UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
Departamento de Transportes

**ANÁLISE COMPARATIVA DE PAVIMENTOS
DIMENSIONADOS ATRAVÉS DOS MÉTODOS EMPÍRICO
DO DNER E MECANÍSTICO E PROPOSTA DE UM
CATÁLOGO SIMPLIFICADO DE PAVIMENTOS PARA A
REGIÃO DE CAMPO GRANDE (MS)**

Rogério Silveira Bezerra Neto

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Transportes.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira

São Carlos
2004

AGRADECIMENTO ESPECIAL

Aos meus pais, Raul e Liliam, pelo auxílio e incentivo ao longo de todas as etapas da minha vida.

À Prof.^a Laura Maria Goretti da Motta, pelo enorme apoio concedido durante a realização desta pesquisa.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira, de quem tive todo apoio e orientação para a realização desta dissertação.

Aos professores do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, pelos conhecimentos transmitidos.

Aos funcionários do Laboratório de Estradas da EESC/USP, Gigante, Paulo e João, pela participação dedicada e prestativa na execução dos ensaios desta pesquisa.

Aos funcionários do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da COPPE/UFRJ, Bororó, Álvaro e Ricardo, pelo auxílio e boa vontade durante a execução dos ensaios triaxiais cíclicos.

À minha amiga Adriana Goulart, pela grande ajuda durante a realização dos ensaios.

A todos os meus amigos e colegas do Departamento de Transportes, em especial, Shirley Minell, Cynthia Medeiros, Adalberto Faxina, Marilda Serra, Hélio Marcos, Benedito Coutinho Neto, Adson Viana Alecrim, João Mota, Marta Pereira, Cláudio Neves e Ary. Agradeço a amizade, a experiência compartilhada e o coleguismo.

Aos meus grandes amigos de república, Pérsen, Anderson, Lauro e Valter, pelo companheirismo e amizade. As nossas festas, churrascos e o nosso cotidiano permanecerão para sempre em minha memória.

Ao meu grande amigo Fabrício M. Alves, pela enorme ajuda concedida na digitação deste trabalho.

Ao Francis e à Dona Cida, pelo carinho e amizade, essenciais à minha estada em São Carlos.

À Thaís Pereira da Silveira, por todo apoio, amizade, compreensão e carinho.

À FAPESP, pela concessão de uma bolsa de estudos.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE QUADROS	xv
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xvi
LISTA DE SÍMBOLOS	xvii
RESUMO	xix
ABSTRACT	xx
 CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	 1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Organização do Trabalho	4
 CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	 6
2.1 Considerações Iniciais	6
2.2 Parâmetros de Deformabilidade dos Materiais Usuais de Pavimentação	6
2.2.1 Módulo de Resiliência dos Materiais	6
2.2.1.1 Módulo de Resiliência dos Solos	7
2.2.1.1.1 Relações Matemáticas entre o Módulo de Resiliência e Parâmetros Determinados em Outros Ensaios	12
2.2.1.1.2 Valores de Módulo de Resiliência de Solos Obtidos através de Retroanálises de Bacias de Deflexões	14
2.2.1.1.3 Fatores que Afetam o Módulo de Resiliência dos Solos	16
2.2.1.2 Módulo de Resiliência de Misturas Betuminosas	17
2.2.1.2.1 Fatores que Afetam o Módulo de Resiliência das Misturas Betuminosas	18
2.2.2 Coeficiente de Poisson	22
2.3 Fadiga de Misturas Betuminosas	23
2.3.1 Modelos de Vida de Fadiga de Misturas Betuminosas	24
2.4 Deformação Permanente nos Pavimentos Flexíveis	28
2.4.1 Estimativa e Controle da Deformação Permanente no Projeto de Pavimentos Flexíveis	29
2.4.2 Modelos de Deformação Permanente dos Materiais de	31

	Pavimentação	
	2.4.2.1 Solos	31
	2.4.2.2 Misturas Betuminosas	34
2.5	Métodos de Projeto de Pavimentos Flexíveis	36
2.5.1	Métodos Empíricos	36
2.5.1.1	Método do DNER	37
2.5.1.1.1	Definição dos Materiais	37
2.5.1.1.2	Determinação do Tráfego	38
2.5.1.1.3	Dimensionamento do Pavimento	38
2.5.2	Métodos Mecanísticos	41
2.5.2.1	Programa Computacional FEPAVE	43
2.5.3	Abordagens probabilísticas no projeto de pavimentos	45
2.5.3.1	Níveis de Confiabilidade	46
	CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS	48
3.1	Considerações Iniciais	48
3.2	Materiais Utilizados	48
3.2.1	Solos	48
3.2.1.1	Massa Específica dos Sólidos e Limites de Atterberg	49
3.2.1.2	Granulometria	50
3.2.1.3	Ensaio do Método MCT e Classificações dos Solos Pesquisados	52
3.2.2	Agregado Pétreo	54
3.2.2.1	Granulometria	54
3.2.2.2	Ensaio de Abrasão Los Angeles	55
3.2.3	Misturas Solo-Agregado	55
3.2.3.1	Caracterização da Mistura ALA pelo Método MCT	59
3.2.4	Ensaio de Compactação e CBR dos Materiais Geotécnicos	59
3.2.5	Mistura Asfáltica	59
3.2.5.1	Características da Mistura Asfáltica	60
3.2.5.1.1	Tipo de CAP Utilizado na Mistura	60
3.2.5.1.2	Densidade Aparente, Estabilidade e Fluência Marshall	60
3.2.5.1.3	Teor de betume	61
3.2.5.1.4	Granulometria	61
3.3	Ensaio para a Determinação do Comportamento Mecânico dos Materiais	62
3.3.1	Ensaio Triaxiais Cíclicos	62
3.3.1.1	Confecção dos Corpos de Prova Utilizados nos Ensaio Triaxiais Cíclicos	65
3.3.2	Ensaio de Compressão Diametral	65
3.3.2.1	Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral Estática	65
3.3.2.2	Ensaio de Compressão Diametral Cíclica	66

3.3.2.2.1	Equipamento de Ensaio	66
3.3.2.2.2	Ensaio de Módulo de Resiliência por Compressão Diametral Cíclica	67
3.3.2.2.3	Ensaio de Fadiga por Compressão Diametral Cíclica	67
3.3.3	Análise dos Resultados	69
CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISES DOS RESULTADOS		71
4.1	Introdução	71
4.2	Ensaio de Compactação e CBR	71
4.3	Ensaio Triaxiais Cíclicos e a Modelagem do Módulo de Resiliência dos Materiais Geotécnicos em Função do Estado de Tensão	76
4.3.1	Introdução	77
4.3.2	Solo Argiloso	78
4.3.3	Solo Arenoso	79
4.3.4	Solo Areno-argiloso	83
4.3.5	Mistura Argila Laterítica - Areia (Mistura ALA)	84
4.3.6	Mistura Solo Arenoso-Brita (50/50)	86
4.3.7	Mistura Solo Argiloso - Brita (30/70)	88
4.3.8	Análise Comparativa dos Módulos de Resiliência dos Materiais Geotécnicos Pesquisados	89
4.4	Ensaio de Compressão Diametral	90
4.4.1	Resistência à Tração e Módulo de Resiliência da Mistura Asfáltica Pesquisada	90
4.4.2	Curva de Fadiga da Mistura Asfáltica Pesquisada e Análise Comparativa de Algumas Curvas Encontradas na Literatura	91
CAPÍTULO 5 – ANÁLISE COMPARATIVA DAS ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS E PROPOSTA DE UM CATÁLOGO SIMPLIFICADO DE PAVIMENTOS PARA A REGIÃO DE CAMPO GRANDE - MS		94
5.1.	Introdução	94
5.2	Dimensionamento das Estruturas de Pavimentos	94
5.2.1	Dimensionamento pelo Método Empírico do DNER	95
5.2.2	Dimensionamento pelo Método Mecanístico	95
5.3	Análise das Estruturas de Pavimentos Constituídas de Subleito Argiloso	99
5.3.1	Influência da Consideração do Nível de Confiabilidade na Análise Mecanística	104
5.3.2	Comparação das Estruturas Dimensionadas Através dos Métodos Empírico (DNER) e Mecanístico	105
5.3.3	Influência da Variação do Tráfego sobre os Resultados Apresentados pelos Métodos de Dimensionamento	108
5.3.4	Análise Comparativa dos Materiais Usados como Base	109
5.4	Análise das Estruturas de Pavimento Constituídas de Subleito Arenoso	110
5.4.1	Influência da Consideração do Nível de Confiabilidade na Análise Mecanística	115
5.4.2	Comparação das Estruturas Dimensionadas Através dos Métodos	116

Empírico (DNER) e Mecânico	
5.4.3 Influência da Variação do Tráfego sobre os Resultados Apresentados pelos Métodos de Dimensionamento	118
5.4.4 Análise Comparativa dos Materiais Usados como Base	119
5.5 Proposta de um Catálogo de Estruturas de Pavimentos Flexíveis para a Região de Campo Grande - MS	120
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	124
6.1 Conclusões	124
6.2 Recomendações para Futuras Pesquisas	126
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127
ANEXO A	132
ANEXO B	166

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 –	Idealização de uma estrutura de pavimento para o cálculo do afundamento de trilha de roda (BARKSDALE, 1972)	30
FIGURA 2.2 –	Ábaco de dimensionamento de pavimentos flexíveis utilizado no método do DNER (SOUZA, 1981)	39
FIGURA 3.1 –	Mapa geográfico ilustrando o local de coleta dos materiais envolvidos no desenvolvimento desta pesquisa.	49
FIGURA 3.2 –	Curva granulométrica do solo argiloso	50
FIGURA 3.3 –	Curva granulométrica do solo areno-argiloso	51
FIGURA 3.4 –	Curva granulométrica do solo arenoso	51
FIGURA 3.5 –	Curvas granulométricas dos três solos estudados	52
FIGURA 3.6 –	Curva granulométrica do agregado pétreo	55
FIGURA 3.7 –	Curva granulométrica da mistura Solo Argiloso–Brita (30/70)	57
FIGURA 3.8 –	Curva granulométrica da mistura Solo Arenoso–Brita (50/50)	57
FIGURA 3.9 –	Curva granulométrica da mistura ALA	58
FIGURA 3.10 –	Curvas granulométricas das três misturas estudadas	58
FIGURA 3.11 –	Curva granulométrica da mistura asfáltica pesquisada	62
FIGURA 3.12 –	LVDTs fixados no corpo-de-prova	63
FIGURA 3.13 –	Montagem da câmara triaxial – COPPE/UFRJ	64
FIGURA 3.14 –	Equipamento utilizado na COPPE/UFRJ para a realização de ensaios de compressão diametral cíclica	66
FIGURA 4.1 –	Curva de compactação do solo argiloso na energia normal	72
FIGURA 4.2 –	Curvas de compactação do solo arenoso nas energias normal e intermediária	72
FIGURA 4.3 –	Curva de compactação do solo areno-argiloso na energia modificada	73

FIGURA 4.4 –	Curva de compactação da mistura ALA na energia modificada	73
FIGURA 4.5 –	Curvas de Compactação, CBR e Expansão da Mistura Solo Arenoso-Brita (50/50). Energia Modificada.	74
FIGURA 4.6 –	Curvas de Compactação, CBR e Expansão da Mistura Solo Argiloso-Brita (30/70). Energia Modificada.	75
FIGURA 4.7 –	Representação do modelo descrito pela equação 4.4 calibrado para o solo argiloso compactado na energia normal	79
FIGURA 4.8–	Representação do modelo descrito pela equação 4.5 calibrado para o solo arenoso compactado na energia normal	81
FIGURA 4.9 –	Representação do modelo descrito pela equação 4.6 calibrado para o solo arenoso compactado na energia intermediária	82
FIGURA 4.10 –	Representação da influência da energia de compactação no valor do módulo de resiliência do solo arenoso compactado nas energias normal e intermediária	82
FIGURA 4.11 –	Representação do modelo descrito pela equação 4.4 calibrado para o solo areno-argiloso compactado na energia modificada	84
FIGURA 4.12 –	Representação do modelo descrito pela equação 4.4 calibrado para a mistura argila laterítica-areia (mistura ALA) compactada na energia modificada	86
FIGURA 4.13 –	Representação do modelo descrito pela equação 4.9 calibrado para a mistura solo arenoso-brita (50/50) compactada na energia modificada	87
FIGURA 4.14 –	Representação do modelo descrito pela equação 4.4 calibrado para a mistura solo argiloso-brita (30/70) compactada na energia modificada	89
FIGURA 4.15 –	Representação dos estados de tensão determinados no meio da base e no topo do subleito para um perfil de pavimento flexível	89
FIGURA 4.16 –	Representação de algumas curvas de fadiga de misturas asfálticas utilizadas no Brasil como camada de revestimento	92
FIGURA 5.1 –	Representação do carregamento e das respostas estruturais utilizadas no dimensionamento mecânico dos pavimentos	98
FIGURA 5.2 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Argiloso / Base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4; LG') / Capa: TS	100
FIGURA 5.3 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Argiloso / Base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4; LG') / Capa: CBUQ	100
FIGURA 5.4 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Argiloso / Base de Solo Argiloso-Brita (30/70) / Capa: TS	101

FIGURA 5.5 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Argiloso / Base de Solo Argiloso-Brita (30/70) / Capa: CBUQ	101
FIGURA 5.6 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Argiloso / Base composta pela Mistura ALA / Capa: TS	102
FIGURA 5.7 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Argiloso / Base composta pela Mistura ALA / Capa: CBUQ	102
FIGURA 5.8 –	Estruturas estabelecidas pelo método mecanístico considerando-se a confiabilidade de 99,8%, os tráfegos leve ($N = 10^5$), médio ($N = 10^6$), pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), o subleito argiloso, as bases compostas com o Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG'), o Solo Argiloso-Brita (30/70) e a Mistura ALA, e os revestimentos em TS e CBUQ.	109
FIGURA 5.9 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Arenoso / Base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4; LA) / Capa: TS	111
FIGURA 5.10 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Arenoso / Base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4; LA) / Capa: CBUQ	111
FIGURA 5.11 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Arenoso / Base de Solo Arenoso-Brita (50/50) / Capa: TS	112
FIGURA 5.12 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Arenoso / Base de Solo Arenoso-Brita (50/50) / Capa: CBUQ	112
FIGURA 5.13 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Arenoso / Base composta pela Mistura ALA / Capa: TS	113
FIGURA 5.14 –	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Arenoso / Base composta pela Mistura ALA / Capa: CBUQ	113
FIGURA 5.15 –	Estruturas estabelecidas pelo método mecanístico considerando-se a confiabilidade de 99,8%, os tráfegos leve ($N = 10^5$), médio ($N = 10^6$), pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), o subleito arenoso, as bases compostas com o Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA), o Solo Arenoso-Brita (50/50) e a Mistura ALA, e os revestimentos em TS e CBUQ	119

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 –	Valores de módulo de resiliência de solos provenientes de rodovias do estado do Mato Grosso do Sul. [Fonte: MOTTA et al (1985)]	9
TABELA 2.2 –	Características e classificações dos solos lateríticos estudados por BERNUCCI (1995)	9
TABELA 2.3 –	Módulos de resiliência de alguns solos lateríticos utilizados em pavimentação no estado de São Paulo. [Fonte: BERNUCCI (1995)]	10
TABELA 2.4 –	Valores de módulo de resiliência de um SAFL utilizado em pavimentação na região de São Carlos-SP. [Fonte: CARMO (1998)]	11
TABELA 2.5 –	Características e classificações de alguns solos provenientes da região de Fortaleza-CE estudados por CHAVES & MOTTA (2001)	11
TABELA 2.6 –	Módulos de resiliência de alguns solos provenientes da região de Fortaleza-CE determinados por CHAVES & MOTTA (2001)	12
TABELA 2.7 –	Módulos de resiliência de solos argilosos lateríticos utilizados em pavimentação na cidade de Jaú – SP. [Fonte: VILLIBOR et al (1995)]	14
TABELA 2.8 –	Valores de módulos de resiliência de solos lateríticos obtidos por retroanálises de bacias de deflexão. [Fonte: BERNUCCI (1995)]	15
TABELA 2.9 –	Valores de sucção e módulo de resiliência de um subleito argiloso típico de rodovias gaúchas determinados <i>in situ</i> . [Fonte: NUNEZ et al (1997)]	17
TABELA 2.10 –	Resumo dos resultados de módulo de resiliência para temperatura de 30°C. [Fonte: QUEIROZ & VISSER (1978)]	20
TABELA 2.11 –	Valores médios de módulos de resiliência (MPa) para temperatura de 20 e 30°C. [Fonte: QUEIROZ & VISSER (1978)]	20
TABELA 2.12 –	Módulos de resiliência de misturas preparadas com asfaltos convencional e modificado com polímero, para as temperaturas de 5°C, 25°C e 40°C. [Fonte: TAIRA (2001)]	22

TABELA 2.13 –	Valores de Coeficiente de Poisson para alguns materiais de pavimentação. [Fonte: TRB - SPECIAL REPORT 162 (1975)]	23
TABELA 2.14 –	Modelos de fadiga de misturas asfálticas catalogados por PINTO & MOTTA (1995)	26
TABELA 2.15 –	Características das misturas preparadas com asfalto convencional (CAP 20) e asfalto modificado com asfaltita (CAP PLUS 104). [Fonte: DANTAS NETO et al (2001)]	27
TABELA 2.16 –	Propriedades mecânicas das misturas preparadas com asfalto convencional (CAP 20) e asfalto modificado com asfaltita (CAP PLUS 104). [Fonte: DANTAS NETO et al (2001)]	27
TABELA 2.17 –	Modelos de deformação permanente obtidos para solos argilosos. [Fonte: SVENSON (1980)]	32
TABELA 2.18 –	Modelos de deformação permanente para solos do estado do Mato Grosso. [Fonte: SANTOS et al (1995)]	33
TABELA 2.19 –	Características da argila amarela utilizada na pesquisa de GUIMARÃES (2001)	33
TABELA 2.20 –	Modelos de deformação permanente determinados por GUIMARÃES (2001) para uma argila amarela típica de subleito de rodovias	34
TABELA 2.21 –	Modelos de deformação permanente de uma mistura betuminosa do tipo CBUQ. [Fonte: MOTTA (1991)]	35
TABELA 2.22 –	Equações de regressão obtidas em estudo de deformação permanente de misturas betuminosas. [Fonte: BERNUCCI et al (1996)]	36
TABELA 2.23 –	Faixas granulométricas para material de base [Fonte: SOUZA (1981)]	38
TABELA 2.24 –	Espessura mínima do revestimento. [Fonte: SOUZA (1981)]	39
TABELA 2.25 –	Coeficientes de equivalência estrutural [Fonte: SOUZA (1981)]	40
TABELA 2.26 –	Confiabilidade recomendada pelo Guia da AASHTO (1986)	47
TABELA 3.1 –	Limites de Atterberg, índice de plasticidade e massa específica dos sólidos dos solos	50
TABELA 3.2 –	Composição granulométrica dos solos	52
TABELA 3.3 –	Resultados dos ensaios de Mini-Mcv e Perda de Massa por Imersão	53
TABELA 3.4 –	Propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos determinadas no ensaio Mini-CBR	53
TABELA 3.5 –	Classificação HRB, USCS e MCT dos solos pesquisados	53
TABELA 3.6 –	Composição percentual das misturas (massa seca)	56

TABELA 3.7 –	Resultados dos ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão	59
TABELA 3.8 –	Propriedades mecânicas e hidráulicas da mistura ALA determinadas no ensaio Mini-CBR	59
TABELA 3.9 –	Características e exigências do CAP 20 utilizado na confecção de misturas asfálticas na região de Campo Grande – MS	60
TABELA 3.10 –	Densidade aparente, estabilidade e fluência da mistura asfáltica estudada	61
TABELA 3.11 –	Teor de betume da mistura asfáltica estudada	61
TABELA 3.12 –	Seqüência de tensões e número de aplicações de carga adotadas para os ensaios triaxiais cíclicos segundo procedimento da COPPE/UFRJ	64
TABELA 4.1 –	Resultados dos ensaios de compactação e CBR para os materiais geotécnicos utilizados na pesquisa	76
TABELA 4.2 –	Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para o solo argiloso compactado na energia normal	78
TABELA 4.3 –	Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para o solo arenoso compactado na energia normal	80
TABELA 4.4 –	Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para o solo arenoso compactado na energia intermediária	80
TABELA 4.5 –	Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para o solo areno-argiloso compactado na energia modificada	83
TABELA 4.6 –	Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para a mistura argila laterítica-areia (mistura ALA) compactada na energia modificada	85
TABELA 4.7 –	Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para a mistura solo arenoso-brita (50/50) compactada na energia modificada	86
TABELA 4.8 –	Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para a mistura solo argiloso-brita (30/70) compactada na energia modificada	88
TABELA 4.9 –	Valores de módulo de resiliência calculados para os materiais geotécnicos pesquisados	90
TABELA 4.10 –	Resistência à tração, módulo de resiliência e a relação M_R/R_t determinados para a mistura asfáltica utilizada na pesquisa	91
TABELA 4.11 –	Resultados do ensaio de fadiga realizado para a mistura asfáltica pesquisada a uma temperatura de 25°C	91
TABELA 4.12 –	Características e modelos de fadiga das misturas asfálticas cujos comportamentos estão ilustrados na figura 4.16	92
TABELA 5.1 –	Módulos de resiliência e valores de coeficiente de Poisson considerados nas análises mecânicas	96
TABELA 5.2 –	Desvios padrões considerados no dimensionamento mecânico das estruturas de pavimentos	96

TABELA 5.3 –	Espessuras das camadas de base e revestimento determinadas para as estruturas ilustradas nas figuras 5.2 à 5.7	103
TABELA 5.4 –	Espessuras das camadas de base e revestimento determinadas para as estruturas ilustradas nas figuras 5.9 à 5.14	114

LISTA DE QUADROS

QUADRO 5.1 – Catálogo simplificado de estruturas de pavimento elaborado para a região de Campo Grande - MS considerando-se o subleito argiloso	122
QUADRO 5.2 – Catálogo simplificado de estruturas de pavimento elaborado para a região de Campo Grande - MS considerando-se o subleito arenoso	123

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ALA	Argila laterítica - Areia
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBR	Índice Suporte Califórnia
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado à Quente
COPPE	Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia
DER-MS	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Mato Grosso do Sul
DER-SP	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EUA	Estados Unidos da América
HRB	Highway Research Board
LVDT's	Linear Variable Differential Transformer
MCT	Miniatura Compactada Tropical
MS	Mato Grosso do Sul
MTS	Material Testing System
NBR	Norma Brasileira Registrada
RIS	Relação que indica a perda de capacidade de suporte devido à imersão
SAFL	Solo arenoso fino laterítico
TRB	Transportation Research Board
TSD	Tratamento Superficial Duplo
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
USCS	Unified Soil Classification System
USP	Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Parâmetro de regressão
B	Parâmetro de regressão
c'	Índice utilizado no método MCT de classificação de solos
c.p	Corpo-de-prova.
d'	Índice utilizado no método MCT de classificação de solos
D	Deflexão entre rodas
D _{adm}	Deflexão máxima admissível
e'	Índice utilizado no método MCT de classificação de solos
Eq.	Equação
GC	Grau de compactação
h _o	Comprimento inicial de referência do corpo-de-prova cilíndrico
IP	Índice de plasticidade (%)
k _i	Parâmetro de regressão
K	Coeficiente de equivalência estrutural
LA	Areia laterítica
LA'	Arenoso laterítico
LG'	Argila laterítica
LL	Límite de Liquidez (%)
M _R	Módulo de resiliência
n	Parâmetro de regressão
N	Número de operações do eixo padrão de 8,2 tf
P	Pressão de carregamento
Pi	Índice utilizado no método MCT de classificação de solos
R	Raio da área carregada
R _E	Resposta estrutural
$\bar{R}_E$	Valor médio da resposta estrutural
w	Umidade (%)
w _{ót}	Umidade ótima (%)
δ	Desvio padrão da resposta estrutural

Δh	Deslocamentos recuperáveis do corpo-de-prova cilíndrico
$\Delta \sigma$	Diferença de tensões
ε_R	Deformação resiliente
θ	Tensão Volumétrica ou Primeiro invariante de tensão
ρ_d	Massa específica seca
ρ_{dmax}	Massa específica seca máxima
σ_d	Tensão desvio
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão de confinamento
σ_h	Tensão normal horizontal
σ_v	Tensão normal vertical
σ_{VSL}	Tensão vertical no topo do subleito
γ_d	Peso específico seco
ν	Coeficiente de Poisson

RESUMO

BEZERRA NETO, R. S. (2004). *Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)*. São Carlos, 2004. 169p. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

Este estudo tem como objetivo principal comparar estruturas de pavimentos flexíveis projetadas através dos métodos empírico do DNER e mecanístico, considerando-se alguns materiais de pavimentação utilizados na região de Campo Grande, estado do Mato Grosso do Sul. Como objetivos decorrentes, pode-se destacar a obtenção das características resilientes e de fadiga destes materiais e a proposta de um catálogo simplificado de estruturas de pavimentos para a referida região. Para a efetivação da pesquisa, foram coletados materiais típicos do subleito da região e daqueles mais utilizados na composição de bases e capas dos pavimentos locais. Após as suas caracterizações, realizaram-se ensaios de compactação, CBR, triaxiais cíclicos e compressão diametral estática e dinâmica. As análises mecanísticas foram realizadas utilizando-se o programa computacional FEPAVE, que leva em conta o comportamento elástico não-linear dos materiais, considerando-se o critério de confiabilidade. A partir da análise comparativa dos métodos de dimensionamento, observou-se que, ora as estruturas estabelecidas pelo método mecanístico são idênticas às determinadas pelo método do DNER, ora são mais esbeltas, ora são menos esbeltas, dependendo do tipo de material que constitui as camadas e do nível de confiabilidade adotado. Verificou-se ainda que a caracterização dos materiais através dos ensaios de módulo de resiliência, vida de fadiga e deformação permanente é imprescindível quando se deseja projetar um pavimento empregando-se o método mecanístico. Por fim, elaborou-se um catálogo simplificado de pavimentos flexíveis para a região de Campo Grande – MS, com as intenções de contemplar o uso de materiais locais e auxiliar os engenheiros na concepção de seus projetos.

Palavras-chave: Dimensionamento de pavimentos, Método mecanístico, Análise mecanística, Módulo de resiliência, Ensaio triaxial cíclico, Ensaio de compressão diametral, Curvas de fadiga, Pavimentação, Pavimento flexível.

ABSTRACT

BEZERRA NETO, R. S. (2004). Comparative analysis of pavements designed by the empirical (DNER) and mechanistic methods and proposal of a simplified catalog of pavements for the area of Campo Grande (MS). São Carlos, 2004. 169p. Master's thesis. School of Engineering of São Carlos - University of São Paulo.

This study has as main objective to compare structures of flexible pavements designed by two different methods, the DNER empirical method and the mechanistic method, being considered some paving materials used in the area of Campo Grande, state of Mato Grosso do Sul. As secondary objectives, it can stand out the obtaining of the mechanical properties of these materials and the proposal of a simplified catalog of flexible pavements for the referred area. For the accomplishment of the research, typical materials of subgrade, base course and surface layer were collected. After their characterizations, tests of compaction, CBR and repeated load were executed. The mechanistic analyses were accomplished being used the software FEPAVE, that takes into account the non-linear resilient modulus of the materials, being considered the reliability criterion. Starting from the comparative analysis of the design methods, it was observed that the structures established by the mechanistic method can be identical, more slender or less slender to the ones obtained by the empirical method, depending on the type of the material that constitutes the layers and the reliability level adopted. It was also verified that the characterization of the materials by repeated load tests (resilient modulus, fatigue's life and permanent deformation) is indispensable when one want to project a pavement being used the mechanistic method. Finally, a simplified catalog of flexible pavements was elaborated for the area of Campo Grande – MS, with the intentions of to contemplate the use of local materials and to aid the engineers in the conception of their projects.

Keywords: Design of pavements, Mechanistic method, Resilient modulus, Resiliency, Repeated load triaxial test, Diametrical compression test, Fatigue curves, Paving, Flexible pavements.

1. INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações Iniciais

O dimensionamento de um pavimento tem como objetivo calcular e/ou verificar espessuras e compatibilizar os materiais de forma que a vida útil do mesmo corresponda a um certo número projetado de solicitações de carga.

No passado, quando não se utilizavam métodos de dimensionamento, empregava-se a mesma espessura de pavimento sobre qualquer solo de fundação. Através de observações dos pavimentos executados, percebeu-se que alguns trechos tinham bom comportamento, enquanto outros apresentavam rupturas precocemente.

Analisando os resultados desses estudos, concluiu-se que era necessária a utilização de um método de dimensionamento, de tal forma que o mesmo fornecesse uma espessura de pavimento compatível com o comportamento do solo de fundação e o tráfego e, ao mesmo tempo, fosse econômico.

A partir daí, órgãos rodoviários do mundo inteiro começaram a utilizar métodos de dimensionamento de pavimentos, fossem eles desenvolvidos pelo próprio organismo ou adaptados de outros já existentes.

Os métodos de dimensionamento foram, via de regra, concebidos de duas maneiras distintas: através de experiências de campo, com base na observação do desempenho de pavimentos ao longo do tempo (métodos empíricos), ou a partir da aplicação de uma teoria elástica de multicamadas, considerada adequada para a

interpretação do comportamento mecânico do conjunto pavimento/subleito (métodos mecanísticos).

No Brasil, o método empírico do DNER tem sido usado, quase que exclusivamente, para o dimensionamento de pavimentos flexíveis. Este método consiste em uma adaptação elaborada pelo Engº Murillo Lopes de Souza, em 1966, do método de dimensionamento desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos, com a inclusão de alguns resultados da pista experimental da AASHO.

O método do DNER baseia-se fundamentalmente nas características de suporte do solo de fundação e dos materiais que constituem a estrutura do pavimento, bem como nos parâmetros de tráfego. Atende à limitação de deformações permanentes excessivas e de tensões que possam provocar a ruptura por cisalhamento dos solos de base, sub-base e subleito. Contudo, a limitação das deformações recuperáveis ou resilientes, cuja repetição sob ação do tráfego provoca a ruptura por fadiga dos revestimentos asfálticos, não é considerada (PINTO, 1991).

Com a finalidade de se prever o comportamento dos pavimentos sob a atuação dos carregamentos, tem-se empregado os conceitos da Mecânica dos Pavimentos, cuja utilização ficou facilitada devido a maior disponibilidade de recursos computacionais.

As análises realizadas sob o enfoque mecanístico utilizam a teoria da elasticidade e consideram a estrutura do pavimento como um sistema de multicamadas. Essa estrutura é modelada em camadas de comportamento elástico para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos geradas pelas cargas. Esses valores são correlacionados com o desempenho do pavimento, permitindo assim, que sejam previstos problemas associados ao seu desgaste funcional.

Esse tipo de análise permite ainda a avaliação qualitativa do uso de novos materiais, carregamentos diferentes dos normalmente utilizados, configuração diferente de rodas e outros fatores que influenciam o desempenho dos pavimentos.

Para a utilização da teoria da elasticidade nos procedimentos mecanísticos é necessário conhecer o módulo de resiliência (M_R) e o coeficiente de Poisson (ν) dos materiais que comporão a estrutura do pavimento. Embora tais parâmetros possam ser obtidos através de ensaios de campo, tem-se dado preferência aos realizados em laboratório, sobretudo pela possibilidade de um maior controle das condições gerais da amostra e amplo domínio sobre os sistemas de aplicação de carga e de medida dos deslocamentos.

O grau de sofisticação utilizado na análise depende da aplicação a que se destina. Assim, se a finalidade é a previsão das deflexões do pavimento, a teoria das camadas elásticas tem se revelado suficiente. Por outro lado, quando se pretende prever o desempenho em termos de acúmulo de deformações permanentes, a consideração de fatores como a elasto-visco-plasticidade dos materiais pode se tornar importante.

Embora os métodos mecanísticos (ou analíticos) possibilitem um tratamento mais racional da estrutura do pavimento, ter-se-á sempre que calibrá-los com observações e medições de trechos experimentais, a fim de se obter um método capaz de prever, com eficiência, o desempenho dos pavimentos.

Nos procedimentos empíricos esta previsão fica prejudicada pois os mesmos se baseiam de modo geral em experiências repetidas várias vezes no campo, sendo bastante limitados quanto às condições de contorno (materiais de construção; clima da região; nível de tráfego; etc.).

1.2 – Objetivos

O objetivo principal da pesquisa é, para materiais de pavimentação normalmente empregados na região de Campo Grande, estado do Mato Grosso do Sul, comparar estruturas de pavimentos flexíveis dimensionadas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico. Como objetivos decorrentes, pode-se destacar a obtenção das características resilientes e de fadiga destes materiais e a proposta de um catálogo simplificado de estruturas de pavimentos para a referida região.

1.3 – Organização do Trabalho

Além do presente capítulo, esta dissertação é composta dos seguintes capítulos:

• Capítulo 2

Expõe-se neste capítulo uma revisão bibliográfica do assunto a ser desenvolvido, abordando os seguintes tópicos: módulo de resiliência, coeficiente de Poisson, vida de fadiga e comportamento à deformação permanente dos materiais usuais de pavimentos flexíveis. São relatadas ainda considerações sobre os principais fatores que afetam as características de deformabilidade destes materiais. Finalmente, são apresentados e analisados os métodos empírico (DNER) e mecanístico de dimensionamento de pavimentos flexíveis.

• Capítulo 3

Este capítulo descreve as características dos materiais estudados, bem como os métodos empregados na parte experimental da pesquisa e na análise dos resultados.

• Capítulo 4

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de compactação, CBR, resiliência e fadiga realizados para os materiais utilizados na pesquisa. Faz-se ainda uma comparação entre algumas curvas de fadiga obtidas para misturas asfálticas normalmente empregadas no Brasil como camada de revestimento.

• Capítulo 5

Este capítulo exibe uma análise comparativa de estruturas de pavimentos dimensionadas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico considerando-se os materiais pesquisados. Apresentam-se ainda uma avaliação do desempenho dos diversos tipos de materiais usados como base e um catálogo simplificado de

pavimentos flexíveis elaborado para a região de Campo Grande, estado do Mato Grosso do Sul.

• Capítulo 6

Este capítulo apresenta as conclusões e as recomendações para trabalhos futuros.

• Anexo A

O anexo A apresenta os resultados de todas as análises mecánísticas realizadas neste estudo.

• Anexo B

Neste anexo são apresentadas algumas recomendações para a construção das camadas de base dos pavimentos inclusos no catálogo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Considerações Iniciais

Apresentam-se neste capítulo algumas considerações sobre os parâmetros de deformabilidade dos materiais comumente utilizados em pavimentos flexíveis e modelos para a representação da variação do módulo de resiliência, do coeficiente de Poisson, da deformação permanente e da vida de fadiga dos mesmos. São relatados também, os principais fatores que afetam as características de deformabilidade destes materiais, quando solicitados dinamicamente. Finalmente, são apresentados e analisados os métodos empírico (DNER) e mecanístico de dimensionamento de pavimentos flexíveis.

2.2 – Parâmetros de Deformabilidade dos Materiais Usuais de Pavimentação

2.2.1 – Módulo de Resiliência dos Materiais

A deformação elástica ou recuperável das camadas de pavimentos submetidos a carregamentos repetidos é chamada de deformação resiliente. Segundo MEDINA (1997), este termo foi proposto por FRANCIS HVEEM¹ na década de 50, quando estudou sistematicamente a ocorrência de defeitos nos pavimentos asfálticos construídos no estado da Califórnia (EUA). HVEEM concluiu que muitos desses defeitos tinham origem no processo de fadiga que sofriam os materiais, causado pela repetição excessiva de pequenas deformações elásticas.

¹ HVEEN, F. N. (1955). *Pavement deflection and fatigue failures*. Bulletin 114, HRB, pág. 43-87, 1955.

Para se efetuar a análise de deformabilidade de uma estrutura de pavimento, é necessário conhecer as relações tensão-deformação ou os módulos de resiliência dos materiais que comporão as camadas da mesma.

Define-se o módulo de resiliência para o ensaio triaxial cíclico por:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.1)$$

onde:

σ_d = Tensão desvio axial repetida;

ε_r = Deformação axial resiliente correspondente a um certo número de aplicações de σ_d .

A norma técnica DNER-ME 131/94 – “Solo – Determinação do Módulo de Resiliência”, atualmente em vigor no Brasil, estabelece um método para determinar-se o valor do módulo de resiliência de solos granulares e coesivos.

2.2.1.1 – Módulo de Resiliência de Solos

Pesquisas que contemplam o estudo do comportamento dos solos sob condições de carregamento dinâmico (HICKS & MONISMITH, 1971; JONES & WITCZAK, 1977; MEDINA & PREUSSLER, 1980; ZAMAN et al, 1994; etc.) indicam que o módulo de resiliência depende da condição de carregamento, do estado de tensão, da natureza e do estado físico do solo.

Segundo DUNCAN et al (1968), o módulo de resiliência de materiais granulares é influenciado principalmente pela tensão de confinamento (σ_3), podendo o mesmo ser expresso pela equação 2.2.

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (2.2)$$

onde:

M_R = módulo de resiliência;

σ_3 = tensão de confinamento;

K_1 e K_2 = constantes experimentais.

Outro modelo também utilizado para representar o comportamento resiliente de materiais granulares é aquele que relaciona o módulo de resiliência com o primeiro invariante de tensão, na seguinte forma:

$$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \quad (2.3)$$

onde:

M_R = módulo de resiliência;

θ = primeiro invariante de tensão ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);

K_1 e K_2 = constantes experimentais.

No caso de solos coesivos, o módulo de resiliência depende principalmente da tensão desvio, podendo o mesmo ser representado pela seguinte equação:

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \quad (2.4)$$

onde:

M_R = módulo de resiliência;

σ_d = tensão desvio;

K_1 e K_2 = parâmetros experimentais.

Atualmente, um modelo mais genérico tem sido bastante utilizado pelos pesquisadores para representar a variação do módulo de resiliência com o estado de tensão dos materiais geotécnicos. Este modelo considera, conjuntamente, o efeito da variação da tensão confinante e da tensão desvio no módulo de resiliência, e pode ser descrito pela equação 2.5.

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3} \quad (2.5)$$

onde:

M_R = módulo de resiliência;

σ_3 = tensão de confinamento;

σ_d = tensão desvio;

K_1 , K_2 e K_3 = parâmetros experimentais.

Diversos autores, em estudos onde foram determinadas e analisadas as propriedades resilientes de materiais utilizados em pavimentação, utilizaram-se dos

mais variados modelos para representar a variação do módulo de resiliência com o estado de tensão. Em seguida são apresentados resultados de alguns destes trabalhos.

MOTTA et al (1985), numa pesquisa apoiada pelo BNDES, avaliaram o comportamento resiliente de solos provenientes de vários estados brasileiros utilizados na construção de pavimentos de baixo custo. A tabela 2.1 destaca alguns resultados obtidos para os solos do estado do Mato Grosso do Sul, sendo que, para estes materiais, foi utilizado o modelo que considera o efeito da tensão confinante isoladamente na variação do módulo de resiliência.

TABELA 2.1: Valores de módulo de resiliência de solos provenientes de rodovias do estado do Mato Grosso do Sul. [Fonte: MOTTA et al (1985)]

Rodovia	Camada	Condições dos corpos de prova		Classificação			$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$ (kgf/cm ²)		
		ρ_d (g/cm ³)	W (%)	HRB	USCS	MCT	K_1	K_2	R^2
MS-295	Base	2,115	6,01	A-2-4	SC	LA	17.600	0,336	0,958
BR-060	Subleito	1,912	6,42	A-2-4	SC	LA	7.600	0,323	0,748
BR-060	Subleito	1,915	6,16	A-2-4	SP	LA	8.500	0,399	0,954

BERNUCCI (1995) realizou ensaios triaxiais cíclicos para avaliar o comportamento resiliente de solos lateríticos utilizados como material de base, sub-base e reforço do subleito de pavimentos de rodovias construídas no estado de São Paulo. Os corpos-de-prova ensaiados foram moldados sob diversas condições de umidade e energia de compactação, procurando-se simular as condições reais que ocorrem no campo. A tabela 2.2 apresenta as características e classificações dos solos utilizados na pesquisa. Os módulos de resiliência determinados pela pesquisadora, para os materiais em questão, estão descritos na tabela 2.3.

TABELA 2.2: Características e classificações dos solos lateríticos estudados por BERNUCCI (1995).

Solo	LL (%)	IP (%)	Classificação		
			USCS	HRB	MCT
Descalvado	NL	NP	SM	A-2-4	LA
Náutico	27,0	9,4	SC	A-2-4	LA'
Américo Brasiliense	30,6	10,4	SC	A-2-4	LG'
Santa Gertrudes	48,7	11,5	ML	A-7-5	LG'

TABELA 2.3: Módulos de resiliência de alguns solos lateríticos utilizados em pavimentação no estado de São Paulo. [Fonte: BERNUCCI (1995)]

Solo	Classe MCT	Corpo de prova	Grau de compactação	Condições de ensaio	Módulo de resiliência em MPa σ_3 , σ_d e θ em kPa	R ²
Descalvado	LA	1	93 % da E. normal	Após compactação	$M_R = 49,1\sigma_3^{0,29}$ $M_R = 50,0\sigma_3^{0,37}$	0,54 0,67
		2	100 % da E. normal	Após compactação	$M_R = 18,2\sigma_3^{0,57}$ $M_R = 50,5\sigma_3^{0,51}$	0,85 0,91
Náutico	LA'	3	97 % da E. modificada	Após compactação	$M_R = 76,7\sigma_3^{0,35}$ $M_R = 136,1\sigma_3^{0,33}$	0,65 0,77
		4	95 % da E. modificada	Após secagem ao ar até 80% da Wót	$M_R = 382,3\sigma_3^{0,20}$ $M_R = 596,2\sigma_3^{0,16}$	0,81 0,86
Américo Brasiliense	LG'	1	100 % da E. normal	Após compactação	$M_R = 233,5\sigma_3^{0,08}$ $M_R = 271\sigma_3^{0,08}$	0,61 0,73
		2	100 % da E. normal	Após 4 dias de imersão em água	$M_R = 98,4\sigma_3^{0,21}$ $M_R = 139,9\sigma_3^{0,19}$	0,55 0,71
Santa Gertrudes	LG'	1	101 % da E. normal	Após compactação	$M_R = 177,8\sigma_d^{-0,09}$	0,30
		2	101 % da E. normal	Após 4 dias de imersão em água	$M_R = 331,8\sigma_d^{-0,29}$	0,80

A autora constatou nesta pesquisa que o comportamento resiliente da areia laterítica Descalvado é basicamente dependente da tensão de confinamento e pouco dependente da tensão desvio. A areia argilosa laterítica Náutico, apesar de ser coesiva, apresentou um comportamento resiliente mais dependente da tensão de confinamento do que da tensão desvio, típico de solos mais granulares. Para a areia argilosa laterítica Américo Brasiliense, o comportamento resiliente foi, em geral, pouco dependente das tensões desvio e confinante, mostrando um comportamento próximo ao tipo constante. Por fim, a argila arenosa laterítica Santa Gertrudes mostrou um comportamento resiliente mais dependente da tensão desvio, típico de solos coesivos. Mas observou-se, também, um aumento do módulo de resiliência com o aumento da tensão confinante.

CARMO (1998) determinou, a partir de ensaios de laboratório, o comportamento resiliente de um solo arenoso fino laterítico utilizado na construção

do reforço do subleito e da camada de base da rodovia SCA-040, localizada na região de São Carlos-SP. Os corpos-de-prova utilizados nos ensaios cíclicos foram moldados na umidade ótima e massa específica seca máxima correspondentes às energias normal e intermediária. A tabela 2.4 apresenta os resultados obtidos por este autor.

TABELA 2.4: Valores de módulo de resiliência de um SAFL utilizado em pavimentação na região de São Carlos-SP. [Fonte: CARMO (1998)]

Solo	Classificação			Energia de compactação	ρ_d (g/cm ³)	W (%)	$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$ (kPa)			
	HRB	USCS	MCT				K ₁	K ₂	K ₃	R ²
Broa	A-2-4	SC	LA'	Normal	1,960	11,3	286368	0,14	0,006	0,57
				Intermed.	2,015	10,1	272229	0,11	0,11	0,81

Nesta pesquisa, CARMO (1998) verificou que o módulo de resiliência do solo estudado compactado na energia normal depende principalmente da tensão confinante, visto que o expoente k_2 é 24 vezes maior que o k_3 . No caso deste mesmo solo compactado na energia intermediária, foi constatado que a influência das tensões desvio e confinante sobre o M_R é equivalente.

CHAVES & MOTTA (2001) realizaram ensaios cíclicos para determinar os módulos de resiliência de amostras de solo provenientes da região de Fortaleza, no estado do Ceará. Os materiais pesquisados têm sido muito utilizados em obras de pavimentação na referida região. Os corpos-de-prova ensaiados foram moldados na respectiva umidade ótima das energias normal e intermediária. Os resultados dos ensaios de caracterização e classificação estão apresentados na tabela 2.5.

TABELA 2.5: Características e classificações de alguns solos provenientes da região de Fortaleza-CE estudados por CHAVES & MOTTA (2001).

Solo	LL (%)	IP (%)	Classificação		
			USCS	HRB	MCT
Cofeco	NL	NP	SM	A-2-4	LA
Magabeira	28	5	SM-SC	A-2-4	LA'-NA'
Prainha	NL	NP	SM	A-3	LA
Pastor	NL	NP	SM	A-2-4	LA
Pirapora	NL	NP	SM	A-2-4	LA-NA

As equações determinadas por CHAVES & MOTTA (2001) para representar os módulos de resiliência dos solos pesquisados estão descritas na tabela 2.6.

TABELA 2.6: Módulos de resiliência de alguns solos provenientes da região de Fortaleza-CE determinados por CHAVES & MOTTA (2001).

Amostra	Energia de compactação	Condições dos cps		Módulo de Resiliência (kgf/cm ²)	R ²
		W(%)	ρ_d (g/cm ³)		
Cofeco	Normal	9,0	1,970	$M_R=3570\sigma_3^{0,39}$	0,85
	Intermediária	8,6	2,010	$M_R=4764\sigma_3^{0,33}$	0,85
Mangabeira	Normal	10,2	1,860	$M_R=4587\sigma_3^{0,33}$	0,84
	Intermediária	9,8	2,000	$M_R=4785\sigma_3^{0,30}$	0,83
Prainha	Normal	6,9	1,820	$M_R=3023\sigma_3^{0,32}$	0,85
	Intermediária	6,6	1,830	$M_R=3907\sigma_3^{0,46}$	0,96
Pastor	Normal	6,0	1,850	$M_R=3356\sigma_3^{0,41}$	0,92
	Intermediária	5,8	1,940	$M_R=4866\sigma_3^{0,11}$	0,81
Pirapora	Normal	8,0	1,840	$M_R=3701\sigma_3^{0,41}$	0,93
	Intermediária	7,8	1,960	$M_R=4176\sigma_3^{0,30}$	0,80

Os autores constataram nesta investigação que, para os solos pesquisados, o acréscimo da energia de compactação não causou aumento significativo do módulo de resiliência. Verificaram também que, independente da energia utilizada, os valores de M_R apresentados pelos materiais foram elevados, indicando a possível utilização dos mesmos em camadas de base de pavimentos.

2.2.1.1.1 - Relações Matemáticas entre o Módulo de Resiliência e Parâmetros Determinados em Outros Ensaio

A obtenção de relações entre o módulo de resiliência e resultados de ensaios geotécnicos mais simples que o triaxial cíclico vem sendo buscada por diversos pesquisadores desde que os conceitos de deformabilidade elástica foram incluídos na análise de estruturas de pavimentos.

Embora tais relações possam apresentar coeficientes de determinação (R^2) elevados, as mesmas são válidas somente para os materiais e condições de contorno (umidade e energia de compactação, níveis de tensões aplicadas, etc) utilizados nos ensaios.

Na fase de anteprojeto de uma rodovia, onde o objetivo é comparar alternativas de traçado definidas nos estudos preliminares, a utilização destas relações para o pré-dimensionamento do pavimento é aceitável.

CARDOSO (1988) propôs, para solos lateríticos da região de Brasília, uma relação para estimar o valor do módulo de resiliência em função do CBR, do primeiro invariante de tensão e da tensão principal maior. Foram realizadas análises de regressão múltipla para seis níveis de CBR (19%, 29%, 39%, 44%, 72% e 93%), sendo que a amostragem envolveu 149 pontos de observação. A equação 2.7 mostra o modelo proposto pelo autor, cujo coeficiente de determinação (R^2) foi igual a 0,92.

$$M_R = \frac{179,0412(\text{CBR})^{1,08774} \times (\theta)^{1,43833}}{(\sigma_1)^{1,18598}} \quad (2.7)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência (psi);

CBR - índice suporte Califórnia (%);

θ - primeiro invariante de tensão (psi);

σ_1 - tensão principal maior (psi).

PARREIRA et al (1998) avaliaram em laboratório o comportamento resiliente de seis solos arenosos e um solo argiloso coletados em diferentes estados brasileiros. Para os materiais estudados, foi possível determinar relações entre valores do módulo de resiliência e valores do módulo tangente inicial obtido a partir de ensaios de compressão simples. O modelo representado pela equação 2.8 foi o que melhor permitiu estimar os valores de módulo de resiliência dos sete solos analisados, sendo o coeficiente de determinação (R^2) encontrado igual a 0,67. Procedendo-se a uma nova análise em que apenas os solos arenosos foram considerados, obteve-se a equação 2.9 com um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,82, valor este muito satisfatório quando comparado com aqueles obtidos em análises semelhantes. Segundo os autores, esta constatação sugere que talvez não exista uma relação única entre módulo de resiliência e módulo tangente inicial que contemple solos arenosos e argilosos conjuntamente.

$$M_R = 4,5231 \cdot E_0^{0,3158} \cdot \sigma_d^{-0,3436} \cdot \theta^{0,4393} \quad (2.8)$$

$$M_R = 0,8481 \cdot E_0^{0,4559} + 1,1472 \cdot \theta^{0,8630} \quad (2.9)$$

onde:

M_R = módulo de resiliência (MPa);

E_0 = módulo tangente inicial (kPa);

θ = primeiro invariante de tensão (kPa);

σ_d = tensão desvio (kPa).

2.2.1.1.2 – Valores de Módulo de Resiliência de Solos Obtidos através de Retroanálises de Bacias de Deflexões

O módulo de resiliência, que representa o comportamento tensão versus deformação dos materiais constituintes das camadas de um pavimento, pode ser determinado em laboratório, através da realização de ensaios cíclicos, ou analiticamente, por meio de retroanálises de bacias de deflexões.

Segundo Albernaz et al (1996), a determinação dos módulos de resiliência destes materiais empregando-se a retroanálise apresenta as seguintes vantagens em relação a outros processos de avaliação:

- minoração da necessidade de ensaios destrutivos para a coleta de amostras do pavimento;
- os módulos de resiliência são estimados para as condições reais de campo;
- rapidez na obtenção das propriedades elásticas do pavimento;
- menor custo.

VILLIBOR et al (1995) determinaram, a partir de retroanálises de bacias deflectométricas, os módulos de resiliência de solos argilosos lateríticos utilizados na construção de pavimentos urbanos na cidade de Jáu-SP. A tabela 2.7 mostra os resultados obtidos. Foi constatado que os módulos da base e do subleito são elevados, porém compatíveis com argilas lateríticas. Além disto, estes autores verificaram que a operação de compactação do subleito foi realizada com sucesso, visto que o mesmo apresentou um valor médio de módulo de resiliência próximo do apresentado pela camada de base.

TABELA 2.7: Módulos de resiliência de solos argilosos lateríticos utilizados em pavimentação na cidade de Jáu – SP. [Fonte: VILLIBOR et al (1995)]

Camada do pavimento	Grupo MCT do solo utilizado	Grau de compactação	Faixa de valores do M_R (kg/cm ²)	Valor médio do M_R (kg/cm ²)
Base	LG'	100% do P. Normal	1.500 a 2.000	1000
Subleito	LG'	95% do P. Normal	500 a 1.500	850

BERNUCCI (1995), visando determinar os módulos de resiliência equivalentes de solos lateríticos, realizou retroanálises de bacias de deflexão de vários trechos construídos com este tipo de material. Para tanto, a autora utilizou dados de extensa pesquisa feita em campo por alguns DERs brasileiros. A tabela 2.8 apresenta alguns valores de módulos de resiliência de solos lateríticos determinados pela pesquisadora.

TABELA 2.8: Valores de módulos de resiliência de solos lateríticos obtidos por retroanálises de bacias de deflexão. [Fonte: BERNUCCI (1995)]

Trecho	Capa espessura tipo	Base espessura tipo de solo	Reforço espessura tipo de solo	Subleito compactado tipo de solo	M _R da Base (MPa) (*)	M _R do Reforço (MPa) (*)	M _R do Subleito (MPa) (*)
Cambaratiba-Borborema (SP 304)	1,4 cm TSD	13 cm LA'	–	LA'-LG'	150	–	100
Jaguapitã-Guaraci (PR 340)	3,0 cm CBUQ	21 cm LA'	–	LA'	160	–	160
Nova Europa-Usina Sta Fé	1,1 cm TSD	15 cm LA'	–	LA'	170	–	155
Goioerê-Centenário (PR 180)	1,0 cm TSS	20 cm LA' – LG'	20 cm LG'	LG'	220	200	180
Loanda-BR 376 (PR-182)	0,7 cm TSD	25 cm LA	–	LA	240	–	160
Formosa do Oeste-Jesuítas	1,6 cm TSD	15 cm LA'	15 cm LA'	LG'	300	250	100
Luiziana-BR 487 (PR 471)	1,4 cm TSD	22 cm LA'	–	LG'	330	–	115
Itajobi-Novo Horizonte (SP 321)	7,0 cm TSD+CBUQ	14 cm LA'	–	LA'-LG'	550	–	130
Araraquara-Gavião Peixoto	1,1 cm TSD	19 cm LG'	7 cm LG'	LG'	750	250	210

Obs.: (*) Obtido por retroanálise da bacia de deflexões, cuja deflexão máxima é a média das deflexões do trecho.

Verificou-se nesta pesquisa que o subleito, geralmente compactado entre 95% a 100% da energia normal, fornece valores de módulo de resiliência na faixa de 50 a 350 MPa, sendo que os valores mais frequentes estão no intervalo de 100 a 200 MPa. No caso da camada de base, comumente compactada a 100% da energia intermediária, foi observado valores de M_R entre 150 a 750 MPa, sendo que os mais repetidos estão inclusos na faixa de 150 a 350 MPa.

2.2.1.1.3 - Fatores que Afetam o Módulo de Resiliência dos Solos

O valor do módulo de resiliência dos solos é muito variável, sendo que os fatores que o influenciam podem ser agrupados em três categorias, ou seja, a) condição de carregamento e estado de tensão; b) natureza do solo: origem, composição, estrutura; c) estado físico do solo, expresso pelo teor de umidade e massa específica seca.

MEDINA e PREUSSLER (1980) estudaram as características resilientes de diversos tipos de solos provenientes de rodovias brasileiras e identificaram os seguintes fatores que influenciam no módulo de resiliência:

- **intensidade de tensões:** nos arenosos, a tensão desvio exerce pouca influência, enquanto que a influência da tensão confinante é bastante significativa; para os solos argilosos ocorre o contrário, ou seja, o módulo de resiliência é dependente da tensão desvio e pouco afetado pela tensão confinante;
- **número de repetições de carga e história de tensões:** os solos arenosos podem ter estes efeitos diminuídos ou eliminados através de um pré-condicionamento que consiste nos ciclos de carregamento e descarregamento aplicados na etapa anterior à determinação do módulo de resiliência. Os solos argilosos têm deformações resilientes que diminuem com o número de aplicações de carga;
- **umidade e peso específico:** ambos influenciam consideravelmente o módulo de resiliência. O módulo diminui bastante com o aumento da umidade. O método de compactação influencia bastante o módulo de resiliência dos solos argilosos moldados com umidade acima da ótima. Para corpos-de-prova com teores abaixo do ótimo, verificou-se, para estes solos, que o procedimento de compactação praticamente não exerce influência.
- **duração e frequência de aplicação de cargas:** para corpos-de-prova moldados próximos ao teor ótimo, não se tem notado variação nos valores de módulo de resiliência utilizando-se frequências de 20 a 60 ciclos por minuto e durações de 0,86 a 2,86 segundos.

NUNEZ et al (1997) avaliaram a influência da sucção no módulo de resiliência de um subleito argiloso típico de rodovias gaúchas a partir de medidas realizadas *in situ*. A pesquisa foi realizada no campus da UFRGS, onde foram construídas pistas experimentais com o objetivo de se estudar o comportamento mecânico de pavimentos executados com basalto alterado. O subleito destas pistas era constituído de um solo argiloso, classificado como A-7-6 e LG' de acordo com os sistemas HRB e MCT, respectivamente. A sucção do subleito foi medida através de tensiômetros, enquanto que os módulos de resiliência do mesmo foram obtidos através de retroanálises de bacias de deflexões, levantadas com a viga Benkelman. As pistas experimentais foram monitoradas no período compreendido entre julho de 1996 e junho de 1997, e os resultados obtidos estão apresentados na tabela 2.9 abaixo.

TABELA 2.9: Valores de sucção e módulo de resiliência de um subleito argiloso típico de rodovias gaúchas determinados *in situ*. [Fonte: NUNEZ et al (1997)]

Sucção (kPa)	M _R do Subleito (MPa)
0	126
3	164
4	179
5	195
6	212
7	231
8	252
9	275
10	300
11	327
14	423

Nesta pesquisa, os autores observaram que a diminuição da sucção provoca uma drástica redução no módulo de resiliência do subleito. Concluíram ainda que, durante a realização de ensaios de módulo de resiliência em laboratório, o controle da sucção dos corpos-de-prova se faz necessário.

2.2.1.2 – Módulo de Resiliência de Misturas Betuminosas

O ensaio de tração indireta por compressão diametral cíclica é empregado na determinação do módulo de resiliência de misturas asfálticas, uma vez que simula o comportamento mecânico dos revestimentos asfálticos na região onde ocorrem deformações de tração, responsáveis pela fadiga da camada e, consequentemente, pela vida de serviço da estrutura (PINTO, 1991).

Neste ensaio, o módulo de resiliência (M_R) é determinado através da relação entre a tensão de tração (σ_t), normal ao plano vertical diametral de uma amostra cilíndrica, e a correspondente deformação resiliente (ε_t), a uma determinada temperatura (T), conforme a equação 2.10.

$$M_R = \left(\frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} \right)_T \quad (2.10)$$

Segundo GONZALES et al (1975)² apud QUEIROZ & VISSER (1978), o ensaio de compressão diametral cíclica é o mais conveniente para a determinação das características resilientes das misturas asfálticas devido às seguintes razões:

- é um ensaio de execução relativamente simples;
- a ruptura do corpo-de-prova não é afetada pelas condições superficiais;
- a ruptura inicia-se numa região de tensão de tração relativamente uniforme;
- o coeficiente de variação dos resultados é baixo quando comparado com outros métodos de ensaio;
- o ensaio pode fornecer informações sobre o coeficiente de Poisson do material.

2.2.1.2.1 – Fatores que Afetam o Módulo de Resiliência das Misturas Betuminosas

Segundo PINTO (1991), os principais fatores que afetam o módulo de resiliência das misturas betuminosas são:

a) Fatores de carga:

- magnitude de carregamento;
- frequência, duração e intervalo de tempo entre aplicações sucessivas do carregamento;
- tipo do carregamento (tensão ou deformação controlada);
- história de tensões;
- forma do carregamento (triangular, senoidal, etc.).

² GONZALES, G.; KENNEDY, T. W.; ANAGNOS, J. N. (1975). Evaluation of the resilient elastic characteristics of asphalt mixtures using the indirect tensile test. Research Report 183-6, Center of Highway Research, University of Texas, Austin.

b) Fatores de mistura:

- tipo de agregado, forma, textura e granulometria;
- penetração do asfalto;
- teor de asfalto;
- índice de vazios;
- relação filler-betume.

c) Fatores ambientais: temperatura.

ADEDIMILA & KENNEDY (1976) desenvolveram um estudo que teve como objetivo, entre outros, determinar o efeito de certos fatores nas características resilientes de misturas asfálticas, empregando o ensaio de tração indireta com carga dinâmica. Os fatores investigados foram tipo de agregado (rocha calcária britada e cascalho não britado de rio), teor de asfalto (4, 5, 6, 7 e 8%), temperatura de ensaio (10, 24 e 38°C) e nível de tensão aplicado (entre 5,5 e 83,0 kPa).

Os resultados obtidos por ADEDIMILA & KENNEDY (1976) indicaram que não houve diferença significativa no comportamento resiliente das misturas preparadas com os dois tipos de agregado. O efeito do teor de asfalto não ficou bem definido e, com relação à temperatura, foi verificado que o módulo de resiliência é maior quando o ensaio é conduzido em temperaturas menores. Os pesquisadores observaram também que o efeito do nível de tensão sobre o módulo de resiliência não foi significativo.

QUEIROZ & VISSER (1978) realizaram ensaios de tração indireta com carga repetida a fim de determinar o módulo de resiliência de concretos asfálticos e tratamentos superficiais duplos, com amostras retiradas da pista, nos estados de Goiás, Minas Gerais e São Paulo e no Distrito Federal. Os ensaios foram feitos em quatro temperaturas diferentes: temperatura ambiente, 30, 35 e 40°C.

O resumo dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência à 30°C está apresentado na Tabela 2.10. Pode-se observar que um valor médio de 2500 MPa foi obtido, tanto para o concreto asfáltico, quanto para o tratamento superficial duplo. Quanto ao efeito da temperatura, em ambos os tipos de revestimento, existe

uma redução no módulo de resiliência quando a temperatura aumenta. Na Tabela 2.11 estão apresentados os resultados dos ensaios para 20 e 30°C.

Tabela 2.10: Resumo dos resultados de módulo de resiliência para temperatura de 30°C. [Fonte: QUEIROZ & VISSER (1978)]

Tipo de revestimento	Número de amostras	Módulo de resiliência (MPa)		
		média	dp ⁽¹⁾	cv ⁽²⁾
concreto asfáltico	38	2535	1466	0,578
tratamento superficial duplo	21	2531	1776	0,702

(1) dp = desvio padrão;

(2) cv = coeficiente de variação.

Tabela 2.11: Valores médios de módulos de resiliência (MPa) para temperatura de 20 e 30°C. [Fonte: QUEIROZ & VISSER (1978)]

Tipo de revestimento	Temperatura do ensaio	
	20°C	30°C
concreto asfáltico	5862	2535
Tratamento superficial duplo	5058	2531

PINTO & PREUSSLER (1980) realizaram ensaios de compressão diametral para a determinação do módulo de resiliência de misturas asfálticas preparadas com dois tipos de cimento asfáltico (CAP 50/60 e CAP 85/100), dosados pelo método Marshall nas três faixas granulométricas (A, B e C) do DNER. Todos os ensaios foram executados a uma temperatura de 25°C, tempo de carregamento de 0,10 s e frequência de 1 Hz. Nesta pesquisa, os autores obtiveram as seguintes conclusões:

- não houve influência marcante da faixa granulométrica sobre os valores de módulo de resiliência e resistência à tração;
- genericamente, o CAP 50/60 conferiu às misturas valores de módulo de resiliência e resistência à tração superiores àqueles encontrados com o CAP 85/100, ficando patente a influência da viscosidade do cimento asfáltico sobre a rigidez da mistura betuminosa;
- foi observado que o teor ótimo de cimento asfáltico, determinado pelo método Marshall, corresponde, na maioria dos casos, aos maiores valores de módulos de resiliência e de resistência à tração.

BONNOT (1981)³, apud MOTTA (1991), apresenta os resultados de um estudo comparativo entre dois tipos de ensaios de obtenção do módulo de resiliência de misturas betuminosas: flexão de corpos-de-prova trapezoidais e tração-compressão de cilindros. Para a obtenção dos módulos de resiliência utilizaram-se frequências de 3, 10, 25 e 50 Hz e as temperaturas de 0, 10, 20 e 30°C. Concluiu-se que existe uma diferença significativa entre os resultados dos dois tipos de ensaios e grande influência da temperatura e da frequência na determinação do módulo de resiliência. Observou-se também que os ensaios de tração-compressão fornecem menores valores de módulo de resiliência e que é preciso especificar bem as condições de ensaio quando se utilizar um valor de módulo, principalmente a temperatura.

BOUDREAU et al. (1992) realizaram um estudo sobre o efeito das condições de ensaio sobre a repetibilidade dos valores de módulo de resiliência obtidos para misturas asfálticas. Foram estudadas duas misturas compostas com agregados diferentes, compactadas segundo o método Marshall, com dois níveis de volumes de vazios (4 e 10%) e ensaiadas sob três temperaturas diferentes: 5, 25 e 40°C. Segundo estes autores, o módulo de resiliência de misturas asfálticas é dependente de muitos fatores, incluindo o equipamento de ensaio, o operador, o método de compactação dos corpos-de-prova, a energia de compactação e também os parâmetros ou condições de ensaio, como temperatura, frequência e tempo de aplicação de carga e o nível de deformação aplicada ao corpo-de-prova.

Para os ensaios de compressão diametral cíclicos, estes autores recomendam utilizar-se um tempo de carregamento de 0,1 s, frequência de 0,33 Hz, nível de deformação entre 0,0050 e 0,0075% e temperatura de 15,6°C quando se quiser comparar dois ou mais tipos de misturas asfálticas ou detectar a influência da granulometria, do teor de asfalto e efeito da umidade sobre o comportamento mecânico das mesmas.

TAIRA (2001) empregou o ensaio de módulo de resiliência para comparar o desempenho de misturas preparadas com asfalto convencional (CAP 20) e o mesmo asfalto modificado com polímero (BETUFLEX). Os corpos-de-prova

³ BONNOT, J. (1981). Etude comparée des essais de module complexe et de resistance a la fatigue des enrobés bitumineux. Bulletin LCPC 116.

ensaiados apresentavam uma mesma curva granulométrica, correspondente ao centro da faixa “C” do DNER, e diferentes teores de ligantes. O autor observou que, à temperatura de 25°C, os valores de módulo de resiliência foram menores para a mistura com asfalto modificado, não sendo notada, entretanto, uma diferenciação nítida de desempenho nas temperaturas de 5°C e 40°C. Os resultados encontrados por TAIRA (2001) estão apresentados na tabela 2.12.

TABELA 2.12: Módulos de resiliência de misturas preparadas com asfaltos convencional e modificado com polímero, para as temperaturas de 5°C, 25°C e 40°C. [Fonte: TAIRA (2001)]

Teor de Ligante (%)	Módulo de Resiliência (kgf/cm ²)					
	T = 5°C		T = 25°C		T = 40°C	
	CAP 20	BETUFLEX	CAP 20	BETUFLEX	CAP 20	BETUFLEX
5,0	58713	53955	30896	27878	6516	8190
5,5	58384	52498	32646	28544	7048	8318
6,0	56491	52133	31601	24272	7737	6881
6,5	55866	58689	29916	20793	6192	6244

2.2.2 – Coeficiente de Poisson

ALLEN e THOMPSON (1974)⁴, apud Braz de Carvalho (1997), investigaram a variação do coeficiente de Poisson de materiais granulares, utilizando ensaios triaxiais de carregamento repetido, sob condições de tensão confinante constante e cíclica. O modelo representado pela equação (2.15) foi o que melhor se ajustou os resultados obtidos.

$$v = b_0 + b_1 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + b_2 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + b_3 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^3 \quad (2.15)$$

onde:

v = coeficiente de Poisson,

σ_1 = tensão principal maior,

σ_3 = tensão principal menor,

b_0 , b_1 , b_2 e b_3 = coeficientes obtidos através de regressão.

⁴ ALLEN, J. J.; THOMPSON, M. R. (1974). *Resilient response of granular materials subjected to time-dependent lateral stress*. Transportation Research Record, Washington, DC, n. 510, p. 1-13.

BROWN e HYDE (1975) investigaram também a variação do coeficiente de Poisson de uma material granular através do ensaio triaxial com carregamento repetido, utilizando tensões confinantes constante e cíclica. Concluíram que os valores obtidos empregando-se ensaios triaxiais com tensão confinante constante foram maiores do que os valores encontrados utilizando-se ensaios triaxiais com tensão confinante cíclica.

Segundo o TRB (1975), quando não for possível medir com confiabilidade o coeficiente de Poisson, pode-se adotar os valores descritos na tabela 2.13.

TABELA 2.13: Valores de Coeficiente de Poisson para alguns materiais de pavimentação. [Fonte: TRB - SPECIAL REPORT 162 (1975)]

Materiais	Coeficiente de Poisson
CBUQ	0,25 - 0,35
Subleito, Sub-base, e Bases Granulares	0,30 - 0,40
Solo Cimento	0,10 - 0,25
Subleito Siltoso ou Argiloso	0,40 - 0,50

2.3 – Fadiga de Misturas Betuminosas

A repetição das deformações resilientes causadas pelos veículos em movimento é responsável pela fadiga das camadas betuminosas e cimentadas.

A fadiga é o fenômeno de degradação estrutural, progressivo e localizado, que sofre um material submetido a tensões ou deformações repetidas, inferiores a sua resistência última, podendo culminar na fissuração ou ruptura completa do material após um número suficiente de repetições. Portanto, a resistência a fadiga de uma mistura asfáltica pode ser definida como a capacidade da mesma de suportar, sem ruptura, as solicitações repetidas do tráfego.

O trincamento por fadiga tanto pode iniciar-se nas fibras inferiores do revestimento asfáltico, propagando-se por toda a espessura até o surgimento das trincas na superfície, quanto pode iniciar-se pelo topo do revestimento devido ao surgimento de tensões críticas nas fibras superiores da camada. Neste sentido, MEDINA (1997) afirma que em revestimentos asfálticos com mais de 20 cm de

espessura, o trincamento pode iniciar-se pela superfície da camada do revestimento devido à curvatura convexa próximo às rodas.

Segundo MOTTA (1991), o trincamento por fadiga do revestimento asfáltico é o principal mecanismo de deterioração observado nas rodovias federais brasileiras.

A vida de fadiga das misturas asfálticas é influenciada por vários fatores, dentre os quais, pode-se destacar: magnitude das cargas, número de aplicações de carga, tipo e teor de CAP usado na mistura, granulometria do agregado, volume de vazios da mistura, temperatura de serviço, etc.

Segundo PINTO & MOTTA (1995), a estimativa da vida de fadiga de misturas betuminosas pode ser feita de duas maneiras:

- em ensaios de placa ou pistas de simulação de tráfego que se aproximem bastante das condições de um pavimento real, ou
- em ensaios de laboratório com corpos-de-prova submetidos a níveis de tensões de modo a simular as condições de solicitação no campo.

No Brasil, o ensaio de compressão diametral sob carga repetida tem se firmado como opção preferencial para a obtenção da vida de fadiga de misturas asfálticas pela simplicidade de execução, facilidade de preparação dos corpos-de-prova em laboratório (tipo Marshall), pela variabilidade relativamente baixa dos resultados em relação a outros ensaios e por simular bem as condições de campo.

2.3.1 – Modelos de Vida de Fadiga de Misturas Betuminosas

Tradicionalmente, a vida de fadiga das misturas asfálticas tem sido modelada de acordo com as seguintes equações:

$$N = K \times \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^n \quad (2.16)$$

$$N = K \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^n \quad (2.17)$$

$$N = K \times \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^n \quad (2.18)$$

onde:

N = número de repetições de carga necessárias à ruptura do corpo de prova;

$\Delta\sigma$ = diferença entre tensão horizontal e vertical;

ε_t = deformação de tração;

σ_t = tensão de tração aplicada;

n; K = parâmetros experimentais.

O INSTITUTO DO ASFALTO (1987) desenvolveu um modelo de previsão da vida de fadiga de misturas betuminosas, considerando o aparecimento de 20% de área trincada ao final da vida útil do pavimento, conforme descrito pela equação 2.19.

$$N_f = 18,4 \times 10^M \times 4,325 \times 10^{-3} \times \left(\frac{0,06894}{E} \right)^{0,854} \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,291} \quad (2.19)$$

onde:

N_f = número de aplicações do carregamento;

$$M = 4,84 \times \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0,69 \right);$$

V_b = volume de betume (%);

V_v = volume de vazios (%);

E = módulo de rigidez em MPa;

ε_t = deformação de tração.

O FHWA (1988)⁵, apud DNER (1998), apresenta a seguinte equação para a estimativa da vida de fadiga de misturas betuminosas:

⁵ FHWA (1988). Federal Highway Administration. *Pavement Rehabilitation Manual*. Washington, DC, 1988.

$$N_f = 9,7255 \times 10^{-15} \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,291} \quad (2.20)$$

onde:

N_f = número de aplicações do carregamento;

ε_t = deformação de tração.

PINTO & MOTTA (1995) elaboraram um catálogo contendo vários modelos de fadiga de misturas asfálticas utilizadas no Brasil em obras de pavimentação. Tais modelos foram determinados através de ensaios de laboratório, em pesquisas feitas na COPPE/UFRJ e no IPR/DNER. Todos os ensaios foram realizados em regime de tensão controlada, a uma temperatura de 25°C, tempo de carregamento de 0,10s e frequência de 1Hz. A tabela 2.14 apresenta os resultados obtidos nestas pesquisas.

TABELA 2.14: Modelos de fadiga de misturas asfálticas catalogados por PINTO & MOTTA (1995)

Faixa (DNER)	Tipo de CAP	Teor de betume (%)	Densid. Aparente	Estab. (N)	Fluência (1/100")	R_t (MPa)	M_R (MPa)	Vida de Fadiga $N = k \cdot (1/\Delta\sigma)^n$	
								k	n
A	50/60	5,0	2,400	5120	3	0,56	3700	2200	2,89
C	50/60	6,0	2,370	11720	12	0,86	3900	4200	3,47
C	85/100	5,5	2,370	7940	13	0,64	2100	370	3,40
A	85/100	4,7	2,420	6750	13	0,47	2300	260	1,89
B	85/100	5,3	2,435	9890	13	0,59	2800	1900	2,87
B	85/100	4,6	2,420	9300	16	0,52	2500	1200	2,26
B	50/60	5,1	2,430	10700	14	0,70	3400	3200	3,68
B	50/60	4,5	2,420	11000	14	0,77	3600	3300	2,80
B	30/45	5,9	2,445	8800	16	1,06	6070	6000	2,65
B	50/60	5,7	2,446	9500	15	0,64	4100	2100	2,86
B	50/60	5,8	2,430	7500	14	0,65	4000	1200	2,77
B	20/45	6,1	2,430	12400	16	1,91	14610	56000	2,88
B	55	6,1	2,420	9500	16	1,08	5250	3800	2,32
B	20	5,6	2,440	7630	18	0,83	3600	1400	2,61

Obs.: $\Delta\sigma$ em MPa.

DANTAS NETO et al (2001) realizaram ensaios de compressão diametral cíclicos para comparar o desempenho de misturas preparadas com asfalto convencional (CAP 20) e asfalto modificado com asfaltita (CAP PLUS 104). Nesta pesquisa, os autores observaram que as misturas preparadas com asfalto modificado apresentaram valores de resistência à tração estática e módulo de resiliência ligeiramente superiores àqueles da mistura preparada com asfalto convencional. Os modelos determinados para ambas as misturas indicaram que, para os níveis de tensões induzidas no ensaio, a resistência à fadiga da mistura confeccionada com CAP PLUS 104 é inferior à da mistura confeccionada com CAP 20. As tabelas 2.15 e 2.16 apresentam, respectivamente, as características e as propriedades mecânicas das referidas misturas.

TABELA 2.15: Características das misturas preparadas com asfalto convencional (CAP 20) e asfalto modificado com asfaltita (CAP PLUS 104). [Fonte: DANTAS NETO et al (2001)]

Característica	Unidade	CAP PLUS 104	CAP 20
Granulometria	—	Centro da faixa C do DNER	Centro da faixa C do DNER
Teor de Asfalto	%	5,4 (*)	5,4 (*)
R. B. V	%	81	81
Estabilidade	kgf	1085	1025
Fluência	(1/100)"	17	18
Densidade Aparente	—	2,423	2,427
Relação Filler / Betume	—	1,66	1,66
Porcentagem de Vazios	%	3,0	2,9

Obs.: (*) Teor ótimo determinado pelo método Marshall.

TABELA 2.16: Propriedades mecânicas das misturas preparadas com asfalto convencional (CAP 20) e asfalto modificado com asfaltita (CAP PLUS 104). [Fonte: DANTAS NETO et al (2001)]

Característica	Unidade	CAP PLUS 104	CAP 20
Resistência à tração	MPa	0,83	0,82
Módulo de Resiliência	MPa	4362	4125
Vida de Fadiga $N = k \cdot (\Delta\sigma)^{-n}$	—	$N = 3390,9 \cdot \Delta\sigma^{-3,2642}$ ($R^2 = 0,94$)	$N = 7623,3 \cdot \Delta\sigma^{-4,1994}$ ($R^2 = 0,96$)

Obs.: 1) Os ensaios foram realizados a uma temperatura de 25°C;

2) $\Delta\sigma$ em MPa.

Os modelos de fadiga determinados em laboratório, onde as condições de ensaio são bem definidas (carga uniforme, temperatura fixa, frequência e tempo de

aplicação de carga constantes, etc.), necessitam ser recalibrados de forma a reproduzirem os valores esperados no campo. A forma mais usual é a aplicação do fator campo-laboratório (shift-factor), como mostra a equação 2.21.

$$N_c = f \times N_{lab} \quad (2.21)$$

onde:

N_c = número de repetições de carga necessárias para atingir o trincamento no campo;

N_{lab} = número de repetições de carga necessárias para atingir o trincamento no laboratório;

f = fator campo-laboratório.

PINTO (1991) determinou o fator campo-laboratório para alguns trechos experimentais executados no estado do Rio de Janeiro pelo IPR/DNER, e observou que o mesmo caracterizou potências de 10^2 a 10^4 para levar o pavimento a cerca de 20% de área trincada, considerando-se a temperatura de referência de 25°C.

2.4 – Deformação Permanente nos Pavimentos Flexíveis

A deformação plástica ou permanente é um tipo de deformação que ocorre no material, devido a ação de uma carga, e que não é recuperável quando a mesma for removida.

Segundo YODER e WITCZAK (1975), a deformação permanente é uma manifestação de dois diferentes mecanismos, isto é, resulta da combinação da densificação (com variação do volume) e da deformação cisalhante repetida (fluxo plástico sem variação de volume).

À medida que o pavimento é solicitado pelas cargas do tráfego, ocorre um acúmulo de deformações permanentes em todas as suas camadas, originando na superfície um tipo de defeito conhecido como afundamento de trilha-de-roda, que se manifesta nos locais onde as rodas dos veículos transitam.

Segundo QUEIROZ (1984), esses afundamentos, além de prejudicarem a serventia das estradas, são também indesejáveis sob o aspecto da segurança, porque a água pode se depositar nessas áreas e dificultar a governabilidade dos

veículos. Para BALBO (1997), a profundidade das trilhas-de-roda pode ser utilizada como indicador de necessidade de reabilitação dos pavimentos asfálticos.

MOTTA (1991), em seu método de dimensionamento de pavimento flexível, considerou como um dos critérios de ruptura, o afundamento máximo de trilhas-de-roda igual a 16 mm.

2.4.1 – Estimativa e Controle da Deformação Permanente no Projeto de Pavimentos Flexíveis

Com o aumento da carga por eixo e da pressão dos pneus dos veículos de carga rodoviários, houve a necessidade de se desenvolver métodos adequados para a estimativa das deformações permanentes nas trilhas-de-roda dos pavimentos asfálticos, objetivando-se evitar problemas de hidroplanagem para os veículos leves e estruturais para o pavimento.

Do ponto de vista do dimensionamento, os seguintes critérios têm sido utilizados para controlar a deformação permanente:

- limitar a deformação (ou tensão) vertical de compressão no topo do subleito, considerada a camada de menor resistência ao cisalhamento e às deformações plásticas;
- limitar a deformação total resultante do somatório das deformações permanentes de cada camada, que seria o afundamento de trilha de roda admissível.

Baseado neste último critério, BARKSDALE (1972) propôs um método para prever o provável afundamento de trilha de roda de um pavimento flexível, utilizando-se as deformações plásticas axiais obtidas em ensaios triaxiais de cargas repetidas. Para a aplicação deste método, cada camada do pavimento é dividida em várias sub-camadas de espessuras convenientes. As tensões principais vertical e horizontal (σ_1 e σ_3) são então calculadas no centro de cada sub-camada, na direção do eixo de simetria da carga, empregando-se uma teoria elástica não linear ou viscoelástica. De posse dos valores destas tensões, realizam-se os ensaios

cíclicos visando a determinação dos modelos de deformação permanente, conforme esquematizado na figura 2.1.

Figura 2.1 – Idealização de uma estrutura de pavimento para o cálculo do afundamento de trilha de roda (BARKSDALE, 1972)

A deformação permanente total é então calculada utilizando-se a seguinte equação:

$$\delta_{\text{total}}^p = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{pi} \cdot h_i \quad (2.22)$$

onde:

δ_{total}^p = profundidade total do afundamento de trilha-de-roda sob o carregamento;

ε_{pi} = deformação plástica da sub-camada i , calculada através de modelos calibrados a partir de resultados de laboratório;

h_i = espessura da sub-camada i ,

n = número total de sub-camadas incluindo o subleito.

MONISMITH & BROWN (1999)⁵, apud FRANCO (2000), apresentam o modelo utilizado pelo método de dimensionamento do LCPC da França, equação 2.23, para estimar a deformação vertical admissível (ε_v) no topo do subleito.

$$N = 2,227 \cdot 10^{-9} \cdot \varepsilon_v^{-4,505} \quad (2.23)$$

MOTTA (1991) em seu método de dimensionamento propõe a seguinte equação para limitar a tensão vertical de compressão no topo do subleito:

$$\sigma_{V\text{máx}} = \frac{0,006 \times M_{R\text{subleito}}}{1 + 0,7 \times \log N} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2.24)$$

onde:

$\sigma_{V\text{máx}}$ = tensão vertical de compressão admissível no topo do subleito;

$M_{R\text{subleito}}$ = Módulo de resiliência médio do subleito.

2.4.2 – Modelos de Deformação Permanente dos Materiais de Pavimentação

2.4.2.1 - Solos

Os modelos de previsão da deformação permanente dos solos têm sido desenvolvidos a partir de dados obtidos em laboratório, através de ensaios triaxiais cíclicos. Os corpos-de-prova não são previamente condicionados, como nos ensaios de módulo de resiliência, pois as deformações permanentes iniciais não devem ser desconsideradas.

O modelo mais usual para representar o comportamento à deformação permanente dos solos é aquele proposto por MONISMITH et al (1975), descrito pela seguinte equação:

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B \quad (2.25)$$

onde:

ε_p = deformação permanente acumulada;

⁵ MONISMITH, C.L.; BROWN, S.F. (1999). Developments in the structural design and rehabilitation of asphalt pavements over three quarters of a century. In: *The Association of Asphalt Paving Technologists, 75th Anniversary Volume*, March, 1999.

N = número de aplicações de carga;

A, B = coeficientes determinados experimentalmente.

Segundo os autores, o coeficiente B dependeria somente do tipo de solo, enquanto que A seria função do nível de tensão, condições de umidade, história de tensões, etc.

SVENSON (1980) realizou ensaios de cargas repetidas visando determinar os modelos de deformação permanente de amostras de solos argilosos provenientes de camadas de reforço e subleito de rodovias federais brasileiras. A tabela 2.17 apresenta os resultados obtidos pela pesquisadora.

TABELA 2.17: Modelos de deformação permanente obtidos para solos argilosos. [Fonte: SVENSON (1980)]

Amostra	Classificação		Condição dos CPs		σ_d	$\varepsilon_p = A \cdot N^B$		
	HRB	USCS	W%	ρ_d (g/cm ³)	(kgf/cm ²)	$A \times 10^{-4}$	B	R ²
Argila Vermelha-RJ	A-7-6	CH	17,0	1,781	0,76	93,0	0,058	0,99
Argila Amarela-RJ	A-7-5	CL	21,1	1,688	0,75	11,5	0,086	0,98
Argila Vermelha-MG	A-7-5	ML-CL	16,2	1,776	1,42	12,9	0,028	0,92
Argila Vermelha-PR	A-7-5	CL	18,7	1,729	0,70	59,9	0,066	0,95

Obs.: A tensão confinante utilizada nos ensaios foi de 0,21 kgf/cm².

CARDOSO (1987) estudou, em laboratório, o comportamento à deformação permanente de solos lateríticos da região de Brasília-DF. Os modelos determinados relacionam a deformação permanente com o estado de tensão e o índice de suporte Califórnia (CBR), e são representados pelas equações 2.26 e 2.27.

$$\varepsilon_p = \frac{128,748 \times N^{0,1346} \times \sigma_1^{2,664}}{CBR^{5,55} \times \theta^{1,1431}} \quad \text{para CBR} \geq 40\% \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_p = \frac{N^{0,1878} \times \sigma_1^{6,0911}}{55,6313 \times CBR^{1,3605} \times \theta^{4,893}} \quad \text{para CBR} < 40\% \quad (2.27)$$

onde:

ε_p = deformação permanente acumulada;

N = número de aplicações de carga;

CBR = Índice de Suporte Califórnia (%);

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ = primeiro invariante de tensão (psi);

σ_1 = tensão principal maior (psi).

SANTOS et al (1995) ensaiaram solos granulares lateríticos provenientes de rodovias federais do estado do Mato Grosso visando a obtenção de modelos de deformação permanente. Os ensaios cíclicos foram realizados utilizando-se $\sigma_d = 3,15 \text{ kgf/cm}^2$ e $\sigma_3 = 1,05 \text{ kgf/cm}^2$. Alguns dos resultados obtidos estão apresentados na tabela 2.18.

TABELA 2.18: Modelos de deformação permanente para solos do estado do Mato Grosso. [Fonte: SANTOS et al (1995)]

Estaca	Classificação HRB	W (%)	γ_d (g/cm ³)	CBR (%)	$\varepsilon_p = A \cdot N^B$		
					A	B	R ²
E – 100	A-2-4	7,3	2,160	55	0,005	0,11	0,92
E – 300	A-1-a	5,0	2,160	156	0,002	0,13	0,89
E - 600	A-2-4	7,1	2,300	75	0,004	0,08	0,91

GUIMARÃES (2001) realizou ensaios triaxiais cíclicos para avaliar o comportamento à deformação permanente de uma argila amarela utilizada como camada final de terraplenagem da pista experimental circular do IPR/DNER. Os corpos-de-prova ensaiados foram compactados na energia normal sob diversos teores de umidade. Nesta pesquisa, verificou-se que a tensão desvio exerce grande influência na deformação permanente, sendo que esta aumenta consideravelmente com aquela. Quanto à influência da umidade, constatou-se que os corpos-de-prova mais úmidos apresentavam deformações permanentes mais elevadas que os corpos-de-prova mais secos, desde que, submetidos ao mesmo estado de tensão. A tabela 2.19 apresenta as características da argila utilizada na pesquisa e a tabela 2.20 descreve os modelos de deformação permanente obtidos pelo autor.

TABELA 2.19: Características da argila amarela utilizada na pesquisa de GUIMARÃES (2001)

Parâmetro		Valor
Limite de Liquidez (%)		51,9
Índice de Plasticidade (%)		28,8
$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)		1,610
W _{ót} (%)		20,7
Classificação	HRB	A-7-6
	USCS	CH

TABELA 2.20: Modelos de deformação permanente determinados por GUIMARÃES (2001) para uma argila amarela típica de subleito de rodovias

Ensaio	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_d (kgf/cm ²)	W (%)	$\epsilon_p = A \cdot N^B$		R ²
				A	B	
1	0,7	0,7	21,3	0,036	0,16	0,98
2	0,7	0,7	20,6	0,070	0,10	0,99
3	0,7	0,35	19,4	0,001	0,40	0,97
4	0,7	1,05	21,3	0,223	0,09	0,89
5	0,5	0,25	20,0	0,002	0,27	0,87
6	1,2	1,2	19,9	0,087	0,09	0,96
7	0,5	0,75	20,6	0,023	0,18	0,96
8	0,5	0,5	20,6	0,004	0,21	0,98
10	1,2	1,8	19,2	0,092	0,09	0,99
11	0,5	0,5	18,4	0,037	0,24	0,95
12	0,7	1,05	20,7	0,050	0,13	0,99
13	1,2	1,2	21,7	0,136	0,08	0,95
14	1,2	0,6	20,4	0,008	0,22	0,98

2.4.2.2 - Misturas Betuminosas

Para avaliar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, vários métodos de ensaio podem ser utilizados, cada um apresentando vantagens e desvantagens. Atualmente, os métodos de ensaio mais usados para este fim são os seguintes: ensaios de compressão uniaxial, ensaios de compressão triaxial e ensaios de trilha-de-roda.

SILVEIRA (1999) empregou os ensaios de compressão uniaxial estática e de compressão uniaxial dinâmica para a avaliação da resistência à deformação permanente de misturas de areia-asfalto a frio. Para tanto, foram confeccionadas, pelo método de compactação Marshall, duas séries de corpos-de-prova, uma utilizando emulsão asfáltica convencional de ruptura lenta e outra utilizando emulsão asfáltica modificada com polímero (Emulex).

Este autor concluiu que ambas as misturas são pouco resistentes à deformação permanente, sendo que, de maneira geral, o desempenho das misturas nas quais se empregou emulsão asfáltica convencional foi superior ao das misturas preparadas com a emulsão asfáltica modificada com polímero.

FORETTI (1999) utilizou o ensaio de compressão uniaxial estática, empregando corpos-de-prova moldados pelo método de compactação Marshall, para

avaliar e comparar o desempenho de misturas preparadas com asfalto convencional (CAP 20) e de misturas preparadas com asfalto modificado com polímero (Betuflex B 80/60). Como resultado da pesquisa, este autor observou que houve uma tendência de aumento da capacidade da mistura feita com cimento asfáltico modificado com polímero em resistir às deformações permanentes.

MOTTA (1991) determinou o comportamento à deformação permanente de uma mistura betuminosa do tipo CBUQ, muito utilizada como camada de rolamento, submetendo corpos-de-prova ao ensaio de compressão triaxial sob cargas repetidas com $\sigma_d = 3,15 \text{ kgf/cm}^2$ e $\sigma_3 = 1,05 \text{ kgf/cm}^2$. A mistura foi dosada de acordo com o método Marshall, e os resultados obtidos estão descritos na tabela 2.21.

TABELA 2.21: Modelos de deformação permanente de uma mistura betuminosa do tipo CBUQ. [Fonte: MOTTA (1991)]

Características da Mistura					Ensaio de Deformação Permanente (T = 25 °C)	
Faixa (DNER)	CAP	Teor de betume (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (1/100")	CP1	CP2
B	50/60	5,8	750	14	$\varepsilon_p = 0,0011N^{0,108}$ $R^2 = 0,90$	$\varepsilon_p = 0,0009N^{0,130}$ $R^2 = 0,92$

BERNUCCI et al (1996) realizaram um estudo em laboratório utilizando o equipamento simulador de tráfego tipo LCPC para avaliar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas utilizadas nas rodovias da rede DERSA. Os ensaios foram realizados a uma temperatura de 60 °C, e o seguinte modelo foi empregado na representação da variação da deformação permanente com o número de ciclos do carregamento:

$$y = A \left(\frac{N}{1000} \right)^b \quad (2.28)$$

onde:

y = deformação permanente (10^{-2} mm);

A = deformação permanente após 1000 ciclos (10^{-2} mm);

N = nº de ciclos do carregamento;

b = inclinação da reta de regressão.

Para as misturas pesquisadas, as equações de regressão determinadas pelos autores constam na tabela 2.22.

TABELA 2.22: Equações de regressão obtidas em estudo de deformação permanente de misturas betuminosas. [Fonte: BERNUCCI et al (1996)]

Faixa (Dersa)	Tipo de CAP	Teor de Asfalto (%)	Equação de Regressão	R ²
C	CAP-20	5,10	$124,99 (N/1000)^{0,219}$	0,97
		5,35	$117,40 (N/1000)^{0,339}$	0,99
		5,60 (*)	$102,58 (N/1000)^{0,379}$	0,71
		5,90	$127,68 (N/1000)^{0,432}$	0,93
		6,20	$216,96 (N/1000)^{0,637}$	0,64

Obs.: (*) teor ótimo determinado na dosagem Marshall.

Pela análise dos resultados apresentados acima, BERNUCCI et al (1996) verificaram que a suscetibilidade à deformação permanente das misturas cresce com o aumento do teor de asfalto, principalmente para teores acima do recomendado pela dosagem Marshall. Observaram ainda que, para um número baixo de solicitações, as deformações permanentes são praticamente independentes de pequenas variações no teor de asfalto ($\pm 0,5\%$).

2.5 – Métodos de Projeto de Pavimentos Flexíveis

2.5.1 – Métodos Empíricos

Os métodos empíricos são aqueles baseados na experiência acumulada e correlacionam o desempenho do pavimento com algumas propriedades dos materiais utilizados na construção.

Possuem a vantagem de serem facilmente empregados, pois os ensaios de caracterização exigidos são simples e não requerem aparelhagem sofisticada. Entretanto, são bastante limitados pelas condições de contorno (materiais de construção, clima da região, condições de tráfego, etc.) não permitindo uma generalização adequada para outras regiões, novos materiais e diferentes cargas de tráfego.

2.5.1.1 – Método do DNER

O método do DNER tem como base o trabalho “Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume”, de autoria de TURNBULL, FOSTER E AHLVIN do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA, e algumas conclusões obtidas na pista experimental da AASHO. Foi elaborado pelo Eng. Murilo Lopes de Souza em 1966, e desde então têm sido utilizado em todo território nacional.

Apresenta-se a seguir, as etapas a serem seguidas para o projeto de pavimentos flexíveis de acordo com o método em questão.

2.5.1.1.1 - Definição dos Materiais

A determinação da capacidade de suporte do subleito e dos materiais constituintes do pavimento é feita pelo ensaio CBR, adotando-se o método preconizado pelo DNER, em corpos-de-prova indeformados ou moldados em laboratório para as condições esperadas no campo.

Para garantir que o pavimento não sofrerá ruptura precocemente, o método exige que os materiais utilizados na sua construção possuam certas características, descritas a seguir:

- Material de subleito: CBR $\geq$ 2%;
Expansão menor que 2%.
- Material para reforço do subleito: CBR maior que o do subleito;
Expansão menor que 1%.
- Material para sub-base: CBR $\geq$ 20%;
Expansão menor que 1%;
Índice de grupo (IG) igual a zero.
- Material para base: CBR $\geq$ 80%;
Expansão menor que 0,5%;
LL $\leq$ 25%;
IP $\leq$ 6%.

Os materiais de base devem ainda ser enquadrados numa das seguintes faixas granulométricas (tabela 2.23):

TABELA 2.23: Faixas granulométricas para material de base [Fonte: SOUZA (1981)]

Peneiras	Porcentagem que Passa			
	A	B	C	D
2"	100	100	-	-
1"	-	75-90	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100
nº 4	25-55	30-60	35-65	50-85
nº 10	15-40	20-45	25-50	40-70
nº 40	8-20	15-30	15-30	25-45
nº 200	2-8	5-15	5-15	5-20

Obs.: A fração que passa na peneira nº 200 deve ser inferior a 2/3 da fração que passa na peneira nº 40. A fração graúda deve apresentar um desgaste Los Angeles igual ou inferior a 50%. Pode ser aceito um valor de desgaste maior, desde que haja experiência no uso do material.

2.5.1.1.2 - Determinação do Tráfego

O pavimento é dimensionado em função do número equivalente (N) de operações do eixo padrão de 8,2 tf, durante o período de projeto escolhido. O cálculo do número N é feito empregando-se a seguinte equação:

$$N = 365 \times P \times V_m \times FV \times FR \quad (2.30)$$

onde:

N = número de operações do eixo padrão de 8,2 tf;

P = período de projeto em anos;

V_m = volume médio diário de tráfego durante a vida de projeto;

FV = Fator de veículo da frota;

FR = Fator climático regional (Adota-se FR = 1,0).

2.5.1.1.3 - Dimensionamento do Pavimento

a) Espessura total do pavimento

Definido o tráfego que solicitará a via durante o período de projeto (número N) e o índice de suporte (CBR) do subleito, a espessura total (H_m) do pavimento, em termos de material granular, é determinada utilizando-se o ábaco da figura 2.2.

FIGURA 2.2: Ábaco de dimensionamento de pavimentos flexíveis utilizado no método do DNER (SOUZA, 1981)

b) Tipo e espessura da camada de revestimento

A espessura do revestimento (R) é estabelecida em função do tráfego (número N), de acordo com a tabela 2.24.

TABELA 2.24: Espessura mínima do revestimento. [Fonte: SOUZA (1981)]

N	Espessura mínima do revestimento
$N \leq 10^6$	Tratamento Superficial
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimento betuminoso com 5cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5cm de espessura

c) Espessura das demais camadas

Após determinar a espessura total do pavimento (H_m), em termos de material granular, e fixada a do revestimento (R), procede-se ao cálculo das espessuras das demais camadas considerando-se os materiais disponíveis para cada uma delas e seus respectivos coeficientes de equivalência estrutural. Este coeficiente indica a capacidade de distribuição de tensões que um determinado material possui em relação ao material padrão (pedra britada).

A tabela 2.25 fornece os coeficientes de equivalência estrutural para os diferentes materiais utilizados em pavimentação.

TABELA 2.25: Coeficientes de equivalência estrutural [Fonte: SOUZA (1981)]

Componentes do Pavimento	Coeficiente estrutural (K)
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,0
Base ou revestimento de pré-misturado a quente, de graduação densa	1,7
Base ou revestimento de pré-misturado a frio, de graduação densa	1,4
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,2
Camadas granulares	1,0
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias superior a 45 kg/cm ²	1,7
Solo-cimento com resistência à compressão a 7 dias entre 45 Kg/cm ² e 28 Kg/cm ²	1,4
Solo-cimento com resistência à compressão a 7 dias entre 28 Kg/cm ² e 21 Kg/cm ²	1,2
Base de solo-cal	1,2

As espessuras da base (B), sub-base (h_{20}) e do reforço do subleito (h_n) são obtidas pela resolução sucessiva das seguintes inequações:

$$R \times K_R + B \times K_B \geq H_{20} \quad (2.31)$$

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{20} \times K_S \geq H_n \quad (2.32)$$

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{20} \times K_S + h_n \times K_{REF} \geq H_m \quad (2.33)$$

onde:

K_R : coeficiente de equivalência estrutural do revestimento;

R : espessura do revestimento;

K_B : coeficiente de equivalência estrutural da base;

B : espessura da base;

H_{20} : espessura de pavimento necessária para proteger a sub-base;

K_S : coeficiente de equivalência estrutural da sub-base;

h_{20} : espessura da sub-base;

H_n : espessura de pavimento necessária para proteger o reforço do subleito;

K_{ref} : coeficiente de equivalência estrutural do reforço de subleito;

h_n : espessura do reforço do subleito;

H_m : espessura total de pavimento necessária para proteger um material com CBR igual a $m\%$.

Obs.: Os valores de H_{20} , H_n e H_m são determinados através do ábaco da figura 2.2.

2.5.2 – Métodos Mecanísticos

Um método de dimensionamento é dito mecanístico (ou analítico) quando utiliza uma teoria para prever as tensões e deformações provenientes do tráfego e do clima na estrutura do pavimento, e procura compatibilizá-las com as tensões resistentes dos materiais.

Por esse tipo de análise, tem-se um panorama de 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.

O guia da AASHTO (1986) descreve as seguintes vantagens de se utilizar um método mecanístico no dimensionamento de pavimentos flexíveis:

- melhor confiabilidade no projeto;
- possibilidade de prever defeitos específicos;
- possibilidade de extrapolação de resultados de laboratório e de campo;

- maior compatibilização entre custo e benefício das obras;
- possibilidade de prever as conseqüências de novas configurações de carregamento;
- melhor utilização dos materiais disponíveis;
- possibilidade de se considerar explicitamente os efeitos sazonais.

MOTTA (1991) apresentou em sua tese de doutorado um método mecanístico de dimensionamento de pavimentos flexíveis, consolidando os estudos sobre a Mecânica dos Pavimentos desenvolvidos na COPPE/UFRJ desde os anos 70.

O método incorpora as novas técnicas de ensaio de materiais de pavimentação, métodos racionais de cálculo de tensão-deformação nas diversas camadas, influências climatológicas, conceitos de desempenho e parâmetros de tráfego. Permite ainda a consideração da incerteza e variabilidade dos dados de projeto, resultando num tratamento probabilístico.

No método apresentado por MOTTA (1991) para dimensionamento de pavimentos flexíveis, adota-se uma estrutura inicial, define-se a variabilidade dos dados e o nível de confiabilidade a ser utilizado no projeto. A análise mecanística é efetuada utilizando-se um programa computacional, usando um modelo elástico linear para o revestimento asfáltico e elástico não-linear para as camadas subjacentes, verificando-se as tensões e deformações e comparando-as com critérios de aceitação pré-estabelecidos. Caso algum critério não seja satisfeito, as espessuras e/ou camadas são alteradas e os cálculos refeitos. Os critérios que podem ser adotados são os seguintes: deflexão máxima admissível na superfície; diferença de tensões no revestimento; tensão vertical admissível no topo do subleito; tensão e deformação de tração na fibra inferior do revestimento. Note-se que alguns destes critérios se superpõem quanto à finalidade. Na prática alguns poderiam ser dispensados, escolhendo-se um para evitar trincamento por fadiga e outro para prevenir deformações permanentes excessivas.

O roteiro de dimensionamento de pavimentos flexíveis proposto pela pesquisadora é apresentado a seguir:

- a) ensaiar os materiais disponíveis na região, e o subleito para se obter os modelos de comportamento tensão-deformação, tanto elástico quanto plástico;
- b) definir um valor de módulo resiliente para a mistura betuminosa a ser utilizada no revestimento, em função da temperatura média esperada para o revestimento;
- c) adotar uma estrutura inicial, definindo que variabilidade será admitida para as espessuras das camadas;
- d) calcular o estado de tensão-deformação atuante na estrutura composta com cada material disponível (caso exista mais de uma jazida ou opção de material);
- e) comparar as tensões-deformações calculadas com critérios de rupturas estabelecidos. Definir o grau de confiabilidade a ser adotado em função da importância da obra;
- f) se as espessuras adotadas conduzirem a valores não superiores aos admissíveis segundo os critérios de fadiga e deformação permanente, dar por concluído o dimensionamento. Caso algum dos critérios não seja satisfeito, alterar as espessuras e refazer os cálculos;
- g) após dimensionada a estrutura do pavimento pode-se verificar o afundamento de trilha de roda provável, para o número N de projeto, desde que se conheçam as leis de variação da deformação permanente com a repetição das cargas. O valor máximo recomendado é de 16mm.

Obs.: Os fatores ambientais (umidade de equilíbrio e temperatura de serviço) deverão ser levados em conta na execução dos ensaios de laboratório.

2.5.2.1 – Programa Computacional FEPAVE

Para a obtenção das tensões, deformações e deslocamentos em estruturas de pavimentos utilizam-se programas computacionais, sendo que o mais

usado pelos pesquisadores da COPPE/UFRJ é o FEPAVE por permitir a consideração do comportamento elástico não-linear dos materiais que constituem as camadas dos pavimentos.

O FEPAVE foi desenvolvido na Califórnia em 1968 e utiliza o método dos elementos finitos para o cálculo de tensões e deslocamentos de estruturas de pavimentos. O perfil da estrutura é dividido em malhas quadrangulares e a carga de uma roda é aplicada na superfície, distribuída uniformemente em uma área circular. Para estruturas não-lineares, a carga de roda é aplicada em incrementos iguais e os módulos dos elementos são calculados pelas equações de resiliência, definidas nos ensaios de laboratório, em função dos níveis de tensões gerados pelo incremento de carga anterior. Os módulos iniciais podem ser calculados com a consideração ou não das tensões gravitacionais. Admite no máximo 12 camadas estratificadas de materiais diferentes.

O FEPAVE tem como vantagens analisar axialmente e radialmente materiais de características variáveis, podendo também variar o módulo de materiais asfálticos em função da temperatura. A principal desvantagem do FEPAVE é admitir apenas uma carga de roda.

MOTTA (1991) introduziu no programa FEPAVE o critério estatístico de Rosenblueth, que permite determinar a variabilidade de uma variável dependente a partir do conhecimento da média e desvio padrão das variáveis independentes.

Hoje o FEPAVE está disponível em versão para microcomputadores e dispõe de uma entrada amigável desenvolvida por SILVA (1995).

Os dados de entrada e saída do programa são:

➤ Entrada:

- Pressão média da roda do veículo e raio de carregamento;
- Propriedades dos materiais (peso específico, coeficiente de Poisson e módulo resiliente);
- Dados geométricos da estrutura a ser analisada;
- Malha de elementos finitos (opcional).

➤ Saída (versão resumida):

- Deflexão da superfície do pavimento (10^{-2} mm);
- Deformação específica de tração na fibra inferior do revestimento;
- Diferença de tensão no revestimento (kgf/cm^2);
- Tensão vertical de compressão no subleito (kgf/cm^2).

2.5.3 – Abordagens probabilísticas no projeto de pavimentos

Os parâmetros envolvidos no dimensionamento de pavimentos são de natureza não determinística. Há variações tanto nos carregamentos quanto na rigidez das camadas ao longo da sua vida útil, de tal forma que se torna importante uma abordagem probabilística na análise da estrutura.

A incerteza na engenharia, contudo, não está limitada puramente à variabilidade dos parâmetros de dimensionamento. Os modelos matemáticos ou de simulação que são freqüentemente utilizados na elaboração de projetos, representam de forma imperfeita a realidade. Conseqüentemente, previsões e cálculos feitos com base nesses modelos podem ser imprecisos e, em certos casos, as incertezas associadas com tais previsões podem ser muito significativas.

Entretanto, todas essas incertezas podem ser avaliadas em termos estatísticos, usando conceitos e métodos da teoria da probabilidade.

As análises realizadas sob o enfoque probabilístico consideram as flutuações aleatórias e inevitáveis das propriedades mecânicas dos materiais e das solicitações de carga, sendo estas flutuações descritas na forma de histograma ou curvas cumulativas de distribuição.

Nos últimos anos, diferentes métodos probabilísticos foram desenvolvidos para estimar a probabilidade de ruína ou falha de uma obra de engenharia. Estes métodos são separados em duas categorias distintas: métodos analíticos que não utilizam geradores aleatórios e métodos de simulação, que utilizam geradores aleatórios.

Hoje em dia, devido a maior disponibilidade de recursos computacionais, os métodos de simulação tornaram-se uma ferramenta muito poderosa e eficiente para analisar as várias combinações de esforço e resistência que ocorrem numa determinada estrutura, permitindo, dessa forma, que a probabilidade de ruína da mesma seja estimada com maior confiança.

Dentre os métodos de simulação existentes, os mais utilizados são o de Monte Carlo e o de Rosenblueth. No método de Monte Carlo, as variáveis estocásticas dependentes são geradas a partir da randomização das variáveis estocásticas independentes. Em geral, assume-se para a randomização que as variáveis independentes tenham uma distribuição normal. A técnica é repetida diversas vezes até determinar as funções de distribuição das variáveis dependentes, exigindo um grande esforço computacional.

No método de Rosenblueth, também conhecido como método das estimativas pontuais, os momentos de uma função real $f(x)$ podem ser estimados a partir dos momentos da variável aleatória x . O método pode ser utilizado em funções de múltiplas variáveis aleatórias e, com grande aproximação, para funções descontínuas.

Segundo Medina (1997), a utilização deste método se torna interessante quando a solução da relação entre variáveis dependentes e independentes se dá por processos numéricos tipo MEF (Método dos Elementos Finitos).

MOTTA (1991) e BENEVIDES (2000) empregaram o método de Rosenblueth em análises estruturais probabilísticas de pavimentos flexíveis, através da utilização do programa computacional FEPAVE.

2.5.3.1 – Níveis de Confiabilidade

A confiabilidade aplicada a pavimentos pode ser definida como sendo a probabilidade que um pavimento projetado tem de desempenhar satisfatoriamente sua função dentro do período de projeto.

O nível de confiabilidade a ser adotado em cada projeto é função da experiência do projetista, das consequências da ruptura do pavimento e do custo inicial da construção.

A tabela 2.26 apresenta os níveis de confiabilidade recomendados pelo Guia da AASHTO (1986), de acordo com a classe e localização da rodovia.

TABELA 2.26: Confiabilidade recomendada pelo Guia da AASHTO (1986)

Classe Funcional	Zona Urbana	Zona Rural
Interestadual	85% a 99,9%	80% a 99,9%
Artéria Principal	80% a 99%	75% a 95%
Coletiva	80% a 95%	75% a 95%
Vicinal	50% a 80%	50% a 80%

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentadas a origem, as características físicas e as classificações geotécnicas dos solos e misturas solo-agregado estudados, bem como os resultados dos ensaios de granulometria, extração de betume, estabilidade e fluência Marshall realizados para a caracterização da mistura asfáltica utilizada na pesquisa. São também descritos os equipamentos e procedimentos laboratoriais empregados para a execução dos ensaios triaxiais e de compressão diametral cíclicos. Finalmente apresenta-se a metodologia para a análise dos resultados obtidos na fase experimental do trabalho.

3.2 - Materiais Utilizados

3.2.1 - Solos

Os solos utilizados nesta pesquisa foram coletados na região de Campo Grande - MS, em locais representativos da malha viária existente, jazidas em produção ou potenciais jazidas. As amostras de solos coletadas são típicas do subleito e dos materiais utilizados na construção de reforço, sub-base e base dos pavimentos locais. Ao todo, foram coletados três tipos de solos denominados respectivamente de argiloso, areno-argiloso e arenoso. A figura 3.1 ilustra a localização das três jazidas de onde foram coletados os materiais.

FIGURA 3.1 – Mapa geográfico ilustrando o local de coleta dos materiais envolvidos no desenvolvimento desta pesquisa.

3.2.1.1 - Massa Específica dos Sólidos e Limites de Atterberg

Os procedimentos para a determinação da massa específica dos sólidos foram executados segundo o método de ensaio “Determinação da Massa Específica” – NBR 6508 (1984).

A determinação dos limites de Atterberg foram realizados seguindo os procedimentos descritos nas normas “Solo – Determinação do Limite de Liquidez” – NBR 6490 (1984) e “Solo – Determinação do Limite de Plasticidade” – NBR 7180 (1984).

Para os três solos os valores de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade, Índice de Plasticidade e Massa Específica dos Sólidos são apresentados na tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Limites de Atterberg, índice de plasticidade e massa específica dos sólidos dos solos

Solo	LL (%)	LP (%)	IP (%)	ρ_s (g/cm ³)
Argiloso	58	40	18	3,035
Areno-argiloso	30	21	9	2,714
Arenoso	-	-	NP	2,672

3.2.1.2 - Granulometria

A análise granulométrica dos solos foi realizada através do processo de peneiramento para a fração grossa (partículas com diâmetro $\geq 0,074$ mm) e sedimentação para a fração fina (partículas com diâmetro $< 0,074$ mm). Os procedimentos estão de acordo com o método de ensaio “Solo – Análise Granulométrica” – NBR 7181. As figuras 3.2, 3.3 e 3.4 mostram as curvas de distribuição granulométrica de cada um dos solos ensaiados e a figura 3.5 apresenta estas três curvas conjuntamente.

FIGURA 3.2 – Curva granulométrica do solo argiloso

FIGURA 3.3 – Curva granulométrica do solo areno-argiloso

FIGURA 3.4 – Curva granulométrica do solo arenoso

FIGURA 3.5 – Curvas granulométricas dos três solos estudados

Os percentuais de areia, silte e argila, segundo a norma NBR 6502, estão apresentadas na tabela 3.2.

TABELA 3.2 – Composição granulométrica dos solos

Composição Granulométrica	Solo Argiloso	Solo Areno-Argiloso	Solo Arenoso
Areia (%)	23	64	81
Silte (%)	21	16	6
Argila (%)	56	20	13

3.2.1.3 - Ensaios do Método MCT e Classificações dos Solos Pesquisados

Os solos foram submetidos aos ensaios de Mini-MCV, Perda de Massa por Imersão e Mini-CBR conforme os procedimentos das normas DNER ME 256/94 – “Solos Compactados com Equipamento Miniatura - Determinação da Perda de Massa por Imersão” e DNER ME 254/94 – “Solos Compactados com Equipamento Miniatura – Mini CBR e Expansão”. A tabela 3.3 apresenta os resultados dos ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão e a tabela 3.4 apresenta os

resultados dos ensaios Mini-CBR. As classes dos solos segundo as classificações HRB, USCS e MCT estão apresentadas na tabela 3.5.

TABELA 3.3 – Resultados dos ensaios de Mini-Mcv e Perda de Massa por Imersão

Material	c'	d'	Pi	e'
Solo Argiloso	2,10	45,8	8,5	0,80
Solo Areno-argiloso	1,60	95,6	30	0,80
Solo Arenoso	0,50	70,3	130	1,17

TABELA 3.4 – Propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos determinadas no ensaio Mini-CBR

Material	Energia de compactação	w _{ót} (%)	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)	Mini-CBR sem imersão (%)	Relação RIS (%)	Expansão (%)	Contração (%)
Solo Argiloso	Normal	27,3	1,610	16	75	0,23	2,00
	Intermediária	25,1	1,732	43	69	0,21	1,90
Solo Areno-argiloso	Intermediária	12,7	1,995	66	61	0,10	0,37
Solo Arenoso	Intermediária	10,2	2,042	41	83	0	0,11

TABELA 3.5 – Classificação HRB, USCS e MCT dos solos pesquisados

Solo	HRB	USCS	MCT
Argiloso	A-7-5	MH	LG'
Areno-argiloso	A-4	SC	LG'
Arenoso	A-2-4	SM	LA

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização, constata-se que os solos arenoso e areno-argiloso podem ser utilizados em camadas de base de Solo Arenoso Fino Laterítico, conforme os critérios apresentados no Manual de Pavimentação do DER-SP (DER-SP/1991), relacionados a seguir:

- o solo deverá apresentar um comportamento laterítico, isto é, pertencer a um dos grupos LA, LA' e LG' da classificação MCT;
- composição granulométrica enquadrada em uma das faixas de graduação indicadas no quadro 3.1;

QUADRO 3.1

PENEIRAS DE MALHAS QUADRADAS (NBR - 5734/80)	GRADUAÇÕES		
	% EM PESO, QUE PASSA		
	A	B	C
2,00 mm n° 10	100	100	100
0,42 mm n° 40	75-100	85-100	100
0,150 mm n° 100	30-50	50-65	65-95
0,075 mm n° 200	23-35	35-50	35-50

- c) as propriedades mecânicas e hidráulicas do solo, correspondentes a corpos de prova compactados na umidade ótima da energia intermediária, deverão satisfazer os valores apresentados no quadro 3.2 a seguir.

QUADRO 3.2

PROPRIEDADE	VALOR ADMISSÍVEL
Mini-CBR sem imersão	≥ 40%
Relação RIS (*)	≥ 50%
Expansão com sobrecarga padrão	≤ 0,3%
Contração	0,1 a 0,5%

Obs : (*) $RIS = \frac{\text{Mini - CBR (após imersão)}}{\text{Mini - CBR (sem imersão)}} \times 100$ (%).

3.2.2 - Agregado Pétreo

Coletou-se também agregado pétreo de natureza basáltica (brita 1) visando empregá-lo na confecção de misturas do tipo solo-brita. As amostras foram retiradas de uma pedreira em exploração que abastece a região de Campo Grande.

3.2.2.1 - Granulometria

A curva granulométrica do agregado pétreo foi obtida de acordo com os procedimentos da norma DNER ME 083/94 – “Análise Granulométrica de Agregados”, e está representada na figura 3.6 a seguir.

FIGURA 3.6 – Curva granulométrica do agregado pétreo

3.2.2.2 - Ensaio de Abrasão Los Angeles

O agregado pétreo foi submetido ao ensaio de abrasão de acordo com a norma DNER ME 03/94 – “Agregados – determinação da Abrasão Los Angeles”. Obteve-se uma perda no ensaio igual a 16%.

3.2.3 - Misturas Solo-Agregado

Nesta pesquisa, foram estudados três tipos de misturas com a finalidade de aplicá-las na construção de bases de pavimentos. Foram dosadas duas misturas do tipo Solo Laterítico – Brita Descontínua e uma mistura do tipo Argila Laterítica – Areia (mistura ALA), de acordo com os critérios estabelecidos por NOGAMI & VILLIBOR (1995), apresentados a seguir:

a) Mistura Solo Laterítico – Brita Descontínua:

- o solo deverá apresentar um comportamento laterítico, isto é, pertencer a um dos grupos LA, LA' e LG' da classificação MCT;
- a brita deverá possuir um diâmetro máximo menor que 25,4 mm e uma perda no ensaio de abrasão Los Angeles menor que 30%;

- a porcentagem mínima de brita na mistura, em termos de massa seca, deverá ser de 50%;
- a granulometria da mistura deverá ser descontínua;
- a mistura deverá possuir um CBR $\geq 80\%$ e uma Expansão $\leq 0,2\%$.

b) Mistura Argila Laterítica – Areia:

- classificar os componentes potencialmente interessantes segundo o método MCT, excluindo sempre que possível aqueles de comportamento não laterítico;
- compor em laboratório misturas experimentais e submetê-las aos ensaios do método MCT (Mini-MCV, Perda de Massa por Imersão e Mini-CBR). Para que uma mistura possa ser empregada em camadas de base, os resultados destes ensaios devem satisfazer às exigências contidas na especificação do DER-SP para Base de Solo Arenoso Fino Laterítico, apresentadas no item 3.2.1.3;
- por questões práticas de mistura em pista, a porcentagem mínima de um dos componentes, em termos de massa seca, deve ser de 20%;
- recomenda-se que a mistura selecionada para a construção da base possua um coeficiente c' variando entre 1,0 a 1,8.

Os materiais utilizados na composição das misturas pesquisadas foram o solo argiloso, o solo arenoso e o agregado pétreo descritos anteriormente. A tabela 3.6 fornece a composição percentual, em termos de massa seca, de cada uma delas.

TABELA 3.6 – Composição percentual das misturas (massa seca)

Mistura	Solo Argiloso (%)	Solo Arenoso (%)	Brita 1 (%)
Solo Argiloso-Brita (30/70)	30	–	70
Solo Arenoso-Brita (50/50)	–	50	50
ALA	20	80	–

As figuras 3.7, 3.8 e 3.9 apresentam as curvas de distribuição granulométrica das misturas e a figura 3.10 apresenta estas três curvas conjuntamente.

FIGURA 3.7 – Curva granulométrica da mistura Solo Argiloso-Brita (30/70)

FIGURA 3.8 – Curva granulométrica da mistura Solo Arenoso-Brita (50/50)

FIGURA 3.9 – Curva granulométrica da mistura ALA

FIGURA 3.10 – Curvas granulométricas das três misturas estudadas

3.2.3.1 - Caracterização da Mistura ALA pelo Método MCT

A mistura ALA foi submetida aos ensaios do método MCT conforme os procedimentos das normas do DNER relacionadas no item 3.2.1.3. A tabela 3.7 apresenta os resultados dos ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão e a tabela 3.8 apresenta os resultados dos ensaios Mini-CBR.

TABELA 3.7 – Resultados dos ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão

Material	c'	d'	Pi	e'	MCT
Mistura ALA	1,15	85,5	35	0,84	LA'

TABELA 3.8 – Propriedades mecânicas e hidráulicas da mistura ALA determinadas no ensaio Mini-CBR

Material	Energia de compactação	w _{ót} (%)	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)	Mini-CBR sem imersão (%)	Relação RIS (%)	Expansão (%)	Contração (%)
Mistura ALA	Intermediária	11,8	2,059	57	70	0,05	0,13

A partir dos resultados descritos acima, verifica-se que a mistura ALA pode ser utilizada em camadas de base de Solo Arenoso Fino Laterítico, segundo os critérios contidos no Manual de Pavimentação do DER-SP, apresentados no item 3.2.1.3.

3.2.4 - Ensaio de Compactação e CBR dos Materiais Geotécnicos

Os ensaios de compactação foram realizados de acordo com a norma DER-M13-71, e os ensaios CBR (“Índice de Suporte Califórnia”), de acordo com a norma DER-M53-71. Para os materiais geotécnicos de granulometria fina (% Passante na # 2,0 mm maior que 95%), o Índice de Suporte CBR foi determinado moldando-se apenas um corpo-de-prova na w_{ót} e $\rho_{dm\acute{a}x}$ da energia correspondente. No caso das misturas do tipo solo-brita, os ensaios de compactação e CBR foram realizados simultaneamente.

3.2.5 - Mistura Asfáltica

Nesta pesquisa foi estudada uma mistura asfáltica do tipo CBUQ muito utilizada na região de Campo Grande (MS) como camada de rolamento. Para tanto,

foram enviados ao laboratório de Estradas da EESC/USP, por parte da Prefeitura Municipal de Campo Grande, vinte corpos-de-prova confeccionados com material retirado diretamente da usina produtora que abastece a referida região. Os corpos-de-prova foram moldados com o compactador Marshall, seguindo os padrões estabelecidos pela NBR 12891/93 (ABNT, 1993). A energia de compactação utilizada foi de 75 golpes por face, recomendada para tráfego pesado.

3.2.5.1 - Características da Mistura Asfáltica

3.2.5.1.1 - Tipo de CAP Utilizado na Mistura

Os ensaios de caracterização do ligante asfáltico (CAP 20) empregado na mistura foram realizados no laboratório de Pavimentação da Prefeitura Municipal de Campo Grande, e os resultados obtidos estão descritos na tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Características e exigências do CAP 20 utilizado na confecção de misturas asfálticas na região de Campo Grande – MS

Ensaio	Resultados	Exigência DNER-EM 204/95	Método
Viscosidade Saybolt Furol a 135 °C (s)	171	120 mín	MB - 517
Viscosidade Saybolt Furol a 177 °C (s)	32,5	30 a 50	MB – 517
Viscosidade Absoluta a 60 °C (poise)	2100	2000 a 3500	MB – 827
Ponto de Fulgor (°C)	304	235 mín	MB – 50
Penetração, 25°C, 100g, 5s (0,1mm)	53	50 mín	MB – 107
Ponto de Amolecimento (°C)	49	–	ASTM D 36
Índice de Susceptibilidade Térmica (*)	-0,8	-1,5 a 1,0	–

Obs.: (*) $IST = \frac{500 \log(PEN) + 20PA - 1951}{120 - 20 \log(PEN) + PA}$, onde PEN é a penetração em 0,1 mm e PA é o ponto de amolecimento em °C.

3.2.5.1.2 - Densidade Aparente, Estabilidade e Fluência Marshall

Os ensaios para a determinação da densidade aparente, estabilidade e fluência Marshall foram realizados de acordo com os procedimentos descritos nos itens 5.3 e 5.4 da norma NBR 12891/93 (ABNT, 1993). Após a obtenção dos respectivos volumes e massas, os corpos-de-prova foram imersos em banho de água a 60 °C, por um período entre 30 e 40 minutos, e a seguir foram submetidos

ao ensaio de compressão diametral, para a determinação da estabilidade e da fluência. Ao todo, foram ensaiados três corpos-de-prova escolhidos de forma aleatória. Os resultados obtidos estão descritos na tabela 3.10.

TABELA 3.10: – Densidade aparente, estabilidade e fluência da mistura asfáltica estudada

Corpo de Prova	Densidade Aparente	Estabilidade (kgf)	Fluência (1/100")
1	2,452	1147	13
2	2,478	1251	14
3	2,493	1322	13
Média	2,474	1240	13
Desvio Padrão	0,02	88	0,6

3.2.5.1.3 - Teor de betume

Foram determinados os teores de betume dos três corpos-de-prova utilizados nos ensaios Marshall de acordo com os procedimentos da norma DER M146-62 “Determinação da porcentagem de betume em misturas betuminosas pelo extrator de refluxo”. A tabela 3.11 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 3.11 – Teor de betume da mistura asfáltica estudada

Corpo-de-Prova	Teor de Betume (%)
1	5,4
2	5,5
3	5,6
Média	5,5
Desvio padrão	0,1

3.2.5.1.4 - Granulometria

Após a extração do betume, foi escolhido um corpo-de-prova para a realização do ensaio de granulometria. A figura 3.11 abaixo, apresenta a curva granulométrica obtida para a mistura asfáltica utilizada na pesquisa.

Figura 3.11 – Curva granulométrica da mistura asfáltica pesquisada

3.3 - Ensaios para a Determinação do Comportamento Mecânico dos Materiais

3.3.1 - Ensaios Triaxiais Cíclicos

Os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ visando a determinação dos módulos de resiliência dos materiais geotécnicos utilizados na pesquisa.

O equipamento utilizado possui um sistema de ar comprimido com manômetros e válvulas que permite aplicar as tensões desvio e confinante. Ao passar por um regulador de pressão, o ar comprimido estabelece o contato entre o cilindro de pressão e uma válvula. O início do ciclo se dá com a transmissão da pressão do ar através do cilindro para o pistão que atua no topo das amostras após a abertura da válvula. Com o fechamento desta, a pressão é removida. Um dispositivo mecânico digital, temporizador, controla esta operação e a frequência das solicitações atuando na válvula de três vias.

Os deslocamentos resilientes são medidos através de transdutores mecano-eletromagnéticos LVDTs, acoplados às amostras por um par de alças ou braçadeiras leves.

A figura 3.12 mostra os LVDTs fixados no corpo-de-prova já instalado na base da câmara triaxial do equipamento do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ e a figura 3.13 mostra a montagem da câmara triaxial.

Os ensaios triaxiais cíclicos são realizados em duas etapas de aplicação de carga. A primeira delas é a fase de condicionamento da amostra, cuja finalidade é eliminar as deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de carregamento, como também reduzir o efeito do histórico de tensões no valor do módulo de resiliência. Na segunda etapa, são propriamente medidos os deslocamentos resilientes.

A tabela 3.12 apresenta os níveis de tensões aplicados segundo o método da COPPE/UFRJ nas duas etapas do ensaio triaxial cíclico.

FIGURA 3.12 – LVDTs fixados no corpo-de-prova

FIGURA 3.13 – Montagem da câmara triaxial – COPPE/UFRJ

TABELA 3.12 – Seqüência de tensões e número de aplicações de carga adotadas para os ensaios triaxiais cíclicos segundo procedimento da COPPE/UFRJ

Etapa	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Repetições
Condicionamento	0,07	0,07	500
	0,07	0,21	500
	0,105	0,31	500
Ensaio propriamente dito	0,021	0,021	10
		0,041	10
		0,062	10
	0,034	0,034	10
		0,069	10
		0,103	10
	0,051	0,051	10
		0,103	10
		0,154	10
	0,069	0,069	10
		0,137	10
		0,206	10
	0,103	0,103	10
		0,206	10
		0,309	10
	0,137	0,137	10
		0,275	10
		0,412	10

3.3.1.1 - Confeção dos Corpos de Prova Utilizados nos Ensaios Triaxiais Cíclicos

Os corpos de prova cilíndricos, com as dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, foram moldados por compactação dinâmica, em 10 camadas, utilizando-se o equipamento disponível no laboratório da COPPE/UFRJ. Para cada material e energia considerada compactaram-se três corpos-de-prova nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima determinadas nos ensaios de Proctor. Foram aceitos para o ensaio cíclico os corpos-de-prova que apresentavam uma variação de $\pm 0,03 \text{ g/cm}^3$, considerando-se a massa específica seca máxima e $\pm 0,3\%$, considerando-se o teor ótimo de umidade.

3.3.2 - Ensaio de Compressão Diametral

Os ensaios de compressão diametral foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, a uma temperatura de 25° C, visando à determinação da resistência à tração, do módulo de resiliência e da vida de fadiga da mistura asfáltica pesquisada. Os corpos-de-prova ensaiados foram moldados no laboratório da Prefeitura Municipal de Campo Grande – MS, com material retirado diretamente da usina produtora que abastece a referida região.

3.3.2.1 - Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral Estática

A resistência à tração da mistura asfáltica foi determinada de acordo com a norma DNER-ME 138/94, que apresenta, em linhas gerais, o seguinte procedimento:

- medir a altura (H) e o diâmetro (D) do corpo-de-prova com paquímetro;
- colocar o corpo-de-prova na estufa ou sistema de refrigeração, por um período de duas horas, de modo a se obter a temperatura especificada para o ensaio;
- ajustar o corpo-de-prova na prensa e aplicar a carga progressivamente, com uma velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1 \text{ mm/s}$, até que se dê a ruptura;
- com o valor de carga de ruptura (F) obtido, calcula-se a resistência à tração do corpo-de-prova segundo a expressão:

$$\sigma_R = \frac{2F}{100\pi DH} \quad (3.1)$$

onde:

σ_R = resistência à tração, MPa;

F = carga de ruptura, N;

D = diâmetro do corpo-de-prova, cm;

H = altura do corpo-de-prova, cm.

3.3.2.2 - Ensaio de Compressão Diametral Cíclica

3.3.2.2.1 - Equipamento de Ensaio

O equipamento utilizado na COPPE/UFRJ para a realização de ensaios de módulo de resiliência e de fadiga de misturas asfálticas, esquematizado na figura 3.14, possui um sistema pneumático de carregamento que permite a aplicação de uma carga vertical repetida na amostra. Um temporizador eletrônico acoplado ao sistema controla o tempo de atuação da pressão do ar e a frequência de aplicação da carga. Os deslocamentos horizontais são medidos por dois transdutores tipo LVDT conectados lateralmente à amostra. O equipamento possui ainda um sistema automático de controle da temperatura.

Figura 3.14 – Representação do equipamento utilizado na COPPE/UFRJ para a realização de ensaios de compressão diametral cíclica

3.3.2.2.2 - Ensaio de Módulo de Resiliência por Compressão Diametral Cíclica

O módulo de resiliência da mistura asfáltica foi obtido de acordo com o método de ensaio DNER-ME 133/94, resumido da seguinte forma:

- posicionamento do corpo-de-prova na base da estrutura e fixação dos transdutores tipo LVDT;
- assentamento correto do pistão de carga e dos cabeçotes no corpo-de-prova;
- fase de condicionamento: aplicação de 200 ciclos do carregamento vertical (F) no corpo-de-prova, de modo a se obter uma tensão (σ_t) menor ou igual a 30% da resistência à tração estática. A frequência de aplicação da carga (F) é de 60 ciclos por minuto, com duração de 0,1 s. Após esta fase, registrar os deslocamentos resilientes para 300, 400 e 500 aplicações da carga (F);
- com os valores obtidos, são calculados os módulos de resiliência, utilizando a expressão 3.2. O módulo de resiliência do corpo-de-prova ensaiado será a média aritmética dos valores determinados.

$$M_R = \frac{F}{100\Delta H} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (3.2)$$

onde:

M_R = módulo de resiliência, MPa;

F = carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo-de-prova, N;

Δ = deformação elástica para 300, 400 e 500 aplicações de carga, cm;

H = altura do corpo-de-prova, cm;

μ = coeficiente de Poisson, adimensional.

O método de ensaio DNER-ME133/94 recomenda o valor de 0,30 para o coeficiente de Poisson.

3.3.2.2.3 - Ensaio de Fadiga por Compressão Diametral Cíclica

O ensaio para a determinação da vida de fadiga da mistura asfáltica foi realizado à tensão controlada, aplicando-se cargas repetidas verticais nos corpos-de-prova de tal forma que as tensões normais horizontais induzidas

permanecessem no intervalo de 10 a 50% da resistência à tração estática. Adotou-se o método de ensaio da COPPE/UFRJ, cujo resumo está apresentado a seguir.

- verificação da temperatura ambiente (nessa pesquisa foi de 25 °C);
- escolhe-se dois ou três corpos-de-prova para cada nível de tensão a ser aplicada;
- determina-se o nível de tensão em porcentagem da resistência à tração estática;
- calcula-se a carga a ser aplicada através da equação:

$$F = \frac{\pi d h (\% \sigma_R)}{2} \quad (3.3)$$

onde:

F = carga aplicada, kgf;

σ_R = resistência à tração estática, kgf/cm²;

d = diâmetro do corpo-de-prova, cm;

h = altura do corpo-de-prova, cm.

- calcula-se a diferença de tensões ($\Delta\sigma$) e a deformação resiliente (ε_r) utilizando-se as seguintes fórmulas:

$$\Delta\sigma = \frac{8F}{\pi d h} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_r = \frac{(\% \sigma_R)}{M_R} \quad (3.5)$$

onde:

$\Delta\sigma$ = diferença de tensões no centro do corpo-de-prova, kgf/cm²;

F = carga aplicada, kgf;

d = diâmetro do corpo-de-prova, cm;

h = altura do corpo-de-prova, cm;

ε_r = deformação resiliente;

σ_R = resistência à tração, kgf/cm²;

M_R = módulo de resiliência, kgf/cm².

- verifica-se e anota-se o número de repetições de carga que ocasionou a ruptura do corpo-de-prova, não sendo necessária a etapa de condicionamento.

3.3.3 - Análise dos Resultados

Os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos permitiram a determinação dos módulos de resiliência dos materiais geotécnicos utilizados nesta pesquisa. Foram avaliados os modelos mais comumente utilizados na representação da variação do M_R com o estado de tensão, descritos através das seguintes equações:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (3.6)$$

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (3.7)$$

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (3.8)$$

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (3.9)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

k_1 , k_2 e k_3 - parâmetros de regressão;

θ - tensão octaédrica ou primeiro invariante de tensão;

σ_3 - tensão de confinamento;

σ_d - tensão desvio.

Analizou-se também o tipo de tensão que exerce maior influência no comportamento resiliente dos materiais geotécnicos e compararam-se os valores de M_R apresentados por cada um deles.

Com os resultados dos ensaios de compressão diametral cíclica, foram determinados o módulo de resiliência e a vida de fadiga da mistura asfáltica estudada. Para a modelagem da vida de fadiga, utilizou-se a seguinte equação:

$$N = K \times \left(\frac{1}{\Delta \sigma} \right)^n \quad (3.10)$$

onde:

N = número de repetições de carga necessárias à ruptura do corpo de prova;

$\Delta\sigma$ = diferença entre tensão horizontal e vertical;

n ; K = parâmetros experimentais.

Os resultados encontrados nos ensaios cíclicos, triaxiais e compressão diametral, foram utilizados no dimensionamento mecanístico das estruturas de pavimentos. Para tanto, utilizou-se o programa computacional FEPAVE, que permite a consideração do comportamento elástico não-linear dos materiais.

Avaliou-se ainda o desempenho dos diversos tipos de materiais usados como base e compararam-se as estruturas de pavimentos estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - Introdução

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de compactação, CBR, triaxiais cíclicos e compressão diametral a que foram submetidos os materiais desta pesquisa. Além disso, são propostos modelos para a representação da variação do módulo de resiliência dos solos e misturas solo-agregado em função do estado de tensão. Finalmente, compara-se a curva de fadiga determinada nesta pesquisa com outras obtidas por pesquisadores que também avaliaram, em laboratório, o comportamento mecânico de misturas asfálticas do tipo CBUQ.

4.2 - Ensaios de Compactação e CBR

As figuras 4.1 à 4.4 ilustram, respectivamente, as curvas de compactação obtidas para o solo argiloso, o solo arenoso, o solo areno-argiloso e a mistura ALA. As figuras 4.5 e 4.6 apresentam, respectivamente, as curvas de compactação, CBR e expansão obtidas para as misturas Solo Arenoso-Brita (50/50) e Solo Argiloso-Brita (30/70). Os valores de umidade ótima, massa específica seca máxima, CBR e expansão dos materiais geotécnicos estudados estão apresentados na tabela 4.1.

Figura 4.1 – Curva de compactação do solo argiloso na energia normal

Figura 4.2 – Curvas de compactação do solo arenoso nas energias normal e intermediária

Figura 4.3 – Curva de compactação do solo areno-argiloso na energia modificada

Figura 4.4 – Curva de compactação da mistura ALA na energia modificada

FIGURA 4.5 - Curvas de Compactação, CBR e Expansão correspondentes à mistura Solo Arenoso-Brita (50/50). Energia Modificada.

FIGURA 4.6 - Curvas de Compactação, CBR e Expansão correspondentes à mistura Solo Argiloso-Brita (30/70). Energia Modificada.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de compactação e CBR para os materiais geotécnicos utilizados na pesquisa

Material	Energia de Compactação	Aplicação	w_{ót} (%)	ρ_{dmax} (g/cm³)	CBR na w_{ót} (%)	Expansão na w_{ót} (%)
Solo Argiloso	Normal	Subleito	26,2	1,545	20	0,25
Solo Arenoso	Normal	Subleito	9,8	1,980	62	0
	Intermediária	Base	9,0	2,010	81	0
Solo Areno-argiloso	Modificada	Base	11,8	2,035	107	0,08
Mistura ALA	Modificada	Base	10,4	2,081	105	0,05
Mistura Solo Arenoso-Brita (50/50)	Modificada	Base	5,7	2,360	290	0
Mistura Solo Argiloso-Brita (30/70)	Modificada	Base	9,0	2,175	80	0,10

Analisando-se a tabela 4.1, verifica-se, para o solo arenoso, que o aumento da energia de compactação, da normal para a intermediária, acarreta um acréscimo de 1,5% no valor da massa específica seca máxima e uma diminuição de 8% no valor do teor ótimo de umidade.

Observa-se ainda que os materiais de subleito, solos argiloso e arenoso, com CBR iguais a 20% e 62% e baixa expansão, podem ser considerados, respectivamente, materiais com elevada e extraordinariamente elevada capacidade de suporte. Os materiais de base também apresentaram elevada capacidade de suporte e baixa expansão, destacando-se o CBR da mistura Solo Arenoso-Brita (50/50), que atingiu o valor de 290%. Vale ressaltar que outros pesquisadores (VILLIBOR & NOGAMI, 1984 e FERREIRA, 1986) também obtiveram valores elevadíssimos de CBR, da ordem de 250%, para misturas do tipo “Solo Laterítico – Brita Descontínua”.

4.3 - Ensaios Triaxiais Cíclicos e a Modelagem do Módulo de Resiliência dos Materiais Geotécnicos em Função do Estado de Tensão

4.3.1 - Introdução

Conforme descrito no Capítulo 3, Materiais e Métodos, realizaram-se ensaios triaxiais cíclicos visando a determinação dos módulos de resiliência dos materiais geotécnicos pesquisados.

Para cada material e energia considerada, foram ensaiados três corpos-de-prova moldados nas respectivas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima. Em todos os casos, fez-se uma análise conjunta dos resultados dos diferentes corpos-de-prova visto que a dispersão ocorrida foi relativamente baixa, em torno de 10%.

Na modelagem da variação do M_R com o estado de tensão, foram utilizadas expressões que levam em conta o efeito da tensão confinante (Eq. 4.1), da tensão desvio (Eq. 4.2), da tensão octaédrica (Eq. 4.3) e das tensões confinante e desvio simultaneamente (Eq. 4.4). Os modelos analisados são descritos abaixo:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (4.1)$$

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (4.2)$$

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (4.3)$$

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (4.4)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

k_1 , k_2 e k_3 - parâmetros de regressão;

θ - tensão octaédrica;

σ_3 - tensão confinante;

σ_d - tensão desvio.

Adotou-se o valor do coeficiente de determinação (R^2) obtido na calibração dos modelos como critério para a medida de adequação de cada um deles na representação da variação do M_R com o estado de tensão.

4.3.2 - Solo Argiloso

O solo argiloso, conforme descrito no Capítulo 3, Materiais e Métodos, é classificado como A-7-5, MH e LG' nos sistemas HRB, USCS e MCT, respectivamente.

A tabela 4.2 apresenta os modelos utilizados na representação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão e os correspondentes parâmetros de calibração e coeficientes de determinação.

TABELA 4.2 – Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para o solo argiloso compactado na energia normal

Expressões	k_1 (MPa)	k_2	k_3	R^2	Equação
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	75	0,09		0,54	4.1
$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	87	-0,43		0,92	4.2
$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	129	-0,46		0,60	4.3
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	106	0,07	-0,44	0,95	4.4

Comparando-se os valores dos coeficientes de determinação (R^2), pode-se afirmar que, com à exceção dos modelos correspondentes às equações 4.1 e 4.3, os demais apresentam um bom desempenho. As equações 4.1 e 4.3 consideram, respectivamente, as tensões confinante e octaédrica isoladamente e é sabido que estas variáveis têm pouca influência no comportamento resiliente dos solos argilosos.

Observa-se que o modelo correspondente à equação 4.4, que contempla as tensões desvio e confinante conjuntamente, denominado de “modelo composto”, é o que mostra o melhor desempenho.

Analisando-se a equação 4.4 calibrada para o solo argiloso, observa-se que os expoentes das tensões confinantes e desvio são, nesta ordem, positivo e negativo, indicando que o aumento destas variáveis acarreta o aumento e a diminuição, respectivamente, do M_R deste solo. Verifica-se ainda que o valor absoluto do expoente da tensão confinante corresponde a 16% do valor absoluto do expoente da tensão desvio. Como estas tensões são de mesma ordem, este fato indica que a influência da tensão confinante no M_R é pequena quando comparada

com a influência da tensão desvio, corroborando a constatação de que solos argilosos são pouco afeitos à variação da tensão confinante.

A figura 4.7 ilustra o modelo composto calibrado para o solo argiloso.

FIGURA 4.7 – Representação do modelo descrito pela equação 4.4 calibrado para o solo argiloso compactado na energia normal

4.3.3 - Solo Arenoso

O solo arenoso, conforme descrito no Capítulo 3, Materiais e Métodos, é classificado como A-2-4 e SM nos sistemas HRB e USCS, respectivamente, e como LA na classificação MCT. Os ensaios triaxiais cíclicos para a determinação do módulo de resiliência do solo em questão foram realizados em corpos-de-prova compactados nas energias normal e intermediária.

As tabelas 4.3 e 4.4 apresentam os modelos utilizados na representação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão e os correspondentes parâmetros de calibração e coeficientes de determinação, respectivamente para as energias normal e intermediária.

TABELA 4.3 – Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para o solo arenoso compactado na energia normal

Expressões	k_1 (MPa)	k_2	k_3	R^2	Equação
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	798	0,29		0,80	4.1
$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	493	0,15		0,33	4.2
$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	480	0,25		0,64	4.3
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	895	0,40	-0,09	0,86	4.4

TABELA 4.4 – Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para o solo arenoso compactado na energia intermediária

Expressões	k_1 (MPa)	k_2	k_3	R^2	Equação
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	675	0,21		0,70	4.1
$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	452	0,08		0,17	4.2
$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	459	0,17		0,45	4.3
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	763	0,35	-0,13	0,81	4.4

Comparando-se os valores dos coeficientes de determinação (R^2), observa-se que os modelos correspondentes às equações 4.2 e 4.3, que consideram, respectivamente, as tensões desvio e octaédrica isoladamente, são os que apresentam os piores desempenhos, independente da energia de compactação.

Considerando-se as duas energias de compactação, o modelo correspondente à equação 4.4, que contempla as tensões desvio e confinante conjuntamente, denominado de “modelo composto”, é o que mostra o melhor desempenho. As equações 4.5 e 4.6 apresentam o modelo em questão calibrado para as energias normal e intermediária, respectivamente.

$$M_R = 895 \cdot \sigma_3^{0,40} \cdot \sigma_d^{-0,09} \quad (4.5)$$

$$M_R = 763 \cdot \sigma_3^{0,35} \cdot \sigma_d^{-0,13} \quad (4.6)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência (MPa);

σ_d - tensão desvio (MPa);

σ_3 - tensão de confinamento (MPa).

Analisando-se as equações 4.5 e 4.6, observa-se que os expoentes das tensões confinante e desvio são, nesta ordem, positivos e negativos, indicando que o aumento destas variáveis acarreta o aumento e a diminuição, respectivamente, do M_R do solo arenoso. Observa-se ainda que os valores absolutos dos expoentes da tensão desvio são de 22% a 37% dos valores absolutos dos expoentes da tensão confinante. Como estas tensões são de mesma ordem, este fato indica que a influência da tensão desvio no M_R é pequena quando comparada com a influência da tensão confinante, corroborando a constatação de que solos arenosos são pouco sensíveis à variação da tensão desvio.

As figuras 4.8 e 4.9 ilustram os modelos descritos pelas equações 4.5 e 4.6.

Vale salientar ainda que a energia de compactação praticamente não exerce influência no valor do módulo de resiliência do solo arenoso. Tomando-se conjuntamente os valores de M_R determinados para todos os níveis de tensões aplicadas durante os ensaios, aqueles correspondentes à energia normal são da ordem de 90% daqueles correspondentes à energia intermediária. A figura 4.10 ilustra a influência da energia de compactação no valor do M_R do solo arenoso.

FIGURA 4.8 – Representação do modelo descrito pela equação 4.5 calibrado para o solo arenoso compactado na energia normal

FIGURA 4.9 – Representação do modelo descrito pela equação 4.6 calibrado para o solo arenoso compactado na energia intermediária

FIGURA 4.10 – Representação da influência da energia de compactação no valor do módulo de resiliência do solo arenoso compactado nas energias normal e intermediária

4.3.4 - Solo Areno-argiloso

O solo areno-argiloso, conforme descrito no Capítulo 3, Materiais e Métodos, é classificado como A-4 e SC nos sistemas HRB e USCS, respectivamente, e como LG' na classificação MCT.

A tabela 4.5 apresenta os modelos utilizados na representação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão e os correspondentes parâmetros de calibração e coeficientes de determinação.

TABELA 4.5 – Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para o solo areno-argiloso compactado na energia modificada

Expressões	k_1 (MPa)	k_2	k_3	R^2	Equação
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	473	0,10		0,23	4.1
$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	450	-0,15		0,78	4.2
$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	532	-0,13		0,47	4.3
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	548	0,14	-0,24	0,94	4.4

Comparando-se os valores dos coeficientes de determinação (R^2), pode-se afirmar que, com à exceção dos modelos correspondentes às equações 4.1 e 4.3, os demais apresentam um bom desempenho. As equações 4.1 e 4.3 consideram, respectivamente, as tensões confinante e octaédrica isoladamente, e é sabido que estas variáveis têm pouca influência no comportamento resiliente dos solos argilosos. Neste caso, apesar do solo não ser puramente argiloso, no tocante à resiliência, ele comporta-se como tal.

Observa-se que o modelo correspondente à equação 4.4, que contempla as tensões desvio e confinante conjuntamente, denominado de “modelo composto”, é o que mostra o melhor desempenho.

Analisando-se a equação 4.4 calibrada para o solo areno-argiloso, observa-se que os expoentes das tensões confinante e desvio são, nesta ordem, positivo e negativo, indicando que o aumento destas variáveis acarreta o aumento e a diminuição, respectivamente, do M_R deste solo. Verifica-se ainda que o valor absoluto do expoente da tensão confinante corresponde a 58% do valor absoluto do expoente da tensão desvio. Como estas tensões são de mesma ordem, este fato

indica que a influência da tensão confinante no M_R é menor que a influência da tensão desvio. Comparando-se o comportamento do solo areno-argiloso com o comportamento do solo argiloso analisado no item 4.3.2, apesar da influência da tensão desvio ser predominante para ambos os materiais, esta predominância é menos marcante para o solo em questão.

A figura 4.11 ilustra o modelo composto calibrado para o solo areno-argiloso.

FIGURA 4.11 – Representação do modelo descrito pela equação 4.4 calibrado para o solo areno-argiloso compactado na energia modificada

4.3.5 - Mistura Argila Laterítica - Areia (Mistura ALA)

A mistura argila laterítica-areia (mistura ALA), constituída de 20% de solo argiloso e 80% de solo arenoso, em termos de massa seca, foi dosada conforme o critério de NOGAMI & VILLIBOR (1995) para “Misturas solo-agregado finas lateríticas”.

A tabela 4.6 apresenta os modelos utilizados na representação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão e os correspondentes parâmetros de calibração e coeficientes de determinação.

TABELA 4.6 – Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para a mistura argila laterítica-areia (mistura ALA) compactada na energia modificada

Expressões	k_1 (MPa)	k_2	k_3	R^2	Equação
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	395	0,08		0,07	4.1
$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	335	0,18		0,50	4.2
$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	421	0,14		0,22	4.3
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	463	0,27	-0,39	0,75	4.4

Comparando-se os valores dos coeficientes de determinação (R^2), verifica-se que apenas o modelo correspondente à equação 4.4, denominado de “modelo composto”, mostra-se satisfatório. Os demais foram inadequados para representar a variação do módulo de resiliência com o estado de tensão por apresentarem baixos valores de R^2 .

Analisando-se a equação 4.4 calibrada para a mistura ALA, observa-se que os expoentes das tensões confinante e desvio são, nesta ordem, positivo e negativo, indicando que o aumento destas variáveis acarreta o aumento e a diminuição, respectivamente, do M_R desta mistura. Observa-se ainda que o valor absoluto do expoente da tensão confinante corresponde a 70% do valor absoluto do expoente da tensão desvio. Como estas tensões são de mesma ordem, este fato indica que a influência da tensão confinante no M_R é menor que a influência da tensão desvio. Comparando-se o comportamento da mistura ALA com o comportamento do solo areno-argiloso analisado no item 4.3.4, apesar da influência da tensão desvio ser predominante para ambos os materiais, esta predominância é mais marcante para o material em análise.

A figura 4.12 ilustra o modelo composto calibrado para a mistura ALA.

FIGURA 4.12 – Representação do modelo descrito pela equação 4.4 calibrado para a mistura argila laterítica-areia (mistura ALA) compactada na energia modificada

4.3.6 - Mistura Solo Arenoso-Brita (50/50)

A mistura solo arenoso-brita (50/50), constituída de 50% de solo arenoso e 50% de brita, em termos de massa seca, foi dosada conforme o critério de NOGAMI & VILLIBOR (1995) para “Solo Laterítico – Brita Descontínua”.

A tabela 4.7 apresenta os modelos utilizados na representação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão e os correspondentes parâmetros de calibração e coeficientes de determinação.

TABELA 4.7 – Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para a mistura solo arenoso-brita (50/50) compactada na energia modificada

Expressões	k_1 (MPa)	k_2	k_3	R^2	Equação
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	1626	0,34		0,72	4.1
$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	937	0,19		0,34	4.2
$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	889	0,31		0,61	4.3
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	1884	0,43	-0,06	0,78	4.4

Comparando-se os valores dos coeficientes de determinação (R^2), pode-se afirmar que, com à exceção dos modelos correspondentes às equações 4.2 e 4.3,

os demais apresentam um bom desempenho.

O modelo correspondente à equação 4.4, que contempla as tensões desvio e confinante conjuntamente, denominado de “modelo composto”, é o que mostra o melhor desempenho.

Analisando-se a equação 4.4 calibrada para a para a mistura solo arenoso-brita (50/50), observa-se que os expoentes das tensões confinante e desvio são, nesta ordem, positivo e negativo, indicando que o aumento destas variáveis acarreta o aumento e a diminuição, respectivamente, do M_R desta mistura. Verifica-se ainda que o valor absoluto do expoente da tensão desvio é de 14% do valor absoluto do expoente da tensão confinante. Como estas tensões são de mesma ordem, este fato indica que a influência da tensão desvio no M_R é pequena quando comparada com a influência da tensão confinante. Comparando-se o comportamento resiliente da mistura em questão com o do solo arenoso analisado no item 4.3.3, verifica-se que a influência da tensão confinante no primeiro material é tão marcante quanto no segundo.

A figura 4.13 ilustra o modelo composto calibrado para a mistura solo arenoso-brita (50/50).

FIGURA 4.13 – Representação do modelo descrito pela equação 4.4 calibrado para a mistura solo arenoso-brita (50/50) compactada na energia modificada

4.3.7 - Mistura Solo Argiloso-Brita (30/70)

A mistura solo argiloso-brita (30/70), constituída de 30% de solo argiloso e 70% de brita, em termos de massa seca, foi dosada conforme o critério de NOGAMI & VILLIBOR (1995) para “Solo Laterítico – Brita Descontínua”.

A tabela 4.8 apresenta os modelos utilizados na representação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão e os correspondentes parâmetros de calibração e coeficientes de determinação.

TABELA 4.8 – Modelos, parâmetros de calibração e R^2 para a mistura solo argiloso-brita (30/70) compactada na energia modificada

Expressões	k_1 (MPa)	k_2	k_3	R^2	Equação
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	534	0,04		0,03	4.1
$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	448	0,13		0,38	4.2
$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	540	0,09		0,14	4.3
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	603	0,25	-0,32	0,73	4.4

Comparando-se os valores dos coeficientes de determinação (R^2), observa-se que apenas o modelo correspondente à equação 4.4, que contempla as tensões desvio e confinante conjuntamente, denominado de “modelo composto”, mostra-se satisfatório. Os demais foram inadequados para representar a variação do módulo de resiliência com o estado de tensão por apresentarem baixos valores de R^2 . Vale ressaltar que, apesar da mistura solo argiloso-brita possuir 70% de agregado pétreo em sua composição, o modelo que considera apenas a tensão confinante (equação 4.1), estimado adequado para materiais granulares, não conseguiu representar satisfatoriamente o comportamento resiliente da mesma.

Analisando-se a equação 4.4 calibrada para a mistura solo argiloso-brita (30/70), observa-se que os expoentes das tensões confinante e desvio são, nesta ordem, positivo e negativo, indicando que o aumento destas variáveis acarreta o aumento e a diminuição, respectivamente, do M_R desta mistura. Verifica-se ainda que o valor absoluto do expoente da tensão confinante corresponde a 80% do valor absoluto do expoente da tensão desvio. Como estas tensões são da mesma ordem, este fato indica que as influências das tensões desvio e confinante no M_R são equiparáveis.

A figura 4.14 ilustra o modelo composto calibrado para a mistura solo argiloso-brita (30/70).

FIGURA 4.14 – Representação do modelo descrito pela equação 4.4 calibrado para a mistura solo argiloso-brita (30/70) compactada na energia modificada

4.3.8 - Análise Comparativa dos Módulos de Resiliência dos Materiais Geotécnicos Pesquisados

Com o objetivo de comparar os diversos materiais geotécnicos pesquisados, calculou-se, através do modelo composto, o módulo de resiliência de cada um deles considerando-se a situação esquematizada na figura 4.15, que representa o perfil de um pavimento típico de rodovias vicinais construídas no estado do Mato Grosso do Sul.

Figura 4.15 – Representação dos estados de tensão determinados no meio da base e no topo do subleito para um perfil de pavimento flexível

A tabela 4.9 apresenta os valores de M_R obtidos e também outras informações que possibilitam a comparação destes materiais.

Tabela 4.9 – Valores de módulo de resiliência calculados para os materiais geotécnicos pesquisados

Material	Aplicação	CBR (%)	Módulo de Resiliência (MPa)	Estado de Tensão (MPa)		Valor de M_R (MPa)
				σ_d	σ_3	
Solo Argiloso	Subleito	20	$M_R = 106 \cdot \sigma_3^{0,07} \cdot \sigma_d^{-0,44}$	0,1	0,001	180
Solo Arenoso	Subleito	62	$M_R = 895 \cdot \sigma_3^{0,40} \cdot \sigma_d^{-0,09}$	0,1	0,001	69
	Base	81	$M_R = 763 \cdot \sigma_3^{0,35} \cdot \sigma_d^{-0,13}$	0,3	0,005	139
Solo Areno-argiloso	Base	107	$M_R = 548 \cdot \sigma_3^{0,14} \cdot \sigma_d^{-0,24}$	0,3	0,005	348
Mistura ALA	Base	105	$M_R = 463 \cdot \sigma_3^{0,27} \cdot \sigma_d^{-0,39}$	0,3	0,005	177
Solo Arenoso-Brita (50/50)	Base	290	$M_R = 1884 \cdot \sigma_3^{0,43} \cdot \sigma_d^{-0,06}$	0,3	0,005	207
Solo Argiloso-Brita (30/70)	Base	80	$M_R = 603 \cdot \sigma_3^{0,25} \cdot \sigma_d^{-0,32}$	0,3	0,005	236

Analisando-se os valores da tabela 4.9, verifica-se, para os níveis de tensões avaliados através do programa FEPAVE, que o módulo de resiliência do subleito argiloso é 2,6 vezes maior que o do subleito arenoso. Observa-se ainda que os módulos de resiliência das bases constituídas de solo arenoso, mistura ALA, solo arenoso-brita (50/50) e solo argiloso-brita (30/70) são, respectivamente, 60%, 49%, 41% e 32% menores que o M_R da base composta de solo areno-argiloso. Constata-se também que o módulo de resiliência da base constituída de solo arenoso e o da base composta pela mistura ALA são, respectivamente, 23% e 2% menores que o M_R do subleito argiloso. Este fato comprova pesquisas anteriores que verificaram que materiais granulares com CBR elevados podem apresentar valores de M_R inferiores aos de materiais argilosos com CBR menores.

4.4 - Ensaios de Compressão Diametral

4.4.1 - Resistência à Tração e Módulo de Resiliência da Mistura Asfáltica Pesquisada

A Tabela 4.10 apresenta a resistência à tração estática, o módulo de resiliência e a relação entre estes dois parâmetros determinados para a mistura asfáltica pesquisada.

Tabela 4.10 - Resistência à tração, módulo de resiliência e a relação M_R/R_t determinados para a mistura asfáltica utilizada na pesquisa

Material	Resistência à tração (R_t) a 25°C		Módulo de Resiliência (M_R) a 25°C		M_R/R_t
	MPa	kgf/cm ²	MPa	kgf/cm ²	
CBUQ	0,95	9,5	4100	41000	4315

Analisando-se os resultados dos ensaios apresentados na Tabela 4.10, observa-se que os valores obtidos estão condizentes com os encontrados por outros autores que também avaliaram, em laboratório, o comportamento mecânico de misturas asfálticas com características semelhantes às da mistura utilizada nesta pesquisa (Preussler, 1983; Pinto, 1991; Benevides, 2000; Taira, 2001).

4.4.2 - Curva de Fadiga da Mistura Asfáltica Pesquisada e Análise Comparativa de Algumas Curvas Encontradas na Literatura

A curva de fadiga da mistura asfáltica pesquisada, equacionada a partir dos resultados apresentados na tabela 4.11, está ilustrada na figura 4.16 juntamente com outras três determinadas para misturas asfálticas utilizadas no Brasil em obras de pavimentação. As características destas misturas e seus respectivos modelos de fadiga estão descritos na tabela 4.12.

TABELA 4.11 – Resultados do ensaio de fadiga realizado para a mistura asfáltica pesquisada a uma temperatura de 25°C

nº do c.p	Espessura (cm)	Diâmetro (cm)	Nível de tensão (%)	Carga aplicada (kgf)	Deformação horizontal de tração	Diferença de tensões (MPa)	Número de aplicações
4884	6,02	10,18	10	93,3	0,0000230	0,38	72730
4886	6,09	10,20	20	189,1	0,0000460	0,76	9030
4887	6,00	10,21	20	186,5	0,0000460	0,76	6143
4889	5,93	10,18	30	275,7	0,0000690	1,14	2841
4891	6,03	10,22	30	281,4	0,0000690	1,14	1336
4893	5,90	10,22	40	367,1	0,0000920	1,52	1069
4894	6,02	10,19	40	373,5	0,0000920	1,52	975
4895	6,05	10,21	50	470,1	0,0001150	1,90	485
4896	6,09	10,24	50	474,6	0,0001150	1,90	673

Figura 4.16 – Representação de algumas curvas de fadiga de misturas asfálticas utilizadas no Brasil como camada de revestimento

TABELA 4.12 - Características e modelos de fadiga das misturas asfálticas cujos comportamentos estão ilustrados na figura 4.16

Mistura	Faixa (DNER)	Tipo de CAP	Teor de CAP	Densid. Aparente	M _R (MPa)	Modelo de Fadiga $N = k \cdot (1/\Delta\sigma)^n$			Fonte
						k	n	R ²	
1	B	50/60	5,8	2,430	4000	1200	2,77	0,97	PINTO (1991)
2	B	50/60	5,7	2,445	4100	2100	2,86	0,96	PINTO (1991)
3 (*)	C	20	5,5	2,474	4100	3450	2,98	0,97	Esta pesquisa
4	C	20	5,4	2,427	4125	7623	4,19	0,96	DANTAS NETO (2001)

Obs.: (*) Mistura estudada nesta pesquisa.

Observando-se os resultados descritos na tabela 4.12, verifica-se que os pares formados pelas misturas 1 e 2, e 3 e 4, exibem características diversas no tocante à granulometria e tipo e teor de CAP utilizado, entretanto, os valores de módulo de resiliência apresentados por todas elas são praticamente idênticos. Quanto ao comportamento à fadiga, observa-se que mesmo as misturas

constituintes de um mesmo par apresentam curvas diversas entre si, conforme ilustrado na figura 4.16.

Analisando-se a figura 4.16, constata-se, para iguais valores de $\Delta\sigma$ (diferença de tensões), que a vida de fadiga da mistura 2 é cerca de duas vezes maior que a da mistura 1, ambas constituintes do primeiro par. Comparando-se as misturas 3 e 4, constituintes do segundo par, verifica-se que para $\Delta\sigma = 1,9$ MPa, a vida de fadiga de ambas é praticamente a mesma. Entretanto, para $\Delta\sigma = 0,38$ MPa, a vida de fadiga da mistura 4 é cerca de sete vezes maior que a da mistura 3.

Conclui-se, a partir desta análise, que misturas asfálticas com propriedades físicas semelhantes e módulos de resiliência equiparáveis podem apresentar comportamentos à fadiga bem diferentes entre si.

5. ANÁLISE COMPARATIVA DAS ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS E PROPOSTA DE UM CATÁLOGO SIMPLIFICADO DE PAVIMENTOS PARA A REGIÃO DE CAMPO GRANDE - MS

5.1 - Introdução

Neste capítulo são apresentadas e analisadas as estruturas de pavimentos dimensionadas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico. Além disso, apresenta-se uma avaliação comparativa dos desempenhos dos materiais usados como base. Finalmente, propõe-se um catálogo simplificado de pavimentos flexíveis para a região de Campo Grande, estado do Mato Grosso do Sul.

5.2 - Dimensionamento das Estruturas de Pavimentos

Neste estudo, foram considerados dois tipos de subleito, um constituído pelo solo argiloso e o outro pelo solo arenoso; cinco tipos de base, sendo duas do tipo “Solo Arenoso Fino Laterítico – SAFL”, duas misturas do tipo “Solo-Brita” e uma mistura do tipo “Argila Laterítica – Areia” (mistura ALA); e dois tipos de revestimento, um em Tratamento Superficial (TS) e o outro em Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ).

Para o subleito argiloso, foram analisadas a base de SAFL composta pelo solo areno-argiloso (A-4 e LG’), a base de solo argiloso-brita (30/70) e a base constituída pela mistura ALA. Para o subleito arenoso, foram analisadas a base de SAFL constituída com o próprio solo do subleito (A-2-4 e LA), a base de solo arenoso-brita (50/50) e a base composta pela mistura ALA.

Quanto ao tráfego, foram considerados quatro níveis de solicitações, denominados, respectivamente, de leve ($N=10^5$), médio ($N=10^6$), pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$).

As estruturas dimensionadas para os tráfegos leve e médio possuem revestimento do tipo Tratamento Superficial (TS), enquanto que as dimensionadas para os tráfegos pesado e muito pesado possuem revestimento de concreto asfáltico (CBUQ).

5.2.1 - Dimensionamento pelo Método Empírico do DNER

A espessura total de pavimento, em termos de material granular, foi determinada utilizando-se o ábaco de dimensionamento ilustrado na figura 2.1. As espessuras de revestimento foram obtidas em função do nível de tráfego, conforme descrito na tabela 2.25, enquanto que as espessuras de base foram calculadas resolvendo-se as inequações 2.31 a 2.33. Adotou-se o valor unitário para o coeficiente estrutural (K) das bases e também para o coeficiente do Tratamento Superficial. No caso do CBUQ, considerou-se $K = 2,0$. Os valores de CBR utilizados no dimensionamento estão apresentados na tabela 4.1. É importante ressaltar que os materiais de base pesquisados, a rigor, não seriam aprovados pelas especificações do DNER. Entretanto, na região de Campo Grande-MS, foi constatado que os mesmos têm sido bastante utilizados em obras de pavimentação sem sofrerem qualquer processo de estabilização.

5.2.2 - Dimensionamento pelo Método Mecanístico

As análises mecanísticas foram efetuadas utilizando-se o programa computacional FEPAVE, adotando-se um modelo elástico linear para as camadas de revestimento e um elástico não linear para as camadas subjacentes, desconsiderando-se o efeito das tensões gravitacionais. Admitiram-se inicialmente as espessuras obtidas pelo método do DNER e analisaram-se outras estruturas, modificando-se as espessuras das camadas. A malha de elementos finitos empregada em cada análise foi gerada automaticamente pelo programa, utilizando-se elementos quadriláteros. Quanto ao carregamento, adotou-se uma pressão de contato de 0,56 MPa distribuída uniformemente numa área circular de 10,8 cm de

raio, o que corresponde a uma roda do eixo padrão rodoviário de 8,2 tf. Os módulos de resiliência e os valores de coeficiente de Poisson considerados nas análises estão apresentados na tabela 5.1.

TABELA 5.1 – Módulos de resiliência e valores de coeficiente de Poisson considerados nas análises mecânicas

Camada	Material	Módulo de resiliência (kgf/cm ²)	Coeficiente de Poisson
Subleito	Solo argiloso	$M_R = 2412 \cdot \sigma_3^{0,07} \cdot \sigma_d^{-0,44}$	0,40
	Solo arenoso (en. normal)	$M_R = 4307 \cdot \sigma_3^{0,40} \cdot \sigma_d^{-0,09}$	0,35
Base	Solo arenoso (en. intermediária)	$M_R = 4459 \cdot \sigma_3^{0,35} \cdot \sigma_d^{-0,13}$	0,35
	Solo areno-argiloso	$M_R = 6812 \cdot \sigma_3^{0,14} \cdot \sigma_d^{-0,24}$	0,35
	Mistura ALA	$M_R = 5886 \cdot \sigma_3^{0,27} \cdot \sigma_d^{-0,39}$	0,35
	Mistura Solo arenoso-Brita (50/50)	$M_R = 7568 \cdot \sigma_3^{0,43} \cdot \sigma_d^{-0,06}$	0,35
	Mistura Solo argiloso-Brita (30/70)	$M_R = 7014 \cdot \sigma_3^{0,25} \cdot \sigma_d^{-0,32}$	0,35
Revestimento	Tratamento Superficial	2000	0,30
	CBUQ	41000	0,30

O dimensionamento mecânico foi realizado considerando-se ainda os níveis de confiabilidade de 75%, 85%, 95% e 99,8%, ou seja, para cada um destes níveis, projetou-se uma correspondente estrutura de pavimento. No projeto, admitiu-se a hipótese de que possíveis oscilações no M_R do subleito e nas espessuras das camadas de base e revestimento poderiam ocorrer simultaneamente. Sendo assim, adotaram-se os seguintes desvios padrões:

TABELA 5.2 – Desvios padrão considerados no dimensionamento mecânico das estruturas de pavimentos

Parâmetro	Desvio Padrão
Espessura do revestimento em TS	± 0,5 cm
Espessura do revestimento em CBUQ	± 1,0 cm
Espessura da base	± 1,5 cm
Coeficiente k_1 do M_R do subleito argiloso (*)	± 1206 kgf/cm ² (50%)
Coeficiente k_1 do M_R do subleito arenoso (*)	± 430 kgf/cm ² (10%)

Obs: (*) A equação de módulo de resiliência utilizada possui a seguinte forma: $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$.

O desvio padrão adotado para o coeficiente k_1 do M_R do subleito arenoso corresponde à dispersão dos resultados dos ensaios triaxiais cíclicos. O desvio do coeficiente k_1 do M_R do subleito argiloso foi escolhido de modo a se obter um conjunto de valores de M_R equivalente ao apresentado na tabela 2.9, que considera o efeito da variação da sucção no módulo de resiliência de um subleito argiloso. Os desvios adotados para as espessuras das camadas de base e revestimento estão condizentes com a prática construtiva verificada na região de Campo Grande/MS.

As respostas estruturais avaliadas, respectivamente, deflexão entre rodas (D), diferença de tensões na fibra inferior do revestimento ($\Delta\sigma$) e tensão vertical no topo do subleito (σ_{VSL}), tiveram as suas respectivas médias e desvios padrões calculados automaticamente pelo programa FEPAVE. De posse destes resultados, determinou-se o conjunto de valores das respostas estruturais para cada nível de confiabilidade considerado, utilizando-se as equações 5.1 à 5.4. Vale salientar que estas respostas são tratadas como variáveis normalmente distribuídas.

$$R_E = \bar{R}_E + 0,67 \cdot \delta \quad (\text{para Confiabilidade de 75\%}) \quad (5.1)$$

$$R_E = \bar{R}_E + 1,03 \cdot \delta \quad (\text{para Confiabilidade de 85\%}) \quad (5.2)$$

$$R_E = \bar{R}_E + 1,64 \cdot \delta \quad (\text{para Confiabilidade de 95\%}) \quad (5.3)$$

$$R_E = \bar{R}_E + 3 \cdot \delta \quad (\text{para Confiabilidade de 99,8\%}) \quad (5.4)$$

onde:

R_E = Resposta estrutural para um determinado nível de confiabilidade;

$\bar{R}_E$ = Valor médio da resposta estrutural (calculado pelo programa FEPAVE);

δ = Desvio padrão da resposta estrutural (calculado pelo programa FEPAVE).

A figura 5.1 ilustra o carregamento e as respostas estruturais (D, $\Delta\sigma$ e σ_{VSL}) utilizadas no dimensionamento mecanístico dos pavimentos. Ressalta-se que a deflexão entre rodas (D), ilustrada nesta figura, é calculada pelo FEPAVE utilizando-se o princípio da superposição, ou seja, o programa multiplica por dois a deflexão gerada por uma carga de roda a uma distância radial de $1,5 \cdot R$, no caso, 16,2 cm.

Figura 5.1 – Representação do carregamento e das respostas estruturais utilizadas no dimensionamento mecânico dos pavimentos

Para limitar o trincamento excessivo no revestimento, adotou-se o modelo de fadiga determinado nesta pesquisa multiplicado pelo fator campo-laboratório de 10^4 , representado pela equação 5.5, e também a expressão do método de projeto de reforço DNER – PRO 269/94, descrita pela equação 5.6.

$$N = 3450 \times 10^4 \times (\Delta\sigma)^{-2,98} \quad (5.5)$$

$$\log D_{adm} = 3,148 - 0,188 \times \log N \quad (5.6)$$

onde:

N = Número de operações do eixo padrão de 8,2 tf;

Δσ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento (MPa);

D_{adm} = Deflexão máxima admissível (0,01 mm).

O afundamento de trilha de roda foi avaliado utilizando-se o modelo proposto por Heukelon e Klomp (1962), apud Benevides (2000), representado pela seguinte equação:

$$\sigma_{V adm} = \frac{0,006 \times M_R}{1 + 0,7 \times \log N} \quad (5.7)$$

onde:

σ_{V adm} = Tensão vertical admissível no topo do subleito (kgf/cm²);

M_R = Valor médio do módulo de resiliência do subleito (kgf/cm^2);

N = número de operações do eixo padrão de 8,2 tf.

Para o cálculo da tensão admissível no topo do subleito, admitiu-se o valor de 1500 kgf/cm^2 para o M_R do subleito argiloso e o valor de 1000 kgf/cm^2 para o M_R do subleito arenoso. Tais valores estão de acordo com os obtidos por alguns pesquisadores através de retro-análises de bacias de deflexão (Villibor et al, 1995; Bernucci, 1995 e Alvarez Neto, 1998).

O anexo A apresenta os resultados das análises mecanísticas realizadas neste estudo.

5.3 - Análise das Estruturas de Pavimentos Constituídas de Subleito Argiloso

As estruturas de pavimentos determinadas para o subleito argiloso em função do método de dimensionamento, empírico do DNER e mecanístico com níveis de confiabilidade de 75%, 85%, 95% e 99,8%, do tipo de material de base, Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG'), Solo Argiloso – Brita (30/70) e Mistura ALA, e do nível de tráfego, leve ($N=10^5$), médio ($N=10^6$), pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), estão ilustradas nas figuras 5.2 à 5.7.

A tabela 5.3 apresenta o resumo das espessuras das camadas de base e revestimento obtidas para as estruturas em questão.

Figura 5.2: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Argiloso / Base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4; LG') / Capa: TS

Figura 5.3: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Argiloso / Base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4; LG') / Capa: CBUQ

Figura 5.4: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Argiloso / Base de Solo Argiloso-Brita (30/70) / Capa: TS

Figura 5.5: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Argiloso / Base de Solo Argiloso-Brita (30/70) / Capa: CBUQ

Figura 5.6: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Argiloso / Base composta pela Mistura ALA / Capa: TS

Figura 5.7: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Argiloso / Base composta pela Mistura ALA / Capa: CBUQ

TABELA 5.3 – Espessuras das camadas de base e revestimento determinadas para as estruturas ilustradas nas figuras 5.2 à 5.7

Subleito	Tipo de Base	Método de Dimensionamento	Tráfego	Espessuras das Camadas	
				Capa (cm)	Base (cm)
Argiloso (A-7-5, LG')	Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4; LG')	DNER	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	22
			Pesado ($N=10^7$)	7,5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 75%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	15
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	17
			Pesado ($N=10^7$)	4 (CBUQ)	12
			Muito Pesado ($N=10^8$)	10 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 85%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	16
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	18
			Pesado ($N=10^7$)	4 (CBUQ)	13
			Muito Pesado ($N=10^8$)	10,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 95%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	17
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	20
			Pesado ($N=10^7$)	4 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	11 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 99,8%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	22
			Pesado ($N=10^7$)	6 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12,5 (CBUQ)	15
	Solo Argiloso- Brita (30/70)	DNER	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	22
			Pesado ($N=10^7$)	7,5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 75%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	16
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	18,5
			Pesado ($N=10^7$)	4 (CBUQ)	13
			Muito Pesado ($N=10^8$)	11 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 85%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	17
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	19,5
			Pesado ($N=10^7$)	4 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	11,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 95%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	19
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	21
			Pesado ($N=10^7$)	5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 99,8%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	21
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	23,5
			Pesado ($N=10^7$)	7 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	13,5 (CBUQ)	15

TABELA 5.3 (Continuação) – Espessuras das camadas de base e revestimento determinadas para as estruturas ilustradas nas figuras 5.2 à 5.7

Subleito	Tipo de Base	Método de Dimensionamento	Tráfego	Espessuras das Camadas	
				Capa (cm)	Base (cm)
Argiloso (A-7-5, LG')	Mistura ALA	DNER	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	22
			Pesado ($N=10^7$)	7,5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 75%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	17
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	19
			Pesado ($N=10^7$)	4 (CBUQ)	13,5
			Muito Pesado ($N=10^8$)	11,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 85%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	18
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	20
			Pesado ($N=10^7$)	5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 95%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	22
			Pesado ($N=10^7$)	6,5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 99,8%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	22
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	24
			Pesado ($N=10^7$)	8 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	14 (CBUQ)	15

Obs: 1) TS = Tratamento Superficial,

2) CBUQ = Concreto Betuminoso Usinado à Quente.

5.3.1 – Influência da Consideração do Nível de Confiabilidade na Análise Mecanística

A primeira observação diz respeito ao efeito do nível de confiabilidade sobre as espessuras das camadas de base e revestimento determinadas através do método mecanístico. Como mostram as figuras 5.2 à 5.7, e a tabela 5.3, o acréscimo do nível de confiabilidade pode acarretar um aumento significativo nas espessuras destas camadas, concordando com o verificado em outros estudos (MOTTA, 1991; BENEVIDES, 2000).

Analisando-se conjuntamente as estruturas dimensionadas para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$), ilustradas nas figuras 5.2, 5.4 e 5.6, observa-se que as espessuras de base determinadas para os níveis de confiabilidade de 99,8%, 95% e 85% são, em média, 22%, 13% e 5%, respectivamente, maiores que as obtidas para o nível de 75%, enquanto que a

espessura de revestimento permanece constante com a variação da confiabilidade. No caso das estruturas determinadas para o tráfego pesado ($N=10^7$), apresentadas nas figuras 5.3, 5.5 e 5.7, constata-se que as espessuras de base determinadas para os níveis de 99,8% e 95% são, em média, 14% maiores que as obtidas para o nível de 75%, enquanto que as definidas para o nível de 85% são, em média, 10% maiores que as determinadas para o menor nível (75%). No tocante à espessura do revestimento, verifica-se que os valores encontrados para os níveis de 99,8%, 95% e 85% são, em média, 42%, 17% e 4%, respectivamente, maiores que os obtidos para o nível de 75%. Com relação às estruturas dimensionadas para o tráfego muito pesado ($N=10^8$), ilustradas também nas figuras 5.3, 5.5 e 5.7, constata-se que as espessuras de capa determinadas para os níveis de confiabilidade de 99,8%, 95% e 85% são, em média, 20%, 9% e 4%, respectivamente, maiores que as definidas para o nível de 75%. Quanto à espessura de base, adotou-se para todas as estruturas sujeitas a esse nível de tráfego o valor de 15 cm, considerado como limite mínimo construtivo.

5.3.2 – Comparação das Estruturas Dimensionadas Através dos Métodos Empírico (DNER) e Mecanístico

A análise das figuras 5.2 à 5.7, e da tabela 5.3, permite ainda a avaliação comparativa das estruturas de pavimentos dimensionadas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico.

As figuras 5.2 e 5.3 ilustram, respectivamente, as estruturas determinadas para os tráfegos leve ($N = 10^5$) e médio ($N = 10^6$), e pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), considerando-se os dois métodos de projeto em questão, o subleito argiloso e a base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG').

Examinando-se as estruturas ilustradas na figura 5.2, verifica-se, para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$), que as espessuras de base determinadas através do método mecanístico para as confiabilidades de 99,8%, 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 0%, 12%, 19% e 23% menores que a obtida pelo método do DNER. No tocante à espessura do revestimento, adotou-se, para todas as estruturas submetidas a esses níveis de tráfego, o valor de 2 cm. Com relação às estruturas dimensionadas para o tráfego pesado ($N=10^7$), representadas na figura

5.3, verifica-se que as espessuras de base determinadas pelo método mecanístico para os níveis de confiabilidade de 99,8% e 95% são iguais à obtida pelo método do DNER, enquanto que as obtidas para os níveis de 85% e 75% são, respectivamente, 13% e 20% menores que a determinada através do método empírico. No tocante à espessura do revestimento, constata-se que o valor obtido através do método mecanístico para o nível de 99,8% é 20% menor que o determinado pelo método do DNER, enquanto que os encontrados para os níveis de 95%, 85% e 75% são 47% menores que o estipulado pelo método empírico. No caso das estruturas dimensionadas para o tráfego muito pesado ($N=10^8$), ilustradas também na figura 5.3, observa-se que as espessuras de capa determinadas pelo método mecanístico para os níveis de 99,8%, 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 0%, 12%, 16% e 20% menores que a obtida através método empírico. Em relação à espessura de base, assumiu-se, para todas as estruturas submetidas a esse volume de tráfego, o valor de 15 cm, considerado como limite mínimo construtivo.

As estruturas compostas com subleito argiloso e base de Solo Argiloso-Brita (30/70), dimensionadas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos leve ($N = 10^5$) e médio ($N = 10^6$), e pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), estão apresentadas nas figuras 5.4 e 5.5, respectivamente.

Analisando-se as estruturas representadas na figura 5.4, verifica-se, para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$), que a espessura de base determinada através do método mecanístico para o nível de confiabilidade de 99,8% é, aproximadamente, 6% maior que a obtida pelo método do DNER, enquanto que as determinadas para os níveis de 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 2%, 13% e 18% menores que a definida pelo método empírico. No tocante à espessura do revestimento, adotou-se, para todas as estruturas submetidas a esses níveis de tráfego, o valor de 2 cm. Com relação às estruturas dimensionadas para o tráfego pesado ($N=10^7$), representadas na figura 5.5, verifica-se que as espessuras de base determinadas pelo método mecanístico para os níveis de confiabilidade de 99,8%, 95% e 85% são iguais à obtida pelo método do DNER, enquanto que a definida para o nível de 75% é 13% menor que a determinada através do método empírico. No tocante à espessura do revestimento, constata-se que os valores obtidos pelo método mecanístico para os níveis de 99,8% e 95% são,

respectivamente, 7% e 33% menores que o determinado pelo método do DNER, enquanto que os auferidos para os níveis de 85% e 75% são 47% menores que o obtido pelo método empírico. No caso das estruturas determinadas para o tráfego muito pesado ($N=10^8$), ilustradas também na figura 5.5, observa-se que a espessura de revestimento determinada pelo método mecanístico para o nível de 99,8% é 8% maior que a obtida pelo método do DNER, enquanto que as auferidas para os níveis de 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 0%, 8% e 12% menores que a determinada através do método empírico. Quanto à espessura de base, adotou-se, para todas as estruturas sujeitas a esse volume de tráfego, o valor de 15 cm, considerado como limite mínimo construtivo.

As figuras 5.6 e 5.7 ilustram, respectivamente, as estruturas determinadas para os tráfegos leve ($N = 10^5$) e médio ($N = 10^6$), e pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), considerando-se os dois métodos de projeto em questão, o subleito argiloso e a base composta pela Mistura ALA.

Examinando-se as estruturas ilustradas na figura 5.6, constata-se, para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$), que a espessura de base auferida através do método mecanístico para o nível de confiabilidade de 99,8% é, aproximadamente, 9% maior que a obtida pelo método do DNER, enquanto que as determinadas para os níveis de 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 0%, 10% e 14% menores que a definida pelo método empírico. No tocante à espessura do revestimento, assumiu-se, para todas as estruturas submetidas a esses níveis de tráfego, o valor de 2 cm. Com relação às estruturas dimensionadas para o tráfego pesado ($N=10^7$), representadas na figura 5.7, verifica-se que as espessuras de base determinadas pelo método mecanístico para os níveis de confiabilidade de 99,8%, 95% e 85% são iguais à obtida pelo método do DNER, enquanto que a definida para o nível de 75% é 10% menor que a determinada através do método empírico. No tocante à espessura do revestimento, constata-se que o valor obtido pelo método mecanístico para o nível de 99,8% é 7% maior que o determinado pelo método do DNER, enquanto que os auferidos para os níveis de 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 13%, 33% e 47% menores que o obtido pelo método empírico. No caso das estruturas determinadas para o tráfego muito pesado ($N=10^8$), ilustradas também na figura 5.7, observa-se que a espessura de revestimento determinada pelo método mecanístico para o nível de 99,8% é 12%

maior que a obtida pelo método do DNER, enquanto que as definidas para os níveis de 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 0%, 4% e 8% menores que a determinada através do método empírico. Em relação à espessura de base, assumiu-se, para todas as estruturas sujeitas a esse volume de tráfego, o valor de 15 cm, considerado como limite mínimo construtivo.

Vale ressaltar que, no caso das estruturas projetadas através do método mecanístico, os aspectos críticos no dimensionamento foram, no geral, a deformação permanente para os tráfegos leve ($N = 10^5$) e médio ($N = 10^6$) e a fadiga na capa para os tráfegos pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$). As exceções localizam-se em algumas estruturas dimensionadas para o tráfego pesado, que tiveram a deformação permanente como aspecto mais crítico.

5.3.3 – Influência da Variação do Tráfego sobre os Resultados Apresentados pelos Métodos de Dimensionamento

O efeito da variação do tráfego sobre os resultados apresentados pelos dois métodos de dimensionamento em questão também pode ser analisada através das figuras 5.2 à 5.7, e da tabela 5.3. Considerando-se as estruturas determinadas pelo método do DNER, verifica-se, nas figuras 5.2, 5.4 e 5.6, que as espessuras de base determinadas para o tráfego médio ($N=10^6$) são 10% maiores que as obtidas para o tráfego leve ($N=10^5$). Com relação aos tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), observa-se, nas figuras 5.3, 5.5 e 5.7, que as espessuras de capa auferidas para o segundo são 40% maiores que as definidas para o primeiro. No caso das estruturas estabelecidas através do método mecanístico, constata-se, nas figuras 5.2, 5.4 e 5.6, para iguais valores de confiabilidade, que as espessuras de base auferidas para o tráfego médio ($N=10^6$) são, no geral, 12% maiores que as definidas para o tráfego leve ($N=10^5$). Quanto aos tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), verifica-se, nas figuras 5.3, 5.5 e 5.7, para iguais valores de confiabilidade, que as espessuras de revestimento definidas para o segundo são, no geral, 57% maiores que as obtidas para o primeiro, enquanto que as espessuras de base determinadas para estas duas solicitações exibem, em média, valores equiparáveis, levando-se em conta todas as confiabilidades e materiais analisados. Portanto, pode-se concluir, para as condições analisadas, que o método mecanístico é mais sensível à variação do tráfego que o método empírico (DNER).

5.3.4 – Análise Comparativa dos Materiais Usados como Base

A partir da análise dos resultados fornecidos pelo método mecanístico, é possível avaliar de forma comparativa os três tipos de base utilizados.

A figura 5.8 ilustra as estruturas determinadas pelo método mecanístico considerando-se a confiabilidade de 99,8%, os tráfegos leve ($N = 10^5$), médio ($N = 10^6$), pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), o subleito argiloso, as bases compostas com o Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG'), o Solo Argiloso-Brita (30/70) e a Mistura ALA, e os revestimentos em TS e CBUQ.

FIGURA 5.8: Estruturas determinadas pelo método mecanístico considerando-se a confiabilidade de 99,8%, os tráfegos leve ($N = 10^5$), médio ($N = 10^6$), pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), o subleito argiloso, as bases compostas com o Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG'), o Solo Argiloso-Brita (30/70) e a Mistura ALA, e os revestimentos em TS e CBUQ.

Analisando-se as estruturas representadas na figura 5.8, observa-se, para os tráfegos leve ($N = 10^5$) e médio ($N = 10^6$), que a espessura da base de Solo Argiloso-Brita (30/70) e a da base composta pela mistura ALA são, aproximadamente, 6% e 10%, respectivamente, maiores que a obtida para a base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG'). No caso das estruturas submetidas ao

tráfego pesado ($N=10^7$), verifica-se que as espessuras de capa determinadas para as bases de Solo Argiloso-Brita (30/70) e mistura ALA são, respectivamente, 17% e 33% maiores que a definida para a base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG'). Em relação às estruturas dimensionadas para o tráfego muito pesado ($N=10^8$), observa-se que as espessuras de capa auferidas para as bases de Solo Argiloso-Brita (30/70) e mistura ALA são, respectivamente, 8% e 12% maiores que a determinada para a base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG'). Dessa forma, pode-se concluir que as estruturas projetadas com a base de Solo Argiloso-Brita (30/70) são mais espessas que as concebidas com a base de SAFL (A-4, LG') e menos espessas que as projetadas com a base de Mistura ALA. Cabe aqui salientar que esses três tipos de base já foram utilizados com sucesso na construção de rodovias vicinais sul-matogrossenses, segundo informações orais dos Engenheiros do DER-MS.

Ressalta-se ainda que, caso as estruturas dimensionadas pelo método mecanístico fossem submetidas a uma análise mais apurada, utilizando-se modelos de deformação permanente determinados em laboratório, as espessuras das camadas poderiam diferir daquelas apresentadas anteriormente.

5.4 - Análise das Estruturas de Pavimento Constituídas de Subleito Arenoso

As estruturas de pavimentos determinadas para o subleito arenoso em função do método de dimensionamento, empírico do DNER e mecanístico com níveis de confiabilidade de 75%, 85%, 95% e 99,8%, do tipo de material de base, Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA), Solo Arenoso – Brita (50/50) e Mistura ALA, e do nível de tráfego, leve ($N=10^5$), médio ($N=10^6$), pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), estão ilustradas nas figuras 5.9 à 5.14.

A tabela 5.4 apresenta o resumo das espessuras das camadas de base e revestimento obtidas para as estruturas em questão.

Figura 5.9: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Arenoso / Base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4; LA) / Capa: TS

Figura 5.10: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Arenoso / Base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4; LA) / Capa: CBUQ

Figura 5.11: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Arenoso / Base de Solo Arenoso-Brita (50/50) / Capa: TS

Figura 5.12: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Arenoso / Base de Solo Arenoso-Brita (50/50) / Capa: CBUQ

Figura 5.13: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) - Subleito Arenoso / Base composta pela Mistura ALA / Capa: TS

Figura 5.14: Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$) - Subleito Arenoso / Base composta pela Mistura ALA / Capa: CBUQ

TABELA 5.4 – Espessuras das camadas de base e revestimento determinadas para as estruturas ilustradas nas figuras 5.9 à 5.14

Subleito	Tipo de Base	Método de Dimensionamento	Tráfego	Espessuras das Camadas	
				Capa (cm)	Base (cm)
Arenoso (A-2-4, LA)	Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA)	DNER	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	22
			Pesado ($N=10^7$)	7,5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 75%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	23,5
			Pesado ($N=10^7$)	8 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	14 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 85%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	22
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	24
			Pesado ($N=10^7$)	8,5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	15 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 95%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	23
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	25
			Pesado ($N=10^7$)	9 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	15,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 99,8%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	24
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	26
			Pesado ($N=10^7$)	10 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	16,5 (CBUQ)	15
	Solo Arenoso-Brita (50/50)	DNER	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	22
			Pesado ($N=10^7$)	7,5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 75%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	23
			Pesado ($N=10^7$)	7,5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	14 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 85%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	21
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	23,5
			Pesado ($N=10^7$)	8 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	15 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 95%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	22
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	24
			Pesado ($N=10^7$)	9 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	15,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 99,8%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	23
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	25
			Pesado ($N=10^7$)	10 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	16,5 (CBUQ)	15

TABELA 5.4 (Continuação) – Espessuras das camadas de base e revestimento determinadas para as estruturas ilustradas nas figuras 5.9 à 5.14

Subleito	Tipo de Base	Método de Dimensionamento	Tráfego	Espessuras das Camadas	
				Capa (cm)	Base (cm)
Arenoso (A-2-4, LA)	Mistura ALA	DNER	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	22
			Pesado ($N=10^7$)	7,5 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 75%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	17,5
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	19,5
			Pesado ($N=10^7$)	6 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	12,5 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 85%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	18
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	20
			Pesado ($N=10^7$)	7 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	13 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 95%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	19
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	21
			Pesado ($N=10^7$)	8 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	14 (CBUQ)	15
		Mecanístico (C = 99,8%)	Leve ($N=10^5$)	2 (TS)	20
			Médio ($N=10^6$)	2 (TS)	22
			Pesado ($N=10^7$)	9 (CBUQ)	15
			Muito Pesado ($N=10^8$)	15 (CBUQ)	15

Obs: 1) TS = Tratamento Superficial,

2) CBUQ = Concreto Betuminoso Usinado à Quente.

5.4.1 – Influência da Consideração do Nível de Confiabilidade na Análise Mecanística

A primeira observação diz respeito ao efeito do nível de confiabilidade sobre as espessuras das camadas de base e revestimento determinadas através do método mecanístico. Como mostram as figuras 5.9 à 5.14, e a tabela 5.4, o acréscimo do nível de confiabilidade pode acarretar um aumento significativo nas espessuras destas camadas, concordando com o verificado no item 5.3.1.

Analisando-se conjuntamente as estruturas dimensionadas para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$), ilustradas nas figuras 5.9, 5.11 e 5.13, observa-se que as espessuras de base determinadas para os níveis de confiabilidade de 99,8%, 95% e 85% são, em média, 13%, 8% e 4%, respectivamente, maiores que as obtidas para o nível de 75%, enquanto que a espessura de revestimento permanece inalterável com a variação da confiabilidade.

No caso das estruturas determinadas para o tráfego pesado ($N=10^7$), apresentadas nas figuras 5.10, 5.12 e 5.14, constata-se que as espessuras de revestimento definidas para os níveis de 99,8%, 95% e 85% são, em média, 35%, 21% e 8%, respectivamente, maiores que as obtidas para o nível de 75%. Com relação às estruturas dimensionadas para o tráfego muito pesado ($N=10^8$), ilustradas também nas figuras 5.10, 5.12 e 5.14, verifica-se que as espessuras de capa determinadas para os níveis de confiabilidade de 99,8%, 95% e 85% são, em média, 19%, 11% e 6%, respectivamente, maiores que as definidas para o nível de 75%. Quanto à espessura de base, adotou-se, para todas as estruturas submetidas aos tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), o valor de 15 cm, considerado como limite mínimo construtivo.

5.4.2 – Comparação das Estruturas Dimensionadas Através dos Métodos Empírico (DNER) e Mecanístico

A análise das figuras 5.9 à 5.14, e da tabela 5.4, permite ainda a avaliação comparativa das estruturas de pavimentos dimensionadas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico.

As figuras 5.9 e 5.10 ilustram, respectivamente, as estruturas determinadas para os tráfegos leve ($N = 10^5$) e médio ($N = 10^6$), e pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), considerando-se os dois métodos de projeto em questão, o subleito arenoso e a base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA).

Examinando-se as estruturas representadas na figura 5.9, verifica-se, para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$), que as espessuras de base obtidas através do método mecanístico para as confiabilidades de 99,8%, 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 19%, 14%, 10% e 2% maiores que a determinada pelo método empírico. No tocante à espessura do revestimento, adotou-se, para todas as estruturas submetidas a esses níveis de tráfego, o valor de 2 cm. Com relação às estruturas dimensionadas para o tráfego pesado ($N=10^7$), representadas na figura 5.10, verifica-se que as espessuras de capa determinadas pelo método mecanístico para os níveis de confiabilidade de 99,8%, 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 33%, 20%, 13% e 7% maiores que a obtida pelo método do DNER. No caso das estruturas projetadas para o tráfego muito pesado ($N=10^8$),

ilustradas também na figura 5.10, observa-se que as espessuras de revestimento auferidas através do método mecanístico para os níveis de 99,8%, 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 32%, 24%, 20% e 12% maiores que a determinada através do método empírico. Quanto à espessura de base, assumiu-se, para todas as estruturas submetidas aos tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), o valor de 15 cm, considerado como limite mínimo construtivo.

As estruturas compostas com subleito arenoso e base de Solo Arenoso-Brita (50/50), dimensionadas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos leve ($N = 10^5$) e médio ($N = 10^6$), e pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), estão apresentadas nas figuras 5.11 e 5.12, respectivamente.

Analisando-se as estruturas ilustradas na figura 5.11, constata-se, para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$), que as espessuras de base obtidas através do método mecanístico para as confiabilidades de 99,8%, 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 14%, 10%, 6% e 2% maiores que a definida pelo método do DNER. No tocante à espessura do revestimento, assumiu-se, para todas as estruturas submetidas a esses níveis de tráfego, o valor de 2 cm. Com relação às estruturas dimensionadas para o tráfego pesado ($N=10^7$), representadas na figura 5.12, verifica-se que as espessuras de capa determinadas pelo método mecanístico para os níveis de confiabilidade de 99,8%, 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 33%, 20%, 7% e 0% maiores que a obtida pelo método empírico. No caso das estruturas projetadas para o tráfego muito pesado ($N=10^8$), ilustradas também na figura 5.12, observa-se que as espessuras de revestimento auferidas através do método mecanístico para os níveis de 99,8%, 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 32%, 24%, 20% e 12% maiores que a determinada através do método do DNER. Quanto à espessura de base, assumiu-se, para todas as estruturas submetidas aos tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), o valor de 15 cm, considerado como limite mínimo construtivo.

As figuras 5.13 e 5.14 ilustram, respectivamente, as estruturas determinadas para os tráfegos leve ($N = 10^5$) e médio ($N = 10^6$), e pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), considerando-se os dois métodos de projeto em questão, o subleito arenoso e a base composta pela Mistura ALA.

Examinando-se as estruturas ilustradas na figura 5.13, observa-se, para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$), que as espessuras de base auferidas através do método mecanístico para as confiabilidades de 99,8%, 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 0%, 5%, 10% e 12% menores que a definida pelo método do DNER. No tocante à espessura do revestimento, adotou-se, para todas as estruturas submetidas a esses níveis de tráfego, o valor de 2 cm. Com relação às estruturas dimensionadas para o tráfego pesado ($N=10^7$), representadas na figura 5.14, verifica-se que as espessuras de capa determinadas pelo método mecanístico para as confiabilidades de 99,8% e 95% são, respectivamente, 17% e 6% maiores que a obtida pelo método do DNER, enquanto que as obtidas para os níveis de 85% e 75% são, respectivamente, 7% e 20% menores que a determinada através do método empírico. No caso das estruturas estabelecidas para o tráfego muito pesado ($N=10^8$), ilustradas também na figura 5.14, observa-se que as espessuras de revestimento determinadas pelo método mecanístico para os níveis de 99,8%, 95%, 85% e 75% são, respectivamente, 20%, 12%, 4% e 0% maiores que a obtida pelo método do DNER. Em relação à espessura de base, escolheu-se, para todas as estruturas submetidas aos tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), o valor de 15 cm, considerado como limite mínimo construtivo.

Vale salientar que, no caso das estruturas projetadas através do método mecanístico, os aspectos críticos no dimensionamento foram a deformação permanente para os tráfegos leve ($N = 10^5$) e médio ($N = 10^6$) e a fadiga na capa para os tráfegos pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$).

5.4.3 – Influência da Variação do Tráfego sobre os Resultados Apresentados pelos Métodos de Dimensionamento

O efeito da variação do tráfego sobre os resultados apresentados pelos dois métodos de dimensionamento em questão também pode ser analisada através das figuras 5.9 à 5.14, e da tabela 5.4. No caso das estruturas dimensionadas através do método do DNER, as observações aqui pertinentes são idênticas às feitas no item 5.3.3. Com relação às estruturas determinadas através do método mecanístico, verifica-se, nas figuras 5.9, 5.11 e 5.13, para iguais valores de confiabilidade, que as espessuras de base auferidas para o tráfego médio ($N=10^6$) são, no geral, 11% maiores que as definidas para o tráfego leve ($N=10^5$). Quanto

aos tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), constata-se, nas figuras 5.10, 5.12 e 5.14, para iguais valores de confiabilidade, que as espessuras de revestimento definidas para o segundo são, no geral, 43% maiores que as obtidas para o primeiro. Portanto, pode-se concluir, para o conjunto das condições analisadas, que o método mecanístico é tão sensível à variação do tráfego quanto o método empírico (DNER).

5.4.4 – Análise Comparativa dos Materiais Usados como Base

A partir da análise dos resultados fornecidos pelo método mecanístico, é possível avaliar de forma comparativa os três tipos de base utilizados.

A figura 5.15 ilustra as estruturas determinadas através do método mecanístico considerando-se a confiabilidade de 99,8%, os tráfegos leve ($N = 10^5$), médio ($N = 10^6$), pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), o subleito arenoso, as bases compostas com o Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA), o Solo Arenoso-Brita (50/50) e a Mistura ALA, e os revestimentos em TS e CBUQ.

FIGURA 5.15: Estruturas determinadas pelo método mecanístico considerando-se a confiabilidade de 99,8%, os tráfegos leve ($N = 10^5$), médio ($N = 10^6$), pesado ($N = 10^7$) e muito pesado ($N = 10^8$), o subleito arenoso, as bases compostas com o Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA), o Solo Arenoso-Brita (50/50) e a Mistura ALA, e os revestimentos em TS e CBUQ.

Analisando-se as estruturas ilustradas na figura 5.15, observa-se, para os tráfegos leve ($N = 10^5$) e médio ($N = 10^6$), que as espessuras das bases de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA) e Solo Arenoso-Brita (50/50) são, aproximadamente, 19% e 14%, respectivamente, maiores que a obtida para a base composta pela Mistura ALA. Considerando-se as estruturas dimensionadas para os tráfegos pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), verifica-se, para estas duas solicitações, que as espessuras de capa determinadas para as bases de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA) e Solo Arenoso-Brita (50/50) são, aproximadamente, 10% maiores que a definida para a base composta pela Mistura ALA. Dessa forma, pode-se concluir que as estruturas projetadas com a base de Solo Arenoso-Brita (50/50) são mais espessas que as concebidas com a base de Mistura ALA e praticamente iguais às projetadas com a base de SAFL (A-2-4, LA). Cabe aqui salientar que esses três tipos de base já foram utilizados com sucesso na construção de rodovias vicinais sul-matogrossenses, segundo informações orais dos Engenheiros do DER-MS.

Ressalta-se ainda que, caso as estruturas dimensionadas pelo método mecanístico fossem submetidas a uma análise mais apurada, utilizando-se modelos de deformação permanente determinados em laboratório, as espessuras das camadas poderiam diferir daquelas apresentadas anteriormente.

5.5 - Proposta de um Catálogo Simplificado de Pavimentos para a Região de Campo Grande - MS

Apresenta-se neste item um catálogo de estruturas de pavimentos flexíveis concebido para a região de Campo Grande – MS, estado do Mato Grosso do Sul.

O mesmo foi elaborado com o objetivo de auxiliar os engenheiros projetistas, oferecendo-lhes um conjunto de possíveis soluções, entre as quais se escolherá a mais viável com base em aspectos econômicos.

Na concepção do catálogo, foram considerados todos os materiais pesquisados, e os tráfegos leve ($N=10^5$), médio ($N=10^6$) e pesado ($N=10^7$). Com relação ao tráfego muito pesado ($N=10^8$), recomenda-se utilizar um material menos deformável que os estudados na constituição da camada de base.

Para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$), aplicou-se o método do DNER no dimensionamento das estruturas. No caso do tráfego pesado ($N = 10^7$), os pavimentos foram pré-estabelecidos através do método empírico e verificados empregando-se a análise mecanística (ver resultados no Anexo A, item A.7). Os dados de projeto utilizados são aqueles descritos nos itens 5.2.1 e 5.2.2.

O roteiro de utilização do catálogo proposto segue abaixo:

- 1) determinar o tráfego de projeto (número N) utilizando os fatores de equivalência de operações do método do DNER;
- 2) caracterizar os solos através dos ensaios do método MCT e também do ensaio de granulometria;
- 3) selecionar no catálogo as possíveis estruturas;
- 4) calcular, para cada estrutura escolhida, o custo total de execução;
- 5) através da comparação de custos, adotar a melhor alternativa.

Os quadros 5.1 e 5.2 ilustram as estruturas de pavimentos catalogadas. No anexo B, são apresentadas algumas recomendações para a construção das camadas de base dos pavimentos em questão, de acordo com a experiência colhida junto a empreiteiras e órgãos rodoviários atuantes na região.

Quadro 5.1 - Catálogo simplificado de estruturas de pavimentos elaborado para a região de Campo Grande (MS) considerando-se o subleito argiloso

Tráfego	Estruturas		
Leve ($N = 10^5$)	<div> <div>20 cm</div> <div> <div>Trat. Sup. Duplo</div> <div>Base SAFL (A-4, LG') GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm)</div> <div>Subleito argiloso (A-7-5, LG') GC $\geq$ 100% do PN</div> </div> </div>	<div> <div>20 cm</div> <div> <div>Trat. Sup. Duplo</div> <div>Base Solo-Brita (30/70) GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm)</div> <div>Subleito argiloso (A-7-5, LG') GC $\geq$ 100% do PN</div> </div> </div>	<div> <div>20 cm</div> <div> <div>Trat. Sup. Duplo</div> <div>Base Mistura ALA GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm)</div> <div>Subleito argiloso (A-7-5, LG') GC $\geq$ 100% do PN</div> </div> </div>
Médio ($N = 10^6$)	<div> <div>20 cm</div> <div> <div>Trat. Sup. Triplo</div> <div>Base SAFL (A-4, LG') GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm)</div> <div>Subleito argiloso (A-7-5, LG') GC $\geq$ 100% do PN</div> </div> </div>	<div> <div>20 cm</div> <div> <div>Trat. Sup. Triplo</div> <div>Base Solo-Brita (30/70) GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm)</div> <div>Subleito argiloso (A-7-5, LG') GC $\geq$ 100% do PN</div> </div> </div>	<div> <div>20 cm</div> <div> <div>Trat. Sup. Triplo</div> <div>Base Mistura ALA GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm)</div> <div>Subleito argiloso (A-7-5, LG') GC $\geq$ 100% do PN</div> </div> </div>
Pesado ($N = 10^7$)	<div> <div>5 cm</div> <div> <div>CBUQ (Faixa C - DNER)</div> <div>Base SAFL (A-4, LG') GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm)</div> <div>Subleito argiloso (A-7-5, LG') GC $\geq$ 100% do PN</div> </div> </div>	<div> <div>5 cm</div> <div> <div>CBUQ (Faixa C - DNER)</div> <div>Base Solo-Brita (30/70) GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm)</div> <div>Subleito argiloso (A-7-5, LG') GC $\geq$ 100% do PN</div> </div> </div>	<div> <div>5 cm</div> <div> <div>CBUQ (Faixa C - DNER)</div> <div>Base Mistura ALA GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm)</div> <div>Subleito argiloso (A-7-5, LG') GC $\geq$ 100% do PN</div> </div> </div>

- Notas: 1) As soluções apresentadas neste catálogo restringem-se ao universo dos materiais analisados e dos níveis de tráfego considerados;
- 2) A drenagem (subterrânea e superficial) das estruturas deve ser adequada;
- 3) O número N deve ser calculado empregando-se os fatores de equivalência do DNER;
- 4) Para a caracterização dos solos, devem ser realizados os ensaios do método MCT (Mini-MCV e Mini-CBR) e também o ensaio de granulometria;
- 5) GC = Grau de compactação, PN = Proctor Normal, PI = Proctor Intermediário, PM = Proctor Modificado;
- 6) Nas estruturas projetadas para o tráfego pesado ($N = 10^7$), executar sobre a base, antes da construção do revestimento em CBUQ, um tratamento superficial simples;
- 7) A densidade aparente de pista do CBUQ deve ser maior ou igual a 98% da densidade aparente de projeto, sendo esta obtida em laboratório através do ensaio Marshall.

Quadro 5.2 - Catálogo simplificado de estruturas de pavimentos elaborado para a região de Campo Grande (MS) considerando-se o subleito arenoso

Tráfego	Estruturas	
Leve ($N = 10^5$)	<div> <div> Trat. Sup. Duplo </div> <div> 20 cm </div> <div> Base SAFL (A-2-4, LA) GC $\geq$ 95% do PI (Executar em duas camadas de 10 cm) </div> <div> Subleito arenoso (A-2-4, LA) GC $\geq$ 95% do PN </div> </div>	
Médio ($N = 10^6$)	<div> <div> Trat. Sup. Triplo </div> <div> 20 cm </div> <div> Base Mistura ALA GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm) </div> <div> Subleito arenoso (A-2-4, LA) GC $\geq$ 95% do PN </div> </div>	<div> <div> Trat. Sup. Triplo </div> <div> 20 cm </div> <div> Base Solo-Brita (50/50) GC $\geq$ 95% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm) </div> <div> Subleito arenoso (A-2-4, LA) GC $\geq$ 95% do PN </div> </div>
Pesado ($N = 10^7$)	<div> <div> 6 cm </div> <div> CBUQ (Faixa C - DNER) </div> <div> 20 cm </div> <div> Base Mistura ALA GC $\geq$ 98% do PM (Executar em duas camadas de 10 cm) </div> <div> Subleito arenoso (A-2-4, LA) GC $\geq$ 95% do PN </div> </div>	<div> <div> 7,5 cm </div> <div> CBUQ (Faixa C - DNER) </div> <div> 15 cm </div> <div> Base Solo-Brita (50/50) GC $\geq$ 95% do PM </div> <div> Subleito arenoso (A-2-4, LA) GC $\geq$ 95% do PN </div> </div>

- Notas: 1) As soluções apresentadas neste catálogo restringem-se ao universo dos materiais analisados e dos níveis de tráfego considerados;
- 2) A drenagem (subterrânea e superficial) das estruturas deve ser adequada;
- 3) O número N deve ser calculado empregando-se os fatores de equivalência do DNER;
- 4) Para a caracterização dos solos, devem ser realizados os ensaios do método MCT (Mini-MCV e Mini-CBR) e também o ensaio de granulometria;
- 5) GC = Grau de compactação, PN = Proctor Normal, PI = Proctor Intermediário, PM = Proctor Modificado;
- 6) Nas estruturas projetadas para o tráfego pesado ($N = 10^7$), executar sobre a base, antes da construção do revestimento em CBUQ, um tratamento superficial simples;
- 7) A densidade aparente de pista do CBUQ deve ser maior ou igual a 98% da densidade aparente de projeto, sendo esta obtida em laboratório através do ensaio Marshall.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Esta pesquisa teve como objetivo principal comparar estruturas de pavimentos flexíveis dimensionadas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico considerando-se alguns materiais de pavimentação normalmente empregados na região de Campo Grande, estado do Mato Grosso do Sul. Teve ainda como objetivos decorrentes, a obtenção das características resilientes e de fadiga destes materiais e a proposta de um catálogo simplificado de estruturas de pavimentos para a referida região. Estes objetivos foram alcançados, levando-se em conta o exposto nos capítulos 4 e 5 desta dissertação.

São apresentadas neste capítulo as principais conclusões a que se chegou e também algumas recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros. Ressalta-se que todas as conclusões restringem-se ao universo dos materiais estudados e dos ensaios e análises realizadas.

6.1 - Conclusões

A partir do estudo desenvolvido, as seguintes conclusões podem ser consideradas:

- Observou-se, para os materiais geotécnicos estudados, que a variação do módulo de resiliência com o estado de tensão é melhor representada empregando-se o modelo composto ($M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$). No caso das misturas solo-brita e ALA, este modelo foi o único a apresentar um desempenho satisfatório;

- Verificou-se que a energia de compactação praticamente não influenciou o módulo de resiliência do solo arenoso;
- Constatou-se que uma base arenosa com índice de suporte CBR elevado pode apresentar valores de M_R inferiores aos apresentados por um subleito argiloso com menor índice CBR;
- Foi observado que misturas asfálticas com características físicas semelhantes e módulos de resiliência equiparáveis podem apresentar comportamentos à fadiga bem diferentes;
- A partir da análise comparativa dos métodos de dimensionamento, observou-se que, ora as estruturas estabelecidas pelo método mecanístico são idênticas às determinadas pelo método do DNER, ora são mais esbeltas, ora são menos esbeltas, dependendo do tipo de material que constitui as camadas e do nível de confiabilidade adotado;
- Foi constatado que a sensibilidade do método mecanístico à variação do tráfego depende do tipo de material empregado na estrutura, enquanto que a do método empírico não varia com este parâmetro;
- Observou-se, para as estruturas constituídas de subleito argiloso, que a performance da base de Solo Argiloso-Brita (30/70) é melhor que a da base composta pela Mistura ALA e pior que a da base constituída de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG'). No caso das estruturas compostas com subleito arenoso, verificou-se que o desempenho da base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA) é praticamente igual ao da base de Solo Arenoso-Brita (50/50) e pior que o da base composta pela Mistura ALA;
- A caracterização dos materiais através dos ensaios de módulo de resiliência, vida de fadiga e deformação permanente é imprescindível quando se deseja projetar um pavimento empregando-se o método mecanístico;

- Elaborou-se um catálogo simplificado de estruturas de pavimentos para a região de Campo Grande (MS), apoiado em conceitos mecanísticos e na experiência da equipe técnica do DER/MS, com as intenções de contemplar o uso de materiais locais e auxiliar os engenheiros na concepção de seus projetos.

6.2 – Recomendações para Futuras Pesquisas

Como sugestões para futuras pesquisas destacam-se:

- Avaliar o comportamento à deformação permanente dos materiais estudados sob condições de carregamento cíclico;
- Construir, monitorar e analisar o desempenho de trechos experimentais empregando-se os materiais pesquisados;
- Quando da execução dos trechos experimentais, avaliar a influência do tipo e número de passadas do equipamento compactador sobre a resistência e deformabilidade das camadas do pavimento;
- Estudar e estabelecer relações laboratório-campo confiáveis tanto para a análise da fadiga como das deformações permanentes;
- Realizar um estudo de determinação da porcentagem ótima de agregado pétreo nas misturas solo-brita empregando-se o ensaio de deformação permanente;
- Analisar o efeito da utilização de cimento asfáltico modificado com polímero ou borracha sobre as propriedades mecânicas da mistura asfáltica pesquisada;
- Verificar, através de simulações teóricas, o efeito da consideração do comportamento viscoelástico do revestimento asfáltico sobre as respostas estruturais dos pavimentos flexíveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADEDIMILA, A. S.; KENNEDY, T. W. (1976). Effects of repeated tensile stresses on the resilient properties of asphalt mixtures. Transportation Research Record, n. 464, p. 85-88.
- ALVAREZ NETO, L. (1998). Proposta de um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis para vias de baixo volume de tráfego com a utilização de solos lateríticos. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da USP. São Paulo.
- AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1986). Guide for design of pavement structures. Washington, DC.
- ASPHALT INSTITUTE (1987). Alternatives in pavement maintenance, rehabilitation, and reconstruction. College Park, Maryland, 1987.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6459 - Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6508 - Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm - determinação da massa específica. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7180 - Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181 - Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro.
- BALBO, J. T. (1997). Pavimentos asfálticos: patologias e manutenção. São Paulo, Editora Plêiade.
- BARKSDALE, R. D. (1972). Laboratory evaluation of rutting in base course materials. Proceedings of the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements – University of Michigan, p. 161-174.
- BENEVIDES, S. A. S. (2000). Análise comparativa dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos – empírico do DNER e resiliência da COPPE/UFRJ – em rodovias do Ceará. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

- BERNUCCI, L.B. (1995). Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da USP. São Paulo.
- BERNUCCI, L.B.; CAMPOS, O. S.; DOMINGUES, F. A. A.; CASTRO NETO, A. M. (1996). Estudos para formulação de CBUQ considerando a deformação permanente para as rodovias da rede dursa. In: Reunião Anual de Pavimentação, 30, Salvador, 1996, Anais. v. 1; p. 18-34.
- BODREAU, R. L.; HICKS, R. G.; FURBER, A. M. (1992). Effects of tests parameters on resilient modulus of laboratory – compacted asphalt concrete specimens. Transportation Research Record, n. 1353, p. 46-52.
- BRAZ DE CARVALHO, C. A. (1997). Estudo da contribuição das deformações permanentes das camadas de solo na formação das trilhas de roda num pavimento flexível. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da USP. São Carlos.
- BROWN, S. F.; HIDE, A. F. L. (1975). Significance of cyclic confining stress in repeated – load triaxial testing of granular material. Transportation Research Record, n. 537, p. 49 – 58.
- CARDOSO, S. H. (1987). Procedure for flexible airfield pavement design based on permanent deformation. Tese (Doutorado). University of Maryland. 405 p.
- CARDOSO, S. H. (1988). Estudo de deformações resilientes de solos lateríticos da região de Brasília. In: Reunião Anual de Pavimentação, 23, Florianópolis, 1988, Anais. v. 1; p. 203-219.
- CARMO, C. A. (1998). Avaliação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos de dois solos compactados e a sua estimativa a partir de ensaios rotineiros. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo; 1998; 131p.
- CHAVES, F. J.; MOTTA, L. M. G. (2001). Aspectos da caracterização geotécnica de alguns solos de fortaleza para aplicação em obras rodoviárias. In: Reunião Anual de Pavimentação, 33, Florianópolis, 2001, CD – ROM.
- DANTAS NETO, S. A.; FARIAS, M. M.; LEITE, L. F. M.; SANTOS, C. C. (2001). Estudo da influência do tipo de ligante nas características mecânicas das misturas asfálticas. In: Reunião Anual de Pavimentação, 33, Florianópolis, 2001, CD – ROM.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (1971). DER/SP M 13 – Ensaio de compactação de solos. São Paulo.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (1971). DER/SP M 53 – Ensaio de suporte califórnia de amostras compactadas em laboratório. São Paulo.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). Método de ensaio DNER-ME 035/94, Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, DNER.

- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). Procedimento DNER-PRO 269/94, Projeto de restauração de pavimentos flexíveis – TECNAPAV. Rio de Janeiro, DNER.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1998). Manual de reabilitação de pavimentos asfálticos. Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 1998.
- DUNCAN, J. M.; MONISMITH, C. L.; WILSON, E. L. (1968). Finite element analysis of pavements. Highway Research Record, v. 228, p. 18-33.
- FERREIRA, M. A. G. (1986). Considerações sobre misturas solo – agregado compostas por materiais tropicais para uso em pavimentação. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da USP. São Carlos.
- FORETTI, A. C. (1999). Estudo de misturas preparadas com asfalto convencional e asfalto modificado com polímero. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da USP. São Carlos.
- FRANCO, F. A. C. P. (2000). Um sistema para análise mecânica de pavimentos asfálticos. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- GUIMARÃES, A. C. R. (2001). Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. (1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. Transportation Research Record, v. 354, p. 15-31.
- HUANG, Yang H. (1993). Pavement analysis and design. Prentice-Hall.
- JONES, M. P.; WITCZAK, M. W. (1977). Subgrade modulus on the San Diego test road. Transportation Research Record, v. 641, p. 1-6.
- MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. (1980). Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. Solos e Rochas, v. 3, n. 1, p. 3-26.
- MEDINA, J. (1997). Mecânica dos pavimentos, 1ª ed., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MONISMITH, C. L.; OGAWA, N.; FREEME, C. R. (1975). Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading. 54th Annual Meeting of TRB, Washington, DC.
- MOTTA, L. M. G.; ARANOVICH, L. A. S.; CERATTI, J. A. P. (1985). Comportamento resiliente de solos utilizados em pavimentos de baixo custo. Solos e Rochas, v. 8, n. 3, p. 15-42, dez.
- MOTTA, L. M. G. (1991). Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo. Editora Villibor. 213p.

- NUNEZ, W. P.; NAKAHARA, S. M.; RODRIGUES, M. R.; CERATTI, J. A. P.; GEHLING, W. Y. (1997). A influência da sucção no módulo de resiliência de um subleito típico de pavimentos com baixo volume de tráfego. In: 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, Rio de Janeiro, 1997, v. 2, p. 437-454.
- PARREIRA, A. B.; CARMO, C. A. T.; CUNTO, J. C. (1998). Estudo do módulo de resiliência de materiais usados em pavimentação. In: Reunião Anual de Pavimentação, 31, São Paulo – SP, 1998, Anais; v. 1, p. 234-247.
- PINTO, S. (1991). Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- PINTO, S.; MOTTA, L. M. G. (1995). Catálogo de curvas de fadiga. Associação Brasileira de Pavimentação. Boletim Técnico nº 16. 1995.
- PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. (1980). Módulos resilientes de concretos asfálticos. In: Encontro de Asfalto, 5º, Rio de Janeiro, 1980, Anais, 52 p.
- PREUSSLER, E. S. (1983). Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- QUEIROZ, C. A. V. (1984). Modelos de previsão de desempenho para a gerência de pavimentos no Brasil. Tese de Doutorado. Ministério dos Transportes – GEIPOT/DNER. 360p.
- QUEIROZ, C. A. V.; VISSER, A. T. (1978). Uma investigação dos módulos de resiliência de revestimentos betuminosos brasileiros. In: Reunião Anual de Pavimentação, 14, João Pessoa, 1978, Anais; p. 355-385.
- SANTOS, J. D.; MOTTA, L. M. G.; PINTO, S. (1995). Caracterização dinâmica de solos lateríticos de rodovias do estado de Mato Grosso. In: Reunião Anual de Pavimentação, 29, Cuiabá, 1995, Anais. v. 2; p. 125-144.
- 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. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- SILVEIRA, M. A. (1999). Efeitos da adição de polímeros em areia asfalto a frio. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da USP. São Carlos.
- SVENSON, M. (1980). Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- SOUZA, M. L. (1981). Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis. IPR/DNER. 3ª ed. Rio de Janeiro. 1981.
- TAIRA, C. (2001). Avaliação do desempenho em laboratório de misturas asfálticas densas utilizando asfalto convencional (CAP-20) e asfalto modificado com polímero SBS (Betuflex B 65/60). Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da USP. São Carlos.

- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1975). Test procedures for characterizing dynamic stress – strain properties of pavement materials. Special Report 162. Transportation Research Board. Washington, DC. 40 p.
- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. (1984). Critério para escolha de misturas descontínuas de solo laterítico – brita para bases de pavimentos. In: Reunião Anual de Pavimentação, 19, Rio de Janeiro, 1984, Anais. v. 1; p. 267-292.
- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; FORTES, F. Q.; TONATO, J. E. (1995). Pavimentação urbana de baixo custo com base de argila laterítica. In: Reunião Anual de Pavimentação, 29, Cuiabá, 1995, Anais. v. 3; p. 363-389.
- YODER, E. J.; WITCZACK, M. W. (1975). Principles of pavement design. New York, John Wiley & Sons, 711p.
- ZAMAN, M.; CHEN, D.; LAGUROS, J. (1994). Resilient Moduli of Granular Materials. Journal of Transportation Engineering, v. 120, n. 6, p. 967-88, nov/dec.

Anexo A

- Item A.1 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito argiloso e base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG')
- Item A.2 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito argiloso e base de Solo Argiloso-Brita (30/70)
- Item A.3 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito argiloso e base constituída pela mistura ALA
- Item A.4 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito arenoso e base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA)
- Item A.5 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito arenoso e base de Solo Arenoso-Brita (50/50)
- Item A.6 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito arenoso e base constituída pela mistura ALA
- Item A.7 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas pertinentes ao catálogo

A.1 – Resultados das análises mecánísticas realizadas
para as estruturas compostas com subleito argiloso
e base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4, LG')

Estudo 01

Dados de Projeto:

Tráfego: Leve ($N=10^5$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	SAFL (A-4, LG')	0,35	$M_R = 6812 \sigma_3^{0,14} \sigma_d^{-0,24}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 1-A:

2 cm	TS
15 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	22	9	28	31	37	49	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,82	0,19	2,95	3,02	3,13	3,39	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,76	0,28	1,95	2,05	2,22	2,60	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 1-B:

2 cm	TS
16 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	22	9	28	31	37	49	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,81	0,17	2,92	2,99	3,09	3,32	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,66	0,26	1,83	1,93	2,09	2,44	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 1-C:

2 cm	TS
17 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	22	9	28	31	37	49	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,86	0,18	2,98	3,05	3,16	3,40	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,56	0,25	1,73	1,82	1,97	2,31	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 1-D:

2 cm	TS
20 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	21	8	26	29	34	45	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,95	0,16	3,06	3,11	3,21	3,43	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,31	0,20	1,44	1,52	1,64	1,91	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 02

Dados de Projeto:

Tráfego: Médio ($N=10^6$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	SAFL (A-4, LG')	0,35	$M_R = 6812 \sigma_3^{0,14} \sigma_d^{-0,24}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 2-A:

2 cm	TS
17 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	22	9	28	31	37	49	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,86	0,18	2,98	3,05	3,16	3,40	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,56	0,25	1,73	1,82	1,97	2,31	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 2-B:

2 cm	TS
18 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	21	9	27	30	36	48	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,83	0,17	2,94	3,01	3,11	3,34	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,47	0,23	1,62	1,71	1,85	2,16	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 2-C:

2 cm	TS
20 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	21	8	26	29	34	45	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,95	0,16	3,06	3,11	3,21	3,43	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,31	0,20	1,44	1,52	1,64	1,91	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 2-D:

2 cm	TS
22 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	20	7	25	27	31	41	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,94	0,11	3,01	3,05	3,12	3,27	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,16	0,18	1,28	1,35	1,46	1,70	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 03

Dados de Projeto:

Tráfego: Pesado ($N=10^7$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	SAFL (A-4, LG')	0,35	$M_R = 6812 \sigma_3^{0,14} \sigma_d^{-0,24}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 3-A:

4 cm	CBUQ
12 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	22	8	27	30	35	46	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	8,27	1,13	9,03	9,43	10,12	11,66	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,33	0,28	1,52	1,62	1,79	2,17	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 3-B:

4 cm	CBUQ
13 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	21	8	26	29	34	45	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	8,31	1,30	9,18	9,65	10,44	12,21	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,26	0,26	1,43	1,53	1,69	2,04	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 3-C:

4 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	21	8	26	29	34	45	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	7,23	1,02	7,91	8,28	8,90	10,29	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,13	0,23	1,28	1,37	1,51	1,82	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 3-D:

6 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	19	7	24	26	30	40	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	8,59	2,08	9,98	10,73	12,00	14,83	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,88	0,19	1,01	1,08	1,19	1,45	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 04

Dados de Projeto:

Tráfego: Muito Pesado ($N=10^8$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	SAFL (A-4, LG')	0,35	$M_R = 6812 \sigma_3^{0,14} \sigma_d^{-0,24}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 4-A:

10 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	16	6	20	22	26	34	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	6,19	0,85	6,76	7,07	7,58	8,74	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,57	0,13	0,66	0,70	0,78	0,96	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 4-B:

10,5 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	16	5	19	21	24	31	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,88	0,73	6,37	6,63	7,08	8,07	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,54	0,12	0,62	0,66	0,74	0,90	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 4-C:

11 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	15	5	18	20	23	30	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,70	0,68	6,16	6,40	6,82	7,74	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,52	0,12	0,60	0,64	0,72	0,88	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 4-D:

12,5 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	14	5	17	19	22	29	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,05	0,54	5,41	5,61	5,94	6,67	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,45	0,10	0,52	0,55	0,61	0,75	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

A.2 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito argiloso e base de Solo Argiloso-Brita (30/70)

Estudo 05

Dados de Projeto:

Tráfego: Leve ($N=10^5$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	Solo-Brita (30/70)	0,35	$M_R = 7014 \sigma_3^{0,25} \sigma_d^{-0,32}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 5-A:

2 cm	TS
16 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	24	10	31	34	40	54	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,85	0,19	2,98	3,05	3,16	3,42	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,80	0,26	1,97	2,07	2,23	2,58	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 5-B:

2 cm	TS
17 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	24	10	31	34	40	54	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,91	0,21	3,05	3,13	3,25	3,54	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,71	0,25	1,88	1,97	2,12	2,46	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 5-C:

2 cm	TS
19 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	23	9	29	32	38	50	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,99	0,19	3,12	3,19	3,30	3,56	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,52	0,21	1,66	1,74	1,86	2,15	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 5-D:

2 cm	TS
21 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	23	9	29	32	38	50	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,98	0,16	3,09	3,14	3,24	3,46	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,36	0,20	1,49	1,57	1,69	1,96	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 06

Dados de Projeto:

Tráfego: Médio ($N=10^6$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	Solo-Brita (30/70)	0,35	$M_R = 7014 \sigma_3^{0,25} \sigma_d^{-0,32}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 6-A:

2 cm	TS
18,5 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	23	9	29	32	38	50	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,01	0,18	3,13	3,20	3,31	3,55	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,57	0,23	1,72	1,81	1,95	2,26	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 6-B:

2 cm	TS
19,5 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	23	9	29	32	38	50	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,96	0,15	3,06	3,11	3,21	3,41	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,48	0,22	1,63	1,71	1,84	2,14	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 6-C:

2 cm	TS
21 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	23	9	29	32	38	50	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,98	0,16	3,09	3,14	3,24	3,46	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,36	0,20	1,49	1,57	1,69	1,96	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 6-D:

2 cm	TS
23,5 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	22	8	27	30	35	46	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,07	0,11	3,14	3,18	3,25	3,40	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,18	0,17	1,29	1,36	1,46	1,69	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 07

Dados de Projeto:

Tráfego: Pesado ($N=10^7$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	Solo-Brita (30/70)	0,35	$M_R = 7014 \sigma_3^{0,25} \sigma_d^{-0,32}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 7-A:

4 cm	CBUQ
13 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	23	9	29	32	38	50	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	9,96	2,05	11,33	12,07	13,32	16,11	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,32	0,28	1,51	1,61	1,78	2,16	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 7-B:

4 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	23	8	28	31	36	47	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	8,69	1,10	9,43	9,82	10,49	11,99	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,19	0,24	1,35	1,44	1,58	1,91	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 7-C:

5 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	22	8	27	30	35	46	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	9,94	2,48	11,60	12,49	14,01	17,38	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,04	0,22	1,19	1,27	1,40	1,70	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 7-D:

7 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	20	7	25	27	31	41	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	8,84	1,77	10,03	10,66	11,74	14,15	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,81	0,17	0,92	0,99	1,09	1,32	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 08

Dados de Projeto:

Tráfego: Muito Pesado ($N=10^8$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	Solo-Brita (30/70)	0,35	$M_R = 7014 \sigma_3^{0,25} \sigma_d^{-0,32}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 8-A:

11 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	16	5	19	21	24	31	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	6,15	0,84	6,71	7,02	7,53	8,67	6,86
σ_{vSL} (kg/cm ²)	0,53	0,12	0,61	0,65	0,73	0,89	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 8-B:

11,5 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	16	5	19	21	24	31	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,86	0,77	6,38	6,65	7,12	8,17	6,86
σ_{vSL} (kg/cm ²)	0,51	0,12	0,59	0,63	0,71	0,87	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 8-C:

12,5 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	15	5	18	20	23	30	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,39	0,65	5,83	6,06	6,46	7,34	6,86
σ_{vSL} (kg/cm ²)	0,46	0,11	0,53	0,57	0,64	0,79	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 8-D:

13,5 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	15	5	18	20	23	30	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,00	0,56	5,38	5,58	5,92	6,68	6,86
σ_{vSL} (kg/cm ²)	0,42	0,10	0,49	0,52	0,58	0,72	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{vSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

A.3 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito argiloso e base constituída pela mistura ALA

Estudo 09

Dados de Projeto:

Tráfego: Leve ($N=10^5$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	Mistura ALA	0,35	$M_R = 5886 \sigma_3^{0,27} \sigma_d^{-0,39}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 9-A:

2 cm	TS
17 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	25	10	32	35	41	55	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,92	0,22	3,07	3,15	3,28	3,58	
σ_{vSL} (kg/cm ²)	1,77	0,24	1,93	2,02	2,16	2,49	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 9-B:

2 cm	TS
18 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	24	10	31	34	40	54	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,85	0,20	2,98	3,06	3,18	3,45	
σ_{vSL} (kg/cm ²)	1,67	0,23	1,82	1,91	2,05	2,36	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 9-C:

2 cm	TS
20 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	24	9	30	33	39	51	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,01	0,20	3,14	3,22	3,34	3,61	
σ_{vSL} (kg/cm ²)	1,48	0,20	1,61	1,69	1,81	2,08	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 9-D:

2 cm	TS
22 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	24	9	30	33	39	51	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,99	0,14	3,08	3,13	3,22	3,41	
σ_{vSL} (kg/cm ²)	1,32	0,17	1,43	1,50	1,60	1,83	2,00

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{vSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 10

Dados de Projeto:

Tráfego: Médio ($N=10^6$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	Mistura ALA	0,35	$M_R = 5886 \sigma_3^{0,27} \sigma_d^{-0,39}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 10-A:

2 cm	TS
19 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	24	10	31	34	40	54	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,92	0,17	3,03	3,10	3,20	3,43	
σ_{vSL} (kg/cm ²)	1,57	0,21	1,71	1,79	1,91	2,20	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 10-B:

2 cm	TS
20 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	24	9	30	33	39	51	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,01	0,20	3,14	3,22	3,34	3,61	
σ_{vSL} (kg/cm ²)	1,48	0,20	1,61	1,69	1,81	2,08	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 10-C:

2 cm	TS
22 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	24	9	30	33	39	51	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,99	0,14	3,08	3,13	3,22	3,41	
σ_{vSL} (kg/cm ²)	1,32	0,17	1,43	1,50	1,60	1,83	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 10-D:

2 cm	TS
24 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	24	8	29	32	37	48	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,15	0,14	3,24	3,29	3,38	3,57	
σ_{vSL} (kg/cm ²)	1,18	0,15	1,28	1,33	1,43	1,63	1,73

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{vSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 11

Dados de Projeto:

Tráfego: Pesado ($N=10^7$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	Mistura ALA	0,35	$M_R = 5886 \sigma_3^{0,27} \sigma_d^{-0,39}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 11-A:

4 cm	CBUQ
13,5 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	24	9	30	33	39	51	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	11,75	3,41	14,03	15,26	17,34	21,98	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,30	0,28	1,49	1,59	1,76	2,14	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 11-B:

5 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	23	8	28	31	36	47	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	10,84	2,92	12,80	13,85	15,63	19,60	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,04	0,21	1,18	1,26	1,38	1,67	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 11-C:

6,5 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	21	7	26	28	32	42	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	9,86	2,13	11,29	12,05	13,35	16,25	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,86	0,18	0,98	1,05	1,16	1,40	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 11-D:

8 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	20	7	25	27	31	41	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	8,38	1,67	9,50	10,10	11,12	13,39	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,72	0,16	0,83	0,88	0,98	1,20	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 12

Dados de Projeto:

Tráfego: Muito Pesado ($N=10^8$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	Mistura ALA	0,35	$M_R = 5886 \sigma_3^{0,27} \sigma_d^{-0,39}$
subleito	Argiloso (A75, LG')	0,4	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 12-A:

11,5 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	17	5	20	22	25	32	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	6,04	0,83	6,60	6,89	7,40	8,53	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,50	0,12	0,58	0,62	0,70	0,86	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 12-B:

12 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	16	5	19	21	24	31	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,79	0,75	6,29	6,56	7,02	8,04	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,48	0,11	0,55	0,59	0,66	0,81	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 12-C:

12,5 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	16	5	19	21	24	31	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,54	0,70	6,01	6,26	6,69	7,64	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,46	0,11	0,53	0,57	0,64	0,79	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 12-D:

14 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	15	4	18	19	22	27	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	4,92	0,58	5,31	5,52	5,87	6,66	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,41	0,10	0,48	0,51	0,57	0,71	1,36

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

A.4 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito arenoso e base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4, LA)

Estudo 13

Dados de Projeto:

Tráfego: Leve ($N=10^5$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	SAFL (A24, LA)	0,35	$M_R = 4459 \sigma_3^{0,35} \sigma_d^{-0,13}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 13-A:

2 cm	TS
20 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	79	6	83	85	89	97	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,63	0,38	2,88	3,02	3,25	3,77	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,28	0,07	1,33	1,35	1,39	1,49	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 13-B:

2 cm	TS
22 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	79	5	82	84	87	94	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,79	0,26	2,96	3,06	3,22	3,57	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,22	0,08	1,27	1,30	1,35	1,46	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 13-C:

2 cm	TS
23 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	79	5	82	84	87	94	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,00	0,20	3,13	3,21	3,33	3,60	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,15	0,07	1,20	1,22	1,26	1,36	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 13-D:

2 cm	TS
24 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	78	5	81	83	86	93	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,12	0,45	3,42	3,58	3,86	4,47	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,08	0,06	1,12	1,14	1,18	1,26	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 14

Dados de Projeto:

Tráfego: Médio ($N=10^6$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	SAFL (A24, LA)	0,35	$M_R = 4459 \sigma_3^{0,35} \sigma_d^{-0,13}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 14-A:

2 cm	TS
23,5 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	78	5	81	83	86	93	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,07	0,21	3,21	3,29	3,41	3,70	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,11	0,06	1,15	1,17	1,21	1,29	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 14-B:

2 cm	TS
24 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	78	5	81	83	86	93	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,12	0,45	3,42	3,58	3,86	4,47	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,08	0,06	1,12	1,14	1,18	1,26	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 14-C:

2 cm	TS
25 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	78	5	81	83	86	93	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,17	0,46	3,48	3,64	3,92	4,55	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,02	0,06	1,06	1,08	1,12	1,20	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 14-D:

2 cm	TS
26 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	77	5	80	82	85	92	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,12	0,38	3,37	3,51	3,74	4,26	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,97	0,05	1,00	1,02	1,05	1,12	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 15

Dados de Projeto:

Tráfego: Pesado ($N=10^7$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	SAFL (A24, LA)	0,35	$M_R = 4459 \sigma_3^{0,35} \sigma_d^{-0,13}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 15-A:

8 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	53	5	56	58	61	68	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	11,94	2,86	13,86	14,89	16,63	20,52	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,44	0,05	0,47	0,49	0,52	0,59	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 15-B:

8,5 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	51	5	54	56	59	66	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	11,64	2,65	13,42	14,37	15,99	19,59	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,41	0,05	0,44	0,46	0,49	0,56	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 15-C:

9 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	49	4	52	53	56	61	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	10,44	1,88	11,70	12,38	13,52	16,08	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,38	0,04	0,41	0,42	0,45	0,50	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 15-D:

10 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	46	4	49	50	53	58	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	9,52	1,75	10,69	11,32	12,39	14,77	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,33	0,04	0,36	0,37	0,40	0,45	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 16

Dados de Projeto:

Tráfego: Muito Pesado ($N=10^8$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	SAFL (A24, LA)	0,35	$M_R = 4459 \sigma_3^{0,35} \sigma_d^{-0,13}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 16-A:

14 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	36	3	38	39	41	45	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	6,30	0,84	6,86	7,17	7,68	8,82	6,86
σ_{vSL} (kg/cm ²)	0,21	0,02	0,22	0,23	0,24	0,27	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 16-B:

15 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	34	3	36	37	39	43	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,79	0,73	6,28	6,54	6,99	7,98	6,86
σ_{vSL} (kg/cm ²)	0,19	0,02	0,20	0,21	0,22	0,25	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 16-C:

15,5 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	33	2	34	35	36	39	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,50	0,56	5,88	6,08	6,42	7,18	6,86
σ_{vSL} (kg/cm ²)	0,18	0,02	0,19	0,20	0,21	0,24	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 16-D:

16,5 cm	CBUQ
15 cm	SAFL (A24, LA)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	31	2	32	33	34	37	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,08	0,54	5,44	5,64	5,97	6,70	6,86
σ_{vSL} (kg/cm ²)	0,17	0,01	0,18	0,18	0,19	0,20	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{vSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

A.5 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito arenoso e base de Solo Arenoso-Brita (50/50)

Estudo 17

Dados de Projeto:

Tráfego: Leve ($N=10^5$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	Solo-Brita (50/50)	0,35	$M_R = 7568 \sigma_3^{0,43} \sigma_d^{-0,06}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 17-A:

2 cm	TS
20 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	78	6	82	84	88	96	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,89	0,27	3,07	3,17	3,33	3,70	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,28	0,08	1,33	1,36	1,41	1,52	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 17-B:

2 cm	TS
21 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	78	5	81	83	86	93	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,71	0,34	2,94	3,06	3,27	3,73	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,24	0,06	1,28	1,30	1,34	1,42	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 17-C:

2 cm	TS
22 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	77	5	80	82	85	92	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,83	0,15	2,93	2,98	3,08	3,28	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,18	0,06	1,22	1,24	1,28	1,36	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 17-D:

2 cm	TS
23 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	76	5	79	81	84	91	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,00	0,17	3,11	3,18	3,28	3,51	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,11	0,06	1,15	1,17	1,21	1,29	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 18

Dados de Projeto:

Tráfego: Médio ($N=10^6$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	Solo-Brita (50/50)	0,35	$M_R = 7568 \sigma_3^{0,43} \sigma_d^{-0,06}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 18-A:

2 cm	TS
23 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	76	5	79	81	84	91	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,00	0,17	3,11	3,18	3,28	3,51	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,11	0,06	1,15	1,17	1,21	1,29	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 18-B:

2 cm	TS
23,5 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	76	5	79	81	84	91	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,01	0,34	3,24	3,36	3,57	4,03	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,09	0,06	1,13	1,15	1,19	1,27	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 18-C:

2 cm	TS
24 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	76	5	79	81	84	91	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,07	0,34	3,30	3,42	3,63	4,09	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,06	0,05	1,09	1,11	1,14	1,21	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 18-D:

2 cm	TS
25 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	75	5	78	80	83	90	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	3,10	0,31	3,31	3,42	3,61	4,03	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,00	0,05	1,03	1,05	1,08	1,15	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 19

Dados de Projeto:

Tráfego: Pesado ($N=10^7$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	Solo-Brita (50/50)	0,35	$M_R = 7568 \sigma_3^{0,43} \sigma_d^{-0,06}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 19-A:

7,5 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	54	5	57	59	62	69	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	12,10	3,49	14,44	15,69	17,82	22,57	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,47	0,06	0,51	0,53	0,57	0,65	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 19-B:

8 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	52	5	55	57	60	67	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	11,81	2,79	13,68	14,68	16,39	20,18	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,44	0,05	0,47	0,49	0,52	0,59	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 19-C:

9 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	49	4	52	53	56	61	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	10,35	1,84	11,58	12,25	13,37	15,87	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,38	0,04	0,41	0,42	0,45	0,50	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 19-D:

10 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	46	4	49	50	53	58	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	9,45	1,73	10,61	11,23	12,29	14,64	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,33	0,04	0,36	0,37	0,40	0,45	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 20

Dados de Projeto:

Tráfego: Muito Pesado (N=10⁸)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	Solo-Brita (50/50)	0,35	$M_R = 7568 \sigma_3^{0,43} \sigma_d^{-0,06}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 20-A:

14 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	36	3	38	39	41	45	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	6,28	0,83	6,84	7,13	7,64	8,77	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,21	0,02	0,22	0,23	0,24	0,27	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 20-B:

15 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	34	3	36	37	39	43	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,76	0,72	6,24	6,50	6,94	7,92	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,19	0,02	0,20	0,21	0,22	0,25	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 20-C:

15,5 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	33	2	34	35	36	39	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,47	0,56	5,85	6,05	6,39	7,15	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,18	0,02	0,19	0,20	0,21	0,24	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 20-D:

16,5 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	31	2	32	33	34	37	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,05	0,54	5,41	5,61	5,94	6,67	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,17	0,01	0,18	0,18	0,19	0,20	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

A.6 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas compostas com subleito arenoso e base constituída pela mistura ALA

Estudo 21

Dados de Projeto:

Tráfego: Leve ($N=10^5$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	Mistura ALA	0,35	$M_R = 5886 \sigma_3^{0,27} \sigma_d^{-0,39}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 21-A:

2 cm	TS
17,5 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	66	6	70	72	76	84	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,50	0,23	2,65	2,74	2,88	3,19	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,27	0,08	1,32	1,35	1,40	1,51	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 21-B:

2 cm	TS
18 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	65	5	68	70	73	80	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,36	0,20	2,49	2,57	2,69	2,96	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,23	0,08	1,28	1,31	1,36	1,47	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 21-C:

2 cm	TS
19 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	64	5	67	69	72	79	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,48	0,17	2,59	2,66	2,76	2,99	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,16	0,07	1,21	1,23	1,27	1,37	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 21-D:

2 cm	TS
20 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	62	5	65	67	70	77	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,65	0,28	2,84	2,94	3,11	3,49	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,08	0,06	1,12	1,14	1,18	1,26	1,33

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 22

Dados de Projeto:

Tráfego: Médio ($N=10^6$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	TS	0,3	2.000
base	Mistura ALA	0,35	$M_R = 5886 \sigma_3^{0,27} \sigma_d^{-0,39}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 0,5$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 22-A:

2 cm	TS
19,5 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	63	5	66	68	71	78	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,59	0,17	2,70	2,77	2,87	3,10	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,11	0,06	1,15	1,17	1,21	1,29	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 22-B:

2 cm	TS
20 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	62	5	65	67	70	77	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,65	0,28	2,84	2,94	3,11	3,49	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,08	0,06	1,12	1,14	1,18	1,26	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 22-C:

2 cm	TS
21 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	62	5	65	67	70	77	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,61	0,23	2,76	2,85	2,99	3,30	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	1,01	0,05	1,04	1,06	1,09	1,16	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 22-D:

2 cm	TS
22 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	60	5	63	65	68	75	
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	2,63	0,14	2,72	2,77	2,86	3,05	
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,95	0,05	0,98	1,00	1,03	1,10	1,15

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 23

Dados de Projeto:

Tráfego: Pesado ($N=10^7$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	Mistura ALA	0,35	$M_R = 5886 \sigma_3^{0,27} \sigma_d^{-0,39}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 23-A:

6 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	51	5	54	56	59	66	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	12,23	3,84	14,80	16,19	18,53	23,75	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,55	0,07	0,60	0,62	0,66	0,76	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 23-B:

7 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	48	4	51	52	55	60	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	10,91	2,52	12,60	13,51	15,04	18,47	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,47	0,05	0,50	0,52	0,55	0,62	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 23-C:

8 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	45	4	48	49	52	57	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	9,70	2,14	11,13	11,90	13,21	16,12	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,41	0,04	0,44	0,45	0,48	0,53	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 23-D:

9 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	42	4	45	46	49	54	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	8,59	1,39	9,52	10,02	10,87	12,76	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,36	0,04	0,39	0,40	0,43	0,48	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estudo 24

Dados de Projeto:

Tráfego: Muito Pesado ($N=10^8$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	ν	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)
capa	CBUQ	0,3	41.000
base	Mistura ALA	0,35	$M_R = 5886 \sigma_3^{0,27} \sigma_d^{-0,39}$
subleito	Arenoso (A24, LA)	0,35	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 24-A:

12,5 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	34	3	36	37	39	43	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	6,17	0,76	6,68	6,95	7,42	8,45	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,24	0,02	0,25	0,26	0,27	0,30	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Estrutura 24-B:

13 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	34	3	36	37	39	43	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,96	0,72	6,44	6,70	7,14	8,12	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,23	0,02	0,24	0,25	0,26	0,29	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 24-C:

14 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	32	2	33	34	35	38	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,47	0,65	5,91	6,14	6,54	7,42	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,21	0,02	0,22	0,23	0,24	0,27	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Estrutura 24-D:

15 cm	CBUQ
15 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	30	2	31	32	33	36	44
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	5,06	0,58	5,45	5,66	6,01	6,80	6,86
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,19	0,02	0,20	0,21	0,22	0,25	0,90

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

A.7 – Resultados das análises mecánísticas realizadas para as estruturas pertinentes ao catálogo

Estruturas pertinentes ao catálogo - Subleito argiloso

Dados de Projeto:

Tráfego: Pesado ($N=10^7$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)	ν
capa	CBUQ	41.000	0,3
Base	SAFL (A-4, LG')	$M_R = 6812 \sigma_3^{0,14} \sigma_d^{-0,24}$	0,35
	Solo-Brita (30/70)	$M_R = 7014 \sigma_3^{0,25} \sigma_d^{-0,32}$	
	Mistura ALA	$M_R = 5886 \sigma_3^{0,27} \sigma_d^{-0,39}$	
subleito	Argiloso (A75, LG')	$M_R = 2412 \sigma_3^{0,07} \sigma_d^{-0,44}$	0,40

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 1206

Estrutura 25-A:

5 cm	CBUQ
20 cm	SAFL (A-4, LG')
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	19	6	23	25	29	37	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	7,64	1,31	8,52	8,99	9,79	11,57	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,77	0,15	0,87	0,92	1,02	1,22	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Estrutura 25-B:

5 cm	CBUQ
20 cm	Solo-Brita (30/70)
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	21	7	26	28	32	42	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	8,96	1,78	10,15	10,79	11,88	14,30	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,80	0,16	0,91	0,96	1,06	1,28	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 99,8%.

Estrutura 25-C:

5 cm	CBUQ
20 cm	Mistura ALA
	subleito argiloso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	23	7	28	30	34	44	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	9,78	2,14	11,21	11,98	13,29	16,20	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,81	0,15	0,91	0,96	1,06	1,26	1,53

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 95%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Estruturas pertinentes ao catálogo - Subleito arenoso

Dados de Projeto:

Tráfego: Pesado ($N=10^7$)

Propriedades dos Materiais:

Camada	Material	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$ (kgf/cm ²)	ν
capa	CBUQ	41.000	0,3
Base	Solo-Brita (50/50)	$M_R = 7568 \sigma_3^{0,43} \sigma_d^{-0,06}$	0,35
	Mistura ALA	$M_R = 5886 \sigma_3^{0,27} \sigma_d^{-0,39}$	
subleito	Arenoso (A24, LA)	$M_R = 4307 \sigma_3^{0,40} \sigma_d^{-0,09}$	0,35

Desvios Padrões considerados:

espessura da capa: $\pm 1,0$ cm

espessura da base: $\pm 1,5$ cm

Coef. K_1 do M_R do subleito: ± 430

Estrutura 26-A:

6 cm	CBUQ
20 cm	Mistura ALA
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	47	4	50	51	54	59	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	11,22	2,98	13,22	14,29	16,11	20,16	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,44	0,05	0,47	0,49	0,52	0,59	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 85%.

Estrutura 26-B:

7,5 cm	CBUQ
15 cm	Solo-Brita (50/50)
	subleito arenoso

Respostas Estruturais	média	desvio padrão	Confiabilidade (%)				Valores admissíveis
			75	85	95	99,8	
D (0,01mm)	54	5	57	59	62	69	67
$\Delta \sigma$ (kg/cm ²)	12,10	3,49	14,44	15,69	17,82	22,57	14,84
σ_{VSL} (kg/cm ²)	0,47	0,06	0,51	0,53	0,57	0,65	1,01

Obs: Estrutura aprovada com uma confiabilidade de 75%.

Notas: D = Deflexão entre rodas;

$\Delta \sigma$ = Diferença de tensões na fibra inferior do revestimento;

σ_{VSL} = Tensão vertical no topo do subleito.

Anexo B

ANEXO B – RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA A CONSTRUÇÃO DAS CAMADAS DE BASE DOS PAVIMENTOS CATALOGADOS

B.1 – Introdução

Apresentam-se a seguir algumas recomendações para a construção das camadas de base dos pavimentos ilustrados nos quadros 5.1 e 5.2. Maiores detalhes podem ser encontrados em NOGAMI & VILLIBOR (1995).

B.1.1 - Base de Solo Arenoso Fino Laterítico

B.1.1.1 - Distribuição, Mistura e Umedecimento

O solo será descarregado na pista em montes ou leiras de dimensões constantes, tanto quanto possível, de modo a facilitar a distribuição. Concluída a distribuição, serão iniciadas as operações de mistura, destorroamento e umedecimento ou secagem visando obter, em toda a superfície da camada solta, uma mistura homogênea. O teor de umidade do material deverá ser mantido dentro de um intervalo de um ponto percentual, abaixo e acima da umidade ótima ($w_{ot} \pm 1\%$).

B.1.1.2 - Compactação e Acabamento

Concluída a operação de misturação, a camada será regularizada para início da compactação.

O processo de compactação deverá, sempre, ser iniciado com o rolo pé-de-carneiro de patas longas. Após esta fase, a compactação prosseguirá utilizando-se preferencialmente o rolo de pneus de pressão variável. Recomenda-se a execução de segmentos experimentais com o objetivo de se determinar a melhor combinação de equipamentos e o número de passadas de cada um deles.

Quanto ao percurso a ser seguido pelos compactadores, devem ser obedecidas as recomendações gerais, lembrando-se que a operação deverá ser sempre iniciada pelas bordas. Nos trechos em tangente, a compactação

prosseguirá das bordas para o centro, em percursos eqüidistantes da linha de referência (eixo da pista). Os percursos ou passadas do equipamento utilizado serão distanciados entre si, de tal forma que, em cada percurso, seja coberta metade da faixa coberta no percurso anterior. Nos trechos em curva, devido à superelevação, a compactação progredirá da borda mais baixa para a borda mais alta, de forma análoga à descrita para os trechos em tangente.

Nas partes inacessíveis aos rolos compactadores, a compactação será executada com equipamentos vibratórios portáteis.

As operações com compactadores deverão prosseguir, até que a base em toda a sua espessura atinja o grau de compactação mínimo estabelecido em projeto.

A conformação final da seção deve ser feita, após ligeira irrigação da base compactada, com motoniveladora de lâmina afiada, trabalhando única e exclusivamente em corte, até a eliminação de todos os sinais dos equipamentos de compactação. Não será permitida, em hipótese alguma, o acabamento com complementação de solos, evitando-se assim a formação de lamelas superficiais.

O acabamento da base após o corte deverá ser feito utilizando-se de preferência o rolo de pneus de pressão variável, sendo também permitido o emprego do rolo liso vibratório. Quando esse equipamento for utilizado, não se recomenda dar mais que duas coberturas.

A espessura de uma camada acabada será de, no máximo, 15 centímetros. Quando se desejar maior espessura os serviços deverão ser executados em mais de uma camada, sendo a espessura mínima de qualquer uma delas de 10 centímetros.

Após o acabamento, a base deverá ser submetida a um período de cura por secagem, suficiente para o desenvolvimento pleno das trincas de contração.

B.1.2 - Base de Solo - Agregado (Misturas Solo-Brita e ALA)

B.1.2.1 - Misturação, Distribuição e Umedecimento

A misturação poderá ser feita em usina ou com pá-carregadeira.

- a) **Misturação em Usina** - No caso do uso de usina, para conseguir-se uma mistura de materiais que satisfaça as exigências do projeto, esta deverá não apenas ser capaz de proceder a mistura nas proporções especificadas para cada um dos seus componentes, mas também de umedecê-las e homogeneizá-la. A distribuição será realizada com equipamento de distribuição de agregado ou com motoniveladora, que assegure a uniformidade, umidade e espessura da camada solta.
- b) **Misturação com pá-carregadeira** – A misturação com pá-carregadeira deverá produzir uma mistura homogênea e tão próxima quanto possível do teor de umidade de compactação. Após esta operação, o material será transportado até o local de aplicação, descarregado em montes e espalhado com a motoniveladora. Caso necessário, o ajuste da umidade será feito pela ação combinada de grade de disco e caminhão irrigadeira.

B.1.2.2 – Compactação e Acabamento

Valem as recomendações feitas para a base de Solo Arenoso Fino Laterítico.