de então, muitos outros centros de pesquisa rodoviária passaram a construir suas pistas circulares. Até hoje, este é ainda um dos recursos utilizados para a verificação controlada de novas estruturas e novos materiais. Como ilustração, citam-se as pistas circulares de Nantes, do LCPC francês e a de suíça, da ETHZ.

Alguns centros de pesquisa têm procurado construir pequenas pistas-teste retilíneas, para evitar os grandes esforços horizontais presentes nas pistas circulares devido às curvas de pequenos raios. O TRRL inglês, contruiu em 1985 uma dessas pistas, cujo esforço é aplicado por uma roda dupla, com carga variável, que vai e volta na mesma trilha de roda (Croney and Croney, 1991). Em Lausanne, a EPFL suíça construiu nos anos 80 uma pista-teste retilínea com funcionamento bastante similar à anterior, construída em um galpão, com as condições ambientes controladas.

Um dos mais importantes marcos da história da pavimentação são as pistas-teste da AASHO, norte-americana (HRB, 1962; McKendrick, 1962). Na realidade, a origem dessa pista teve como precedentes outras duas pistas: a "Road-Test 1-MD" e a "WASHO Road Test". Os primeiros testes com veículos de eixos simples e de eixos tandem foram realizados em 1950 na primeira pista, a "Road-Test 1-MD", em Maryland, em um pavimento de concreto já existente, sob administração do HRB - "Highway Research Board". Entre 1952 e 1954, foi testada na segunda pista, em pavimento flexível, no estado do Idaho, chamada pista da WASHO, pois foi proposta pela "Western Association of State Highway Officials" também, sob a direção do HRB. Na pista da WASHO, variaram-se as estruturas e as cargas de rodas aplicadas. Os dois principais objetivos dessa pesquisa eram: a) determinar limites para as cargas dos veículos, e b) coletar dados para auxiliar o desenvolvimento racional de métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis.

Paralelamente, em 1951, iniciou-se um planejamento mais amplo de pistas-teste, envolvendo 49 estados norte-americanos. Desse programa, resultou o maior

empreendimento em termos de pista-teste até hoje realizado: a pista da AASHO. Ela era composta por 6 "loops", com pavimentos flexíveis e rígidos, com variados materiais e espessuras de camadas, construídos entre as cidades de Ottawa e LaSalle, no estado de Illinois, no período de 1956 a 1958. Os testes foram iniciados em outubro de 1958, sendo conduzidos até novembro de 1960. Os pavimentos foram solicitados por eixos simples e tandem, com cargas variadas, num total de $1,11 \times 10^6$ repetições de carga. O custo total desse empreendimento foi de cerca de US\$ 27 milhões, naquela época.

Graças aos resultados dessa pesquisa, em 1961, a AASHO propôs seu primeiro método empírico de dimensionamento de pavimentos. Em 1972, foi lançada uma versão revisada após mais pesquisas e acúmulo de experiências dos órgãos envolvidos (AASHO, 1974). Em 1986, foi publicada uma nova versão do método, substituindo o índice CBR e outras medidas de resistência pelo módulo resiliente dos materiais. Além disso, foi incluído o conceito de confiabilidade no projeto. Este método será discutido em mais detalhes no item 10.4, uma vez que será utilizado para a verificação de nossos pavimentos de baixo custo.

10.3. ALGUNS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Neste item, não se objetiva descrever os métodos de dimensionamento de pavimentos, mas citar brevemente a pesquisa bibliográfica realizada para o estudo do assunto, procurando abordar seus aspectos relacionados ao tema da tese. Alguns métodos são citados dada sua grande aceitação e utilização no meio rodoviário. Outros referem-se a métodos de dimensionamento dedicados exclusivamente às rodovias de baixo volume de tráfego ou ao uso de solos tropicais em pavimentação, assunto de interesse direto deste trabalho.

10.3.1. Método CBR e do Corpo de Engenheiros Norte-Americano

O método do CBR foi elaborado na Divisão de Rodovias da Califórnia, nos anos 30, em decorrência de extensa pesquisa de campo nos anos de 1928 e 1929 na rede rodoviária californiana (Porter, 1950). Fruto dessa pesquisa, foi desenvolvido em 1929, o ensaio CBR para prever rupturas e problemas na fundação e para a escolha rápida de materiais para a estrutura do pavimento propriamente dito. Com base nas observações de campo e nos resultados do ensaio CBR, foi elaborado empiricamente um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis que correlacionava o índice de resistência CBR com a espessura

necessária de pavimento sobre o subleito, de modo a evitar a ruptura deste por cisalhamento.

As pesquisas de campo na Califórnia prosseguiram até 1942, quando pelos dados coletados, foram formuladas duas curvas básicas para o dimensionamento, e que fornecem a espessura total mínima da estrutura de pavimento sobre o subleito em função do CBR do subleito: *curva A* para tráfego médio e pesado, e *curva B* para tráfego leve (Porter, 1950) - ANEXO H.

Em 1940, época da segunda guerra mundial, ficou sob incumbência do Corpo de Engenheiros do exército norte-americano o projeto e a construção de aeroportos militares (McFadden and Pringle, 1950). Após estudos sobre os métodos existentes, optou-se por adaptar o método californiano do CBR por ser um método que utilizava uma correlação de um índice de resistência facilmente determinado em laboratório com o comportamento de pavimentos em serviço. Além disso, o método do CBR permitia uma adaptação rápida para as condições de carga de rodas normalmente encontradas em um aeroporto.

Com base na teoria da elasticidade foram extrapoladas as curvas A (utilizável para cargas de 12.000 lb) e B (para as cargas de 7.000 lb) para cargas de roda de 25.000, 40.000 e 70.000 lb (Middlebrooks, 1950). Essas novas curvas foram calculadas a partir das tensões de cisalhamento no subleito de modo a evitar deformações que pudessem levar o subleito à ruptura. Com isso, o Corpo de Engenheiros passou a ter um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis a partir do CBR do subleito e da carga por roda, determinando-se a espessura mínima necessária de pavimento para preservar o subleito da ruptura - ANEXO H.

Um estudo realizado pelo próprio Corpo de Engenheiros e pelos Engos Porter e Casagrande, levou à conclusão de que as curvas de dimensionamento são bastante razoáveis para índices CBR baixos, porém conservadoras para índices CBR altos (Middlebrooks, 1950). Turnbull (1950), no entanto, defendeu o critério inicialmente adotado, argumentando que não era excessivamente conservador. Realça o fato de que nenhum coeficiente de segurança foi utilizado ou espessuras adicionais foram acrescentadas às curvas. A premissa básica do projeto do Corpo de Engenheiros diz respeito à "*construção permanente*", definida como sendo "*um pavimento estável destinado à solicitação das cargas para as quais foi projetado, durante um longo período de tempo com apenas uma pequena manutenção*"; a construção permanente é obtida por um "*projeto conservador, assumindo que a umidade em campo da base e do subleito sejam as máximas, e requerendo, ainda, materiais de alta qualidade para a base e para o revestimento*" (Turnbull, 1950).

Mais tarde, com base nos critérios desenvolvidos pelo Corpo de Engenheiros, foi incluído no projeto de dimensionamento o conceito de repetições de carga e de fator de equivalência de carga para transformar as cargas atuantes na carga padrão de 18.000 lb (Turnbull et al, 1962). Estabeleceu-se uma relação do número de operações da carga padrão de 18.000lb ⁽¹⁴⁾ e a espessura de pavimento mínima necessária para a proteção contra a ruptura por cisalhamento de um subleito com um dado índice CBR - ANEXO H.

O método do Corpo de Engenheiros serviu de orientação para os métodos brasileiros, em especial do DNER e do DER-SP, discutidos a seguir.

10.3.2. Método do DNER e DER-SP

O método do DNER é utilizado em todo o território nacional, não só a nível de projeto de rodovias federais, mas como padrão para a concepção de métodos regionais e municipais. Em 1966, o Prof. Murillo Lopes de Souza adaptou para o DNER o método do Corpo de Engenheiros norte-americano, citado no subitem anterior (Souza, 1966). O método do DNER utiliza os mesmos fatores de equivalência de carga daquele método, mas acrescenta à cerca de 3 polegadas à espessura total de pavimento sobre a original proposta por Turnbull et al (1962) - ANEXO H.

Para o cálculo das espessuras das camadas da estrutura do pavimento, são adotados coeficientes de equivalência estrutural com base nos resultados obtidos na pista da AASHO, com algumas modificações a favor da segurança (os coeficientes estruturais da AASHO serão discutidos no item 10.4.1). A espessura do revestimento é pré-definida, em função do número de repetições do eixo padrão. O método do DNER faz uso do conceito do fator climático regional, cuja idéia central também foi extraída da pista da AASHO. Ele é utilizado como um fator multiplicativo que corrige o número previsto para repetições do eixo padrão de 82 kN. Na realidade, o efeito das condições climáticas é computada como se fossem números de repetições de carga a mais ou a menos do que o tráfego previsto. Esse fator varia de 0,2 a 5,0, dependendo da umidade "in situ" dos materiais, ou seja, é um fator que procura refletir as mudanças nas propriedades dos materiais em decorrência da atuação do clima.

(14) Adotou-se a carga padrão de 18.000 lb (82kN) para o eixo simples de rodas duplas seguindo recomendação da AASHO, datada de 1946 (McKendrick, 1962).

É interessante observar que o método do DNER de 1966 especifica as bases com CBR mínimo de 60% (atualmente este valor é de 80%) e admite bases com $\text{CBR} \geq 40\%$ para rodovias com $N < 10^6$ repetições do eixo padrão (atualmente é 60%).

Algumas modificações foram introduzidas na versão de 1979 (Souza, 1979). Foram mantidos os gráficos para a determinação dos fatores de equivalência de carga e para o cálculo da espessura total da estrutura do pavimento sobre o subleito. Foram modificados alguns coeficientes de equivalência estrutural, introduzindo um coeficiente único, igual à unidade, para as camadas granulares. Restringiu-se mais a qualidade mínima para a base, conforme explicado acima. O fator climático regional foi mantido, porém o próprio método sugere a adoção do valor unitário devido à falta de estudos mais conclusivos até aquela época. Essa adoção significa, em outras palavras, que o clima nem prejudica, nem auxilia no desempenho dos materiais, pois o fator climático é o fator que expressa a variação da capacidade de suporte dos materiais dependendo da sazonalidade. Porém, não se pode esquecer que o índice CBR é obtido após imersão em água por 4 dias do corpo de prova compactado, ou seja, executa-se o projeto para a pior condição de estado dos materiais.

O método do DER-SP (DER-SP, 1982) é em sua essência igual ao método do DNER. Algumas alterações foram introduzidas quanto aos coeficientes estruturais relativos a camadas granulares. O aspecto mais interessante do método, para os nossos objetivos, é a inclusão das bases em solo arenoso fino laterítico, com coeficiente estrutural igual à unidade, para um número de repetições do eixo padrão não superior a 10^6 . Nas especificações desse material, admite-se que o CBR seja no mínimo igual a 40%. O fator regional é mantido com valor igual à unidade.

Deve-se salientar a respeito dos dois métodos discutidos neste subitem, o fato de que a maior parte dos órgãos viários, federais, estaduais e municipais, exigem que os pavimentos sob sua responsabilidade sejam projetados segundo as normas vigentes. Desta forma, alterações com relação aos materiais e às espessuras nem sempre são possíveis. Os métodos do DNER e DER-SP, quando aplicados para as rodovias de baixo volume de tráfego com subleito de excelente qualidade, como o de solos lateríticos, levam a um dimensionamento de estruturas cujo coeficiente de segurança pode ser considerado excessivo, para o tipo de obra em pauta.

Acredita-se que se pode assumir um risco maior, com o uso de materiais alternativos, fundamentado em experiências locais e não nas especificações, modificando inclusive a concepção do projeto. Essa postura, que vem sendo inclusive assumida pela AASHTO-1986 nos Estados Unidos com referências às rodovias de baixo volume de tráfego, pode

levar à viabilização de muitas obras. Baratear os custos de construção, sem detrimento da qualidade, é um objetivo que deve ser procurado, especialmente em países com tantas dificuldades econômicas como o nosso.

10.3.3. Métodos Desenvolvidos para Países Tropicais

Alguns métodos de dimensionamento de pavimentos foram especialmente elaborados para os países tropicais, tendo em vista as especificidades climáticas e a disponibilidade de materiais locais. Em grande parte dos casos, esses métodos foram desenvolvidos principalmente por técnicos de países europeus para suas então colônias de ultra-mar.

Os ingleses lançaram um método de dimensionamento de pavimentos em 1962, revisto em 1966, baseado no método original inglês (TRRL, 1977). O método apresenta na realidade dois tipos de soluções básicas: uma para N até 5×10^5 e outra para até $2,5 \times 10^6$. Nas soluções adotam-se: espessura fixa do revestimento, ou tratamento superficial ou 50 mm de usinado, espessura fixa da base, em 150 ou 200mm, e utiliza uma sub-base de no mínimo 100 mm de espessura, para subleitos cujo CBR varia de 8% a 25%, e maior espessura para CBR do subleito menor que 8%. O ponto interessante para este trabalho é a adoção do índice CBR ensaiado nas condições de provável umidade de equilíbrio de campo. Esse fato representa um avanço em termos de dimensionamento de pavimentos, já que se sabe que a umidade em campo nos países tropicais é geralmente igual ou inferior à ótima de compactação, conforme foi visto no capítulo 8. Por outro lado, as especificações de materiais para a base e a sub-base são muito conservadoras e restritivas. Não são aproveitados materiais como os solos lateríticos, a não ser estabilizados com cimento.

Um dos trabalhos de pesquisa que deu origem ao método inglês, concebido tanto para rodovias em terra como para pavimentadas, foi publicado por O'Reilly and Millard (1969). No Brasil, apresentou-se a proposta original do TRRL, que na época ainda se chamava RRL, no 7o. Simpósio sobre Pesquisas Rodoviárias promovido pelo IPR (Tingle, 1971).

Os franceses desenvolveram um catálogo de estruturas de pavimentos para os países tropicais (CEBTP, 1984). O catálogo pode ser utilizado para quaisquer números de repetições do eixo padrão francês de 130 kN, estando subdividido o tráfego em 5 classes. A capacidade de suporte do solo do subleito é determinada pelo ensaio CBR, geralmente obtido após imersão em água. Segundo as faixas de variação do índice CBR, classifica-se o subleito em uma das 5 classes de suporte. Pela classe do tráfego e do suporte do subleito, o catálogo oferece vários tipos de estrutura, com diversos tipos de materiais de

revestimento, base e sub-base. Para o caso desta tese, somente é aplicável à classe de tráfego T1, até 5×10^5 repetições do eixo de 130 kN, correspondente a até 3×10^6 repetições do eixo padrão de 82 kN.

O catálogo possibilita o uso de areias argilosas, que se enquadrariam na classe das areias argilosas lateríticas, porém somente como camada de sub-base de pavimentos. Não é admitido seu uso como base, exceto se forem estabilizadas com cimento, com cal ou com betume.

Foi realizada no Brasil uma pesquisa sobre os materiais tropicais, incluindo-se um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis para as regiões tropicais (Morin e Todor, 1979). O método baseia-se em algumas considerações do método da AASHO e na análise de pavimentos existentes no Brasil. Embora a idéia tenha sido interessante, o método proposto ainda é conservador, adotando camadas de revestimento muito espessas, com especificações muito restritivas para os materiais de base, sendo exclusivas para materiais granulares, e exigência de CBR mínimo de 25% para as sub-bases.

Vários pesquisadores têm-se dedicado a desenvolver métodos de dimensionamento de pavimentos e catálogos de estruturas para atender às especificidades de seus países, de forma a contemplar o uso de materiais locais, condizentes com suas condições climáticas. Apenas como exemplo, citam-se algumas contribuições específicas regionais como as do Kenya: Gichaga et al (1987) e Wambura et al (1990).

10.3.4. Métodos Exclusivos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego

As rodovias de baixo volume de tráfego vêm desempenhando um papel importante no desenvolvimento socio-econômico dos países em desenvolvimento, conforme discutiu-se no capítulo 1. Nos países desenvolvidos, as rodovias de baixo volume de tráfego também têm sido alvo de estudos especiais devido à sua grande participação na rede rodoviária desses países, com porcentagens na faixa de 60 a 80% do total (OECD, 1986). Esse trabalho da OECD dá ênfase às características geométricas e de planejamento das rodovias de baixo volume de tráfego.

No Brasil, não se sabe ao certo a porcentagem de rodovias de baixo volume de tráfego no total da rede pavimentada, com 150.000 km. Porém, há ainda 1.300.000 km de rodovias em terra, onde parcela significativa justificaria receber serviços de pavimentação para tráfego de até 10^6 repetições do eixo padrão de 82 kN.

Para o dimensionamento de pavimentos, têm-se proposto métodos exclusivos para essa categoria de rodovias, principalmente em forma de catálogos de estruturas. Apenas como ilustração, são citados: o método belga, baseado no volume de tráfego, no módulo resiliente do subleito e na fixação do tipo e da qualidade dos materiais do revestimento, da base e da sub-base (MRW, 1985); o método francês das indústrias de cimento para os pavimentos à base desse material (CIC, 1984); o catálogo suíço para os pavimentos de concreto (1992); e ainda o método expedito da AASHTO (1986) norte-americana que será discutido no item 10.4.

Recentemente, a Prefeitura do Município de São Paulo (PMSP, 1992) lançou um método de dimensionamento de pavimentos de vias urbanas para até 10^6 repetições do eixo padrão de 82 kN, com base no método do Corpo de Engenheiros norte-americano. O método da PMSP traz uma importante contribuição, introduzindo uma verificação do comportamento elástico do pavimento, por meio das tensões verticais no subleito e as deformações de tração nas camadas coesivas da estrutura (Andreatini et al, 1992).

Acredita-se que o caminho a ser tomado pelos órgãos rodoviários seja o de desenvolver métodos exclusivos para rodovias de baixo volume de tráfego, confeccionando paralelamente catálogos de estruturas padrões. Esses catálogos, contemplando diversos tipos de materiais, possibilitaria a ampliação econômica e segura da rede de rodovias de baixo volume de tráfego.

10.3.5. Métodos Mecanísticos

Os métodos mecanísticos, denominados por alguns de métodos racionais, são procedimentos que analisam o pavimento como uma estrutura de múltiplas camadas, que ao ser solicitada por uma carga, sofre um deslocamento. Pelas características dos materiais constituintes da estrutura do pavimento e do subleito, podem ser calculadas as tensões e as deformações atuantes nos diversos pontos do pavimento.

Por esse tipo de análise, tem-se um panorama do funcionamento da estrutura quando solicitada, possibilitando modificações quanto à natureza dos materiais constituintes, bem como quanto às espessuras das camadas. Ao analisar a estrutura do ponto de vista mecanístico, pode-se alterá-la de modo a proporcionar um desempenho adequado de cada um dos materiais do pavimento, para que o conjunto seja solicitado de forma equilibrada,

sem que a solicitação seja demasiada em uma das camadas de modo a levá-la precocemente à ruptura.

Há mais de cem anos, existem métodos para calcular o deslocamento sofrido por um material elástico em um semi-espço infinito quando solicitado por uma carga: Lord Kelvin em 1848 e, mais tarde, Boussinesq em 1968 (Croney and Croney, 1991). Já em nosso século, para a aplicação prática nos problemas em aeroportos e em fundações, Burmister apresentou uma teoria geral para o cálculo das tensões e dos deslocamentos utilizando a teoria da elasticidade para uma estrutura composta por duas camadas (Burmister, 1945a). Considerou também o caso de não haver mais contato perfeito na interface entre as duas camadas (Burmister, 1945b) e apresentou, ainda, uma extensão da teoria para o caso de três camadas (Burmister, 1945c).

Como as soluções analíticas são trabalhosas e difíceis, alguns pesquisadores formularam ábacos para o cálculo das tensões e dos deslocamentos para facilitar a análise das estruturas de pavimentos, em uma época que não existiam ainda a facilidade de utilização dos micro-computadores. Apenas como ilustração, citam-se alguns trabalhos que apresentam ábacos: Foster e Ahlvin (1954) para uma massa de solo homogêneo e isotrópico sujeitos a uma carga uniforme e circular; os brasileiros Thenn de Barros (1965) e Andreatini (1970) para sistemas de duas camadas; e Thenn de Barros (1966) para um sistema de duas e três camadas. Até hoje, esse recurso é interessante para uma primeira análise do problema, dando ao projetista uma sensibilidade da variação no projeto de dimensionamento, decorrente de mudanças nas variáveis envolvidas, seja em termos de carga, seja nas propriedades dos materiais.

Atualmente, com a facilidade oferecida pelos computadores, pode-se utilizar programas que calculam as tensões, os deslocamentos e as deformações em um sistema de múltiplas camadas pela teoria da elasticidade. Alguns programas usam as diferenças finitas, como o Elsym5 ("Elastic Layered System with Normal Loads"), desenvolvido pela Universidade da Califórnia, que tem por hipótese um comportamento elástico linear dos materiais constituintes das camadas. Um dos recursos mais comuns é a solução da teoria da elasticidade pelo método dos elementos finitos. Com esses métodos, os programas são capazes de calcular as tensões, os deslocamentos e as deformações supondo comportamento elástico não linear dos seus materiais. Como exemplo de programas computacionais desse gênero, citam-se o FEPAVE 2 da Universidade da Califórnia, Berkeley, recentemente adaptado para duas cargas de roda por Silva (1995), e o MICHPAVE da Universidade Estadual de Michigan (Harichandran et al, 1989 e 1990).

Os critérios de verificação estrutural de pavimentos por meio de métodos mecanísticos já vêm sendo utilizados no Brasil por alguns técnicos. No Estado de São Paulo, a Cia. do Metropolitano e a DERSA utilizam esses conceitos em pavimentos novos e em projetos de reforço. Recentemente, a Profa. Motta da COPPE-UFRJ apresentou sua tese de doutorado que propõe um método de dimensionamento de pavimentos envolvendo a resiliência dos materiais constituintes e o dimensionamento da estrutura propriamente dita por um método mecanístico (MOTTA, 1991).

Acredita-se que é perfeitamente possível coexistirem métodos empíricos, baseados nas experiências adquiridas, e métodos mecanísticos, capazes de verificar problemas de subdimensionamento ou demasiada cautela no dimensionamento de algumas estruturas, ou mesmo a utilização equivocada de alguns materiais. No entanto, para o caso de pavimentos de baixo custo para rodovias de baixo volume de tráfego, a experiência dos países desenvolvidos tem mostrado a grande utilidade de um catálogo de estruturas, que respeite a disponibilidade de materiais regionais. Um catálogo como esse não dispensa a existência de um método de dimensionamento de pavimentos que dê liberdade aos técnicos para projetarem estruturas alternativas às do catálogo.

10.4. MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS DA AASHTO 1986

10.4.1. Modelo Geral para o Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis

Neste item, apresenta-se em linhas gerais o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da AASHTO-1986 para aplicá-lo ao dimensionamento dos pavimentos de baixo custo com o uso de solos lateríticos, de modo a verificar estruturas comumente utilizadas no Estado de São Paulo. Caso o leitor queira utilizar o método, recomenda-se recorrer à publicação original da AASHTO (1986), para obter mais detalhes.

Escolheu-se o método da AASHTO - 1986 pelas razões a seguir expostas:

- é um método testado e aceito em diversos países;
- tem um fundamento experimental nas pistas da AASHO que representam a maior experiência prática que se realizou, até o presente momento, visando o dimensionamento e verificação do desempenho de pavimentos; foram incluídas as

verificações e as pesquisas posteriores à experiência da AASHO, realizadas nos Estados Unidos, de modo a aperfeiçoar o método;

- considera o módulo resiliente dos materiais, propriedade que reflete o comportamento desses em estruturas de pavimentos;
- considera a atuação do clima nas propriedades dos materiais, utilizando no dimensionamento um valor de módulo resiliente efetivo decorrente de uma ponderação dos valores dos módulos resilientes que os materiais apresentam durante os diferentes períodos ou estações climáticas;
- considera a permeabilidade dos materiais e a drenabilidade do conjunto para o dimensionamento;
- não é um método puramente estrutural, pois considera o desempenho funcional dos pavimentos, levando em consideração sua perda de serventia, importante aspecto para o usuário e para as avaliações dos custos operacionais;
- introduziu a noção de confiabilidade na previsão do tráfego e das propriedades dos materiais, oferecendo a oportunidade de avaliar o risco do projeto;
- dedicou um capítulo exclusivamente às rodovias de baixo volume de tráfego, mostrando a crescente importância dessa categoria na atualidade.

O modelo básico que a AASHTO utiliza para o dimensionamento de pavimentos flexíveis é expresso por:

$$\log W_{18} = Z_r S_o + 9,36 \log (SN + 1) - 0,20 + \frac{\log \Delta PSI / (4,2 - 1,5)}{0,40 + 1094 / (SN + 1)^{5,19}} + 2,32 \log MR - 8,07 \quad (10.1)$$

onde:

W_{18} : número *previsto* de repetições do eixo padrão de 18000 lb (82 kN)

Z_r : desvio padrão normal correspondente a um determinado nível de confiança

S_o : desvio padrão estimado combinado do tráfego *previsto* e do desempenho *previsto*

SN : número estrutural que indica a espessura mínima requerida para o pavimento

ΔPSI : diferença entre o índice de serventia inicial de projeto *po* e o índice de serventia terminal de projeto, *pt*

MR : módulo resiliente efetivo do subleito (psi)

A seguir, são explicados brevemente alguns dos parâmetros utilizados no modelo:

Tráfego

O tráfego previsto, expresso em número de repetições do eixo padrão de 82kN, é calculado convertendo-se todos os eixos de veículos no eixo padrão por meio do fator de

equivalência de carga. No capítulo 2, já foi apresentado o método do cálculo do W18 (N no Brasil) para o caso do presente trabalho, onde foram aplicados os fatores de conversão da AASHTO, as distribuições de veículos da frota pelas estatísticas de trânsito do DER-SP e as distribuições de carga por eixo por uma pesquisa realizada pelo IPR (1981).

Serventia

Serventia de um pavimento é definida como a capacidade do pavimento de servir ao tráfego usuário que utiliza esta facilidade (AASHTO, 1986). O primeiro objetivo das pistas da AASHTO foi encontrar uma relação entre o desempenho do pavimento, as variáveis da estrutura do mesmo e o tráfego (AASHO, 1962). O desempenho de um pavimento é definido por uma curva que mostra a perda de serventia com o aumento de aplicações de carga (Irick et al, 1961). O desempenho é, portanto, a história da serventia do pavimento em conjunto com a história das aplicações de carga. O modelo matemático que expressa essa associação foi encontrado com dados experimentais extraídos das pistas da AASHO. O modelo atualmente utilizado é aquele representado pela equação (10.1).

Nas pistas da AASHO, definiu-se uma escala de 0 a 5 para a serventia. A serventia inicial é sua habilidade de servir ao tráfego usuário logo após a construção do pavimento. Na pista da AASHO encontrou-se em média para os pavimentos flexíveis um valor de serventia inicial p_o de 4,2. Os testes nas pistas da AASHO foram realizados em sua maioria até alcançar um valor de serventia dos pavimentos de 1,5, definido como o limite da trafegabilidade. O valor de serventia atual p representa a capacidade que o pavimento tem de servir ao tráfego em um dado momento de sua história. Tem-se adotado para o dimensionamento, um valor final de serventia p_t de 2,0 a 2,5, definido como um limite de aceitabilidade do usuário. Para rodovias de baixo volume de tráfego, a AASHTO-1986 recomenda a adoção do valor 2,0.

O valor de serventia pode ser atribuído subjetivamente por um conjunto de usuários que avaliam o conforto ao rolamento do pavimento. Na pesquisa da AASHO, foi desenvolvido também um modelo de avaliação objetiva da serventia atual (no caso chamada de índice de serventia atual) que a associa a algumas variáveis como: a variação de declividade do perfil da superfície do pavimento, medidas de trincamento, de remendos e do afundamento nas trilhas de roda (Benkelman, 1962). A declividade da superfície do pavimento em relação a uma referência horizontal foi medida por meio de um perfilômetro que registra a variação do perfil, associando-a à irregularidade da superfície (Carey et al, 1962). A irregularidade é a característica do pavimento comumente utilizada nos modelos de avaliação dos custos operacionais para os programas de gerência de pavimentos.

Módulo Resiliente Efetivo

O módulo resiliente foi definido no capítulo 9. O módulo resiliente efetivo é um valor ponderado dos módulos resilientes que um determinado material em um dado pavimento tem durante os períodos ou estações climáticas do ano. Os valores de módulo resiliente sazonais modificam-se com as mudanças de umidade, temperatura, etc. Quantifica-se o dano relativo a que um pavimento está sujeito durante cada estação do ano e estabelece-se o efeito combinado desses para a determinação de um módulo resiliente efetivo. O dano relativo a cada estação é dado por:

$$u_i = 1,18 \times 10^8 \times MR_i^{-2,32} \quad (10.2)$$

onde

u_i : dano relativo que o pavimento está sujeito na estação do ano i

MR_i módulo resiliente que o material tem na estação do ano i (psi)

O dano médio é dado por:

$$u = \sum u_i \times n_i / n \quad (10.3)$$

onde

u : dano médio a que o pavimento está sujeito em um ano

u_i dano relativo que o pavimento está sujeito na estação do ano i , definido em 10.2

n_i : número de meses de duração da estação do ano i

n : 12 meses

Calculado o dano médio, utiliza-se novamente a equação 10.2 e determina-se o módulo resiliente efetivo de cada um dos materiais que compõem o pavimento, inclusive para o subleito.

Número Estrutural

O número estrutural SN é um número abstrato que expressa a resistência estrutural mínima necessária do pavimento dada a combinação de diversos fatores concomitantes: o suporte do subleito, expresso pelo MR, o tráfego previsto, a serventia terminal e a atuação do clima. Esse número é convertido em espessuras de camadas de revestimento, base, sub-base e reforço, por coeficientes da camada a :

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 + a_4 D_4 m_4 \quad (10.4)$$

onde

SN: número estrutural

a_i : coeficiente da camada i

D_i : espessura da camada em polegadas

m_i : coeficiente de drenabilidade da camada i

O coeficiente da camada a_i é uma relação empírica entre SN e espessura da camada, podendo ser considerado como uma medida da capacidade relativa de um dado material de funcionar como um componente estrutural do pavimento (AASHTO, 1986). A AASHTO-1986 adota o módulo resiliente como sendo uma medida da qualidade dos materiais para a determinação do coeficiente da camada, utilizando os valores de a_i para diversos materiais encontrados nas pesquisas de Van Til et al (1972).

A drenabilidade m dos materiais é um fator relativo à capacidade de drenagem de um material (com relação à sua permeabilidade), somado ao efeito da porcentagem de tempo durante o ano em que o pavimento fica exposto a níveis de umidade que leva o material à saturação (ou muito próximo a ela) - AASHTO (1986).

Confiabilidade

A confiabilidade é a probabilidade de um determinado pavimento desempenhar suas funções satisfatoriamente tendo em vista o tráfego e as condições climáticas ambientais a que estará sujeito pelo período de projeto.

A confiabilidade foi adotada para o projeto de dimensionamento de maneira a assegurar com uma certa probabilidade de que o tráfego previsto de projeto não seja superior ao tráfego previsto em projeto que leva o pavimento ao nível de serventia terminal. O fator de confiabilidade de projeto é dado por:

$$\log FR = - Z_r \times S_o \quad (10.5)$$

onde:

FR: fator de confiabilidade do projeto

Z_r : desvio padrão normal

S_o : desvio padrão estimado combinado do tráfego *previsto* e do desempenho *previsto* que na pista da AASHO variou de 0,40 a 0,50 para os pavimentos flexíveis.

Observe-se que para a probabilidade de 50%, Z_r é igual a zero, e que FR é igual à unidade, ou seja, a probabilidade de que o tráfego previsto para o período de projeto seja igual ao tráfego previsto quando o pavimento apresenta serventia terminal é de 50%. Para os pavimentos flexíveis, a média de S_o é 0,44. Para a probabilidade de 75%, $\log FR = -(-0,674) \times 0,44 = 0,29$, onde $Fr = 1,98$. Portanto, no modelo da AASHTO-1986, para um nível de confiança de 75%, e para um ΔPSI e MR fixados, o número estrutural SN encontrado é calculado para um tráfego 1,98 vezes maior que o previsto em projeto.

10.4.2. Método Expedito de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego

A AASHTO dedicou, na versão de 1986, um capítulo exclusivo para o dimensionamento de pavimentos para rodovias de baixo volume de tráfego, entendidas como rodovias para até 10^6 repetições do eixo padrão de 18000 lb (82 kN).

Para o dimensionamento de pavimentos flexíveis, o guia fornece duas tabelas, uma para a confiabilidade de 50% e outra para 75%. Essas tabelas contém faixas de números estruturais SN recomendados dependendo das seguintes variáveis:

- qualidade relativa de suporte do subleito, subdividida em 5 categorias, muito bom, bom, regular, pobre e muito pobre. Os módulos resilientes efetivos médios do subleito são fornecidos dependendo de sua qualidade geral e do estado de umidade relativo à estação climática;
- a região climática onde se encontra o pavimento, que depende da duração das estações do ano tendo em vista a umidade do subleito. O guia subdivide os Estados Unidos em 6 grandes regiões climáticas;
- nível de tráfego - o método expedito estabelece três níveis para um tráfego de até 10^6 : baixo, médio e alto.

De posse do número estrutural, dependendo da disponibilidade de materiais e dos custos, projeta-se o pavimento pela equação 10.4.

10.5. APLICAÇÃO DO MODELO DA AASHTO-1986 PARA O DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO

Neste item será aplicado o modelo da AASHTO-1986 para o dimensionamento de pavimentos de baixo custo (definido no capítulo 2), construídos com solos lateríticos, com camadas de revestimento asfáltico constituídas de tratamento superficial duplo ou revestimento usinado do tipo pré-misturado a quente. Serão verificadas as estruturas normalmente adotadas no Estado de São Paulo para rodovias de baixo volume de tráfego, (definidas no capítulo 1), compreendendo até 10^6 repetições de carga do eixo padrão de 82 kN.

10.5.1. Tráfego

Para estimar o tráfego de projeto, foram feitos todos os cálculos necessários de acordo com a AASHTO no capítulo 2, tendo como hipóteses: as distribuições de veículos pelo estudo das estatísticas de trânsito do DER-SP, as distribuições de carga por eixo pela pesquisa do IPR (1981) e os fatores de equivalência de carga segundo a AASHTO (1986).

Na *Tabela 10.1*, constam uma subdivisão do tráfego em alguns níveis para projeto. Incluem-se as estimativas do número de veículos comerciais diário (englobando veículos médios, pesados, reboques, semi-reboques e ônibus, conforme classificação do DER-SP), nos dois sentidos da rodovia, calculados pelas hipóteses utilizadas no capítulo 2.

nível de tráfego	N repetições de eixos padrão de 82 kN	período de projeto	estimativa de número de veículos comerciais por dia (dois sentidos)(*)
muito baixo	$2,5 \times 10^4$	5 anos	até 20
	5×10^4	10 anos	até 20
baixo	10^5	10 anos	20 a 50
médio	5×10^5	10 anos	50 a 200
alto	10^6	10 anos	200 a 400

(*) valores válidos para os dados constantes no capítulo 2 ($FV_{com}=1,2$ e taxa de crescimento de 5% em progressão aritmética)

Tabela 10.1.: Níveis de tráfego das rodovias de baixo volume de tráfego

10.5.2. Gráficos de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego

A seguir, apresenta-se a equação 10.1 referente ao modelo da AASHTO-1986 em forma gráfica na *Figura 10.1* (para um nível de confiança de 50%) e na *Figura 10.2* (para um nível de confiança de 75%), onde as retas referem-se aos valores de número estrutural SN necessário para o pavimento, dependendo no N - número de repetições do eixo padrão de 82 kN e do MR - módulo resiliente efetivo do subleito. Adotou-se o índice de serventia terminal de 2,0, conforme recomendação do guia da AASHTO-1986. Os valores de N utilizados correspondem ao estudo do capítulo 2. Os valores do módulo resiliente referem-se à faixa de valores normalmente encontrados em pavimentos de baixo custo, discutidos no capítulo 9.

O módulo resiliente efetivo do subleito pode ser considerado como sendo aquele correspondente à melhoria do subleito, compactada com energia próxima à normal. No capítulo 3, foi vista a classificação climática do Estado de São Paulo. Para a maior parte do Estado, pode admitir-se que o subleito trabalhe na umidade ótima, embora no interior do Estado, o umidade pode ser até inferior à ótima, como visto no capítulo 8. Somente para casos onde o lençol freático está muito alto ou em trechos em cortes profundos, aflorando as camadas de solo saprolítico, o projeto deve prever o módulo resiliente do subleito com umidade próxima àquela do estado saturado do material. Nas regiões serranas e litorâneas, deve-se também pesquisar melhor as condições de umidade do subleito.

O módulo resiliente do solo do subleito pode ser determinado por meio de uma das correlações citadas no capítulo 9. Deve ter-se em mente o risco envolvido na adoção de correlações. Conforme foi visto no capítulo 9, as correlações podem dar valores muito diferentes. É importante verificar para que tipo de solo foi elaborada a correlação antes de aplicá-la. Acredita-se que correlações devam ser buscadas por meio de pesquisas, para classes específicas de solos, como foi feito por Campello et al (1991).

A opção da confiabilidade de projeto em 50% ou 75% (valores recomendados pela AASHTO-1986 para as rodovias de baixo volume de tráfego) depende do risco que o projetista assumirá dependendo do tipo de obra e do tráfego usuário. Para as rodovias de baixo volume de tráfego, cujo nível de tráfego é muito baixo ou baixo (Tabela 10.1), aconselha-se adotar confiabilidade de 50%, para não onerar a obra. Para os dois outros níveis, pode-se projetar a estrutura para os dois níveis de confiança e, estudando-se os custos envolvidos das duas soluções e o tipo de usuário da rodovia, decidir o projeto mais conveniente. Outros níveis de confiança podem ser atribuídos ao projeto, os dois considerados são apenas indicativos.

Figura 10.1: Gráfico de dimensionamento de pavimentos flexíveis para rodovias de baixo volume de tráfego pelo modelo da AASHTO-1986 para a confiabilidade de 50%.

Figura 10.2: Gráfico de dimensionamento de pavimentos flexíveis para rodovias de baixo volume de tráfego pelo modelo da AASHTO-1986 para a confiabilidade de 75%.

10.5.3. Cálculo das Espessuras de Camadas de Solos Lateríticos: Coeficientes de Camada.

De posse do tráfego (N , visto no capítulo 2) e do módulo resiliente efetivo do subleito (visto no capítulo 9) podem ser obtidos os números estruturais SN , fornecido graficamente nas Figuras 10.1 e 10.2. O número estrutural SN refere-se à estrutura mínima necessária de pavimento sobre o subleito.

Para o cálculo das espessuras D_i das camadas de base e, eventualmente, também a de reforço, é necessário conhecer os coeficientes de camada a_i . Eles podem ser obtidos, conhecendo-se módulo resiliente efetivo da base e do reforço do subleito, pelos ábacos de Van Til (1972), utilizados pela AASHTO-1986, ou pela relação proposta por Rada et al (1989) para este fim, representada pela equação:

$$\frac{E_i D_i^3}{12(1-\mu_i^2)} = \frac{E_s D_s^3}{12(1-\mu_s^2)}$$

assumindo que uma camada i de pavimento pode ser representada por uma espessura equivalente de um material padrão s , então $(a_i D_i) = (a_s D_s)$, e assim tem-se:

$$a_i = a_s [E_i (1-\mu_s^2) / E_s (1-\mu_i^2)]^{1/3} \quad (10.6)$$

onde:

- a_i : coeficiente da camada i que se deseja calcular
- a_s : coeficiente da camada de material padrão ($a_s = 0,14$ para a base de brita da AASHTO)
- E_i : módulo resiliente do material da camada i
- E_s : módulo resiliente do material padrão (30.000 psi para a base de brita da AASHTO)
- μ_i : coeficiente de Poisson do material i
- μ_s : coeficiente de Poisson do material padrão ($\mu_s = 0,35$ para a brita da base da AASHTO)
- D_i : espessura da camada i
- D_s : espessura da camada de material padrão

Substituindo os valores do material padrão em 10.6 e conhecendo-se o módulo resiliente do material da camada (obtidos por ensaio em laboratório ou por correlação com outras propriedades), pode-se calcular o valor do coeficiente da camada a_i .

Utilizando os valores de módulo resiliente de solos lateríticos obtidos em laboratório, apresentados no capítulo 9, obtém-se coeficientes de camada a_i elevados, da ordem da brita da AASHTO (0,14) ou mesmo superiores, da ordem de 0,20. A determinação do coeficiente de camada realizada pela AASHTO (van Til, 1972) e pela relação proposta por Rada (1989) fornecem valores similares para os solos lateríticos.

Para confirmação da ordem de grandeza dos valores de camada a_i obtidos nesta pesquisa, recorreu-se novamente aos dados da pesquisa de Aranovich et al (1985), para uma análise dos valores prováveis dos coeficientes de camadas de solos lateríticos que compõem os pavimentos estudados por aquele grupo. Para essa análise, foram observados os três trechos constantes na *Tabela 10.2*.

trecho (*)	N	idade (anos)	SN calculado por $\log N - 2,32 \log MR - ZrSo$	MR2 (MPa)	a2	MR3 (MPa)	a3	SN $\Sigma a_i D_i$
Formosa d'Oeste- Jesuítas	$1,95 \times 10^5$	6,7	1,7	300	0,157	250	0,148	1,8
Loanda-BR-376	$9,75 \times 10^5$	6,6	1,9	240	0,146	-	-	1,44
Jaguapitã- Guaraci faixa da esquerda	$1,32 \times 10^6$	6,8	2,1	170	0,13	-	-	1,46
Jaguapitã- Guaraci faixa da direita	$0,63 \times 10^6$	6,8	1,2	600	0,20	-	-	2,0

(*) dados das camadas do trecho disponíveis na Tabela 9.8.a do capítulo 9

Tabela 10.2: *Trechos de rodovias com pavimentos construídos com solo laterítico pesquisados por Aranovich et al (1985).*

O trecho Formosa do Oeste - Jesuítas encontrava-se na época da pesquisa em bom estado de conservação da superfície, praticamente sem trincas, com certo desgaste do tratamento superficial duplo (problema bastante comum depois de 5 a 6 anos, próprio do tipo de revestimento), praticamente sem remendos e sem buracos, embora apresente acentuada trilha de rodas. O valor de QI, obtido com o rugosímetro BPR, é alto, sendo 100 no lado esquerdo e 70 no lado direito.

Pela retroanálise de bacias de deflexão realizadas no capítulo 9 para esse trecho, foram obtidos os módulos resilientes equivalentes das camadas. Dessa forma, com o módulo

resiliente efetivo do subleito e o número N (fornecido por Aranovich et al, 1985) o SN pelo modelo da AASHTO, e supondo-se Z_{rSo} igual à zero (confiabilidade de 50%), pôde-se calcular pelo modelo da AASHTO (1986), representado pela equação 10.1, o número estrutural mínimo necessário para estas condições de subleito e tráfego. Encontrou-se $SN = 1,7$.

Pela retroanálise efetuada no capítulo 9, tem-se os módulos resilientes equivalentes efetivos das camadas de base e reforço. A partir dos módulos resilientes, pôde-se calcular os valores a_i pela equação 10.6. Conhecendo-se as espessuras das camadas e os valores de a_i , obteve-se o número estrutural $SN = 1,8$ pela somatória de $a_i D_i$ (equação 10.4).

Por essa análise comparativa expedita, pode-se dizer que a estrutura do pavimento está ainda suportando o tráfego, com um desempenho ainda razoável do pavimento para estas condições de estrutura e de tráfego, embora já apresente alguns defeitos. A análise, embora apenas aproximada, mostra que os valores de coeficiente de camada a_i são realmente altos, acima dos valores de alguns materiais granulares.

O trecho da Rodovia Loanda-BR.376, mostra trincamento excessivo, com trilhas de roda de cerca de 3 mm e QI na faixa de 50. Nesta análise, observou-se que o número estrutural mínimo necessário para essas condições de módulo de subleito e de tráfego é superior (1,9) ao que realmente encontra-se em campo (1,44). Apesar da análise ser bastante simplista, pode-se ter uma idéia que realmente a estrutura não está projetada para este número de solicitações que já foram aplicadas à estrutura. O trincamento excessivo (50% da área analisada) parece ser um indício desse fato.

O trecho Jaguapitã-Guaraci, com revestimento de 28 mm de CBUQ, aponta alguns fatos interessantes para a análise. Na faixa da esquerda, o trecho já se encontrava bem mais trincado, com aproximadamente um terço da área com trincas couro de jacaré, típicas de fadiga e, ainda, alguns remendos. O QI é relativamente baixo, com valor de 37, para estes tipos de rodovias, e o afundamento na trilha de roda é de 24 mm. Observa-se pelos cálculos efetuados para o número estrutural que a estrutura necessária para o tráfego já aplicado seria maior que aquela construída. De outro lado, na faixa da direita, com a mesma estrutura, encontrou-se o inverso: a estrutura construída é suficientemente resistente para o tráfego que já passou pela rodovia. Observe-se que o tráfego na faixa da direita é metade do tráfego da faixa da esquerda. O estado da superfície do pavimento também indicam esta diferença. Na faixa da direita, há pouco mais de 10% de área trincada, nenhum remendo e trilha de roda de 16mm. O QI manteve-se inalterado.

Mesmo que as bacias de deslocamentos escolhidas para o cálculo dos módulos de resiliência equivalentes não representem a estrutura das faixas da direita e da esquerda, os valores de deflexão média apontam uma certa mudança de comportamento da estrutura. A deflexão média da faixa da direita é cerca de 20% menor que da esquerda, a saber, 0,46 mm e 0,56 mm respectivamente.

Esse aspecto levanta uma dúvida: como o módulo resiliente equivalente das bases de solo arenoso fino laterítico evoluem com a crescente solicitação do tráfego? Infelizmente, não se dispõe de dados para este estudo. Apenas fica essa observação quanto às diferenças nas deflexões da rodovia Jaguapitã-Guaraci, que não podem ser utilizadas como evidência de comportamento sem uma análise mais acurada.

10.5.4. Serventia dos Pavimentos de Baixo Custo em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego

Uma análise dos valores de QI, obtidos por Aranovich et al (1985) nos pavimentos de baixo custo, por meio do equipamento BPR, mostram valores em geral acima de 50, com grande ocorrência de valores entre 60 e 80, para aqueles cujo revestimento asfáltico é constituído de tratamentos superficiais, e valores entre 30 e 50 para aqueles com revestimentos asfálticos usinados a quente.

Esses valores expressam que a irregularidade dos pavimentos com tratamento superficiais é maior, mesmo em trechos mais novos, refletindo as condições de superfície. O acabamento da base de solo arenoso fino laterítico deixa sempre algumas imperfeições na superfície, que não desaparecem com os tratamentos superficiais muito esbeltos. Já com a utilização de espessuras maiores que 30 mm de revestimentos usinados, as imperfeições são cobertas, pela própria técnica executiva e pela natureza do material de revestimento.

Os valores de QI devem ser observados como relevantes para uma análise dos custos operacionais. Basta verificar que os modelos utilizados para o cálculo desses custos, como no programa HDM-III (Highway Design and Maintenance III), usam o QI como parâmetro das condições de superfície. Esses modelos têm sido amplamente aplicados para problemas de gerência.

Para o DNER, as condições de superfície das rodovias são consideradas boas quando os valores de QI estão entre 30 e 44, regulares entre 45 e 59, ruins entre 60 e 74 e péssimas quando forem maiores que 75. Se esses critérios forem aplicados diretamente aos

pavimentos de baixo custo, pode-se concluir que os estados desses pavimentos são em geral ruins ou péssimos. Porém, o critério do DNER é adequado para rodovias de tráfego pesado, não se aplicando aos pavimentos de baixo custo. Se o projetista for seguir esse conceito do DNER, pode chegar à conclusão que as soluções de baixo custo não são adequadas e optar por projetos mais onerosos, inviabilizando a ampliação da malha viária.

Deve-se realçar que os custos operacionais em uma rodovia pavimentada com soluções de baixo custo são muito menores do que aqueles em rodovias em terra. Além disso, os benefícios sociais são significativos, e os modelos de custo operacionais não conseguem quantificá-los.

Visser e Queiroz (1979) estudaram vários trechos de rodovias pavimentadas e não pavimentadas brasileiras para a Pesquisa de Interrelacionamento de Custos Rodoviários promovida pelo GEIPOT e Banco Mundial. Nessa pesquisa, com um painel de 48 usuários, foram avaliados esses trechos de rodovias. Paralelamente, foram levantados os valores de QI. Esses autores obtiveram a seguinte correlação entre QI e serventia (PSR):

$$QI = - \frac{\ln (PSR/4,66)}{0,00534} \quad (R^2 = 0,83) \quad (10.7)$$

Por essa relação, para QI de 60, o valor de PSR é de 3,3. Para a AASHTO (1986), este valor é considerado como de serventia boa.

Para usuários de rodovias de baixo volume de tráfego, pavimentadas e não pavimentadas, o índice de serventia é diferente daquele atribuído pelo usuário de rodovias de tráfego pesado, com pista dupla e outras facilidades. Para uma análise de serventia, é necessário analisar o perfil do usuário.

Não há dúvidas que, havendo recursos disponíveis, o uso de revestimentos asfálticos usinados é importante para a diminuição da irregularidade da superfície. Porém, esse fato, não invalida em hipótese alguma as soluções com tratamentos superficiais.

Abriu-se brevemente para esses comentários sobre serventia pois eles são importantes para o método de dimensionamento da AASHTO (1986), uma vez que ele leva em consideração essa variável. Por esse motivo, estudou-se a sensibilidade do modelo da AASHTO com a serventia, ou melhor, com a queda de serventia (pt -po) dada pela equação 10.1. A *Figura 10.3* ilustra essa sensibilidade.

Figura 10.3: Influência da variação de serventia no modelo da AASHTO (1986)

Para o caso de pavimentos de baixo volume de tráfego, com o número estrutural variando em geral de 1,0 a 2,0, a variação da serventia inicial (p_o) com a terminal (p_t) pouco influencia no projeto. Quando se tem a combinação: subleito com boa capacidade de suporte expressa por altos módulos de resiliência e o tráfego é baixo, o modelo da AASHTO fornece números estruturais pequenos, praticamente independentes da serventia, trabalhando com níveis de confiança de 50 ou 75%. O modelo da AASHTO passa a ser um modelo que leva em conta quase que exclusivamente o aspecto estrutural para esses casos.

No caso específico dos pavimentos de baixo custo, construídos com solos lateríticos coesivos, com altos módulos de resiliência e subleitos resistentes, solicitados por baixo volume de tráfego, a AASHTO-1986 corrobora as estruturas de pavimentos esbeltas utilizadas no Estado de São Paulo.

10.5.5. Permeabilidade e Saturação dos Materiais da Estrutura de Pavimentos de Baixo Volume de Tráfego

A AASHTO (1986) utiliza o coeficiente m para o cálculo do número estrutural SN, conforme foi visto na equação 10.4. Esse coeficiente expressa uma combinação entre o coeficiente de permeabilidade do material e a possibilidade desse material vir a saturar. Como foi discutido no capítulo 8, a permeabilidade dos solos lateríticos é baixa. Porém, nesse mesmo capítulo, foram analisados dados de umidade dos solos em pavimentos. Verificou-se que se a construção dos pavimentos seguem as recomendações dados por Villibor e Mogami (1987), pode-se garantir que raramente a base estará exposta à saturação. A região próxima às bordas do pavimento sofrem as maiores variações de umidade, mas se forem construídos acostamentos e se estes estiverem bem compactados, a variação de umidade se dá nesta região, raramente solicitada pelo tráfego.

Isto posto, para as condições normalmente encontradas em pavimentos de baixo custo, a AASHTO recomenda valores de m próximos à unidade ou mesmo ligeiramente superiores. Neste trabalho, tomou-se por hipótese que o valor de m é igual à unidade, ficando assim a favor da segurança. A adoção de valores superiores à unidade, como 1,10 a 1,15, levariam a uma redução da espessura das camadas.

10.6. VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO PELO MÉTODO DA AASHTO-1986

No item anterior, aplicou-se o modelo da AASHTO para os valores de módulo resiliente efetivo do subleito normalmente encontrados em regiões de subleito de solo laterítico, conforme discutido no capítulo 9, e para os valores de N entre 10^4 e 10^6 , definidos como típicos de rodovias de baixo volume de tráfego. A partir dessas duas variáveis, pelos gráficos das Figuras 10.1. e 10.2, verifica-se que a AASHTO fornece números estruturais baixos: inferiores a 1,0 até cerca de 2,5.

Pelos resultados obtidos no capítulo 9, verificou-se que os solos lateríticos compactados fornecem valores elevados de módulo resiliente. A análise de trechos de rodovias também atribuiu valores de módulos resilientes equivalentes bastante elevados. A partir desses resultados, foi discutido no item 10.4.4 que os coeficientes de camada a_i são também altos, às vezes superiores ao de materiais granulares.

Dessa forma, dado um número estrutural SN baixo e valores de coeficientes de camadas a_i altos, aplicando-se esses resultados na equação 10.4, tem-se estruturas de pavimentos esbeltas, com pequenas espessuras. Este fato mostra que o método de dimensionamento da AASHTO-1986 corrobora os pavimentos de baixo custo normalmente construídos no Estado de São Paulo, frequentemente fora das especificações tradicionais de materiais e da norma de dimensionamento vigente.

A seguir, aplica-se o método para o dimensionamento a algumas estruturas típicas utilizadas no Estado de São Paulo, de maneira a mostrar esses fatos expostos neste item. Serão verificadas basicamente 3 soluções de pavimento de baixo custo utilizando solos lateríticos:

Solução 1:

Recomendadas para níveis muito baixos de tráfego ($N \leq 5 \times 10^4$). Consta de compactação do solo laterítico do subleito próximo a energia normal, chamada de melhoria do subleito, sobre subleito de solo laterítico natural. Revestimento composto de tratamento superficial duplo - *Figura 10.4*.

Solução 2:

Recomendadas para até $N = 10^6$. Consta de compactação do solo laterítico do subleito próximo a energia normal, chamada de melhoria do subleito e execução de uma camada de base de 150 mm de espessura também em solo laterítico compactado a 100% da energia intermediária ou a 95% da modificada. Revestimento composto de tratamento superficial duplo ou de 30 mm de mistura asfáltica usinada tipo PMQ ou CBUQ - *Figuras 10.5 e 10.6*.

Solução 3:

Recomendadas para até $N = 10^6$. Consta de compactação do solo laterítico do subleito próximo a energia normal, chamada de melhoria do subleito, e execução de uma camada de reforço e uma de base, ambas com 150 mm de espessura, de solo laterítico compactado a 100% da energia intermediária ou a 95% da modificada. Revestimento composto de tratamento superficial duplo ou de 30 mm de mistura asfáltica usinada tipo PMQ ou CBUQ - *Figuras 10.7 e 10.8*.

Solução 1

Figura 10.4: Abáco para o dimensionamento de pavimentos típicos da solução 1. Confiabilidade de 50%.

Solução 2

Figura 10.5: Ábaco para o dimensionamento de pavimentos típicos da solução 2, com confiabilidade de 50%.

Solução 2

Figura 10.6: Ábaco para o dimensionamento de pavimentos típicos da solução 2, com confiabilidade de 75%.

Solução 3

Figura 10.7: Ábaco para o dimensionamento de pavimentos típicos da solução 3, cujo revestimento é constituído de tratamento superficial duplo. Os números próximos às linhas referem-se ao número estrutural mínimo necessário para a estrutura de pavimento. O número SN decorre dos gráficos das Figuras 10.1 e 10.2.

Solução 3

Figura 10.8: Ábaco para o dimensionamento de pavimentos típicos da solução 3, cujo revestimento é constituído de 30mm de CBUQ ou PMQ. Os números próximos às linhas referem-se ao número estrutural mínimo necessário para a estrutura de pavimento. O número SN decorre dos gráficos das Figuras 10.1 e 10.2.

A partir dos ábacos das *Figuras 10.4 a 10.8*, pode-se verificar que com os módulos resilientes efetivos normalmente obtidos com solos lateríticos, conforme foi visto no capítulo 9, é possível pelo método da AASHTO-1986 dimensionar pavimentos de baixo custo para até 10^6 repetições de carga equivalentes ao eixo padrão de 82 kN, obtendo-se estruturas esbeltas. Estas estruturas têm sido normalmente utilizadas no Estado de São Paulo, desde o final da década de 60, apesar dos solos, na maioria dos casos, estarem fora das especificações de materiais para base e dos métodos de dimensionamento vigentes apontarem algumas vezes inadequação dessas estruturas. As estruturas típicas utilizadas são decorrentes da grande experiência de engenheiros, que pela prática de obras e pelas pesquisas, propuseram soluções arrojadas e econômicas.

Foram verificadas algumas estruturas sob o ponto de vista de tensões e deformações por meio do programa Elsym5. Algumas constatações a respeito dos resultados são a seguir expostas:

Supondo-se que a camada de base seja homogênea e isotrópica, sem trincas, foram verificadas as tensões de tração na fibra inferior de camadas de base e dos reforços de solos lateríticos. Em geral, as tensões de tração resultantes estão na faixa de 10 KPa até 150 KPa, dependendo da estrutura e dos módulos equivalentes. Quanto maior a diferença de módulo resiliente entre a base e o subleito, maior a tensão de tração. Para praticamente todos os casos analisados das estruturas de pavimentos observadas por Aranovich et al (1985), as tensões de tração são maiores que 50 kPa, seja na base, como no reforço do subleito.

Cruz e Mellios (1972), pesquisando solos de barragens da CESP, determinaram a resistência à tração por meio de ensaio de tração realizado em câmara triaxial com corpos de prova compactados. Esses autores obtiveram resistência à tração de 17 a 43 kPa em amostras não saturadas. Souto-Silveira e Gaioto (1970), pesquisando um solo da região de São Carlos, encontraram em corpos de prova compactados prismáticos, resistência à tração na flexão de 25 kPa. Esses resultados de laboratório mostram que os solos (alguns devem ser lateríticos pela classificação, granulometria e características de compactação), apesar de coesivos, resistem pouco à tração, pelo menos para suportar as cargas de roda em pavimentos. Como conclusão, verifica-se que se os solos lateríticos não trincassem pela contração graças à perda de umidade, eles trincariam por tração. Ou seja, eles sempre trabalham trincados.

Nas verificações pelo programa Elsym5, foi utilizada a carga de 82 kN no eixo padrão. Se essa carga for maior, o que ocorre em solicitações por caminhões muito pesados,

trafegando com carga acima da legal, as tensões de tração serão ainda maiores na fibra inferior da base e do reforço.

Foram calculadas, por meio do Elsym 5, as tensões verticais de compressão atuantes no topo do subleito, que variam normalmente entre 100 a 250 kPa para os trechos analisados. Verificou-se pela equação de fadiga no subleito, extraídas de Marchand et al (1983), que devido aos altos módulos resilientes dos solos lateríticos, o solo suporta em geral mais que 10^9 repetições do eixo padrão de 82 kN.

As tensões de tração na fibra inferior dos revestimentos asfálticos usinados pode ser alta, com mais de 150 kPa em algumas estruturas analisadas. Estas tensões podem levar o revestimento ao trincamento por fadiga precocemente, antes de 10^6 repetições do eixo padrão. As misturas utilizadas devem ser suficientemente flexíveis, com módulos de resiliência da faixa de 1000 a 1500 MPa para aliviar as tensões nesta camada. Além disso, o alívio de tensões de tração na base e no reforço são muito pequenos ao introduzir-se um revestimento pouco espesso.

10.6. COMENTÁRIOS

Pôde-se verificar pela aplicação do método da AASHTO-1986 a validade das estruturas esbeltas de pavimentos que vem sendo utilizadas no Estado de São Paulo há mais de trinta anos, construídas com solos locais lateríticos.

Foram encontrados para os solos lateríticos compactados valores de coeficiente de camada, chamado no Brasil de coeficiente estrutural, altos, semelhantes ou mesmo superiores aos materiais granulares nobres da pavimentação, como a brita graduada simples e as misturas estabilizadas granulometricamente.

A combinação das excelentes propriedades dos solos lateríticos coesivos e da atuação climática favorável sobre estes solos compactados fornece um material de pavimentação estável, com boa capacidade de suporte, resistente às solicitações por cargas repetidas.

Observou-se que o modelo da AASHTO-1986 fornece valores de número estrutural SN praticamente independentes da variação de serventia imposta em projeto, quando a estrutura é bastante esbelta, representada por SN baixo, menor que 2,0. Ou seja, o modelo da AASHTO pode ser interpretado como um modelo basicamente estrutural em casos de baixo volume de tráfego e altos módulos resilientes do subleito.

A partir de resultados de análises mecânicas de estruturas de pavimentos de baixo custo, observou-se que as tensões de tração na fibra inferior da base e do reforço são em geral maiores que as resistências à tração encontradas em ensaios de laboratório realizados por Cruz e Mellios (1972) e Souto-Silveira e Gaioto (1970) com solos do Estado de São Paulo. Esse fato mostra que se o pavimento não trincasse por contração advinda da perda de umidade, trincaria por tração.

Não se sabe como é a evolução dos solos lateríticos trincados em bases de pavimentos quanto ao seu comportamento resiliente. Um estudo mais aprofundado deve ser realizado, envolvendo monitoramentos periódicos, com determinação de bacias de deslocamentos para possibilitar a determinação dos módulos resilientes equivalentes. Caso o solo não ofereça resistência adequada na superfície da trinca, as solicitações de tráfego geram progressivos desprendimentos de solo na trinca, interferindo no entrosamento entre os blocos e no módulo resiliente equivalente do conjunto. É necessário também verificar se as trincas evoluem, ramificando-se em trincas secundárias, dentro dos blocos de solos definidos pelas trincas primárias. Esse fator também influencia no valor do módulo resiliente. Se houver entrada de água na trinca, embora os solos lateríticos sejam suficientemente estáveis em presença de água, pode-se ter efeito similar ao acima citado, provocando desprendimento de material junto à superfície da trinca.

A partir dos dados disponíveis de pesquisa realizada em campo por Aranovich et al (1985), observou-se que o uso de misturas asfálticas usinadas favorece a redução da irregularidade superficial de pavimentos construídos com bases de solos lateríticos. Essa redução pode ser interessante se houver recursos orçamentários disponíveis, uma vez que ela aumenta o conforto ao rolamento e diminui os custos operacionais. Deve-se, no entanto, procurar executar revestimentos suficientemente flexíveis, já que as tensões de tração em um revestimento esbelto muito rígido provocariam trincamento precoce por fadiga. Além disso, um revestimento esbelto flexível acompanha as deformações permanentes que possam vir a ocorrer, sem rupturas.

Neste capítulo, foi vista a importância de utilizar um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis que não restrinja o uso dos materiais que não seguem as especificações tradicionais, respeitando as experiências locais. A partir de conceitos mais abrangentes desses métodos, é possível projetar estruturas mais esbeltas para finalidades que permitam trabalhar com maiores riscos. É fundamental existir um método que dê a liberdade aos engenheiros de projetar pavimentos, segundo especificações indicativas, sem restrições ao uso de materiais e de soluções diferenciadas das tradicionais. Paralelamente, para o caso de pavimentos para rodovias de baixo volume de tráfego, a

experiência européia e norte-americana tem mostrado a grande utilidade de um catálogo de estruturas, que especifique bem o material, mas que respeite as soluções regionais já testadas com sucesso. Um catálogo como este pode auxiliar prefeituras a construir suas rodovias municipais, sem que haja riscos significativos de ruptura ou, por outro lado, gastos desnecessários.

Conclusões

Inicialmente, foram apresentados dados da malha rodoviária brasileira que apontam uma carência de rodovias pavimentadas, em sua maioria rodovias de baixo volume de tráfego: de 1.500.000 km de rodovias, cerca de 90% encontram-se ainda em terra. Somente no Estado de São Paulo, calcula-se que haja cerca de 180.000 km de rodovias não pavimentadas.

Dada a grande importância das rodovias de baixo volume de tráfego no Brasil e, em especial, no Estado de São Paulo, foi proposto neste trabalho um estudo para o projeto de dimensionamento dos pavimentos de baixo custo, soluções que vem sendo utilizadas há mais de trinta anos. Essas estruturas alternativas são construídas com solos lateríticos locais e revestimentos asfálticos esbeltos. Apesar desses solos não atenderem as especificações tradicionais e as estruturas serem consideradas frequentemente inadequadas segundo as normas de dimensionamento vigentes, tem-se hoje mais de 5000 km de rodovias construídas utilizando essas soluções de baixo custo.

Este trabalho discutiu vários aspectos relacionados ao projeto de dimensionamento de pavimentos de baixo custo. Foi realizado um estudo das estatísticas de tráfego do DER-SP para verificar as distribuições por tipo de veículos. Essa análise mostrou que existem os mais variados tipos de utilização dessas rodovias, com 20 até 75% de veículos comerciais, caminhões e ônibus, participantes do total. Essas rodovias apesar de serem projetadas para baixos volumes de tráfego diário, são solicitadas por veículos pesados, provenientes das regiões agrícolas, usineiras e industriais de um modo geral.

O trabalho aprofundou-se mais nas características dos solos lateríticos, fundamentais para o estabelecimento de métodos de ensaios para sua identificação e para a compreensão do seu desempenho em campo. Foi discutido o comportamento peculiar dos solos lateríticos quanto à contração e à expansão, tirando-se proveito dessas diferenças para a identificação de um grupo de solos lateríticos que apresentam potencialidade de uso em pavimentos sem a adição de estabilizantes.

Discutiu-se sobre a importância da coesão dos solos lateríticos no sucesso das soluções de baixo custo. Essa coesão é em parte atribuída à cimentação de partículas decorrentes da ação dos óxidos hidratados de ferro e alumínio. A perda de umidade desses solos acarreta mudanças favoráveis, em parte irreversíveis, em sua resistência e, principalmente, em sua estabilidade. A secagem de solos compactados da estrutura do pavimento é um fenômeno comum no Estado de São Paulo, devido às condições climáticas. Esse aspecto também auxilia no bom desempenho dos solos lateríticos.

Foram feitas algumas considerações a respeito da movimentação de água nos pavimentos construídos com solos lateríticos. Foi verificado que em solos coesivos, há o desenvolvimento de altas tensões de sucção resultando em uma diferença expressiva de carga hidráulica total entre o solo situado no eixo do pavimento e o solo das bordas, e entre a base e o subleito. Essa carga provocaria um caminhamento rápido da frente de umidade rumo à base, vinda tanto dos acostamentos quanto do subleito, se alguns fatores importantes não interferissem nessa movimentação. Esses fatores são: a baixa permeabilidade dos solos lateríticos compactados, tornando lenta a movimentação d'água, a presença de lençóis freáticos em geral profundos e a importante atuação dos gradientes térmicos entre a base e o subleito, que tendem a equilibrar o sistema, provocando uma tendência de fluxo d'água em sentido contrário em forma de vapor d'água.

A compreensão desses fenômenos é importante tanto no que diz respeito à escolha dos materiais, quanto aos cuidados construtivos. Com relação a esses últimos, foi discutida a importância da construção de acostamentos, com solo laterítico coesivo, bem compactados, embora estes não recebam a sollicitação do tráfego. Essa medida construtiva deve ser adotada para distanciar a região de infiltração d'água vinda dos acostamentos daquela onde passam as rodas externas dos veículos. Mais uma vez, o uso de solos lateríticos não coesivos não é indicado pois são responsáveis pela chegada da frente de umidade nas regiões de sollicitação do tráfego em questão de horas.

Foram realizados ensaios de resiliência em corpos de prova compactados utilizando amostras de solos provenientes de jazidas exploradas para a construção de trechos de rodovias. Observou-se que os solos lateríticos coesivos apresentam módulos resilientes de valor comparável ou mesmo superiores àqueles característicos de materiais granulares nobres para a pavimentação. Esses valores foram confirmados por retroanálises de bacias de deslocamentos recuperáveis obtidas por meio de viga de Benkelman em trechos experimentais construídos com solos lateríticos.

Foi verificada a inadequação de solos lateríticos não coesivos para bases de pavimentos, a despeito de seus altos índices de suporte CBR e baixas expansões. Esses solos apresentaram deformações permanentes expressivas, levando o corpo de prova à ruptura no ensaio de resiliência, quando submetido a tensões de confinamento baixas e sollicitado por tensão desvio 4 a 5 vezes a de confinamento. Essas evidências mostram que a caracterização de materiais pelas especificações tradicionais, além de serem restritivas, podem estimar erroneamente o desempenho dos solos com propriedades particulares.

Com base nos resultados de módulo resiliente dos solos lateríticos, foram verificadas as estruturas de pavimentos largamente utilizadas no Estado de São Paulo pela aplicação do método de dimensionamento norte-americano da AASHTO (1986), que publicou, pela primeira vez, um capítulo inteiramente dedicado aos pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego. O dimensionamento da estrutura obtida por esse método corrobora o uso das soluções de baixo custo, mostrando a adequabilidade das estruturas esbeltas

constituídas de solos lateríticos coesivos sobre subleitos resistentes também constituídos de solos lateríticos.

Observou-se que dado o trincamento das bases por perda de umidade, o módulo de resiliência equivalente das camadas é menor que aquele obtido em laboratório com o solo compactado e parcialmente seco. O módulo de laboratório refere-se ao solo de um bloco definido pelo aparecimento de trincas, e o módulo resiliente de campo a uma camada composta por blocos que trabalham em conjunto, transmitindo esforços uns para os outros pelo entrosamento.

A partir de análises macanísticas de estruturas de pavimentos de baixo custo, observou-se que as tensões de tração na fibra inferior das bases e dos reforços de subleito são em geral superiores à resistência à tração de solos compactados ensaiados em laboratório por Souto-Silveira e Gaioto (1970) e Cruz e Mellios (1972). Esse fato mostra que, se os solos lateríticos não trincassem por contração, trincariam à tração.

Deve-se aprofundar as pesquisas sobre o comportamento em campo dos solos lateríticos, com medidas periódicas dos deslocamentos em pavimentos, de modo a analisar a progressão do módulo resiliente desses solos. A partir desses estudos, podem ser estabelecidos modelos de evolução de trincas e de comportamento desses blocos resistentes constituídos de solos lateríticos.

Pesquisas também devem ser conduzidas para alternativas de revestimentos asfálticos esbeltos e suficientemente flexíveis de modo a não sofrerem trincamento precoce devido à atuação de excessivas tensões de tração, que podem levar o revestimento à fadiga. A flexibilidade também é importante para que o revestimento acompanhe as deformações permanentes dos pavimentos de baixo custo sem apresentar rupturas.

Acredita-se que os órgãos rodoviários devam rever suas normas de dimensionamento, com especificações indicativas e não restritivas quanto ao uso de materiais e de soluções diferentes das tradicionais. Esses métodos podem ser empíricos, baseados nas experiências e nas pesquisas, e em métodos mecanísticos, capazes de verificar os problemas de subdimensionamento ou de demasiada cautela no dimensionamento de algumas estruturas, ou mesmo da utilização equivocada de alguns materiais. Esses métodos de dimensionamento proporcionariam mais liberdade aos técnicos, aproveitando as experiências locais e a proposição de soluções mais econômicas para a pavimentação.

Paralelamente, é recomendado que os órgãos rodoviários formulem catálogos de estruturas típicas para rodovias de baixo volume de tráfego, com especificações bem definidas dos materiais e de técnicas adequadas de construção, respeitando as experiências regionais, incluindo soluções alternativas de baixo custo. Esses catálogos de estruturas típicas possibilitaria a ampliação segura e econômica da rede de rodovias de baixo volume de tráfego sob responsabilidade dos municípios.

Bibliografia

- AASHTO (1974). "AASHTO Interim Guide for Design of Pavement Structures - 1972". American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.
- AASHTO (1982). "Standard Methods of Sampling and Testing". American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.
- AASHTO (1986). "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures". American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.
- ABPv (1995). Boletim Informativo no. 144 - ano XXXVI, janeiro. Associação Brasileira de Pavimentação, Rio de Janeiro, R.J.
- AGGARWAL, H.R. and JAFRI, R.H. (1987). "Modified Material Specifications for Base Laterites for Secondary Roads". 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Lagos.
- ALVAREZ NETO, L. (1989). "Controle de Qualidade da Compactação de Solos Tropicais em Obras Viárias Urbanas". Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP. São Paulo, SP.
- ANDREATINI, L.P.V. (1970) "Um método para a Análise e Interpretação das Deflexões em Pavimentos Flexíveis". Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Publicação 439. 38 pp. Rio de Janeiro, R.J.
- ANDREATINI, L.P.V.; SERRA, P.R.M.; GODOY FILHO, A. e BODI, J. (1992). "Procedimento para a Escolha de Alternativas de Estruturas de Pavimentos Flexíveis para Vias de Tráfego Muito Leve e Leve". 26a. Reunião Anual de Pavimentação, Aracaju, SE. Vol II, pp 1157 - 1181. Associação Brasileira de Pavimentação.
- ARANOVICH, L.A.S.; NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F.; STANGE, J.R.; CERATTI, J.A. e MOTTA, L.M.G. (1985). Relatório da Pesquisa do BNDES - Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social, em conjunto com os DER-PR, DER-SP, DER-MT, DER-MS e DER-GO.
- ARNOLD, W. (1985). "Tropische Residualboeden: Charakterisierung aufgrund von Porosimetriekriterien und Klassifizierung mit Hilfe von Schrumpfvolumen und Trockenfestigkeit". Dissertation, IGB, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Suíça.
- ASARE-DARKO, E.(1984). "The influence of High Compaction on the Strength and Deformation Characteristics of Some Lateritic Gravel and Crushed Granitic Rock". Report J 362, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Suíça.
- AUTRET, P. (1982). " Contribution à l'Étude des Graveleux Latéritiques Traités au Ciment. Limite de Retrait". Bull. de Liaison de Ponts et Chaussées, no. 118, mars-avril. France.
- BALBO, J.T. (1992). Comunicação pessoal.

- BARATA, F.E. (1969). "Effect of Heating on Bearing Capacity of Highway Subgrades". Highway Research Board, Sp. Rep. 103, pg 141 a 149.
- BARQUETE, A. (1986). "Pista Experimental - Solo Argiloso: Sertãozinho-Dumont". I SEMIVI - Seminário Interno de Vicinais, DER-SP, setembro. DER-SP/ARB/AEDERESP.
- BENKELMAN, A.C. (1962). "Structural Deterioration of Test Pavements: Flexible". The AASHO Road Test - Proceedings of a Conference - St. Louis, Mo. Special Report 73, pp 173 - 185. Highway Research Board, National Academy of Science - National Research Council. Washington.
- BERNUCCI, L.L.B. (1987). "Expansão e Contração de Solos Tropicais Compactados e sua Aplicação às Obras Viárias. Classificação de Solos com base na Expansão e na Contração". Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- BERNUCCI, L.L.B.(1988). "Aplicação do Módulo Resiliente ao Dimensionamento de Pavimentos de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego". Relatório Interno - IGB - Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Suíça. 62 pgs. Julho.
- BERNUCCI, L.L.B. e SERRA, P.R.M. (1990). "Mistura Argila Laterítica - Brita como Base de Pavimentos Econômicos Urbanos - Segmento Experimental de Diadema, SP". 24a. Reunião Anual de Pavimentação, julho, Belém, PA. Vol 2, pg 335 a 345. ABPv.
- BERNUCCI, L.L.B. e BALDUZZI, F.(1994). "Características de Comportamento à Expansão e à Contração de Solos Tropicais". VIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Recife, PE. Vol I, pp 287 - 298. ANPET - Associação Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes.
- BIRD/DNER/BNDE (1979). "2o. Manual de Rodovias Vicinais". Banco Internacional de Reconstrução e Desenvolvimento/Ministério da Indústria e Comércio/Ministério dos Transportes.
- BLIGHT, G.E. and WILLIAMS, A.A.B. (1971). "Cracks and Fissures by Shrinkage and Swelling". 5th Reg. Conf. for Africa on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Luanda, Angola, August.
- BLUMER, M. & FETZ, L.B. (1988). "Dimensionierung Ausarbeiten des Katalogs der Oberbautypen - Dimensionnement Elaboration du Catalogue des Types de Superstructure". VSS - Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, no.147. Eidgenössisches Verkehrs-und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau. Schweiz.
- BOSCOV, M.E.G. (1985). "Application de la Résistance à Sec Déterminée par l'Essai Brésilien à la Classification de Sols Fins d'après A.Casagrande en Laboratoire". Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Eidgenössische Technik Hochschule Zürich.
- BURMISTER, D.M. (1945a). "The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems I". Journal of Applied Physics, Vol.16, February, pp 89 - 94.
- BURMISTER, D.M. (1945b). "The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems II". Journal of Applied Physics, Vol.16, February, pp 126 - 127.
- BURMISTER, D.M. (1945c). "The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems III". Journal of Applied Physics, Vol.16, February, pp 296 - 302.

- CAMACHO, J.(1994). "Deformabilidade de um Solo Colapsível Sujeito a Cargas Dinâmicas" - X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz de Iguaçu, PR. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos. Vol 2, pg 397 a 404 . Novembro.
- CAMPELLO, C.S.; PINTO, S. e PREUSSLER, E.S. (1991). "Um Estudo das Propriedades Mecânicas de Solos Tropicais". 25a. Reunião Anual de Pavimentação, São Paulo, pp 889 a 913, vol II. ABPv - Associação Brasileira de Pavimentação.
- CAMPS, R.M.P. (1990). "Estudo Experimental sobre a Sucção de um Solo Arenoso Compactado Utilizando Tensiômetro". Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP.
- CAREY Jr., W.N.; HUCKINS, H.C. and LEATHERS, R.C. (1962). "Slope Variance as a Measure of Roughness and the CHLOE Profilometer". The AASHO Road Test - Proceedings of a Conference - St. Louis, Mo. Special Report 73, pp 126 - 137. Highway Research Board, National Academy of Science - National Research Council. Washington.
- CASAGRANDE, A. (1947). "Classification and Identification of Soils". Papers; American Society of Civil Engineers, pg 783-810. June.
- CIC (1984). "Les Structures de Chaussées à Faible Trafic utilisant du Ciment". Centre d'Informacion de l'Industrie Cimentière. Routes no.9. Mars. France.
- CISSÉ,A. (1980). "Le Compactage à Sec: Mythe ou Réalité?". Bulletin de Liaison de Laboratoire Central des Ponts e Chaussées, No.105 - jan/fev. France.
- CHARMAN, J.H. (1988). "Laterite in Road Pavements". Overseas Development Administration/Transportation and Road Research Laboratory..Special publication 47 of Construction Industry Research and Information Association. UK.
- COSTA, C.R.V. (1983). "Relação entre Índice de Suporte Califórnia (CBR) com Imersão e sem Imersão para Solos Tropicais". 18a. Reunião Anual de Pavimentação. Porto Alegre, RG, setembro. Vol.2, pg 485 a 497. ABPv - Associação Brasileira de Pavimentação.
- CRONEY, D. (1952). " The Movement and Distribution of Water in Soils". Geotechnique, vol 3, pp 1-16.
- CRONEY, D. AND COLEMAN, J.D. (1961). "Pore Pressure and Suction in Soil". Conference Pore Pressure and Suction in Soils, British National Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, march, 1960. Butterworths, London.
- CRONEY, D. and CRONEY, P.(1991). "The Design and Performance of Road Pavements". 2nd. Edition. McGraw-Hill Book Company. London.
- CRUZ, P. e MELLIOS, G. (1972). "Notas sobre a Resistência à Tração de alguns Solos Compactados". VIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Tema III. Centrais Elétricas de São Paulo S/A - CESP. São Paulo, SP.
- DAEE (1984). Boletim Hidrometeorológico No.12. Dados Hidrometeorológicos do Ano de 1981 da Rede Básica do Estado de São Paulo. Centro Tecnológico de Hidráulica, Departamento de Águas e Energia Elétrica. São Paulo, SP.

- DER-SP (1981). "Evolução Histórica e Características do Trânsito na Rede Rodoviária". APT/EPP. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.
- DER-SP (1982). "Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis - Secção 6.04. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.
- DER-SP (1985). "Estatística do Trânsito - relativa ao ano de 1984". APT/EPP. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. Idem para os anos de 1976, 1980 a 1985.
- DER-SP (1991). "Manual de Normas. Pavimentação". Seção 3.09. Base de Solo Arenoso Fino Laterítico. pg 112-124. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. São Paulo, SP.
- DER-SP (1992). Caderno de Serviços - Janeiro. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. São Paulo, SP.
- DER-SP (1994a). Tabela de Preços Unitários - Novembro. Diretoria de Engenharia - Assessoria de Construção. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. São Paulo, SP.
- DER-SP (1994b). "Estatística do Trânsito - relativa ao ano de 1993". DP/APP/EPP. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. Idem para os anos de 1986 a 1993.
- EMBRAPA (1983). Mapa Exploratório de Solos - Rio de Janeiro/Vitória. Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Ministério da Agricultura - Ministério das Minas e Energia.
- FABBRI, G.T.P.; FERNADES JR., J.L.; WIDMER, J.A. E SÓRIA, M.H.A. (1990). "Análise de Composições Rodoviárias quanto a Fatores de Destruição de Pavimentos". 24a. Reunião Anual de Pavimentação. Belém, PA. pp 147-169. Associação Brasileira de Pavimentação.
- FABBRI, G.T.P.(1994). "Caracterização da Fração Fina de Solos Tropicais através da Adsorção de Azul de Metileno. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- FIPAI/DER-SP (1976a). "Relatório Mensal no.03/02". Convênio Fundação para Incremento da Pesquisa e Aperfeiçoamento Industrial - Escola de Engenharia de São Carlos, USP/DER-SP. Setembro, São Carlos , S.P.
- FIPAI/DER-SP (1976b). "Relatório Mensal no.07/04". Convênio Fundação para Incremento da Pesquisa e Aperfeiçoamento Industrial - Escola de Engenharia de São Carlos, USP/DER-SP. Novembro, São Carlos , S.P.
- FIPAI/DER-SP (1976c). "Relatório Mensal no.08/01". Convênio Fundação para Incremento da Pesquisa e Aperfeiçoamento Industrial - Escola de Engenharia de São Carlos, USP/DER-SP. Dezembro, São Carlos , S.P.
- FIPAI/DER-SP (1976d). "Relatório Mensal no.08/01". Convênio Fundação para Incremento da Pesquisa e Aperfeiçoamento Industrial - Escola de Engenharia de São Carlos, USP/DER-SP. Dezembro, São Carlos , S.P.
- FIPAI/DER-SP (1977). "Relatório Quinzenal no.17/01". Convênio Fundação para Incremento da Pesquisa e Aperfeiçoamento Industrial - Escola de Engenharia de São Carlos, USP/DER-SP. Abril, São Carlos , S.P.

- FIPAI/DER-SP (1978). "Relatório Mensal no.11 vol.III". Convênio Fundação para Incremento da Pesquisa e Aperfeiçoamento Industrial - Escola de Engenharia de São Carlos, USP/DER-SP. Setembro, São Carlos, S.P.
- FIPAI/DER-SP (1979a). "Relatório Mensal no.03/42". Convênio Fundação para Incremento da Pesquisa e Aperfeiçoamento Industrial - Escola de Engenharia de São Carlos, USP/DER-SP. Janeiro, São Carlos, S.P.
- FIPAI/DER-SP (1979b). "Relatório Mensal no.05/42". Convênio Fundação para Incremento da Pesquisa e Aperfeiçoamento Industrial - Escola de Engenharia de São Carlos, USP/DER-SP. Março, São Carlos, S.P.
- FORTES, R.M. E NOGAMI, J.S. (1991). "Método Expedito de Identificação do Grupo MCT de Solos Tropicais Utilizando-se Anéis de PVC Rígido". 25a Reunião Anual de Pavimentação, São Paulo, SP. Vol I, pg 591 a 604. ABPv - Associação Brasileira de Pavimentação.
- FOSTER, C.R. and AHLVIN, R.G. (1954). "Stresses and Deflections Induced by a Uniform Circular Load". Proceedings of Thirty-Third Annual Meeting, Highway Research Board, pp 467 - 470. Washington.
- FREDLUND, D.G. and RAHARDJIO, H. (1993). "Soil Mechanics for Unsaturated Soils". John Wiley & Sons, Inc. New York.
- GEOLOGICAL SOCIETY - ENGINEERING GROUP WORKING PARTY (1990). "Tropical Residual Soils". Reprinted from *The Quarterly Journal of Engineering Geology*, 23, No.1. Distribution: Overseas Development Administration. ODA/TRL, UK.
- GICHAGA, F.J.; MURUNGA, P.A. and ATIBU, F.S. (1987). "Design and Performance os Flexible Road Pavements under Tropical". 9th- Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lagos, September - ISSMFE. pp 559 - 564. Ed. A.A. Balkema.
- GIDIGASU, M.D. (1980). "Some Contributions to Tropical Soils Engineering in Ghana". 7th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. pg 509-626. Accra, Ghana, June.
- GIDIGASU, M.D., ASANTE, S.P.K. and Dougan, E. (1987). "Identification os Suitable Nontraditional Tropical and Residual paving materials in Relation to the environmental". Canadian Geotechnical Journal. pg 58-71, Vol 24, no.1, febr. National Research Council of Canada.
- HARICHANDRAN, R.S.; BALADI, G.Y. and YEH, M.S.(1989). "MICH-PAVE - Nonlinear Finite Element Program for Analysis of Flexible Pavements". Michigan Department of Transportation.
- HARICHANDRAN, R.S.; YEH, M.S. and BALADI, G.Y.(1990). "MICH-PAVE: A Nonlinear Finite Element Program for Analysis of Flexible Pavements". Transportation Research Record no.1286, pp 123-131. Transportation Research Board.
- HEUKELOM, W. and FOSTER, C.R. (1960). "Dynamic Testing of Pavements". Jornal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, February, 2368, SM1, pp 1 - 28.

- HRB (1962). "The AASHO Road Test" Report 5, Pavement research. Highway Research Board, Special Report 61E. National Academy of Science - National Council. Publication no. 954. Washington.
- HVEEM, F.N. (1955). "Pavement Deflections and Fatigue Failures". 34th Annual Meeting, Highway Research Board, Bulletin 114, pp 43 - 73.
- HVEEM, F.N.; ZUBE, E. BRIDGES, R. and FORSYTH, R. (1963). "The Effect of Resilience-Deflection Relationship on the Structural Design of Asphaltic Pavements". Inter. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements Proceedings, 1962. pp 649 -666. Ann Arbor, Michigan, USA.
- IAC (1981). Mapa Pedológico - Quadrícula São Carlos. Instituto Agrônomo de Campinas.
- IGNATIUS, S.G. (1988). "Uso dos Limites de Atterberg e da Análise Granulométrica na Identificação e Classificação de Solos Tropicais para Fins de Engenharia Civil". Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.
- IPR (1981). "Pesquisa de Influência de Carga por Eixo na Rodovias". Boletim Técnico No. 85. Outubro. Divisão de Pesquisa do Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.
- IPT (1968). "Ensaio de Deflexão no Trecho Experimental com Base de Solos Arenito". Relatório no.4.948 - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, SP.
- IPT (1975). "Medidas com a Viga Benkelman". Relatório no.8.037 - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo, SP.
- IPT (1976). "Medidas com a viga de Benkelman". Relatório no.8.714 - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo, SP.
- IPT (1981a). "Mapa Geomorfológico de Estado de São Paulo". Volume I. Divisão de Minas e Geologia Aplicada. Monografia nº 5, São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo, SP.
- IPT (1981b). "Mapa Geológico de Estado de São Paulo". Volume I. Divisão de Minas e Geologia Aplicada. Monografia nº 6, São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo, SP.
- IPT (1994). "Carta Geotécnica do Estado de São Paulo". Volume I - Escala 1:500.000. Departamento de Ciência e Tecnologia. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo, SP.
- IRICK, P.E.; CAREY Jr., W.N. and HAIN, R.C.(1961). "A Rationale for Analysis of Pavement Performance". AASHO Road Test Technical Staff Papers. Highway Research Board, Special Report 66, pp1 - 18. National Academy of Sciences - National Research Council.
- LAMBE, T.W. and WHITMAN, R.V. (1979). "Soil Mechanics, SI Version". John Wiley & Sons, New York.
- LENTZ, R.W. and BALADI, G.Y. (1980). "Prediction of Permanent Strain in Sand Subjected to Cyclic Loading". Transportation Research Record no. 749. Transportation Research Board.

- LEPSCH, I.F. (1976). "Solos - Formação e Conservação". Série Prisa Brasil, nº 31. São Paulo, Melhoramentos/MEC/EDUSP.
- LINSLEY, R.K. e FRANZINI, J.B.(1978). "Engenharia dos Recursos Hídricos". Tradução. São Paulo, EDUSP/Mc Graw-Hill do Brasil.
- LIVNEH, M. and GREENSTEIN, J. (1978). "A Modified California Bearing Ratio Test for Granular Materials". Geotechnical Testing Journal, Vol I, No. 3, pg 141 a 147, September.
- MARCHAND, J.P.; DAUZATS, M.; LICHTENSTEIN, H. et KOBISH, R. (1983). "Quelques Formules Utiles pour le Calcul des Chaussées sur Petites Calculatrices Programmables". Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. no. 125, mai-juin, pp 53 - 67. Paris.
- MARINHO, F.A.M. (1994). "Shrinkage Behaviour of Some Plastic Soils". PhD Thesis. Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, U.K.
- MATTHEWS, J.M. and PANDEY, B.B. (1990). "Performance of Flexible Pavements". Transportation Research Record, no. 1307, pp 51 - 62.
- McFADDEN, G. and PRINGLE, T.B. (1950). "Development and Scope of Investigation". Development of CBR Flexible Pavement Design Method for Airfields. Transactions of American Society of Civil Engineers. Vol. 115. pp 456 - 460. New York.
- McKENDRICK JR., W.B. (1962). "History of Project" The AASHO Road Test - Proceedings of a Conference - St. Louis, Mo. Special Report 73, pp 4 - 15. Highway Research Board, National Academy of Science - National Research Council. Washington.
- MEDINA, J. e MOTTA, L. (1989). "Resilient Behavior of Brazilian Tropical Soils in Pavement Design". 2nd Int.Symp. on Pavement Evaluation and Overlay Design. Vol I, pp 1.1.1 a 1.1.22. September. ABPv - Associação Brasileira de Pavimentação.
- MILLARD, R.S. (1993). "Road Building in the Tropics". State-of-the-Art Review 9. Transportation Research Laboratory. London, HMSO.
- MITCHELL, J.K. and SITAR, N. (1982). "Engineering Properties of Tropical Residual Soils". Geotechnical Specialty Conf. on Eng. and Const. in Tropical and Residual Soils. Honolulu, Hawaii. pp 30- 57. ASCE.
- MONISMITH, C.L.; SEED, H.B.; MITRY, F.G. and CHAN, C.K. (1967). "Prediction of Pavement Deflections from Laboratory Tests". Sec. Inter. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements. pp 52 - 88. Ann Arbor, Michigan, USA.
- MORETTI, R.S. (1987). "Tratamento Primário. Efeito da Adição de Brita no Comportamento de um Solo Argiloso". Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da USP. São Paulo, SP.
- MORIN, W.J. and TODOR, P.C. (1979). "Laterita e Solos lateríticos e outros Solos Problema dos Trópicos - Projeto de Pavimentos Flexíveis em Regiões Tropicais". Capítulo 7, Vol.I do trabalho realizado pela USAID, com cooperação do DNER do Brasil. Simpósio Internacioanl de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, Rio de Janeiro, R.J. Associação Brasileira de Pavimentação.

- MOTTA, L.M.G.; ARANOVICH, L.A.S. e CERATTI, J.A.P. (1985). "Comportamento Resiliente de Solos Utilizados em Pavimentos de Baixo Custo". Solos e Rochas - Revista Brasileira de Geotecnia, vol 8, no.3, dezembro, pp 15 a 42. ABMS, São Paulo, SP.
- MOTTA, L.M.G.; MEDINA, J.; MATOS, M.V.M. e VIANNA, A.A.D. (1990). "Resiliência de Solos Pedregulhosos Lateríticos". 24a. Reunião Anual de Pavimentação, pp 233 a 255. Belém, PA. Associação Brasileira de Pavimentação.
- MOTTA, L.M.G. (1991). "Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas". Tese de Doutorado. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, R.J.
- MRW (1985). "Chemins Ruraux - Guide de Conception et de Dimensionnement". 45pp. service de Remembrement Rural - Ministère de la Région Wallonne. Bruxelles, Belgique.
- NASCIMENTO, U.; CASTRO, E. and RODRIGUES, M. (1964). "Swelling and Petrification of Lateritic Soils". LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Technical Paper Nº 215, Lisboa, Portugal.
- NETTERBERG, F. (1975). "Self-Stabilization of Roads: Fact ou Fiction ?" 6 th Reg. Conf. for Africa on Soil Mech. and Found. Eng. Durban, Africa.
- NOGAMI, J.S. (1976). "Constituição e Ocorrência dos Solos". Notas de Aula. Departamento de Engenharia de Minas. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- NOGAMI, J.S. (1986). "Características dos Solos Tropicais". Notas de Aula de PTR-724 - Tecnologia de Materiais Tropicais para Obras Cívicas. Curso de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP.
- NOGAMI, J.S.; BERNUCCI, L.B. e VILLIBOR, D.F. (1995). "Contração de Solos Arenosos Finos Lateríticos: Simplificações para a Escolha desse Solos para Bases de Pavimentos de Baixo Custo". 29a Reunião Anual de Pavimentos, Cuiabá, MT. ABPv.
- NOGAMI, J.S. e COZZOLINO, V.M.N. (1985). "A Identificação de Solos Tropicais: Dificuldades e Proposta de um Método Preliminar". 20a. Reunião Anual de Pavimentação. Novembro, Fortaleza, pp 115 - 134. ABPv.
- NOGAMI, J.S. et al (1985). " Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils - Progress Report". Committee on Tropical Soils of the ISSMFE. Theme 1, Topic 1.1 Preliminary Remarks. ABMS.
- NOGAMI, J.S. e VILLIBOR, D.F. (1981). "Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias". Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COPPE/UFRJ - CNPq - ABMS; pg 30 - 41. Setembro, Rio de Janeiro, RJ.
- NOGAMI, J.S. e VILLIBOR, D.F. (1983). "Os Solos Tropicais Lateríticos e Saprolíticos e a Pavimentação". 18 a Reunião Anual de Pavimentação. Porto Alegre. Vol 2, pg 463 a 484. ABPv.
- NOGAMI, J.S. and VILLIBOR, D.F. (1994). "A New Simple Method for Classification of Lateritic and Saprolitic Soils". 7th International IAEG Congress, Portugal. pg 3391-3400. A.A.Balkema.

- NOGAMI, J.S. e VILLIBOR, D.F. (1995). "Pavimentos de Baixo Custo com o Uso de Solos Lateríticos" - Livro a ser editado.
- OECD (1986). "Economic Design of Low-Traffic Roads". Road Transport Research, Organisation for Economic Co-operation and Development. Paris.
- OGURTSOVA, J.; BOSSO, A.C.N.; MORILHA Jr., A.; FERNANDES, J.A.A.; MARONI, L.G. E SCHIMDT, L.A. (1991). "Pavimentos de Baixo Custo sobre Solos Argilosos Revestidos com Membrana Impermeável de Geotêxtil não Tecido e Asfalto". 25a Reunião Anual de Pavimentação, São Paulo, SP. ABPv.
- O'REILLY, M.P. and MILLARD, R.S. (1969). "Road Materials and Pavement Design in Tropical and Sub-tropical Countries". RRL Report LR 279. Road research Laboratory. Crowthorne, Berkshire.
- PARSONS, A.W. (1976). "The Rapid Measurement of the Moisture Condition of Earth Moving Material". Transport and Road Research Laboratory, L.R.750. Crowthorne, U.K.
- PARSONS, A.W. (1992). "Compaction of Soils and Granular Materials: A Review os Research Performed at the Transport Research Laboratory". Transport Research Laboratory, Department of Transport. HMSO, London, U.K.
- PEREIRA, A.M. (1985). "Análise Crítica dos Fatores de Equivalência adotados pelo DNER e sua Adequação às Rodovias de Tráfego Pesado". Tese de Prof. Titular. UFPR.
- PINTO, C.S. (1964). "Primeira Pesquisa por Equipe. Estudo da Dispersão do Ensaio CBR". Boletim Técnico no. 6, Associação Brasileira de Pavimentação. Rio de Janeiro, RJ.
- PINTO, C.S. (1985). "Estabilização de Pavimentos com Cal". V Reunião Aberta da Indústria da Cal: O Uso da Cal na Engenharia Civil. pp 79 - 112. Departamento de Engenharia Civil/Grêmio Politécnico/Centro de Engenharia Civil/Associação dos Produtores de Cal. EPUSP, São Paulo, SP.
- PMSP (1992). "Normas Técnicas da PMSP-92: Estudo de Adequação das Normas e Especificações e Métodos de Dimensionamento de Pavimento- GT-92". Secretaria de Vias Públicas da Prefeitura do Município de São Paulo. D.O.M., São Paulo, 37 (207), quarta-feira, 4 nov., pag. 26.
- PORTER, O.J. (1942). "Foundations for Flexible Pavements". Highway Research Board Proceedings 22. pg 100-136. USA.
- PORTER, O.J. (1950). "Development of the Original Method for Highway Design". Development of CBR Flexible Pavement Design Method for Airfields. Transactions of American Society of Civil Engineers. Vol. 115. pp 461 - 467. New York.
- PREUSSLER, E.S. (1983). "Estudo da Deformação Resiliente de Pavimentos Flexíveis e Aplicação ao Projeto de Camada de Reforço". Tese de Doutorado. COPPE - UFRJ.
- PREUSSLER, E.S.; MEDINA, J. e PINTO, S. (1981). "Resiliência de Solos Tropicais e sua Aplicação à Mecânica dos Pavimentos". Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. pp 591 - 614. COPPE/UFRJ - CNPq - ABMS.

- PREUSSLER, E.S. e PINTO, S. (1982). "Proposição de Método para Projeto de Reforço de Pavimentos Flexíveis, considerando a Resiliência". 17a. Reunião Anual de Pavimentação. Brasília. Vol 1, pp II.205 a II.263. ABPv.
- RADA, G.R.; WITCZAK, M.W. and RABINOW, S.D. (1989). "Comparison of AASHTO Structural Evaluation Techniques Using Nondrestrutive Deflection Testing". Transportation Research Record no. 1207, pp 134-144. Transportation Research Board.
- RICCOMINI, C. e COIMBRA, A.M. (1992). "Geologia da Bacia Sedimentar". Mesa Redonda: Solos da Cidade de São Paulo, pg 37 a 94. São Paulo, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos.
- RRL (1952). "Soil Mechanics for Road Engineers". Road Research Laboratory, Department of Science and Industrial Research. Her Majesty's Stationary Office, London.
- SANTANA, H. (1989). "Evolução dos Métodos de Projeto, Avaliação e Reforço de Pavimentos Asfálticos no Brasil" 2o. Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço. Conferência, pg C-1-A.1 a C-1-A.78 Vol.II. Associação Brasileira de Pavimentação, Rio de Janeiro, setembro.
- SANTANA, H. (1993). "Introdução à Mecânica dos Pavimentos de Baixo Custo". 27a Reunião Anual de Pavimentação, Teresina, PI. Vol.I, pg 488 a 522. ABPv. Novembro.
- SCHMIDT, B.R. (1988). "Vicinais - Tentativa de Análise da Situação e Proposta de Formulação de uma Política". I SENAVI - Seminário Nacional de Vicinais. Junho, São Paulo, SP. Pg. 022 a 033. DER/SP - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.
- SEED, H.B., CHAN, C.K. and MONISMITH, C.L. (1955). "Effects of Repeated Loading on the Strength and Deformation of Compacted Clay". Proceedings Thirty-Fourth Annual Meeting. Highway Research Board. pp 541-558.
- SEED, H.B. and CHAN, C.K. (1958). "Effect of Stress History and Frequency of Stress Application on Deformation of Clay Subgrades under Repeated Loading". Proceedings Thirty-Seventh Annual Meeting. Highway Research Board. pp 555-575.
- SEED, H.B.; CHAN, C.K. and LEE, C.E. (1963). "Resilience Characteristics of Subgrade Soils and their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements". Inter. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements Proceedings, 1962. pp 611 -636. Ann Arbor, Michigan, USA.
- SEED, H.B.; MITRY, F.G. MONISMITH, C.L. and CHAN, C.K. (1967). "Prediction of Flexible Pavement Deflections from Laboratory Repeated-Load Tests". National Cooperative Highway Research Program, Report 35. Highway Research Board.
- SERRA, P.R.M. e BERNUCCI, L.L.B. (1990). "Utilização de Solos Argilosos Lateríticos em Pavimentos Econômicos Urbanos - Segmento Experimental de Araras, SP". 6o Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia/IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações. Salvador, BA. Vol.2, pg 235 a 242. ABGE/ABMS.
- SETRA (1985). "Compactage des Assises de Chaussées traitées aux Liants Hydrauliques ou non Traitées - Liste d'Aptitude des Compacteurs Vibrants". Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, Direction des Routes, Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, France.

- SETZER, J. (1946). "Contribuição para o Estudo do Clima do Estado de São Paulo". São Paulo, Escolas Profissionais Salesianas.
- SETZER, J. (1966). "Atlas Climático e Ecológico do Estado de São Paulo" Comissão Interestadual da Bacia Paraná-Uruguai, em colaboração com CESP. São Paulo, SP.
- SETZER, J. (1972). "Atlas Pluviométrico do Estado de São Paulo (período 1941-1970)". Centro Tecnológico de Hidráulica, Departamento de Águas e Energia Elétrica. São Paulo, SP.
- SETZER, J. (1976). "Atlas da Evapotranspiração Efetiva no Estado de São Paulo". Centro Tecnológico de Hidráulica, Departamento de Águas e Energia Elétrica. São Paulo, SP.
- SILVA, P.D.E.A. (1995). "Contribuição para o Aperfeiçoamento do Emprego do programa FEPAVE2 em Estudos e Projetos de Pavimentos Flexíveis". Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, R.J.
- SOUTO - SILVEIRA, E.B. e GAIOTO, N. (1970). "Considerações sobre os Parâmetros de Tração dos Solos Compactados e sua Determinação". VI Seminário Nacional de Grandes Barragens.
- SOUZA, M.L. (1966). "Pesquisa sobre Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis". Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 192 - GTPv - 66 - 14. Conselho Nacional de Pesquisas.
- SOUZA, M.L. (1979). "Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis" 2a. Edição rev. e atual. Rio de Janeiro, Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Publicação no. 667/22. DNER.
- SOUZA, M.L.; MAGALHÃES, J.P.; SILVA, R.B. and SCHLOSSER, R.C.J. (1977). "Pavement Performance Analysis and Attempt to Reevaluate Flexible Pavement Design Criteria Adopted by Brazil's National Highway Department" VIIIth Int. Road Fed. World Meeting. 16 - 21 oct, pg 41 - 45. Tokyo, Japan.
- SVENSON, M. (1980). "Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos". Tese de Mestrado - COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, R.J.
- TAYLOR, D.W. (1948). "Fundamentals of Soil Mechanics". John Wiley and Sons. N.Y.
- THENN DE BARROS, S. (1965). "Gráfico para o Cálculo das Deflexões dos Sistemas de Duas Camadas". Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 15 pp, 48 - GTPv - 64 - 06. Rio de Janeiro, R.J.
- THENN DE BARROS, S. (1966). "O Cálculo da Deflexão dos Sistemas Elásticos de Duas e Três Camadas". Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 18 pp, 146 - SPv - 66 - 02. Rio de Janeiro, R.J.
- THOMPSON, M.R. and ROBBETT, Q.L. (1979). "Resilient Properties of Subgrade Soils". Transportation Engineering Journal, Vol 105, pp 71 - 89. ASCE.
- TINGLE, E.D. (1971). "Guia para o Projeto Estrutural de Estradas com Superfícies Betuminosas em Países Tropicais". 7o. Simpósio sobre Pesquisas Rodoviárias - 4a. Comissão. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, R.J.
- TOWNSEND, F.C.; MANKE, P.G. and PARCHER, J.V. (1971). "The Influence of Sesquioxides on Lateritic Soil Properties". Highway Research Record no. 374. pg 80 - 92.
- TRRL (1977). "Road Note 31 - Guide to the Structural Design of Bitumen -Surfaced Roads in Tropical and Sub-tropical Countries". Transportation and Road Research Laboratory. Her Majesty's Stationery Office. London.

- TURNBULL, W.J. (1950). "Appraisal of the CBR Method". Development of CBR Flexible Pavement Design Method for Airfields. Transactions of American Society of Civil Engineers. Vol. 115. pp 461 - 467. New York.
- TURNBULL, W.J.; FOSTER, C.R. and AHLVIN, R.G. (1962). "Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume". Inter. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements Proceedings, 1962. pp 821 -825. Ann Arbor, Michigan, USA.
- UEHARA, G. (1982). "Soil Science for the Tropics". Proc. of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference - Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils. Honolulu, Hawaii. pg 13-26. ASCE.
- UTIYAMA, H.; NOGAMI, J.S.; CORREA, F.C. e VILLIBOR,D.F. (1977). "Pavimentação Econômica: Solo Arenoso Fino". Revista DER No. 124, maio. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, São Paulo, SP. Pg 1 a 58.
- VAN TIL, C.J.; McCULLOUGH, B.F.; VALLERGA, B.A. and HICKS, R.G. (1972). "Evaluation of AASHO Interim Guides for Design of Pavement Structures". National Cooperative Highway Research Program, Report 128, 111 pp. Highway Research Board.
- VARGAS, M. (1982). "O Uso dos Limites de Atterberg na Classificação dos Solos Tropicais". VII Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações. Vol V, pp 262 - 278. Olinda/Recife, PE. ABMS.
- VENDRAMINI,C.A. PINTO,C.S. (1974). "CBR em Função do Processo de Compactação". V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. pg 71 a 83 Vol.II. São Paulo, S.P.
- VERTAMATTI, E.(1988). "Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com Base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resiliente". Tese de Doutorado. Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, SP.
- VILLIBOR, D.F. (1974). "Utilização de Solo Arenoso Fino na Execução de Bases para Pavimento de Baixo Custo". Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlo, SP.
- VILLIBOR, D.F. (1981). "Pavimentos Econômicos. Novas Considerações". Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- VILLIBOR, D.F.; FORTES, F.Q. e NOGAMI, J.S. (1992). "Conservação de Rodovias de Baixo Custo". 26a Reunião Anual de Pavimentação, Aracajú, SE. ABPv. pp. 1110 - 1156.
- VILLIBOR, D.F. e NOGAMI, J.S. (1987). "A Técnica Construtiva das Bases de Solo Arenoso Fino Laterítico". 22ª Reunião Anual de Pavimentação, Maceió. Vol.II, pg 467 a 506. ABPv.
- VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S.; FORTES, F.Q. e TONATO, J.E. (1995). "Pavimento de Baixo Custo com Base de Argila Laterítica". 29a Reunião Anual de Pavimentação, Cuiabá, MT. ABPv.
- VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S.; SORIA, M.A. e SERRA, P.R.M. (1993). "Pavimentação Econômica com Solos Finos". 27a Reunião Anual de Pavimentação, Teresina, PI. Painel 2. Vol.II, pg 467 a 506. ABPv.
- VISSER, A.T. e QUEIROZ, C.A.V. (1979). "Roughness Measurement Systems". Documento de Trabalho, Brasília.

- WAMBURA, J.H.G.; ODERA, M.S. and IKINDU, D.R. (1990). "Pavement Design and Construction Specifications Developed for Low-Cost, Low-Volume Roads in Kenya" Transportation Research Record no. 1291, pp 58-65. Transportation Research Board.
- WILK, W. and TSOHOS, G. (1992). "Dimensionierung von Beton-belägen auf Tragfähigkeit für Strassen mit geringem Verkehr (inkl. Radwege) - Dimensionnement des Routes en Béton de Ciment à Faible Trafic(y compris Pistes Cyclables)". VSS - Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, no.240. Eidgenössisches Verkehrs-und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau. Schweiz.
- WORLD BANK (1988). "Road Deterioration in Developing Countries: Causes and Remedies". Prepared by Clell Harral and Asif Faiz. World Bank Policy Study. The World Bank, Washington, D.C.

ANEXO A

Trechos de rodovias do Estado de São Paulo que foram construídos com solos lateríticos como material de base do pavimento.

Trecho: Cássia dos Coqueiros-SP338													
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/total	rebo/total	onibus/total	com/total	
	91 664	102	25	6	16	813	81,7	12,5	3,1	0,7	2,0	18,3	
	90 668	79	34	2	13	796	83,9	9,9	4,3	0,3	1,6	16,1	
	89 706	75	31	18	15	845	83,6	8,9	3,7	2,1	1,8	16,4	
	88 574	98	22	2	8	704	81,5	13,9	3,1	0,3	1,1	18,5	
	87 589	68	23	1	8	689	85,5	9,9	3,3	0,1	1,2	14,5	
	86 736	104	33	53	10	936	78,6	11,1	3,5	5,7	1,1	21,4	
	85 653	119	92	5	21	890	73,4	13,4	10,3	0,6	2,4	26,6	
	84 512	73	45	33	7	670	76,4	10,9	6,7	4,9	1,0	23,6	
	83 485	97	36	15	8	641	75,7	15,1	5,6	2,3	1,2	24,3	
	82 613	130	80	8	24	855	71,7	15,2	9,4	0,9	2,8	28,3	
	81 473	74	14	1	7	569	83,1	13,0	2,5	0,2	1,2	16,9	
	80 502	78	13	0	9	602	83,4	13,0	2,2	0,0	1,5	16,6	
Trecho: Ibirá-Sales (SP-369)													
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/total	rebo/total	onibus/total	com/total	
	92 1197	224	262	54	76	1813	66,0	12,4	14,5	3,0	4,2	34,0	
	91 1022	161	184	43	55	1465	69,8	11,0	12,6	2,9	3,8	30,2	
	90 1038	150	221	95	52	1556	66,7	9,6	14,2	6,1	3,3	33,3	
	89 860	168	159	51	40	1278	67,3	13,1	12,4	4,0	3,1	32,7	
	88 880	161	121	21	31	1214	72,5	13,3	10,0	1,7	2,6	27,5	
	87 874	263	273	54	41	1505	58,1	17,5	18,1	3,6	2,7	41,9	
	86 927	307	256	44	46	1580	58,7	19,4	16,2	2,8	2,9	41,3	
	85 1323	893	832	85	105	3238	40,9	27,6	25,7	2,6	3,2	59,1	
	84 1284	913	995	83	101	3376	38,0	27,0	29,5	2,5	3,0	62,0	
	83 858	550	537	64	91	2100	40,9	26,2	25,6	3,0	4,3	59,1	
	82 640	380	350	32	53	1455	44,0	26,1	24,1	2,2	3,6	56,0	
	81 608	346	305	20	36	1315	46,2	26,3	23,2	1,5	2,7	53,8	
Trecho: Acessoà Terra Roxa (SP-353)													
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/total	rebo/total	onibus/total	com/total	
	92 761	298	431	256	68	1814	42,0	16,4	23,8	14,1	3,7	58,0	
	91 871	556	777	296	28	2528	34,5	22,0	30,7	11,7	1,1	65,5	
	90 786	444	733	274	7	2244	35,0	19,8	32,7	12,2	0,3	65,0	
	89 846	562	745	286	9	2448	34,6	23,0	30,4	11,7	0,4	65,4	
	88 403	118	194	39	5	759	53,1	15,5	25,6	5,1	0,7	46,9	
	87 375	92	210	11	7	695	54,0	13,2	30,2	1,6	1,0	46,0	
	86 443	143	317	16	8	927	47,8	15,4	34,2	1,7	0,9	52,2	
	85 511	181	408	19	9	1128	45,3	16,0	36,2	1,7	0,8	54,7	
	84 543	155	434	17	8	1157	46,9	13,4	37,5	1,5	0,7	53,1	
	83 454	147	282	17	7	907	50,1	16,2	31,1	1,9	0,8	49,9	
	82 385	221	244	34	7	891	43,2	24,8	27,4	3,8	0,8	56,8	
	81 423	171	129	9	8	740	57,2	23,1	17,4	1,2	1,1	42,8	
	80	389	126	13	8	702	55,4	23,6	17,9	1,9	1,1	44,6	

trecho: Badly Bassit - Nova Aliança (SP-355)													
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/total	rebo/total	onibus/total	com/total	
92	923	204	211	38	43	1419	65	14,4	14,9	2,7	3	35	
91	862	154	160	16	35	1227	70,3	12,6	13	1,3	2,9	29,7	
90	962	85	99	17	43	1226	80,1	6,9	8,1	1,4	3,5	19,9	
89	889	90	104	26	39	1148	77,4	7,8	9,1	2,3	3,4	22,6	
88	716	105	99	38	45	1003	71,4	10,5	9,9	3,8	4,5	28,6	
87	750	102	86	28	37	1003	74,8	10,2	8,6	2,8	3,7	25,2	
86	723	84	59	16	29	911	79,4	9,2	6,5	1,8	3,2	20,6	
85	585	83	89	12	29	798	73,3	10,4	11,2	1,5	3,6	26,7	
84	552	111	83	1	23	770	71,7	14,4	10,8	0,1	3	28,3	
83	740	231	26	10	34	1041	71,1	22,2	2,5	1	3,3	28,9	
82	616	105	84	6	30	841	73,2	12,5	10	0,7	3,6	26,8	
81	517	93	36	1	27	674	76,7	13,8	5,3	0,1	4	23,3	
trecho: Novo Horizonte - Itajobi (SP-321)													
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/total	rebo/total	onibus/total	com/total	
92	1398	337	369	111	73	2288	61,1	14,7	16,1	4,9	3,2	38,9	
91	1180	216	245	73	40	1754	67,3	12,3	14,0	4,2	2,3	32,7	
90	959	144	242	66	47	1458	65,8	9,9	16,6	4,5	3,2	34,2	
89	999	223	203	71	30	1526	65,5	14,6	13,3	4,7	2,0	34,5	
88	1037	203	211	73	35	1559	66,5	13,0	13,5	4,7	2,2	33,5	
87	1083	326	289	54	36	1788	60,6	18,2	16,2	3,0	2,0	39,4	
86	1518	330	325	85	48	2306	65,8	14,3	14,1	3,7	2,1	34,2	
85	1297	727	717	108	105	2954	43,9	24,6	24,3	3,7	3,6	56,1	
84	964	470	523	85	77	2119	45,5	22,2	24,7	4,0	3,6	54,5	
83	1221	630	636	88	103	2678	45,6	23,5	23,7	3,3	3,8	54,4	
82	942	358	332	47	51	1730	54,5	20,7	19,2	2,7	2,9	45,5	
81	812	299	251	33	26	1421	57,1	21,0	17,7	2,3	1,8	42,9	
80	877	517	479	9	73	1955	44,9	26,4	24,5	0,5	3,7	55,1	
trecho: Ibitinga - Itápolis (SP-317)													
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/total	rebo/total	onibus/total	com/total	
92	1396	197	151	22	31	1797	77,7	11,0	8,4	1,2	1,7	22,3	
91	1452	206	156	28	28	1870	77,6	11,0	8,3	1,5	1,5	22,4	
90	1390	192	143	25	27	1777	78,2	10,8	8,0	1,4	1,5	21,8	
89													
88													
87	1289	1094	1188	752	90	4413	29,2	24,8	26,9	17,0	2,0	70,8	
86	707	475	515	253	42	1992	35,5	23,8	25,9	12,7	2,1	64,5	
85	1016	358	287	229	34	1924	52,8	18,6	14,9	11,9	1,8	47,2	
84	661	210	171	60	18	1120	59,0	18,8	15,3	5,4	1,6	41,0	
83	685	206	185	80	17	1173	58,4	17,6	15,8	6,8	1,4	41,6	
82	878	119	102	13	23	1135	77,4	10,5	9,0	1,1	2,0	22,6	
81	631	172	138	28	21	990	63,7	17,4	13,9	2,8	2,1	36,3	
80	589	214	122	33	24	982	60,0	21,8	12,4	3,4	2,4	40,0	
79						1075							
78						1.036							
77						980							
76	614	140	38	7	18	817	75,2	17,1	4,7	0,9	2,2	24,8	

trecho: Floreal-Gastão Vidigal (SP-473)												
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/ total	rebo/total	onibus/total	com/total
92	667	148	98	31	60	1004	66,4	14,7	9,8	3,1	6,0	33,6
91	594	164	160	82	20	1020	58,2	16,1	15,7	8,0	2,0	41,8
90												
89												
88	609	221	165	84	28	1107	55,0	20,0	14,9	7,6	2,5	45,0
87	584	163	136	55	24	962	60,7	16,9	14,1	5,7	2,5	39,3
86	577	142	100	37	23	879	65,6	16,2	11,4	4,2	2,6	34,4
85	363	58	24	1	16	462	78,6	12,6	5,2	0,2	3,5	21,4
84	336	66	36	5	18	461	72,9	14,3	7,8	1,1	3,9	27,1
83	259	36	10	0	15	320	80,9	11,3	3,1	0,0	4,7	19,1
82	333	58	45	1	19	456	73,0	12,7	9,9	0,2	4,2	27,0
81	313	56	24	2	10	405	77,3	13,8	5,9	0,5	2,5	22,7
trecho: Boracéia - SP225												
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/ total	rebo/total	onibus/total	com/total
91	885	313	171	179	25	1573	56,3	19,9	10,9	11,4	1,6	43,7
90	911	325	181	187	26	1630	55,9	19,9	11,1	11,5	1,6	44,1
89	914	326	181	189	28	1638	55,8	19,9	11,1	11,5	1,7	44,2
88	903	324	179	188	26	1620	55,7	20,0	11,0	11,6	1,6	44,3
87	880	318	179	186	26	1589	55,4	20,0	11,3	11,7	1,6	44,6
86	777	279	161	122	13	1352	57,5	20,6	11,9	9,0	1,0	42,5
85	516	228	111	77	6	938	55,0	24,3	11,8	8,2	0,6	45,0
84	438	180	86	38	4	746	58,7	24,1	11,5	5,1	0,5	41,3
83	452	244	153	187	6	1042	43,4	23,4	14,7	17,9	0,6	56,6
82	442	193	99	111	11	856	51,6	22,5	11,6	13,0	1,3	48,4
81	482	346	182	173	4	1187	40,6	29,1	15,3	14,6	0,3	59,4
80	424	241	27	3	0	695	61,0	34,7	3,9	0,4	0,0	39,0
trecho: Catiguá SP 310 - Tabapuá												
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/ total	rebo/total	onibus/total	com/total
92	1322	257	168	51	80	1878	70,4	13,7	8,9	2,7	4,3	29,6
91	1152	181	113	23	51	1520	75,8	11,9	7,4	1,5	3,4	24,2
90	1056	185	218	111	45	1615	65,4	11,5	13,5	6,9	2,8	34,6
89	990	204	262	97	30	1583	62,5	12,9	16,6	6,1	1,9	37,5
88	1032	198	170	34	26	1460	70,7	13,6	11,6	2,3	1,8	29,3
87	792	243	306	82	29	1452	54,5	16,7	21,1	5,6	2,0	45,5
86	1169	295	456	23	166	2109	55,4	14,0	21,6	1,1	7,9	44,6
85	1084	567	575	41	49	2316	46,8	24,5	24,8	1,8	2,1	53,2
84	1611	1331	1124	80	99	4245	38,0	31,4	26,5	1,9	2,3	62,0
83	1326	983	775	70	120	3274	40,5	30,0	23,7	2,1	3,7	59,5
82	975	540	508	37	81	2141	45,5	25,2	23,7	1,7	3,8	54,5
81	732	410	387	25	56	1610	45,5	25,5	24,0	1,6	3,5	54,5
80	660	454	465	13	71	1663	39,7	27,3	28,0	0,8	4,3	60,3
79						1141						
78						908						
77						800						
76	546	131	23	1	10	555	98,4	23,6	4,1	0,2	1,8	29,7

trecho: Santa Lúcia - Rincão (SP-257)												
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/ total	rebo/total	onibus/total	corr/total
92	861	214	137	12	124	1348	63,9	15,9	10,2	0,9	9,2	36,1
91	897	220	144	11	128	1400	64,1	15,7	10,3	0,8	9,1	35,5
90	853	200	136	11	123	1323	64,5	15,1	10,3	0,8	9,3	35,5
89												
88												
87	1172	962	985	676	80	3875	30,2	24,8	25,4	17,4	2,1	69,8
86	825	516	462	323	56	2182	37,8	23,6	21,2	14,8	2,6	62,2
85	1010	463	305	246	90	2114	47,8	21,9	14,4	11,6	4,3	52,2
84	436	128	149	54	49	816	53,4	15,7	18,3	6,6	6,0	46,6
83	552	278	518	15	78	1441	38,3	19,3	35,9	1,0	5,4	61,7
82	583	492	437	132	25	1669	34,9	29,5	26,2	7,9	1,5	65,1
81	627	301	268	18	60	1274	49,2	23,6	21,0	1,4	4,7	50,8
80	724	322	306	26	43	1421	51,0	22,7	21,5	1,8	3,0	49,0
79						1364						
78						1092						
77						1243						
76	609	379	46	3	17	1054	57,8	36,0	4,4	0,3	1,6	42,2
trecho: Cambaratiba-Bororema (SP-304)												
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/ total	rebo/total	onibus/total	corr/total
92	822	261	310	148	33	1574	52,2	16,6	19,7	9,4	2,1	47,8
91	840	270	336	129	25	1600	52,5	16,9	21,0	8,1	1,6	47,5
90	799	255	320	124	22	1520	52,6	16,8	21,1	8,2	1,4	47,4
89												
88												
87	803	414	474	488	93	2272	35,3	18,2	20,9	21,5	4,1	64,7
86	664	211	286	185	33	1379	48,2	15,3	20,7	13,4	2,4	51,8
85	831	279	287	156	43	1596	52,1	17,5	18,0	9,8	2,7	47,9
84	911	254	298	58	17	1538	59,2	16,5	19,4	3,8	1,1	40,8
83	711	119	358	29	22	1239	57,4	9,6	28,9	2,3	1,8	42,6
82	657	51	159	10	10	887	74,1	5,7	17,9	1,1	1,1	25,9
81	572	98	79	13	9	771	74,2	12,7	10,2	1,7	1,2	25,8
80	611	233	194	26	29	1093	55,9	21,3	17,7	2,4	2,7	44,1
79						1079						
78						973						
77						724						
76	416	124	30	4	11	555	75,0	22,3	5,4	0,7	2,0	30,5

trecho: Pereira Barreto - Ilha Solteira (SP-563)														
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/total	rebo/total	onibus/total	com/total		
92	1588	261	303	163	109	2444	65,0	11,5	12,4	6,7	4,5	35,0		
91	2026	414	548	222	133	3343	60,6	12,4	16,4	6,6	4,0	39,4		
90	1177	203	264	86	86	1816	64,8	11,2	14,5	4,7	4,7	35,2		
89	1155	201	240	47	83	1726	66,9	11,6	13,9	2,7	4,8	33,1		
88	995	159	184	43	88	1469	67,7	10,8	12,5	2,9	6,0	32,3		
87	979	244	189	48	107	1567	62,5	15,6	12,1	3,1	6,8	37,5		
86	1007	222	168	44	84	1525	66,0	14,6	11,0	2,9	5,5	34,0		
85	841	148	111	36	84	1220	68,9	12,1	9,1	3,0	6,9	31,1		
84	838	182	99	37	86	1242	67,5	14,7	8,0	3,0	6,9	32,5		
83	760	165	98	21	81	1125	67,6	14,7	8,7	1,9	7,2	32,4		
82	650	149	106	31	85	1021	63,7	14,6	10,4	3,0	8,3	36,3		
81	776	202	104	21	105	1208	64,2	16,7	8,6	1,7	8,7	35,8		
80	701	208	140	20	82	1151	60,9	18,1	12,2	1,7	7,1	39,1		
79														
78														
77														
76	632	138	54	9	75	908	69,6	15,2	5,9	1,0	8,3	30,4		
trecho: Dois Córregos - Guarapuá (SP-159)														
ano	LEVES	MÉDIOS	PESADOS	REBOQUE	ONIBUS	TOTAL	leve/total	médio/total	pesado/total	rebo/total	onibus/total	com/total		
83	430	173	153	23	17	796	54,0	21,7	19,2	2,9	2,1	46,0		
82	540	211	272	26	36	1085	49,8	19,4	25,1	2,4	3,3	50,2		
81	586	308	419	17	25	1355	43,2	22,7	30,9	1,3	1,8	56,8		
80	682	326	230	16	23	1277	53,4	25,5	18,0	1,3	1,8	46,6		
79						1894								
78						1706								
77						1468								
76	827	300	56	23	11	1217	68,0	24,7	4,6	1,9	0,9	32,0		
75						1380								
74						1461								
73						1000								

ANEXO B

Estatística de tráfego realizada pelo DER-SP no ano de 1983 em rodovias vicinais do DR-08

posto de coleta de dados	leve	médio	pesado	rebo	onibus	total	leve/total	com/total	médio/com	pesado/com	rebo/com	onibus/com
02m: Santa Rosa de Viterbo - Rio Pardo	92	22	8	0	2	124	74%	26%	69%	25%	0%	6%
03m: São Simão - Serra Azul	49	22	9	0	4	84	58%	42%	63%	26%	0%	11%
06m: Santo Antonio da Alegria - SP338	8	0	0	0	0	8	100%	0%				
07m: Santo Antonio da Alegria - Div.MG	109	46	5	0	0	160	68%	32%	90%	10%	0%	0%
08m: Ribeirão Preto - Guataporã	33	26	2	0	2	63	52%	48%	87%	7%	0%	7%
12m: SP333(km102) Barrinha - SP291(km26)Pradópolis	88	51	14	2	18	173	51%	49%	60%	16%	2%	21%
13m: SP333(km83)Seratãozinho - SP291(km11)Dumont	110	46	14	1	5	176	63%	38%	70%	21%	2%	8%
15m: Ribeirão Preto - Cruz das Posses	176	36	12	0	0	224	79%	21%	75%	25%	0%	0%
16m: Pontal - SP322	88	26	9	0	0	123	72%	28%	74%	26%	0%	0%
17m: Pontal - Cândia	172	119	31	0	4	326	53%	47%	67%	20%	0%	3%
22m: Orlândia - Nuporanga	14	4	2	0	0	20	70%	30%	90%	10%	0%	0%
23m: Nuporanga - SP351	36	9	1	0	0	46	78%	22%	90%	67%	0%	0%
25m: Orlândia - Morro Agudo	103	36	161	27	16	343	30%	70%	15%	67%	11%	7%
26m: Serrana - Altinópolis	24	32	5	0	3	64	38%	63%	80%	13%	0%	8%
27m: São Joaq. da Barra - Morro Agudo	173	58	205	5	15	456	38%	62%	20%	72%	2%	5%
29m: Nuporanga - S. José da Boa Vista	80	15	1	0	0	96	83%	17%	94%	6%	0%	0%
30m: Franca - Claraval	308	117	5	0	8	438	70%	30%	90%	4%	0%	6%
33m: Franca - Ibiraci	393	65	13	0	19	490	80%	20%	67%	13%	0%	20%
34m: Patrocínio Paulista - S. Tomás de Aquino	72	11	0	0	14	97	74%	26%	44%	0%	0%	56%
37m: Ituverava - Jeriquara	97	52	5	0	5	159	61%	39%	84%	8%	0%	8%
38m: Ituverava - Ribeirão Corrente	33	25	10	0	0	68	49%	51%	71%	29%	0%	0%
39m: Guarã - Ribeirão Corrente	75	28	8	1	0	112	67%	33%	76%	22%	3%	0%
41m: Buritizal - Jeriquara	62	39	32	1	4	138	45%	55%	51%	42%	1%	5%
42m: Pedregulho - Buritizal	57	26	7	0	8	98	58%	42%	63%	17%	0%	20%
43m: Igarapava - Buritizal	55	23	1	0	3	82	67%	33%	85%	4%	0%	11%
46m: Miguelópolis - Aramina	18	10	1	0	1	30	60%	40%	83%	8%	0%	8%
48m: Pedregulho - Jeriquara	41	8	3	0	0	52	79%	21%	73%	27%	0%	0%
49m: Morro Agudo - Viradouro	108	61	117	3	8	297	36%	64%	32%	62%	2%	4%
51m: Serra Azul - SP271	61	35	3	0	4	103	59%	41%	83%	7%	0%	10%
52m: Guataporã - Rincão	80	50	24	0	6	160	50%	50%	63%	30%	0%	8%
53m: Igarapava - Ritaína	49	8	14	0	4	75	65%	35%	31%	54%	0%	15%
55m: Jardinópolis - Sales de Oliveira	77	18	0	0	0	95	81%	19%	100%	0%	0%	0%

posto de coleta de dados	leve	médio	pesado	rebo	onibus	total	leve/total	com/total	médio/com	pesado/com	rebo/com	onibus/com
56m: SP334 - Alto Porã	74	26	2	0	4	106	70%	30%	81%	6%	0%	13%
57m: SP334 - Igaçaba	63	14	0	0	17	94	67%	33%	45%	0%	0%	55%
58m: Ipuã - Miguelópolis	29	8	0	0	0	37	78%	22%	100%	0%	0%	0%
59m: Ribeirão Corrente - Jeriquara	63	3	0	0	0	66	95%	5%	100%	0%	0%	0%
60m: S. José da Bela Vista - Ribeirão Corrente	19	4	2	0	0	25	76%	24%	67%	33%	0%	0%
61m: S. Joaq. da Barra - SP345	53	12	7	0	0	72	74%	26%	63%	37%	0%	0%
62m: Cândia - Sales de Oliveira	41	56	72	0	3	172	24%	76%	43%	55%	0%	2%
63m: S. Joaq. da Barra - Nuporanga	32	15	7	0	0	54	59%	41%	68%	32%	0%	0%
64m: Batatais - Entr. JDP-155	22	8	0	0	0	30	73%	27%	100%	0%	0%	0%
65m: Altinópolis - Patrocínio Paulista	48	12	1	4	3	68	71%	29%	60%	5%	20%	15%
66m: Cândia - Morro Agudo	37	42	0	0	2	81	46%	54%	95%	0%	0%	5%
67m: Brodosqui - Serrana	15	7	0	0	0	22	68%	32%	100%	0%	0%	0%
68m: Jardimópolis - Brodosqui	85	30	2	0	0	117	73%	27%	94%	6%	0%	0%
69m: Jardimópolis - JDP155	21	8	0	0	0	29	72%	28%	100%	0%	0%	0%
70m: Jardimópolis - Jurucê	204	66	3	0	4	277	74%	26%	90%	4%	0%	5%
71m: Pradópolis - Guatapará	75	32	29	0	4	140	54%	46%	49%	45%	0%	6%
72m: Guatapará - SP255	164	50	8	0	14	236	69%	31%	69%	11%	0%	19%
73m: Serfãozinho - Jardimópolis	72	59	16	0	1	148	49%	51%	78%	21%	0%	1%
74m: Dumont - RPR349	10	5	0	0	0	15	67%	33%	100%	0%	0%	0%
77m: Sta Rita Passa Quatro - Sta Cruz da Estrela	70	33	5	0	5	113	62%	38%	77%	12%	0%	12%
78m: São Simão - SP330	24	4	9	0	0	37	65%	35%	31%	69%	0%	0%
79m: Burtizal - Div. Igarapava	65	14	0	0	4	83	78%	22%	78%	0%	0%	22%
80m: Cristais Paulista - Claraval	95	16	2	0	4	117	81%	19%	73%	9%	0%	18%
81m: Franca - Ibiraci	112	18	0	0	0	130	86%	14%	100%	0%	0%	0%
82m: Itirapuã - Div. MG	178	62	23	0	0	263	68%	32%	73%	27%	0%	0%
83m: Restinga - SP345	19	9	0	0	2	30	63%	37%	82%	0%	0%	18%
84m: S. José da Boa Vista - Div. de Guará	160	16	2	0	0	178	90%	10%	89%	11%	0%	0%
					media		65%	35%	73%	19%	1%	8%

Estadística de tráfego realizada pelo DER-SP no ano de 1991 em rodovias vicinais do DR-08

posto de coleta de dados	leve	médio	pesado	rebo	onibus	total	leve/total	com/total	médio/com	pesado/com	rebo/com	onibus/com
02m: Santa Rosa de Viterbo - Rio Pardo	249	49	25	14	36	373	67%	33%	40%	20%	11%	29%
03m: São Simão - Serra Azul	213	58	33	10	20	334	64%	36%	48%	27%	8%	17%
06m: Santo Antonio da Alegria - SP338	24	6	0	0	2	32	75%	25%	75%	0%	0%	25%
07m: Santo Antonio da Alegria - Div.MG	110	43	6	1	2	162	68%	32%	83%	12%	2%	4%
12m: SP333(km102) Barrinha - SP291(km26)Pradópolis	384	70	108	42	118	722	53%	47%	21%	32%	12%	35%
13m: SP333(km83)Seratãozinho - SP291(km11)Dumont	567	109	227	71	22	996	57%	43%	25%	53%	17%	5%
15m: Ribeirão Preto - Cruz das Posses	100	11	9	2	8	130	77%	23%	37%	30%	7%	27%
16m: Pontal - SP322	90	27	40	44	22	223	40%	60%	20%	30%	33%	17%
22m: Orlandia - Nuporanga	24	16	30	0	0	70	34%	66%	35%	65%	0%	0%
23m: Nuporanga - SP351	46	13	0	0	0	59	78%	22%	100%	0%	0%	0%
25m: Orlandia - Morro Agudo	644	74	336	166	56	1276	50%	50%	12%	53%	26%	9%
27m: São Joaq. da Barra - Morro Agudo	558	151	495	158	56	1418	39%	61%	18%	58%	18%	7%
29m: Nuporanga - S. José da Boa Vista	339	63	117	22	22	563	60%	40%	28%	52%	10%	10%
30m: Franca - Claraval	610	127	20	0	10	767	80%	20%	81%	13%	0%	6%
32m: Franca - Ribeirão Corrente	176	23	4	0	4	207	85%	15%	74%	13%	0%	13%
33m: Franca - Ibiraci	749	92	49	0	16	906	83%	17%	59%	31%	0%	10%
34m: Patrocínio Paulista - S. Tomás de Aquino	37	6	9	0	8	60	62%	38%	26%	39%	0%	35%
37m: Ituverava - Jariquara	379	64	43	7	12	505	75%	25%	51%	34%	6%	10%
38m: Ituverava - Ribeirão Corrente	34	6	0	0	0	40	85%	15%	100%	0%	0%	0%
39m: Guarã - Ribeirão Corrente	250	25	10	1	0	286	87%	13%	69%	28%	3%	0%
42m: Pedregulho - Buritizal	225	140	130	30	16	541	42%	58%	44%	41%	9%	5%
48m: Pedregulho - Jariquara	231	25	24	0	0	280	83%	18%	51%	49%	0%	0%
49m: Morro Agudo - Viradouro	346	102	183	124	79	834	41%	59%	21%	38%	25%	16%
51m: Serra Azul - SP271	58	18	1	0	4	81	72%	28%	78%	4%	0%	17%
53m: Igarapava - Ritaíma	186	53	72	4	4	319	58%	42%	40%	54%	3%	3%
56m: SP334 - Alto Porã	102	10	14	0	2	128	80%	20%	38%	54%	0%	8%
57m: SP334 - Igaçaba	124	21	2	0	4	151	82%	18%	78%	7%	0%	15%
58m: Ipuã - Miguelpolis	46	12	2	0	2	62	74%	26%	75%	13%	0%	13%
59m: Ribeirão Corrente - Jariquara	71	10	8	0	0	89	80%	20%	56%	44%	0%	0%
60m: S. José da Bela Vista - Ribeirão Corrente	15	6	4	0	0	25	60%	40%	60%	40%	0%	0%
61m: S. Joaq. da Barra - SP345	56	15	16	2	2	91	62%	38%	43%	46%	6%	6%
63m: S. Joaq. da Barra - Nuporanga	80	18	2	1	0	101	79%	21%	86%	10%	5%	0%
64m: Batatais - Entr. JDP-155	40	6	1	0	2	49	82%	18%	67%	11%	0%	22%
65m: Altinópolis - Patrocínio Paulista	60	25	4	0	4	93	65%	35%	76%	12%	0%	12%

posto de coleta de dados													
	leve	médio	pesado	rebo	onibus	total	leve/total	com/total	médio/com	pesado/com	rebo/com	onibus/com	
66m: Cândia - Morro Agudo	58	29	88	37	22	234	25%	75%	16%	50%	21%	13%	
68m: Jardimópolis - Brodosqui	404	101	46	0	4	555	73%	27%	67%	30%	0%	3%	
70m: Jardimópolis - Jurucê	642	90	43	2	27	804	80%	20%	56%	27%	1%	17%	
71m: Pradópolis - Guataporã	112	64	178	113	16	483	23%	77%	17%	48%	30%	4%	
75m: Luis Antonio - SP255	16	4	4	0	6	30	53%	47%	29%	29%	0%	43%	
77m: Sta Rita Passa Quatro - Sta Cruz da Estrela	262	30	31	0	12	335	78%	22%	41%	42%	0%	16%	
78m: São Simão - SP330	368	52	41	48	8	517	71%	29%	35%	28%	32%	5%	
82m: Itirapuã - Div. MG	170	26	12	0	6	214	79%	21%	59%	27%	0%	14%	
83m: Restinga - SP345	39	11	0	0	2	52	75%	25%	85%	0%	0%	15%	
85m: Usina Vale do Rosário - SP345	17	13	30	16	6	82	21%	79%	20%	46%	25%	9%	
86m: Restinga - Estação Mandiú	54	17	0	0	3	74	73%	27%	85%	0%	0%	15%	
87m: Batatais - Rio Sapucaí	273	47	33	0	4	357	76%	24%	56%	39%	0%	5%	
					4	media	65%	35%	52%	30%	7%	12%	

ANEXO C

EIXOS DIANTEIROS

Cálculo do equivalente de operações do *eixo simples de rodas simples* com distribuição de cargas obtida pela pesquisa do IPR (1981), e para as distribuições de carga majoradas em 20% e 50% na porcentagem de ocorrência acumulada de 95%.

EIXO SIMPLES DE RODAS SIMPLES									
Carga no eixo (kN)	frequência (%)	frequência acumulada(%)	frequência no total (%)	Fator de Equivalência de Carga		Equivalência de Operações		DNER	DNER
				AASHTO	DNER	AASHTO	DNER		
até 15	0.98	0.98	0.49	0.0007	0.0011	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
15 a 25	23.00	23.98	11.50	0.0038	0.0034	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004
25 a 35	34.20	58.18	17.10	0.0190	0.0172	0.0033	0.0029	0.0029	0.0029
35 a 45	31.13	89.31	15.57	0.0559	0.0545	0.0087	0.0085	0.0085	0.0085
45 a 55	9.53	98.84	4.77	0.1351	0.1336	0.0064	0.0064	0.0064	0.0064
55 a 65	0.92	99.76	0.46	0.6568	0.1348	0.0030	0.0006	0.0006	0.0006
65 a 75	0.15	99.91	0.08	0.6902	0.3535	0.0005	0.0003	0.0003	0.0003
75 a 85	0.03	99.94	0.02	1.0151	0.8148	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001
85 a 95	0.03	99.97	0.02	1.6570	1.7020	0.0002	0.0003	0.0003	0.0003
95 a 105	0.01	99.98	0.01	2.6701	3.2895	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002
105 a 115	0.00	99.98	0.00	4.1370	5.9704	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
115 a 125	0.02	100.00	0.01	6.1692	10.2882	0.0006	0.0010	0.0010	0.0010
total				50.00		0.02	0.02	0.02	0.02

Tabela C.1: Cálculo do fator de equivalência de carga e equivalência de operações dos eixos simples de rodas simples, admitindo-se o caso favorável de composição de tráfego quanto ao seu poder de destruição do pavimento, tendo como base dados de distribuição de cargas coletados em rodovias federais pelo IPR (1981).

Cálculo do fator de equivalência de carga e equivalência de operações dos eixos simples de rodas simples, admitindo-se o caso favorável de composição de tráfego quanto ao seu poder de destruição do pavimento, tendo como base dados de distribuição de cargas majoradas em 20% e 50% na porcentagem de ocorrência acumulada de 95% IPR (1981).

EIXO SIMPLES DE RODAS SIMPLES COM CARGAS MAJORADAS EM 50%							
Carga no eixo (kN)	frequência (%)	frequência acumulada(%)	frequência no total (%)	Fator de Equivalência de Carga		Equivalência de Operações	
				AASHTO	DNER	AASHTO	DNER
15	0.98	0.98	0.49	0.0007	0.0011	0.0000	0.0000
20	23.00	23.98	11.50	0.0038	0.0034	0.0004	0.0004
37.5	34.20	58.18	17.10	0.0437	0.0421	0.0075	0.0072
60	31.13	89.31	15.57	0.2882	0.2779	0.0449	0.0433
75	9.53	98.84	4.77	0.7518	0.6812	0.0358	0.0325
90	0.92	99.76	0.46	1.6679	1.4170	0.0077	0.0065
105	0.15	99.91	0.08	3.2800	2.6322	0.0025	0.0020
120	0.03	99.94	0.02	5.8863	4.5009	0.0009	0.0007
135	0.03	99.97	0.02	9.8397	7.2244	0.0015	0.0011
150	0.01	99.98	0.01	15.5482	11.0315	0.0008	0.0006
165	0.00	99.98	0.00	23.4743	16.1782	0.0000	0.0000
180	0.02	100.00	0.01	34.1355	22.9480	0.0034	0.0023
total	100.00		50.00			0.11	0.10

EIXO SIMPLES DE RODAS SIMPLES COM CARGAS MAJORADAS EM 20%							
Carga no eixo (kN)	frequência (%)	frequência acumulada(%)	frequência no total (%)	Fator de Equivalência de Carga		Equivalência de Operações	
				AASHTO	DNER	AASHTO	DNER
15	0.98	0.98	0.49	0.007	0.0011	0.0000	0.0000
20	23.00	23.98	11.50	0.0038	0.0034	0.0004	0.0004
33	34.20	58.18	17.10	0.0271	0.0252	0.0046	0.0043
48	31.13	89.31	15.57	0.1145	0.1134	0.0178	0.0176
60	9.53	98.84	4.77	0.2882	0.2779	0.0137	0.0132
72	0.92	99.76	0.46	0.6297	0.5781	0.0029	0.0027
84	0.15	99.91	0.08	1.2328	1.0739	0.0009	0.0008
96	0.03	99.94	0.02	2.2138	1.8364	0.0003	0.0003
108	0.03	99.97	0.02	3.7112	2.9476	0.0006	0.0004
120	0.01	99.98	0.01	5.8863	4.5009	0.0003	0.0002
132	0.00	99.98	0.00	8.9225	6.6007	0.0000	0.0000
144	0.02	100.00	0.01	13.0258	9.3629	0.0013	0.0009
total							
100.00				50.00			0.04

EIXOS TRASEIROS

Cálculo dos equivalentes de operação dos eixos traseiros para os casos de composição *favorável e desfavorável* de veículos comerciais pesados para um universo de pesquisa de rodovias de baixo volume de tráfego do Estado de São Paulo. Utilizou-se distribuição de cargas obtida em pesquisa de campo do IPR (1981), e distribuição de carga com majoração em 20% da carga referente a 95% de ocorrência acumulada. Foi fixado o início de majoração de cargas na porcentagem referente a 30% acumulada, representativa da parcela de veículos que trafegam descarregados.

EIXO SIMPLES DE RODAS DUPLAS

Carga no eixo (kN)	frequência (%)	frequência acumulada(%)	frequência no total (%)	Fator de Equivalência de Carga			Equivalência de Operações
				AASHTO	DNER	AASHTO	
até 45	31.06	31.06	31.06	0.0559	0.0545	0.0174	0.0169
45 a 55	9.23	40.29	9.23	0.1351	0.1336	0.0125	0.0123
55 a 65	10.96	51.25	10.96	0.2882	0.2779	0.0316	0.0305
65 a 75	13.58	64.83	13.58	0.5574	0.5163	0.0757	0.0701
75 a 85	11.46	76.29	11.46	0.9960	0.8828	0.1141	0.1012
85 a 95	6.60	82.89	6.60	1.6570	1.7020	0.1094	0.1123
95 a 105	6.61	89.50	6.61	2.6701	3.2895	0.1765	0.2174
105 a 115	5.07	94.57	5.07	4.1370	5.9704	0.2097	0.3027
115 a 125	3.04	97.61	3.04	6.1692	10.2882	0.1875	0.3128
125 a 135	1.60	99.21	1.60	8.9068	16.9727	0.1425	0.2716
135 a 145	0.50	99.71	0.50	12.5184	26.9798	0.0626	0.1349
145 a 155	0.18	99.89	0.18	17.2014	41.5370	0.0310	0.0748
155 a 165	0.06	99.95	0.06	23.1819	62.1917	0.0139	0.0373
165 a 175	0.02	99.97	0.02	30.7144	90.8655	0.0061	0.0182
acima de 175	0.03	100.00	0.03	35.1502	108.9266	0.0105	0.0327
total	100.00		100.00			1.20	1.75

Tabela C.3: Equivalente de Operações para o caso favorável quanto ao efeito destrutivo do pavimento pelo tráfego comercial pesado. Distribuição de cargas segundo pesquisa realizada pelo IPR (1981).

EIXO SIMPLES DE RODAS DUPLAS									
Carga por eixo (kN)	frequência (%)	frequência acumulada(%)	frequência no total (%)	Fator de Equivalência de Carga		Equivalência de Operações			
				ASHTO	DNER		ASHTO	DNER	
até 45	31.06	31.06	12.95	0.0885	0.0875	0.0115	0.0113	0.0051	0.0127
45 a 55	9.23	40.29	3.85	0.1351	0.1336	0.0052	0.0051	0.0127	0.0127
55 a 65	10.96	51.25	4.57	0.2882	0.2779	0.0132	0.0127	0.0127	0.0127
65 a 75	13.58	64.83	5.66	0.5574	0.5163	0.0316	0.0292	0.0422	0.0422
75 a 85	11.46	76.29	4.78	0.9960	0.8828	0.0476	0.0422	0.0468	0.0468
85 a 95	6.60	82.89	2.75	1.6505	1.7020	0.0454	0.0907	0.1262	0.1262
95 a 105	6.61	89.50	2.76	2.6611	3.2895	0.0733	0.1304	0.1132	0.1132
105 a 115	5.07	94.57	2.11	4.1250	5.9704	0.0872	0.1304	0.0563	0.0563
115 a 125	3.04	97.61	1.27	6.1537	10.2882	0.0780	0.0563	0.0312	0.0312
125 a 135	1.60	99.21	0.67	8.8870	16.9727	0.0593	0.0312	0.0156	0.0156
135 a 145	0.50	99.71	0.21	12.4937	26.9798	0.0260	0.0156	0.0076	0.0076
145 a 155	0.18	99.89	0.08	17.1710	41.5370	0.0129	0.0076	0.0026	0.0026
155 a 165	0.06	99.95	0.03	23.1450	62.1917	0.0058	0.0026	0.0004	0.0004
165 a 175	0.02	99.97	0.01	30.6702	90.8655	0.0026	0.0004	0.0136	0.0136
acima de 175	0.03	100.00	0.01	35.1019	108.9266	0.0044	0.0136	0.73	0.73
total	100		41.70			0.50			

Tabela C.4: Equivalente de Operações do Eixo Simples de Rodas Duplas para o caso desfavorável quanto ao efeito destrutivo do pavimento pelo tráfego comercial pesado. Distribuição de cargas segundo pesquisa realizada pelo IPR (1981).

EIXO TANDEM DUPLO									
Carga por eixo (kN)	frequência (%)	frequência acumulada (%)	frequência no total (%)	Fator de Equivalência de Carga		Equivalência de Operações			
				AASHTO	DNER				
até 45	11.64	11.64	5.82	0.0088	0.0295	0.0005	0.0017		
45 a 55	9.88	21.52	4.94	0.0132	0.0425	0.0007	0.0021		
55 a 65	4.49	26.01	2.25	0.0261	0.0801	0.0006	0.0018		
65 a 75	3.11	29.12	1.56	0.0462	0.1368	0.0007	0.0021		
75 a 85	2.77	31.89	1.39	0.0769	0.2175	0.0011	0.0030		
85 a 95	1.88	33.77	0.94	0.1221	0.3274	0.0011	0.0031		
95 a 105	2.01	35.78	1.01	0.1867	0.4720	0.0019	0.0047		
105 a 115	2.62	38.40	1.31	0.2766	0.6571	0.0036	0.0086		
115 a 125	4.30	42.70	2.15	0.3983	1.2658	0.0086	0.0272		
125 a 135	5.64	48.34	2.82	0.5594	1.9633	0.0158	0.0554		
135 a 145	7.03	55.37	3.52	0.7681	2.9477	0.0270	0.1036		
145 a 155	9.00	64.37	4.50	1.0337	4.3034	0.0465	0.1937		
155 a 165	9.86	74.23	4.93	1.3698	6.1308	0.0675	0.3022		
165 a 175	7.75	81.98	3.88	1.7876	8.5488	0.0693	0.3313		
175 a 185	6.54	88.52	3.27	2.3068	11.6960	0.0754	0.3825		
185 a 195	5.10	93.62	2.55	2.9413	15.7329	0.0750	0.4012		
acima de 195	6.38	100.00	3.19	3.7075	20.8436	0.1183	0.6649		
total		100.00	50.00			0.51	2.49		

Tabela C.5: Equivalente de Operações do Eixo Tandem Duplo para o caso desfavorável quanto ao efeito destrutivo do pavimento pelo tráfego comercial pesado. Distribuição de cargas segundo pesquisa realizada pelo IPR (1981).

EIXO TANDEM TRIPLO									
Carga por eixo (kN)	frequência (%)	frequência acumulada(%)	frequência no total (%)	Fator de Equivalência de Carga	Equivalência de Operações				
						AASHTO	DNER	AASHTO	DNER
até 65	5,28	5,28	0,44	0,0066	0,0328	2,91E-05	0,0001		
65 a 75	8,68	13,96	0,72	0,0122	0,0550	8,79E-05	0,0004		
75 a 85	6,92	20,88	0,57	0,0201	0,0861	1,15E-04	0,0005		
85 a 95	4,12	25,00	0,34	0,0309	0,1278	1,06E-04	0,0004		
95 a 105	1,65	26,65	0,14	0,0457	0,1819	6,26E-05	0,0002		
105 a 115	1,70	28,35	0,14	0,0656	0,2505	9,25E-05	0,0004		
115 a 125	1,21	29,56	0,10	0,0918	0,3354	9,22E-05	0,0003		
125 a 135	0,88	30,44	0,07	0,1258	0,4387	9,19E-05	0,0003		
135 a 145	0,60	31,04	0,05	0,1694	0,5626	8,43E-05	0,0003		
145 a 155	0,44	31,48	0,04	0,2243	0,7091	8,19E-05	0,0003		
155 a 165	0,93	32,41	0,08	0,2927	0,8805	2,26E-04	0,0007		
165 a 175	1,15	33,56	0,10	0,3769	1,0791	3,60E-04	0,0010		
175 a 185	2,36	35,92	0,20	0,4792	1,3072	9,39E-04	0,0026		
185 a 195	2,14	38,06	0,18	0,6024	1,8012	1,07E-03	0,0032		
195 a 205	4,51	42,57	0,37	0,7492	2,3980	2,80E-03	0,0090		
205 a 215	4,67	47,24	0,39	0,9227	3,1482	3,58E-03	0,0122		
215 a 225	4,23	51,47	0,35	1,1261	4,0810	3,95E-03	0,0143		
225 a 235	3,46	54,93	0,29	1,3692	5,2296	3,93E-03	0,0150		
235 a 245	3,90	58,83	0,32	1,6509	6,6311	5,34E-03	0,0215		
245 a 255	3,96	62,79	0,33	1,9775	8,3271	6,50E-03	0,0274		
255 a 265	5,11	67,90	0,42	2,3537	10,3639	9,98E-03	0,0440		
265 a 275	5,94	73,84	0,49	2,7846	12,7927	1,37E-02	0,0631		
275 a 285	6,26	80,10	0,52	3,2760	15,6703	1,70E-02	0,0814		
285 a 295	4,12	84,22	0,34	3,8340	19,0590	1,31E-02	0,0652		
295 a 305	3,52	87,74	0,29	4,4651	23,0271	1,30E-02	0,0673		
305 a 315	2,58	90,32	0,21	5,1762	27,6493	1,11E-02	0,0592		
315 a 325	2,09	92,41	0,17	5,9749	33,0072	1,04E-02	0,0573		
325 a 335	1,81	94,22	0,15	6,8689	39,1890	1,03E-02	0,0589		
335 a 345	1,21	95,43	0,10	7,8666	46,2908	7,90E-03	0,0465		
acima de 345	4,57	100,00	0,38	8,4071	50,2188	3,19E-02	0,1905		
total	100,00		8,30			0,17	0,84		

Tabela C.6: Equivalente de Operações do Eixo Tandem Triplo para o caso desfavorável quanto ao efeito destrutivo do pavimento pelo tráfego comercial pesado. Distribuição de cargas segundo pesquisa realizada pelo IPR (1981).

MAPA 1

TEMPERATURAS

MÉDIAS ANUAIS

EM GRAUS CENTÍGRADOS

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100
Km
Escala 1:2.000.000
Data: Out/1965

ANEXO D

Figura D.4: Totais de chuvas do mês mais seco - julho - no Estado de São Paulo (Setzer, 1966).

ANEXO D

Figura D.5: Isolinhas de Evapotranspiração efetiva normal em mm anual do Estado de São Paulo. (Setzer, 76).

ANEXO E

A seguir, apresentam-se dados de solos que foram ensaiados para identificação, apresentada no Capítulo 5:

Número Solo	procedência das amostras	Contração (%)	Índice de Reabsorção d'água	Penetração do Cone (mm)	Resist. Tração (KN/m ²)	Tipo de Fissura
40814	silte saprolítico de Filito - A.Sikensi, Costa do Marfim	13	1.00	14.4	46	7
40183	areia argilosa saprolítica de Sienito - R.J.,	30	0.85	6.1	420	6-8
40794	argila saprolítica de Basalto - BR 158/RG, Brasil	25	1.00	6.0	625	6
41012	silte saprolítico de Gnaiss - Katiola, Costa do Marfim	18	1.00	16.5	70	7
40999	silte saprolítico de Xisto - ARN, Costa do Marfim	16	1.00	8.1	10	7
41032	areia argilosa laterizada - R.J., Brasil (*)	29	0.46	3.0		5
41039	argila laterizada sobre Gnaiss - Porto Velho, Brasil (*)	25	0.45	4.8	50	5
41020	argila arenosa saprolítica de Granito - Katiola, Costa do Marfim	18	1.00	7.6	70	6
40995	argila de alteração de Xisto - ARN, Costa do Marfim	19	1.00	12.1		7
41013	areia argilosa saprolítica de Granito - Katiola, Costa do Marfim	13	1.00	10.2	120	4
41038	argila saprolítica de Gnaiss - Porto Velho, Brasil	20	0.74	9.2	55	5
40994	silte saprolítico de Xisto - Dimbokro, Costa do Marfim	10	1.00	6.4		7
41773	argila saprolítica de Basalto - SP255, SP, Brasil	29	0.97	7.6	580	6
41777	argila saprolítica de Basalto - SP255, km 87, SP, Brasil	31	0.86	7.2	560	6
41775	areia argilosa laterizada - SP, Brasil (*)	23	0.50	6.0	80	5-6
41042	areia argilosa saprolítica de Granito - Porto Velho, Brasil	26	0.61	7.5	60	5

(*) solos de alteração, parcialmente laterizados

Tabela E.1.: Solos saprolíticos e não lateríticos (Bemucci, 1987)

Número Solo	Procedência das amostras	Contração (%)	Índice de Reabsorção d'água	Penetração do Cone (mm)	Resist. Tração (KN/m ²)	Tipo de Fissura
41772	argila laterítica - SP310, SP, Brasil	23	0.45	0.7	365	0-1-2
41021	cascalho arenoso laterítico - Katiola, Costa do Marfim	13	1.00		310	2-8
41044	cascalho laterítico - Porto Velho, Brasil	15	0.56	2.7	250	1
41040	cascalho laterítico - Porto Velho, Brasil	16	0.23	0.0	385	0-1
41007	argila laterítica - Kowí, Costa do Marfim	20	0.23	0.0	450	0
40181	argila laterítica de Sienito - RJ, Brasil	37	0.25	0.0	410	1
40182	areia argilosa laterítica - Carapebus, RJ, Brasil	20	0.47	1.0	290	1
41266	areia argilosa laterítica - Sadoró, Costa do Marfim	22	0.47	2.0	150	1
40795	argila laterítica de Basalto - BR158/RG, Brasil	33	0.57	2.3	720	3
40997	argila laterítica - ARN, Costa do Marfim	36	0.52	2.8	240	1
39589	areia argilosa laterítica - Ciliman, Indonésia	39	0.43	1.5	600	1-2
41004	areia laterítica de anfibolito - Korogho, Costa do Marfim	21	0.69	4.4	360	2
41006	areia argilosa laterítica - Korogho, Costa do Marfim	27	0.41	0.3	480	0-1
41036	areia argilosa laterítica	18	0.37	5.8	320	0-1

Tabela E.2.: Areias argilosas lateríticas e argilas lateríticas (Bernucci, 1987)

Número Solo	Procedência da amostra	Contração (%)	Índice de Reab. d'água	Penetração do Cone (mm)	Resist. Tração (KN/m ²)	Tipo de Fissura
41774	areia laterítica - SPV São Lourenço, SP, Brasil	17	0.90	6.0	160	2
41778	areia laterítica - SP310, km222, SP, Brasil	7	1.00	9.2	80	4
40993	areia pisolítica laterítica sobre Xisto - Dimbokro, Costa do Marfim	20	0.96	8.1	165	8
41008	cascalho laterítico - Kowi, Costa do Marfim	21	0.77	6.4	180	2
41016	areia laterítica - Koumbala, Costa do Marfim	7	1.00	6.8	350	2-8
41005	cascalho laterítico - Korogho, Costa do Marfim	17	0.84	6.0	280	2
41018	cascalho pisolítico laterítico - Katiola, Costa do Marfim	14	1.00	6.7		2-4
40992	areia laterítica - Dimbokro, Costa do Marfim	17	1.00	7.6	250	2-8
41011	carapaças lateríticas - Katiola, Costa do Marfim	5	1.00	10.5	20	4
39526	cascalho laterítico - Campina Grande, Brasil	17	1.00	12.0	210	4-8

Tabela E.3.:Areias lateríticas (Bermucci, 1987)

Tipos de Fissuras	Descrição
TIPO 0	sem fissuras. Resistência:alta. Contração: média a grande. Reexpansão:nenhuma ou pequena. Deformação da pastilha na reexpansão: nenhuma.
TIPO 1	Algumas fissuras. Resistência:alta. Contração: média a grande. Reexpansão:nenhuma ou pequena. Deformação da pastilha na reexpansão: nenhuma.
TIPO 2	Fissuras em toda superfície da pastilha, bem distribuídas, formando blocos. Resistência:média a alta. Contração: média. Reexpansão: pequena a média. Deformação da pastilha na reexpansão: nenhuma.
TIPO 3	Fissuras preferenciais com fissuras de menor abertura, secundárias, entre as preferenciais. Resistência:média a alta. Contração: alta, podendo ser também média. Reexpansão: pequena. Deformação da pastilha na reexpansão: cônica.
TIPO 4	Fissuras bem distribuídas formando pequenos blocos. Resistência:em geral pequena. Contração: pequena. Reexpansão: pequena. Deformação da pastilha na reexpansão: nenhuma ou pequena.
TIPO 5	Fissuras preferenciais. Resistência:média. Contração: média a grande. Reexpansão: média. Deformação da pastilha na reexpansão: nenhuma.
TIPO 6	microfissuras. Na lateral da pastilha podem aparecer fissuras como em folhas Resistência:pequena a média. Contração: média a grande. Reexpansão: média a grande. Deformação da pastilha na reexpansão: média a grande.
TIPO 7	Fissuras aleatórias, geralmente mais espessadas ao centro da pastilha e formando microfissuras próximas à borda. Resistência:em geral pequena. Contração: pequena. Reexpansão: grande. Deformação da pastilha na reexpansão: grande.
TIPO 8	Fissuramento aleatório e intenso, algumas fissuras com paralelismo, geralmente curvas. Resistência: pequena a média. Contração: média. Reexpansão: média a grande. Deformação da pastilha na reexpansão: grande.

Tabela E.4.: Fissuramentos prováveis na superfície da pastilha após a reexpansão por absorção d'água por capilaridade (Bermucci, 1987).

ANEXO F

Para a classificação MCT (Miniatura Compactada Tropical, utilizam-se corpos de prova de 50 mm de diâmetro e aproximadamente 50 mm de altura, obtidos por compactação com 200g de material (solo e água), segundo método mini-MCV ("Moisture Condition Value"), adaptado de Parsons (1976), em diferentes teores de umidade.

O método mini-MCV consiste em compactar o material por impacto, em somente uma das faces, em uma única camada, com soquete de mesmo diâmetro que o cilindro de compactação, padronizados o peso do soquete e a altura de queda - ANEXO F. A energia de compactação é variável, dependendo do número de golpes. Segue-se uma sequência pré-estabelecida de números de golpes, sendo determinada a altura do corpo de prova após cada etapa da sequência. Com a altura, peso e umidade do solo tem-se a densidade aparente seca. Obtém-se, então, no gráfico da densidade aparente seca versus umidade, uma família de curvas de compactação, de diferentes energias, sendo cada uma delas correspondente a um número acumulado de golpes de compactação. Determina-se o índice *d'*, referente à tangente do ramo seco da curva de compactação de 12 golpes

Traça-se um outro gráfico com o logaritmo do número de golpes ($\log n$) no eixo das abscissas e a diferença de altura do corpo de prova (a_n) à energia de n golpes (A_n) e à energia de $4n$ golpes (A_{4n}), ou seja $a_n = A_{4n} - A_n$, no eixo das ordenadas. Unindo-se os resultados obtidos no ensaio de compactação, obtém-se uma curva para cada teor de umidade. Define-se o valor mini-MCV de cada um dos teores de umidade, como sendo o valor correspondente ao log do número de golpes onde a curva intercepta a reta $a_n = 2\text{mm}$. Determina-se o índice *c'*, referente à tangente da curva que passa pelo valor (mini-MCV = $10; H_{4n} - H_n = 2\text{mm}$), de mesma inclinação que a curva mais próxima, sendo paralela ao trecho correspondente a $a_n = 2\text{mm}$ a 7mm .

Define-se um terceiro índice *Pi*, perda de massa por imersão, obtida por imersão em água dos corpos de prova compactados, colocados com o eixo axial na horizontal, com 10 mm de altura retirados para fora do cilindro de compactação, sendo *Pi* a porcentagem de material seco que se destaca do corpo de prova original após 24 horas de imersão em relação à massa seca daquela parcela de 10mm do corpo de prova. Com os valores de *Pi* na ordenada e mini-MCV na abscissa, obtém-se uma curva; o valor de *Pi* correspondente a mini-MCV = 10, será utilizado como índice.

A classe MCT é obtida por meio dos valores dos índices *c'*, representados em abscissa, e *e'* em ordenada no gráfico de classificação. O índice *e'* é definido como sendo:

$$e' = \{PI/100 + 20/d\}^{1/3}$$

com PI em porcentagem e d' em 1000 g/cm³.

O índice c' refere-se à propriedade de compressibilidade do solo. Está relacionado à coesão e, consequentemente, com a contração por perda de umidade.

Os solos lateríticos, mesmo os solos mais argilosos, apresentam em geral grande variação de densidade com uma pequena variação de teor de umidade no ensaio de compactação. Solos saprolíticos têm comportamento diferenciado; alguns tipos com curvas pouco inclinadas no ramo seco, bastante arredondadas na proximidades da densidade máxima, com características fortemente dependentes da composição mineralógica. Estas diferenças são realçadas pelo índice d' .

Enquanto o índice c' se relaciona com o potencial de contração, mas não necessariamente ao de expansão, o índice PI caracteriza o potencial à expansão e à perda de coesão e de resistência após imersão em água. Este índice mostra de maneira clara que em solos tropicais não há relação direta entre contração e expansão. Pequena perda de massa por imersão é característica de solos que mostram a tendência de manterem coesão após imersão, pelo menos em grande parte, independentemente da plasticidade, como os solos lateríticos argilosos.

Figura F.1: Carta de classificação de solos tropicais (Nogami e Villibor, 1981).

ENSAIOS	APARELHAGEM	(A)	COMPACTAÇÃO	(B)	CAPACIDADE DE SUPORTE	(C)	CONTRAÇÃO	(D)	INFILTRABILIDADE
	<p>COMPACTADOR: Soquete de pé, com área igual do soquete.</p> <p>Distinguem-se:</p> <table border="1" data-bbox="445 1666 940 1767"><thead><tr><th>TIPO E SIGLA</th><th>MOLDE Ø (mm)</th><th>MASSA SOQUETE (g)</th><th>ALTURA DE QUEDA</th></tr></thead><tbody><tr><td>Mini ou M</td><td>50</td><td>2270,4500</td><td>305 mm</td></tr><tr><td>SubMini ou S</td><td>26</td><td>1000</td><td>200 mm</td></tr></tbody></table> <p>PROCEDIMENTOS:</p> <ul style="list-style-type: none">- MINI-PROCTOR - Umidade variável, energia constante (normal, intermediária ou modificada)- MINI - MCV - Umidade e energia variáveis, mas -sa umidade constante (200g no MINI, 30g no SUB-MINI), obtém-se uma família de curvas de compactação.	TIPO E SIGLA	MOLDE Ø (mm)	MASSA SOQUETE (g)	ALTURA DE QUEDA	Mini ou M	50	2270,4500	305 mm	SubMini ou S	26	1000	200 mm	<p>CAPACIDADE DE SUPORTE:</p> <ul style="list-style-type: none">- PISTÃO: Mini (Ø 16 mm); Sub-Mini (Ø 8 mm)- CARGA:- Estática, penetração de 1,25 mm/min;- Dinâmica, 1 golpe soquete compactador.- IMERSÃO: 24 horas ou sem imersão.- SOBRECARGA: padrão, sem ou especial.- EXPANSÃO: determinada de maneira similar ao procedimento tradicional.- MINI-CBR DE CAMPO: Determinação facilitada pelo uso de aparelhagem leve de fácil movimentação.	<p>- Escolha de solos para pavimentos.</p> <p>- Escolha de solos para bases e acostamentos.</p>	<p>- Dimensionamento de pavimentos.</p> <p>- Escolha de solos para bases e acostamentos.</p>	<p>Quando necessário, o corpo de prova seco ao ar, resultante do ensaio, pode ser submetido ao ensaio de sorção de água, objetivando a avaliação do efeito benéfico da secagem prévia das camadas compactadas.</p>	<p>PROCEDIMENTO: Mede-se no tubo horizontal a quantidade de água que penetra no corpo de prova, através de sua base, em função da raiz quadrada do tempo. Para isso, a base do corpo de prova é colocada sobre a placa porosa que delimita o recipiente cheio de água e que se comunica com o tubo horizontal de medida da água penetrada.</p>
TIPO E SIGLA	MOLDE Ø (mm)	MASSA SOQUETE (g)	ALTURA DE QUEDA																	
Mini ou M	50	2270,4500	305 mm																	
SubMini ou S	26	1000	200 mm																	

Figura F.3.a: Ensaios realizados para o método MCT (Nogami e Villibor, 1995)

ENSAYOS	APARELHAGEM	CARACTERÍSTICAS	APLICAÇÕES DOS RESULTADOS
(E) PERMEABILIDADE		<p>PROCEDIMENTO: Mede-se a quantidade de água que percola no corpo de prova (solo) através do deslocamento do menisco d'água no tubo vertical graduado, em função do tempo.</p> <p>Geralmente, utiliza-se o corpo de prova previamente submetido ao ensaio de infiltrabilidade.</p> <p>O valor obtido é apresentado em coeficiente de permeabilidade, geralmente expresso em cm/s.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Utilização em cálculos de escoamento de água em meio saturado, tais como camadas drenantes, filtros, impermeabilizantes, etc.
(F) PERDA DE MASSA POR INERSÃO EM ÁGUA		<p>PROCEDIMENTO: O corpo de prova (solo) compactado é parcialmente extraído de seu molde, de maneira que fique saliente 10 mm (5 mm para ϕ 26 mm) e, em seguida, submerso em água, em posição horizontal. Recolhe-se a parte eventualmente desprendida e determina-se a sua massa seca. A perda de massa por imersão P_i é expressa em porcentagem relativamente à massa seca da parte primitivamente saliente do corpo de prova.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Classificação MCT - Avaliação da erodibilidade de solos em presença de lâmina d'água.
(G) PENETRAÇÃO DA IMPRIMADEIRA		<p>PROCEDIMENTO: O corpo de prova (solo) é compactado com um macho que deixa, numa das faces, uma depressão circular. A superfície do corpo de prova, exceto a referida depressão, é recoberta de parafina. O material betuminoso que se espera utilizar é derramado em condições padronizadas na depressão circular. Mede-se, após a cura apropriada, a penetração da imprimação, partindo o corpo de prova. Se a penetração for inapropriada, expor a outra face de material betuminoso.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Escolha do material betuminoso mais apropriado para executar a imprimação do solo compactado. - Escolha de solos mais apropriados para bases de pavimentos.
(H) CONTROLE DA COMPACTAÇÃO		<p>PROCEDIMENTOS: Dois procedimentos básicos são disponíveis:</p> <p>a) Procedimento PARSONS - Efetua-se previamente a aferição do solo a controlar pelo ensaio Mini-MCV. A determinação do Mini-MCV da camada a compactar fornece o desvio da unidade em relação a ótima.</p> <p>b) Procedimento Mini-MCV-Hill. Similar ao Hill, utilizando-se, entretanto, moldes de ϕ 50 mm e fornecendo dados para o cálculo do grau de compactação para o lugar do PROCTOR.</p> <p>Fornece dados para o cálculo do grau de compactação e do desvio de unidade em relação ao teor ótimo.</p>	<p>PROCEDIMENTOS: Dois procedimentos básicos são disponíveis:</p> <p>a) Procedimento PARSONS - Efetua-se previamente a aferição do solo a controlar pelo ensaio Mini-MCV. A determinação do Mini-MCV da camada a compactar fornece o desvio da unidade em relação a ótima.</p> <p>b) Procedimento Mini-MCV-Hill. Similar ao Hill, utilizando-se, entretanto, moldes de ϕ 50 mm e fornecendo dados para o cálculo do grau de compactação e do desvio de unidade em relação ao teor ótimo.</p> <p>- Desvio do teor de unidade em relação ao último da energia de compactação adotada.</p> <p>- Massa específica aparente seca máxima do solo efetivamente utilizado na compactação.</p>
DIVERSOS	<p>Os corpos de prova compactados segundo o procedimento Mini-MCV, ou Mini-Proctor, podem ser utilizados para grande variedade de ensaios, tais como aqueles objetivando a dosagem de misturas estabilizadas, com ou sem aditivos, e a determinação de propriedades resilientes de solos.</p>		

Figura F.3.b: Ensaios realizados para o método MCT (Nogami e Villibor, 1995)

ANEXO G

Determinação do Módulo Resiliente do Subleito para Solos Granulares

Método de ensaio: AASHTO T 284 - 82

duração de um ciclo: 1,2 ou 3 seg.
 duração da carga: 0,1 seg.

forma de carregamento: triangular
 retangular
 senoidal

σ_3 = tensão confinante
 σ_1 = tensão axial
 σ_d = tensão desvio
 $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$

dr = leitura do deslocamento

axial resiliente após N

ciclos da etapa i

ϵ_r = deformação axial resiliente

após N ciclos da etapa i

$\epsilon_r = dr / h$ (mm/mm)

$Mr = \sigma_d / \epsilon_r$ (KPa)

etapa	num. de ciclos	σ_3 (KPa)	σ_d (KPa)	dr (mm)	etapa de num.	σ_3 (KPa)	σ_d (KPa)	dr (mm)
1	200	35	35	-	18	200	104	138
2	200	35	69	-	19	200	69	6.9
3	200	69	69	-	20	200	69	14
4	200	69	104	-	21	200	69	35
5	200	104	104	-	22	200	69	69
6	200	104	138	-	23	200	69	104
7	200	138	6.9	sim	24	200	35	6.9
8	200	138	14	sim	25	200	35	14
9	200	138	35	sim	26	200	35	35
10	200	138	69	sim	27	200	35	69
11	200	138	104	sim	28	200	35	104
12	200	138	138	sim	29	200	6.9	6.9
13	200	104	6.9	sim	30	200	6.9	14
14	200	104	14	sim	31	200	6.9	35
15	200	104	35	sim	32	200	6.9	52
16	200	104	69	sim	33	200	6.9	69
17	200	104	104	sim				

Determinação do Módulo Resiliente do Subleito para Solos Coesivos

Método de ensaio: AASHTO T 284 - 82

durção de um ciclo: 1,2 ou 3 seg.
durção da carga: 0,1 seg.
forma de carregamento: triangular
retangular
senoidal

σ_3 = tensão confinante
 σ_1 = tensão axial
 σ_d = tensão desvio
 $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$
 dr = leitura do deslocamento
axial resiliente após N
ciclos da etapa I
 ϵ_r = deformação axial resiliente
após N ciclos da etapa I
 $\epsilon_r = dr / h$ (mm/mm)
 $Mr = \sigma_d / \epsilon_r$ (KPa)

etapa	num. de ciclos	σ_3 (KPa)	σ_d (KPa)	dr (mm)	etapa num. de ciclos	σ_3 (KPa)	σ_d (KPa)	dr (mm)
1	200	41	6.9	-	11	200	0	14
2	200	41	14	-	12	200	41	28
3	200	41	28	-	13	200	21	28
4	200	41	55	-	14	200	0	28
5	200	41	69	-	15	200	41	55
6	200	41	6.9	sim	16	200	21	55
7	200	21	6.9	sim	17	200	0	55
8	200	0	6.9	sim	18	200	41	69
9	200	41	14	sim	19	200	21	69
10	200	21	14	sim	20	200	0	69

Gráficos utilizados para o dimensionamento de pavimentos pelos métodos do CBR, do Corpo de Engenheiros e do DNER.

ANEXO H

Figura H.1: Curvas originais do método CBR (Porter, 1950).

Figura H.2: Curvas de dimensionamento de pavimentos pelo método do Corpo de Engenheiros norte-americano (Middlebrooks and Bertram, 1950).

Figura H.4: Curvas de fatores de equivalência de carga e de dimensionamento de pavimentos pelo método do DNER prevendo repetições de carga equivalentes ao eixo padrão de 82 kN. (Souza, 1966).