Campus de São Carlos

DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE
RESILIÊNCIA ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS
DINÂMICOS E A SUA ESTIMATIVA A PARTIR
DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES:
ESTUDO DE TRÊS SOLOS DO NORDESTE
BRASILEIRO

FLÁVIO JOSÉ CRAVEIRO CUNTO

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

**DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA ATRAVÉS DE
ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS E A SUA ESTIMATIVA A PARTIR DE
ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES: ESTUDO DE TRÊS SOLOS DO
NORDESTE BRASILEIRO**

FLÁVIO JOSÉ CRAVEIRO CUNTO

DEDALUS - Acervo - EESC

31100016604

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

ORIENTADOR: Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira

São Carlos
1998

st 980183

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP**

C973d Cunto, Flávio José Craveiro
Determinação do módulo de resiliência através
de ensaios triaxiais dinâmicos e a sua estimativa
a partir de ensaios de compressão simples : estudo
de três solos do nordeste brasileiro / Flávio José
Craveiro Cunto. -- São Carlos, 1998.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1998.
Área: Transportes.
Orientador: Prof. Dr. Alexandre Benetti
Parreira.

1. Módulo de resiliência. 2. Resiliência.
3. Ensaio triaxial dinâmico. 4. Compressão
simples. 5. Pavimentação. 6. Estimativa.
I. Título.

*Aos meus pais,
toda força que emana é
brilhante e positiva, sobrevive.*

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais e irmãos, seria impossível quantificar o incentivo que sempre esteve presente nas horas mais difíceis, em especial nos últimos dois anos.

Ao Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira, pelos ensinamentos, orientação e empenho inestimáveis durante todas as etapas deste trabalho.

Ao amigo Dr. Rogério Gomes de Carvalho, pela ajuda quase infinita e principalmente pelos conselhos e experiência de vida compartilhados comigo.

Ao Prof. Dr. Glauco Túlio Pessa Fabri, pelos conselhos e conhecimentos transmitidos em várias etapas deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Manoel Henrique Alba Sória, por ter me assistido com sua impressionante cultura que em muitos momentos me foi valiosa.

À Prof^a Dr.^a Laura Maria Goretti da Motta, pelas sugestões durante a dissertação e apoio durante minha visita ao Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

À EIT-Empresa Industrial Técnica S/A, pelo fornecimento dos solos utilizados neste trabalho.

Aos funcionários do Laboratório do Departamento de Transportes da EESC-USP, Gigante, Morasco e Oliveira, pela valiosa ajuda na realização dos ensaios de laboratório.

À Benedito Osvaldo de Souza (Dito), pela ajuda e empenho durante a realização dos ensaios triaxiais dinâmicos.

Aos colegas Alex Sander Clemente de Souza e Osvaldo Gomes de Holanda Jr, pelos conselhos e discussões técnicas durante o período de dois anos em que dividimos nosso lar em São Carlos.

Ao colega Hilário Sérgio Ferrari, pelo auxílio em alguns gráficos importantes deste trabalho.

Aos companheiros de todas as horas José Luiz Miranda Júnior e Henrique do Nascimento Marques, realmente a diretoria triunfou.

Ao amigo e Prof. John Kennedy Guedes Rodrigues, pelas discussões e sugestões sempre firmes e coerentes que muito me ajudaram nesta pesquisa.

Aos Professores, colegas e funcionários do Departamento de Transportes da EESC-USP, pela convivência positiva ao longo destes 790 dias de permanência nesta conceituada instituição de ensino e pesquisa. Foi uma honra.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	x
LISTA DE QUADROS.....	xiv
LISTA DE TABELAS.....	xv
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	xix
LISTA DE SÍMBOLOS	xx
RESUMO.....	xxii
ABSTRACT	xxiii

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	6
1.3 MÉTODOS.....	6
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	7

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1 INTRODUÇÃO.....	9
2.2 ENSAIOS LABORATORIAIS	9
2.2.1 Características da amostra/corpo de prova.....	9
2.2.2 Equipamento e procedimentos para ensaio triaxial dinâmico	12
2.3 PRINCIPAIS RELAÇÕES MATEMÁTICAS ENTRE MÓDULO DE RESILIÊNCIA E O ESTADO DE TENSÃO	24
2.3.1 Modelo K- θ	24
2.3.2 Modelo K- σ_3	32
2.3.3 Modelo de Pappin e Brown	34
2.3.4 Modelo combinado, $M_R = f(\theta, \sigma_d)$	35
2.3.5 Modelo de Nataatmadja e Parkin	38
2.3.6 Modelo bi-linear, $M_R = f(\sigma_d)$	39
2.3.7 Modelo potencial K- σ_d	42
2.3.8 Modelo hiperbólico	44
2.3.9 Modelo semilogarítmico	46
2.3.10 Modelo para $M_R = f(\sigma_d, \sigma_3)$	47
2.4 EXPRESSÕES MATEMÁTICAS DIVERSAS ENVOLVENDO O PARÂMETRO MÓDULO DE RESILIÊNCIA	48
2.4.1 Com o estado e natureza do solo	49
2.4.2 Com o Índice de Suporte CBR	52
2.4.3 Com resultados de ensaios triaxiais convencionais	56
2.4.4 Com resultados de ensaios de compressão simples.....	59

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS	65
3.1 INTRODUÇÃO.....	65
3.2 ORIGEM E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS....	65

3.2.1 Origem.....	65
3.2.2 Massa Específica dos Sólidos e Limites de Atterberg	68
3.2.3 Granulometria	68
3.2.4 Umidade Ótima e Massa Específica Aparente Seca Máxima.....	70
3.3 CLASSIFICAÇÕES HRB, USCS E MCT DOS MATERIAIS UTILIZADOS	72
3.4 ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS.....	74
3.4.1 Descrição do equipamento	74
3.4.2 Preparação e moldagem dos corpos de prova.....	76
3.4.3 Procedimento e cálculo do ensaio.....	79
3.5 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES	81
3.5.1 Procedimentos dos ensaios	81
3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	82

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	83
4.1 INTRODUÇÃO.....	83
4.2 ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS E EXPRESSÕES MATEMÁTICAS PARA O M_R EM FUNÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO	83
4.2.1 Introdução.....	83
4.2.2 Areia Argilosa (Rodovia CE-085: Sub-Base)	84
4.2.3 Mistura Arenosa (Rodovia CE-085: Base).....	89
4.2.4 Areia Argilosa de Comportamento Laterítico (Parnaíba-PI).....	95
4.3 OUTROS ASPECTOS	100
4.3.1 Repetição do ensaio triaxial dinâmico a partir de corpos de prova diferentes	100
4.3.2 Repetição do ensaio triaxial dinâmico a partir do mesmo corpo de prova ...	103
4.4 EXPRESSÃO MATEMÁTICA CONSIDERANDO O M_R E O E_o DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	107
4.4.1 Ensaios de compressão simples.....	107
4.4.2 Expressões envolvendo o parâmetro M_R	110

4.4.3 Proposta de expressão matemática entre M_R e E_o para estados de tensão variados	116
--	-----

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	122
----------------------------------	-----

5.1 CONCLUSÕES.....	122
---------------------	-----

5.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	124
---	-----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	126
---------------------------------	-----

Anexo A	134
---------------	-----

Anexo B	139
---------------	-----

Anexo C	143
---------------	-----

Anexo D	149
---------------	-----

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 - Relação tensão-deformação típica nas camadas dos pavimentos (Fonte: ELLIOT & THORNTON, 1988).....	2
FIGURA 1.2 - Divisão geral do pavimento em sistema de multi-camadas (Fonte: YODER e WITCZAK, 1975).....	4
FIGURA 2.1 - Variações de tensão em um elemento de solo causada pela aplicação das cargas dos veículos segundo SEED & MCNEILL <i>apud</i> PEZO <i>et al.</i> (1992) (Fonte: PEZO <i>et al.</i> – 1992)	13
FIGURA 2.2 - Carregamento utilizado nos ensaios de CHEN <i>et al.</i> (1994)	14
FIGURA 2.3 - Formato de aplicação de carga para AASHTO TP46-94 (1996)	15
FIGURA 2.4 - Esquema do equipamento para ensaios triaxiais de carga repetida (Fonte: PEZO <i>et al.</i> , 1992)	23
FIGURA 2.5 - Representação gráfica do modelo K- θ	25
FIGURA 2.6 - Módulo de resiliência <i>versus</i> primeiro invariante de tensão (θ) para britas.....	31
FIGURA 2.7 - Módulo de resiliência <i>versus</i> primeiro invariante de tensão (θ) para cascalhos.....	32
FIGURA 2.8 - Representação gráfica do modelo bi-linear	40
FIGURA 2.9 - Resultados de THOMPSON & ROBNETT (1976) para solos coesivos da pista experimental da AASHO (Fonte: ELLIOTT, 1992)	40
FIGURA 2.10 - Representação gráfica do modelo K- σ_d	42
FIGURA 2.11 - Representação gráfica do modelo hiperbólico (Fonte: DRUMM <i>et al.</i> , 1990).....	44
FIGURA 2.12 - Valores obtidos de M_R em função da tensão desvio e aplicação do modelo hiperbólico para duas amostras de solo coesvio (Fonte: DRUMM <i>et al.</i> , 1990).	45

FIGURA 2.13 - Esquema de aplicação de carregamento e respectivas deformações no procedimento utilizado por Sweere & Galjaard (Fonte: SWEERE & GALJAARD, 1988)	58
FIGURA 2.14 - Representação hiperbólica para os resultados do ensaio de compressão simples (Fonte: DRUMM <i>et al.</i> , 1990)	60
FIGURA 2.15 – Relação linear a partir das coordenadas transformadas ε_a/σ_a e ε_a para a determinação dos parâmetros a e b do modelo hiperbólico (Fonte: DRUMM <i>et al.</i> , 1990)	60
FIGURA 2.16 - Resultados dos ensaios de compressão simples e sua representação hiperbólica (Fonte: DRUMM <i>et al.</i> , 1990)	61
FIGURA 2. 17 - Coordenadas transformadas para o solo do Condado de Hoywood (Fonte: DRUMM <i>et al.</i> , 1990)	61
FIGURA 2.18 - Gráfico para estimar o valor do parâmetro a (Fonte: LEE <i>et al.</i> , 1995)	64
FIGURA 3.1 – Mapa geográfico ilustrando o local de coleta dos materiais envolvidos no desenvolvimento desta pesquisa.....	67
FIGURA 3.2 - Curva granulométrica do solo da jazida de sub-base da rodovia CE-085 (Amostra 1).....	69
FIGURA 3.3 - Curva granulométrica do solo da jazida de base da rodovia CE-085 (Amostra 2).....	69
FIGURA 3.4 - Curva granulométrica do solo de Parnaíba (Amostra 3)	70
FIGURA 3.5 - Curva de compactação na energia normal do solo da jazida de sub-base (rodovia CE-085 - Amostra 1).....	71
FIGURA 3.6 - Curva de compactação na energia normal do solo da jazida de base (rodovia CE-085 - Amostra 2).....	71
FIGURA 3.7 - Curva de compactação na energia normal do solo de Parnaíba (Amostra 3).....	72

FIGURA 3.8 - Ábaco da classificação MCT (Fonte: NOGAMI <i>et al.</i> 1993)	73
FIGURA 3.9 - Croqui dos equipamentos utilizados para a realização dos ensaios triaxiais dinâmicos	75
FIGURA 3.10 - Corpo de prova instalado na base da câmara triaxial	78
FIGURA 3.11 - Visão geral do equipamento usado nos ensaios triaxiais dinâmicos	78
FIGURA 4.1 - Módulo de resiliência <i>versus</i> σ_d para as tensões de confinamento 34,5; 68,9; 103,4 e 137,9 kPa. Solo: CE-085 (sub-base), c.ps 01 e 11	87
FIGURA 4.2 - Módulo de resiliência <i>versus</i> σ_3 para níveis da tensão desvio. Solo: CE-085 (sub-base), c.ps 01 e 11	87
FIGURA 4.3 – Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão principal maior para as tensões de confinamento 20,7, 34,5, 68,9, 103,4 e 137,9 kPa. Solo: CE-085 (sub-base)	89
FIGURA 4.4 - Módulo de resiliência <i>versus</i> σ_d para as tensões de confinamento 34,5; 68,9; 103,4 e 137,9 kPa. Solo: CE-085 (base), c.ps 02, 05 e 06	93
FIGURA 4.5 - Módulo de resiliência <i>versus</i> σ_3 para níveis da tensão desvio. Solo: CE-085 (base), c.ps 02, 05 e 06.	94
FIGURA 4.6 – Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão principal maior para as tensões de confinamento 20,7, 34,5, 68,9, 103,4 e 137,9 kPa. Solo: CE-085 (base)	95
FIGURA 4.7 - Módulo de resiliência <i>versus</i> σ_d para vários níveis de σ_3 . Solo:	97
FIGURA 4.8 - Módulo de resiliência <i>versus</i> σ_3 para níveis da tensão desvio. Solo: Parnaíba (PI), c.ps 02, 05, 09	98

FIGURA 4.9 – Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão principal maior para as tensões de confinamento 20,7, 34,5, 68,9, 103,4 e 137,9 kPa. Solo: Parnaíba (PI).....	100
FIGURA 4.10 – Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento. Solo: CE-085 (sub-base), c.ps 01 e 11	101
FIGURA 4.11 – Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento. Solo: CE-085 (base), c.ps 01, 05 e 06	102
FIGURA 4.12 – Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento. Solo: Parnaíba (PI), c.ps 02, 05 e 09	102
FIGURA 4.13 - Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento para repetições do ensaio triaxial dinâmico. Solo: CE-085 (sub-base), c.p 01	104
FIGURA 4.14 - Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento para repetições do ensaio triaxial dinâmico. Solo: CE-085 (base), c.p 06	105
FIGURA 4.15 - Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento para repetições do ensaio triaxial dinâmico. Solo: Parnaíba (PI), c.p 02	105
FIGURA 4.16 – Gráfico para determinação do módulo tangente inicial, c.p 15, solo da CE-085 (sub-base)	108
FIGURA 4.17 – Gráfico para determinação do módulo tangente inicial, c.p 09, solo da CE-085 (base)	109
FIGURA 4.18 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial, c.p 10, solo de Parnaíba.....	109
FIGURA 4.19 - Gráfico para estimar o valor do parâmetro a (Fonte: LEE <i>et al.</i> , 1995)	114
FIGURA 4.20 - Módulo de resiliência: valores calculados através dos ensaios triaxiais dinâmicos <i>versus</i> valores determinados pela eq. (4.18).....	119
FIGURA 4.21 - Módulo de resiliência: valores calculados através dos ensaios triaxiais dinâmicos <i>versus</i> valores determinados pela eq. (4.19) para os solos arenosos.....	121

FIGURA D1 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples realizado no c.p 15 (CE-085 - sub-base)	149
FIGURA D2 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples com carregamento e recarregamento realizado no c.p 14 (CE-085 – sub-base).....	150
FIGURA D3 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples realizado no c.p 9 (CE-085 - base)	151
FIGURA D4 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples com carregamento e recarregamento realizado no c.p 8 (CE-085 - base)	152
FIGURA D5 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples realizado no c.p 10 (Parnaíba - PI)	153
FIGURA D6 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples com carregamento e recarregamento realizado no c.p 13 (Parnaíba - PI)	154

LISTA DE QUADROS

QUADRO 2.1 - Tentativa de classificação de acordo com as características resilientes (Fonte: MEDINA & PREUSSLER - 1980).....	41
QUADRO 2.2 - Modelos de variação do módulo de resiliência com o estado de tensão observados por MOTTA & CERATTI (1986).....	48

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Dimensões dos corpos de prova em alguns trabalhos	10
TABELA 2.2 - Tempo de aplicação de carga e tempo de duração de um ciclo de carregamento de acordo com as normas da AASHTO e DNER.....	14
TABELA 2.3 - Seqüência de tensões para a norma AASHTO T-274-82 (1986)	18
TABELA 2.4 - Seqüência de tensões para a norma DNER-ME 131/94 (1994).....	19
TABELA 2.5 - Seqüência de tensões para a norma AASHTO TP-46 (1996).....	20
TABELA 2.6 - Faixa de variação dos parâmetros para o modelo K- θ de ALLEN & THOMPSON (1974)	26
TABELA 2.7 - Valores de K_1 e K_2 determinados por RADA & WITCZAK (1981)	27
TABELA 2.8 - Parâmetros K_1 , K_2 e R^2 para o modelo K- θ obtidos por SWEERE & GALJAARD (1988) para areias coletadas na Holanda	28
TABELA 2.9 - Modelo K- θ para os resultados obtidos por ZAMAN <i>et al.</i> (1994)	29
TABELA 2.10 - Características e classificações dos solos lateríticos estudados por BERNUCCI (1995)	30
TABELA 2.11 - Módulo de resiliência em função do primeiro invariante de tensão para os ensaios realizados por BERNUCCI (1995)	31
TABELA 2.12 - Valores dos parâmetros K_1 e K_2 para solos coesivos de San Diego, Illinois e Maryland publicados por MOOSSAZADEH & WITCZAK (1981)	43
TABELA 2.13 - Coeficientes K_1 e K_2 para solos coesivos da Georgia (Fonte: SANTHA, 1994).....	44
TABELA 2.14 - Comparação entre diferentes modelos para a representação do módulo de resiliência (Fonte: LI & SELIG, 1994).....	46

TABELA 2.15 – Expressões para relacionar M_R e CBR (Fonte: WITCZAK <i>et al.</i> -1995)	52
TABELA 2.16 - Parâmetro B para os diferentes tipos de agregados e diferentes níveis do primeiro invariante de tensão (Fonte: ZAMAN <i>et al.</i> , 1994)	56
TABELA 2.17 - Coeficiente de determinação e valores de coesão (C) e ângulo de atrito interno obtidos por ZAMAN <i>et al.</i> (1994)	57
TABELA 3.1 - Origem dos materiais empregados na construção da Rodovia CE-085 e nas rodovias vicinais da região de Parnaíba-PI.....	66
TABELA 3.2 - Resultados dos ensaios de massa específica dos sólidos e limites de Atterberg.....	68
TABELA 3.3 - Composição granulométrica dos materiais.....	70
TABELA 3.4 - Classificação HRB, USCS e MCT dos materiais utilizados.....	73
TABELA 3.5 - Umidade e massa específica dos corpos de prova utilizados nos ensaios	76
TABELA 3.6 - Seqüência de tensões e número de aplicações de carga adotados para os ensaios triaxiais dinâmicos	80
TABELA 4.1 – Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação das expressões consideradas para os resultados dos ensaios realizados nos c.ps 01 e 11 da CE-085 (sub-base).....	86
TABELA 4.2 - Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação das expressões consideradas para os resultados dos ensaios realizados nos c.ps 02, 05 e 06 da CE-085 (base).....	90
TABELA 4.3 - Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação das expressões consideradas para os resultados dos ensaios realizados nos c.ps 02, 05 e 09 de Parnaíba (PI).....	96
TABELA 4.4 - Resultados da aplicação do modelo $K-\sigma_3$ para corpos de prova submetidos a mais de um ensaio triaxial dinâmico	106

TABELA 4.5 - Valores do módulo tangente inicial (E_o) obtidos através dos ensaios de compressão simples	110
TABELA 4.6 – Valores de M_R pela equação de resiliência proposta por MEDINA & PREUSSLER (1980) e os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos	111
TABELA 4.7 - Módulo de resiliência: valores determinados em laboratório e valores calculados através das eqs. (4.15)	112
TABELA 4.8 – Módulo de resiliência: valores obtidos nos ensaios triaxiais dinâmicos e valores calculados através das eqs. (4.16 e 4.17) para o solo CE-085 (sub-base).....	114
TABELA 4.9 – Módulo de resiliência: valores obtidos nos ensaios triaxiais dinâmicos e valores calculados através das eqs. (4.16 e 4.17) para o solo CE-085 (base)	115
TABELA 4.10 – Módulo de resiliência: valores obtidos nos ensaios triaxiais dinâmicos e valores calculados através das eqs. (4.16 e 4.17) para o solo Parnaíba (PI)	115
TABELA 4.11 - Granulometria dos solos das duas pesquisas em fase de conclusão	117
TABELA 4.12 - Características e classificação dos solos das duas pesquisas em fase de conclusão	117
TABELA 4.13 - Número de corpos de prova e respectivos módulos tangentes iniciais considerados na análise entre M_R e E_o	118
TABELA 4.14 - Expressões matemáticas analisadas para representar a variação do módulo de resiliência em função do módulo tangente inicial e do estado de tensão para todos os solos.....	118
TABELA 4.15 - Expressões matemáticas analisadas para representar a variação do módulo de resiliência em função do módulo tangente inicial e do estado de tensão para solos arenosos	120

TABELA A1 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de sub-base, Ce-085 (c.p 01-ensaio I)	134
TABELA A2 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de sub-base, CE-085 (c.p 01-ensaio II)	135
TABELA A3 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de sub-base, CE-085 (c.p 01-ensaio III)	136
TABELA A4 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de sub-base, CE-085 (c.p 01-ensaio IV).....	137
TABELA A5 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de sub-base, CE-085 (c.p 11-ensaio I)	138
TABELA B1 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de base da CE- 085 (c.p 02-ensaio I)	139
TABELA B2 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de base da CE- 085 (c.p 05-ensaio I)	140
TABELA B3 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de base da CE- 085 (c.p 06-ensaio I)	141
TABELA B4 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de base da CE- 085 (c.p 06-ensaio II)	142
TABELA C1 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba (c.p 02-ensaio I).....	143
TABELA C2 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba (c.p 02-ensaio II).....	144
TABELA C3 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba (c.p 02-ensaio III)	145
TABELA C4 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba (c.p 05-ensaio I).....	146

TABELA C5 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba (c.p 05-ensaio I).....	147
---	-----

TABELA C6 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba (c.p 09-ensaio I).....	148
---	-----

Lista de Siglas e Abreviaturas

AASHO – American Association of State Highway Officials

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ASTM – American Society for Testing and Materials

DER-SP – Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

HRB – Highway Research Board

MCT – Miniatura, Compactado, Tropical

SHRP – Strategic Highway Research Program

USCS – Unified Soil Classification System

Lista de Símbolos

- a - constante de regressão em função do estado de tensão.
- A, B C, D e E - constantes determinadas experimentalmente.
- c.p - corpo de prova.
- c.ps - corpos de prova.
- C - coesão.
- CBR - índice de suporte Califórnia.
- E - módulo de elasticidade.
- E_0 - módulo tangente inicial.
- G - módulo de deformação cisalhante.
- GC - grau de compactação (%).
- H - altura inicial do trecho onde estão instalados os LVDTs.
- h_1, h_2, h_3, h_n - espessura das camadas dos pavimentos.
- IP - índice de plasticidade (%).
- K - módulo de deformação volumétrica.
- K_1, K_2, K_3, K_4, K_5 - parâmetros de regressão.
- LL - limite de liquidez (%).
- LP - limite de plasticidade (%).
- M_R - módulo de resiliência.
- $M_{R,S}(30)$ - módulo de resiliência após trinta minutos de carga.
- $M_{R,S}(5)$ - módulo de resiliência após cinco minutos de carga.
- $M_{R1}, M_{R2}, M_{R3}, M_{Rn}$ - módulo de resiliência das camadas dos pavimentos.
- M_{RI} - módulo de resiliência para $\sigma_d = 6\text{psi}$.
- p - tensão normal média; $p = 1/3(\sigma_1' + 2\sigma_3')$.
- $P_{cíclica}$ - carga cíclica, norma AASHTO TP-46 (1996).
- $P_{contato}$ - carga de contato, norma AASHTO TP-46 (1996).
- $P_{máxima}$ - carga máxima, norma AASHTO TP-46 (1996).
- q - tensão desvio aplicada; $q = \sigma_1' - \sigma_3'$
- q_u - resistência à compressão simples.
- R - coeficiente de correlação.
- R^2 - coeficiente de determinação.
- S - grau de saturação (%).
- S200 - percentagem passando #200.

$S_{u1,0\%}$ - tensão axial correspondente à 1% de deformação axial.

w - teor de umidade.

w_{cp} - umidade do corpo de prova.

w_{ot} - umidade ótima.

Δh - deslocamentos recuperáveis medidos pelos LVDTs.

ε_a - deformação axial

ε_{CR} - deformação cisalhante resiliente.

ε_R - deformação axial resiliente.

ε_{VR} - deformação volumétrica resiliente.

ϕ - ângulo de atrito interno.

ϕ - diâmetro do molde cilíndrico.

ν - coeficiente de Poisson.

$\nu_1, \nu_2, \nu_3, \nu_4$ - coeficiente de Poisson das camadas dos pavimentos.

θ - primeiro invariante de tensão; $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$.

ρ_s - massa específica dos sólidos.

ρ_d - massa específica aparente seca.

ρ_{dcp} - massa específica aparente seca do corpo de prova.

ρ_{dmax} - massa específica aparente seca máxima.

σ_1 - tensão principal maior.

σ_1' - tensão efetiva principal maior.

σ_3 - tensão de confinamento.

σ_3' - tensão efetiva principal menor.

σ_a - tensão axial

σ_d - tensão desvio; $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$.

τ_{oct} - tensão de cisalhamento octaédrica; $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$

RESUMO

CUNTO, F.J.C. *Determinação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos e a sua estimativa a partir de ensaios de compressão simples: estudo de três solos do nordeste brasileiro*. São Carlos, 1998. 154p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O módulo de resiliência é um parâmetro de crucial importância nas análises mecânicas que envolvem a estimativa das tensões e deformações na estrutura do pavimento e no seu subleito, quando da ação do tráfego. Embora ensaios de campo possam ser empregados para se determinar o M_R , a grande maioria das pesquisas nesse sentido são desenvolvidas em laboratório, onde é possível um maior controle das condições da amostra, dos sistemas de aplicação de carregamento e de medida dos deslocamentos. Entretanto, os ensaios em laboratório que visam à determinação do M_R ainda são considerados especiais e exigem equipamentos relativamente complexos, ensejando portanto, pesquisas com a finalidade de se obter expressões que estimem o M_R a partir de parâmetros advindos de ensaios mais simples e rotineiros. Neste trabalho foram realizados ensaios triaxiais dinâmicos para a determinação do módulo de resiliência de três solos empregados em rodovias do nordeste brasileiro. Através dos resultados de laboratório, verificou-se o desempenho dos modelos mais comumente empregados para se representar a variação do módulo de resiliência em função do estado de tensão. Observou-se para os três solos desta pesquisa, que o M_R foi mais influenciado, quanto ao estado de tensão, pela tensão de confinamento e pela tensão principal maior. Analisou-se, por fim, a existência de uma expressão matemática entre o módulo de resiliência obtido a partir dos ensaios triaxiais dinâmicos e o módulo tangente inicial proveniente de ensaios de compressão simples, sob diversos níveis de tensão. Os resultados mostram que este tipo de associação é promissora, mas exige-se que o universo de solos estudados seja ampliado para que se estabeleça uma inferência decisiva.

Palavras-chave: Módulo de resiliência; Resiliência; Ensaio triaxial dinâmico; Compressão simples; Pavimentação; Estimativa

ABSTRACT

CUNTO, F.J.C. *Determination of resilient modulus using repeated load triaxial tests and its prediction from compressive strength tests: a study of three northeastern Brazilian soils*. São Carlos, 1998. 154p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Resilient modulus is a crucial parameter in mechanistic analysis involving the estimation of stress and strains under the pavement structure subjected to traffic loading. While field tests can be used to determine the dynamic behavior of soils, most researches favor laboratory tests. Such preference is based on the fact that laboratory tests are less constrained because of their carefully controlled conditions. Unfortunately these tests are still unusual due to relative complex equipment, therefore researches involving the correlation of resilient modulus from repeated load triaxial tests with other test results is needed. In this work, repeated load triaxial tests were performed on three soils used in northeastern Brazilian roadways to estimate the resilient modulus. The performance of the models most commonly adopted to represent resilient modulus as a function of state of stress were verified. It was observed for the three soils in this research, that confining stress and principal major stress influenced resilient moduli values. Predictive equations correlating the resilient modulus from repeated load triaxial tests and parameters from compressive strength tests, considering different states of stress were investigated. It was shown that this type of empirical correlation presented satisfactory results, although incisive conclusions can't be drawn without a wider number and variety of soils.

Key words: Resilient modulus, Resiliency; Repeated load triaxial test; Compressive strength test; Pavement; Estimating

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Durante muito tempo o dimensionamento de pavimentos foi fundamentado quase que exclusivamente em aspectos empíricos, como o índice de suporte CBR e resultados experimentais de pistas de teste como a da AASHO no final da década de 50.

A crescente preocupação com o desempenho dos pavimentos projetados utilizando tais métodos empíricos, ensejou pesquisas que fornecessem uma abordagem mais racional ao problema, considerando assim, a relação entre a aplicação das cargas veiculares e a resposta dos pavimentos. Para tanto, fez-se necessário aglutinar conhecimentos sobre os tipos de carregamentos imposto pelos veículos, suas conseqüências e também, o desenvolvimento de dispositivos capazes de medir e reproduzir em campo e laboratório estas condições de carregamento.

Ao analisarem uma seção de um pavimento, ELLIOT & THORNTON (1988) observaram que durante a passagem de um veículo ocorre, inicialmente, um aumento na tensão desvio acompanhado do desenvolvimento de deformações crescentes. Alcançada a situação onde tensões e deformações são máximas, as tensões diminuem até se anularem, sendo que, nem toda deformação imposta é recuperada. Os materiais em pavimentação apresentam portanto, dois tipos de

deformação, uma permanente e outra, reversível ou resiliente. O comportamento descrito acima está ilustrado na figura 1.1.

FIGURA 1.1 - Relação tensão-deformação típica nas camadas dos pavimentos
(Fonte: ELLIOT & THORNTON, 1988)

Para YODER & WITCZAK (1975), as deformações permanentes advêm do processo de densificação do material (existe mudança de volume) e das deformações cisalhantes repetidas (deformação plástica sem variação do volume). Ainda para estes autores, a prevenção contra a deformação permanente excessiva resultante da densificação é obtida através de especificações de compactação mais rigorosas e, com relação ao segundo aspecto, deformações cisalhantes repetidas, um projeto estrutural das camadas do pavimento bem elaborado vai contribuir sobremaneira para a redução destas deformações.

Quando se comparam deformações resilientes e deformações permanentes, estas últimas são predominantes logo após a construção da rodovia devido ao processo de densificação inicial dos materiais. Em seguida porém, se minimizam (desde que os materiais de pavimentação tenham sido bem escolhidos e que a compactação tenha se realizado sob controle rigoroso), passando a predominar a parcela relativa à deformação resiliente ou recuperável, que continuará ocorrendo durante todo o período de utilização da rodovia.

Francis Hveem foi um dos pioneiros no estudo racional dos pavimentos como estrutura em camadas. HVEEM & CARMANY¹ *apud* BROWN (1997) reconheceram que o estabelecimento de um módulo dinâmico de elasticidade seria um importante avanço para o entendimento do processo de fadiga de alguns revestimentos e que, um carregamento único ou simples não representaria adequadamente a condição da passagem do tráfego em uma rodovia.

Na década de 50 finalmente Hveem adotou a palavra “resiliente” para designar as deformações recuperáveis observadas nas estruturas rodoviárias e desenvolveu o “resiliômetro”, medindo as deformações verticais através de sensores mecano-eletromagnéticos colocados nos pavimentos. HVEEM² *apud* BERNUCCI (1995) utilizou o termo deformação resiliente ao invés de elástica, devido à grande magnitude destas deformações quando comparadas àquelas que são constatadas na maioria dos sólidos elásticos como ferro, concreto, vidro, etc.

A Mecânica dos Pavimentos apresentou um notável desenvolvimento com a ampliação dos recursos computacionais disponíveis e com a aplicação de métodos numéricos de análise. As análises realizadas sob este enfoque utilizam a teoria da elasticidade e consideram a estrutura do pavimento como um sistema de multi-camadas. O comportamento tensão-deformação é representado através do módulo de resiliência (M_R) e do coeficiente de Poisson (ν), conforme está esquematizado na figura 1.2.

O módulo de resiliência (M_R) é semelhante ao módulo de elasticidade (E), parâmetro da Lei de Hooke, expressando a relação entre deformações resilientes ou recuperáveis e tensões, efeito dos carregamentos dinâmicos que as causaram. Entretanto o módulo de resiliência difere do módulo de elasticidade no tipo de aplicação das cargas, pois o M_R é determinado após carregamentos repetidos, além de que, seu valor é calculado com base nas deformações elásticas ou resilientes dos solos.

¹ HVEEM, F.N.; CARMANY, R.M. (1948). The factors underlying the rational design of pavements. *Highway Res. Board*, v.28, p.101-136.

² HVEEM, F.N. (1955). *Pavement deflections and fatigue failures*. Highway Res. Board Bulletin nº 114, p.43-87.

No caso dos ensaios triaxiais dinâmicos utilizados para a sua determinação em laboratório, o M_R pode ser calculado da seguinte maneira:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R} \quad (1.1)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$, tensão desvio aplicada repetidamente e

ϵ_R - deformação axial recuperável, resultante do carregamento dinâmico.

FIGURA 1.2 - Divisão geral do pavimento em sistema de multi-camadas (Fonte: YODER e WITCZAK, 1975)

A partir de 1986 a AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) em seu *Guide for the Design of Pavements Structures* utiliza o módulo de resiliência como um dos parâmetros na avaliação da qualidade dos materiais para construção de pavimentos, principalmente aqueles que compõem o subleito.

Segundo ELLIOT & THORNTON (1988), a AASHTO reconhece que o desempenho de um pavimento está associado à magnitude das deflexões superficiais, que são devidas, principalmente, a deformações do subleito. Assim, a AASHTO exige que se conheça o módulo de resiliência do subleito ao se projetar um pavimento.

O desenvolvimento de pesquisas que compreendam a determinação do módulo de resiliência (M_R) é portado de crucial importância, considerando-se que este parâmetro é fundamental para as análises que estimam as tensões, deformações e deslocamentos nas estruturas dos pavimentos sob a ação do tráfego, além de ser considerado de maneira mais direta em métodos de dimensionamento como o da AASHTO (1986).

A partir do final da década de 50 são desenvolvidas as primeiras pesquisas envolvendo a determinação do M_R (SEED & FEAD³, MITRY⁴, HICKS⁵), fornecendo assim as bases dos procedimentos envolvendo ensaios triaxiais dinâmicos.

Embora ensaios de campo possam ser realizados para determinar o comportamento dinâmico dos materiais, a maioria das pesquisas são voltadas para a caracterização do comportamento resiliente dos solos em laboratório. Tal preferência está baseada principalmente nas limitações dos testes de campo, como fatores climáticos, acessibilidade ao trecho e dificuldades na aplicação das cargas. Outro aspecto que favorece os testes em laboratório é a possibilidade de maior controle nas condições gerais da amostra durante o ensaio e amplo domínio sobre o sistema responsável pela aplicação do carregamento.

O ensaios laboratoriais para determinação do M_R ainda são considerados especiais, exigindo equipamentos relativamente complexos e caros, o que torna sua aceitação restrita fora do meio acadêmico. Tais dificuldades impulsionaram várias pesquisas com a finalidade de correlacionar o módulo com

³ SEED, H.B.; FEAD, J.W. (1959). *Apparatus for repeated load test on soils*. American Society for Testing and Materials. S.T.P., n. 254.

⁴ MITRY, F.G. (1964). *Determination of the modulus of resilient deformation of untreated base course materials*. Ph.D. dissertation, University of California.

parâmetros obtidos em ensaios mais simples, como índice de suporte CBR (CARDOSO, 1988, MEDINA & PREUSSLER, 1980), coesão e ângulo de atrito interno (ZAMAM *et al.*, 1994), massa específica e umidade (HICKS & MONISMITH, 1971 e MOHAMMAD *et al.* 1995), etc.

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos desta pesquisa são avaliar, através de ensaios triaxiais dinâmicos, o módulo de resiliência de três solos do Nordeste brasileiro e verificar a existência de uma relação entre os valores destes módulos e parâmetros obtidos ao se submeter estes materiais a ensaios de compressão simples.

1.3 MÉTODOS

Para se alcançarem os objetivos da pesquisa foram estudados três solos utilizados na construção de rodovias situadas no Nordeste do Brasil. Inicialmente, os materiais foram coletados nas respectivas jazidas. A partir de então, foram realizados os ensaios de caracterização (granulometria, Limites de Atterberg e determinação da massa específica dos sólidos), compactação mini-mcv e perda de massa por imersão. Estes ensaios possibilitaram a classificação dos materiais em questão segundo as classificações HRB, USCS e MCT.

Em seguida realizaram-se os ensaios triaxiais dinâmicos e os resultados permitiram a modelagem da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão.

Finalmente, com o procedimento de ensaios de compressão simples investigou-se a existência de expressões matemáticas que indiquem relação entre parâmetros obtidos nestes ensaios e o valor do módulo de resiliência.

⁵ HICKS, R.G. (1970). *Factors influencing the resilient properties of granular materials*. Ph.D. dissertation. University of California.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O capítulo 2 descreve o resultado da pesquisa bibliográfica efetuada na literatura, abordando alguns dos procedimentos laboratoriais mais utilizados na determinação do módulo de resiliência utilizando ensaios triaxiais dinâmicos. Expõem-se alguns trabalhos que tiveram como principal enfoque, a determinação dos fatores que possuem influência mais significativa no valor do M_R de solos e o estado de tensão e algumas pesquisas, incluindo tentativas de correlacionar o módulo de resiliência com resultados de ensaios de realização mais simples.

O capítulo 3 trata das características dos materiais que foram utilizados no decorrer desta pesquisa e descreve os equipamentos e procedimentos laboratoriais que foram adotados para a caracterização, determinação do módulo de resiliência e da Resistência à Compressão Simples (RCS) destes materiais.

O capítulo 4 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos efetuados para a estimativa do M_R de acordo com o estado de tensão. Analisa-se ainda neste capítulo a possibilidade de desenvolvimento de uma expressão matemática relacionando estes valores de M_R , o estado de tensão e um parâmetro advindo de ensaios de compressão simples.

No capítulo 5 encontram-se as conclusões e recomendações para trabalhos futuros, considerando todos os aspectos importantes encontrados durante as etapas desta pesquisa.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

O objetivo deste capítulo é resumir a pesquisa efetuada na literatura existente considerando-se diversos trabalhos que procuraram caracterizar o comportamento tensão-deformação dos solos com vistas à pavimentação, principalmente o aspecto resiliente ou recuperável das deformações ocorridas na estrutura dos pavimentos.

Inicialmente, serão descritos alguns equipamentos e procedimentos laboratoriais usados para a determinação do módulo de resiliência. Em seguida, apresentar-se-ão as expressões matemáticas mais utilizados para representar o módulo de resiliência em função do estado de tensão presente nas camadas dos pavimentos, contemplando-se os vários tipos de solos que os constituem.

Finalmente, serão enfocados trabalhos que buscaram funções matemáticas entre o módulo de resiliência e outros parâmetros físicos, resultados de ensaios de determinação mais expedita, como teor de umidade, grau de saturação, granulometria, índices plásticos, grau de compactação, coesão e ângulo de atrito interno, índice de suporte Califórnia (CBR) e resistência à compressão simples.

2.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

O módulo de resiliência pode ser determinado em laboratório através de ensaios como o de compressão diametral (MONTALVO *et al.*, 1984, PREUSSLER, 1983, PREUSSLER *et al.*, 1980, etc), coluna de ressonância (PEZO *et al.*, 1991), ensaio de viga (TRB, 1975) e o triaxial dinâmico (ALLEN e THOMPSON, 1974, MOTTA *et al.*, 1990, MEDINA & PREUSSLER, 1980, PEZO *et al.*, 1992, HICKS & MONISMITH, 1971, etc), sendo que este último é o ensaio que tem sido mais utilizado em amostras de solo.

Normas como a AASHTO T-274-82 (1986), AASHTO T-292-92I (1992), DNER-ME 131/94 (1994) e AASHTO TP-46-94 (1996) determinam que o módulo de resiliência de solos utilizados em pavimentação seja estimado, em laboratório, segundo procedimentos com base no ensaio triaxial dinâmico. Para este trabalho considerou-se somente pesquisas que procuraram determinar o módulo de resiliência utilizando o ensaio triaxial dinâmico.

Nesta seção são descritos alguns procedimentos que fazem parte do ensaio triaxial dinâmico, como, preparação das amostras, forma, duração e intensidade das cargas aplicadas e número de repetições do carregamento. São apresentadas também, algumas características das prensas mais utilizadas e do sistema de medida das deformações axiais através de LVDTs (*Linear Variable Differential Transducer*).

2.2.1 Características da amostra/corpo de prova

- **Dimensões do corpo de prova**

Os corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais dinâmicos possuem formato cilíndrico. As normas AASHTO T274-82 (1986) e DNER-ME 131/94 (1994) indicam apenas que a relação altura/diâmetro deve ser maior ou igual a 2. A tabela 2.1

mostra as dimensões dos corpos de prova utilizados em algumas pesquisas para a determinação do módulo de resiliência.

TABELA 2.1 - Dimensões dos corpos de prova em alguns trabalhos

AUTORES	Diâmetro (cm)	Altura (cm)
MOTTA <i>et al.</i> (1985)	5	10
MOHAMMAD <i>et al.</i> (1994)	7,1	14,2
HICKS & MONISMITH (1971) & CARDOSO (1989)	10,2	20,4
ZAMAN <i>et al.</i> (1994)	10,2 e 15,2	20,4 e 30,5
ALLEN & THOMPSON (1974), JONES & WITCZAK (1977) e THOMPSON & SMITH (1990)	15,2	30,5
MOTTA <i>et al.</i> (1990)	5,10 e 15	10,20 e 30

DEHLEN⁶ *apud* PEZO *et al.* (1992) analisou o efeito das dimensões do corpo de prova com respeito à precisão das medidas dos deslocamentos axiais. Este autor concluiu, através de um modelo analítico, que corpos de prova com relação altura/diâmetro igual a 2 conduzem a valores do módulo de resiliência e coeficiente de Poisson com erros de somente 1% ou 2%, devido ao atrito e as imperfeições existentes entre as extremidades do corpo de prova, o *top cap* e o *end cap*.

Outro aspecto importante relacionado com as dimensões do corpo de prova diz respeito à composição granulométrica do material. Existem indicações (DNER-ME 131/94) que o diâmetro do corpo de prova deve ser no mínimo igual a 4 vezes o diâmetro máximo dos grãos do solo a ser ensaiado, embora alguns trabalhos (CLAROS *et al.*, 1990, MOTTA *et al.*, 1990) utilizem tal relação igual a 5 e a norma AASHTO T274-82 (1986) determine que o menor diâmetro do corpo de prova seja 6 vezes o diâmetro máximo das partículas do solo. Assim, para materiais mais grosseiros, estas exigências conduzem a corpos de prova de grande

⁶ DEHLEN, G.L. (1969). *The effect of non-linear response on the behavior of pavements subjected to traffic loads*. Doctoral Dissertation, University of California, Berkeley, 1969.

dimensões ou à eliminação da fração de maior dimensão do solo, de maneira a permitir a utilização do corpo de prova de dimensões mais reduzidas.

A norma AASHTO TP46-94 (1996) aconselha a confecção de corpos de prova em cilindros com dois diâmetros de acordo com o tipo de material. Para solos com menos de 70% passando na peneira #2,00mm e menos de 20% passando na peneira nº200 e ainda, índice de plasticidade menor ou igual a 10, o molde deve possuir 150 milímetros de diâmetro, caso contrário, a amostra deve ser moldada em cilindro de $\phi = 71\text{mm}$.

MOTTA *et al.* (1990), estudando a resiliência de solos pedregulhosos lateríticos, analisaram diferenças no valor do M_R devido à granulometria de corpos de prova moldados com 5, 10 e 15cm de diâmetro. Amostras do mesmo solo foram utilizadas para moldar os corpos de prova, sendo que aqueles preparados em cilindros de 5cm de diâmetro perderam 23% da parte grossa de sua granulometria original devido à exigência de se utilizar somente partículas menores ou iguais a 1/5 do diâmetro do molde, enquanto que os corpos de prova de 10 e 15cm de diâmetro, tiveram 4% de sua parte grossa escalpelada. Estes autores concluíram que os solos pesquisados ao serem compactados utilizando o cilindro de 5cm de diâmetro, levaram à obtenção de valores entre 2,5 e 3,5 vezes maiores do módulo de resiliência, quando comparados aos valores obtidos com cilindros de maior diâmetro.

- **Métodos de Compactação**

Os métodos de compactação mais utilizados na preparação das amostras são compactação por vibração (HICKS & MONISMITH, 1971, THOMPSON & SMITH, 1990, ZAMAN *et al.*, 1995) e compactação por soquete (MEDINA & PREUSSLER, 1980, PEZO *et al.*, 1992, THOMPSON & ALLEN, 1974).

Para os ensaios realizados em laboratório, ZAMAN *et al.* (1994) e PEZO *et al.* (1992) consideram adequados qualquer um dos métodos de compactação que simule adequadamente a condição *in situ* do pavimento.

A norma DNER-ME 131/94 não faz nenhuma consideração a respeito do tipo de compactação para o corpo de prova que será utilizado no ensaio triaxial dinâmico. Para solos granulares sem coesão, a norma AASHTO TP46-94 (1996) indica a compactação por vibração em seis camadas e no caso de solos coesivos, a moldagem dos corpos de prova deve obedecer um carregamento estático em cinco camadas.

2.2.2 Equipamento e procedimentos para ensaio triaxial dinâmico

O módulo de resiliência é determinado em laboratório através de ensaios que simulam a aplicação repetida das cargas dos veículos. Os centros de pesquisa que trabalham com o assunto utilizam equipamento semelhante ao de compressão triaxial convencional, com modificações, que possibilitam a aplicação da tensão principal maior (σ_1) repetidamente, com frequência e duração controladas, e dispositivos que permitam o monitoramento contínuo das deformações recuperáveis ou resilientes.

- **Sistema de aplicação do carregamento**

As cargas devem ser aplicadas de maneira que simulem a atuação dos veículos na estrutura do pavimento ao trafegarem na sua superfície. Segundo MEDINA & PREUSSLER (1980) e PEZO *et al.* (1992), a figura 2.1 representa a transferência da pressão exercida pelo pneu dos veículos a um elemento de solo durante a passagem do tráfego.

As prensas triaxiais mais utilizadas nos ensaios dinâmicos aplicam a tensão principal maior (σ_1) através de sistemas pneumáticos ou eletro-hidráulicos.

A força axial é aplicada através de um pistão posicionado no topo da amostra, pela transferência de pressão (ar ou líquido) imposta pelos reguladores de pressão do sistema. O tempo de duração e frequência da solicitação são controlados por reguladores de tempo (*timers*).

FIGURA 2.1 - Variações de tensão em um elemento de solo causada pela aplicação das cargas dos veículos segundo SEED & MCNEILL⁷ apud PEZO *et al.* (1992) (Fonte: PEZO *et al.* – 1992)

Segundo PEZO *et al.* (1992), os sistemas pneumáticos são relativamente simples e de baixo custo, mas possuem limitações quanto ao tempo de aplicação das cargas devido à compressibilidade do ar. Já o sistema hidráulico permite a seleção de uma extensa faixa de duração e intensidade das cargas, mas além do elevado preço, é mais difícil de operar, necessitando de um sistema de refrigeração externo e câmaras de redução de ruídos.

- **Duração do ciclo de carregamento**

Um ciclo de carregamento é a soma dos tempos correspondentes à aplicação da carga e o período de repouso entre aplicações sucessivas. A figura 2.2 ilustra a duração de um ciclo de carregamento, 1,8 segundos, nos ensaios de CHEN *et al.* (1994).

⁷ SEED, H.B.; MCNEILL, R.L. (1958). Soil deformation under repeated stress applications. ASTM, STP n. 32, p.177-197.

FIGURA 2.2 - Carregamento utilizado nos ensaios de CHEN *et al.* (1994)

A tabela 2.2 apresenta o tempo de aplicação de carga e o tempo de duração de um ciclo de carregamento indicado pelas normas AASHTO T 274-82 (1986), AASHTO T 292-91I (1991), AASHTO T 294-92I (1992), DNER-ME 131/94 (1994) e AASHTO TP46-94 (1996).

TABELA 2.2 - Tempo de aplicação de carga e tempo de duração de um ciclo de carregamento de acordo com as normas da AASHTO e DNER

<i>Norma</i>	<i>Tempo de aplicação da carga (s)</i>	<i>Ciclo completo (carregamento + repouso) (s)</i>
AASHTO T 274-82 (1986)	0,1	1 a 3
AASHTO T 292-91I (1991)	0,05 a 1	1 a 3
AASHTO T 294-92I (1992)	0,1	1
AASHTO TP46-94 (1996)	0,1	1
DNER-ME 131/94 (1994)	0,1	3

A duração do período de aplicação da carga, conforme o observado por ALLEN & THOMPSON (1974), HICKS & MONISMITH (1971) e KALCHEFF & HICKS (1973), possui pequena influência no valor do módulo de resiliência

determinado, quando o tempo de aplicação situa-se no intervalo de 0,1 a 0,25 segundos.

Segundo MEDINA & PREUSSLER (1980) não se tem notado influência significativa no valores do módulo de resiliência estimados através de ensaios triaxiais dinâmicos executados com frequências de 20 a 60 ciclos por minuto e duração de aplicação do carregamento entre 0,86 a 2,86 segundos, para corpos de prova moldados próximos ao teor ótimo de umidade.

Algumas normas fazem referência ao formato no qual deve-se transmitir a tensão ao corpo de prova durante o ensaio, ou seja, a variação da intensidade da força com o tempo por cada ciclo de aplicação de carga. Segundo a norma AASHTO T-274-82 (1986) pode-se aplicar o pulso de carregamento nos formatos senoidal, semi-seno reverso, retangular ou triangular. De acordo com a norma AASHTO TP46-94 (1996), o pulso de tensão em cada ciclo deverá obedecer ao formato semi-seno reverso conforme a figura 2.3.

FIGURA 2.3 - Formato de aplicação de carga para AASHTO TP46-94 (1996)

- Número de repetições de carga e níveis de tensão

Os ensaios triaxiais dinâmicos são executados em duas etapas sob o ponto de vista da aplicação de carga, sendo uma fase de condicionamento e outra, onde são efetivamente medidos os deslocamentos resilientes.

A fase de condicionamento acontece no início do ensaio, onde aplica-se uma sequência de carregamentos dinâmicos para, conforme MEDINA & PREUSSLER (1980), eliminar as grandes deformações plásticas decorrentes das primeiras aplicações e reduzir o efeito da história de tensões durante a fase de construção do pavimento no valor do M_R . Além destes dois fatores, a norma da AASHTO T-274-82 (1986) ressalta que, a etapa de condicionamento ajuda a minimizar as imperfeições entre a superfície de contato do corpo de prova com a célula de carga e a base da câmara triaxial.

Segundo a norma AASHTO T-274-82 (1986) deve-se aplicar 1000 repetições de carga durante o estágio de condicionamento, independente do tipo de solo: granular ou coesivo. O tipo de solo, porém, irá determinar os níveis de tensão que serão impostos à amostra nesta etapa do ensaio.

A norma DNER-ME 131/94 (1994) aconselha, durante a etapa de condicionamento, a aplicação de 600 repetições de carga para solos arenosos ou pedregulhosos e apenas 200 repetições para solos argilosos ou siltosos.

A norma AASHTO TP-46 (1996) apresenta uma modificação no procedimento de aplicação das cargas e níveis de tensão, comparando-se com outras normas mais antigas como AASHTO T 274-82 (1986), AASHTO T 292-91I (1991), AASHTO T 294-92I (1992), DNER-ME 131/94 (1994).

Com relação ao procedimento de aplicação das cargas, a AASHTO TP-46 (1996) determina que para cada nível de tensão, seja aplicado e mantido um carregamento mínimo com a função de garantir um contato positivo entre o pistão da prensa e o *top cap* do corpo de prova. Durante uma aplicação (0,1s), o carregamento deverá chegar a um patamar máximo retornando, porém, ao valor mínimo equivalente à tensão de contato, iniciando em seguida outro ciclo. O valor desta tensão de contato corresponde a 10% do valor da tensão máxima a ser aplicada. Com este procedimento, o carregamento cíclico imposto ao corpo de

prova será a tensão máxima menos a tensão de contato, o que a norma denominou de tensão cíclica.

No tocante aos níveis e repetições na aplicação das tensões, a norma AASHTO TP-46 (1996) apresenta duas seqüências de tensões possíveis, considerando-se a posição do solo na estrutura do pavimento entre material de subleito ou de base/sub-base, e não, de acordo com o tipo de material conforme as normas mais antigas, indicando na fase de condicionamento a aplicação de 500 a 1000 ciclos de carregamento ao corpo de prova.

Na etapa do ensaio onde são medidos os deslocamentos resilientes, o carregamento aplicado deve conduzir a níveis de tensões compatíveis com os observados nas diversas camadas dos pavimentos, e o número de aplicações da tensão principal maior (σ_1) deverá ser suficiente para que o corpo de prova passe a não mostrar, entre ciclos sucessivos, grandes variações no valor das deformações resilientes.

HICKS & MONISMITH (1971) afirmam que a deformação elástica nos ensaios laboratoriais está bem determinada aplicando-se entre 50 e 100 repetições de carga para materiais granulares. De uma maneira geral, pode-se dizer que os números mais utilizados são 50, 100 (normas norte-americanas) e 200 repetições (DNER).

Em 1988, o Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ publicou um procedimento para execução de ensaios com carregamento repetido, unificando os pares de tensões aplicados independentemente dos tipos de solo. O procedimento aconselhado é similar ao proposto pela norma DNER-ME 131/94 para solos de comportamento granular.

As tabelas 2.3, 2.4 e 2.5 mostram, respectivamente, os níveis de tensão exigidos durante o ensaio triaxial dinâmico, para as normas AASHTO T 274-82 (1986), DNER-ME 131/94 (1994) e AASHTO TP-46 (1996) respectivamente.

TABELA 2.3 - Seqüência de tensões para a norma AASHTO T-274-82 (1986)

Etapa	solos granulares		solos coesivos		Nº de aplicações de carga
	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	
1	35,0	35,0	41,0	6,9	200(*)
2	35,0	69,0	41,0	14,0	200(*)
3	69,0	69,0	41,0	28,0	200(*)
4	69,0	104,0	41,0	55,0	200(*)
5	104,0	104,0	41,0	69,0	200(*)
6	138,0	6,9	41,0	6,9	200
7	138,0	14,0	21,0	6,9	200
8	138,0	35,0	0	6,9	200
9	138,0	69,0	41,0	14,0	200
10	138,0	104,0	21,0	14,0	200
11	138,0	138,0	0	14,0	200
12	104,0	6,9	41,0	28,0	200
13	104,0	14,0	21,0	28,0	200
14	104,0	35,0	0	28,0	200
15	104,0	69,0	41,0	55,0	200
16	104,0	104,0	21,0	55,0	200
17	104,0	138,0	0	55,0	200
18	69,0	6,9	41,0	69,0	200
19	69,0	14,0	21,0	69,0	200
20	69,0	35,0	0	69,0	200
21	69,0	69,0	-	-	200
22	69,0	104,0	-	-	200
23	69,0	138,0	-	-	200
24	35,0	6,9	-	-	200
25	35,0	14,0	-	-	200
26	35,0	35,0	-	-	200
27	35,0	69,0	-	-	200
28	35,0	104,0	-	-	200
29	35,0	138,0	-	-	200
30	6,9	6,9	-	-	200
31	6,9	14,0	-	-	200
32	6,9	35,0	-	-	200
33	6,9	69,0	-	-	200
34	6,9	104,0	-	-	200
35	6,9	138,0	-	-	200

(*) etapas de condicionamento.

TABELA 2.4 - Seqüência de tensões para a norma DNER-ME 131/94 (1994)

<i>Etapa</i>	<i>Solos arenosos ou pedregulhosos</i>		<i>Nº de aplicações</i>	<i>Solos argilosos ou siltosos</i>		<i>Nº de aplicações</i>
	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	<i>de carga</i>	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	<i>de carga</i>
1	70,0	70,0	200(*)	21,0	70,0	200(*)
2	70,0	210,0	200(*)	21,0	21,0	200
3	105,0	315,0	200(*)	21,0	35,0	200
4	21,0	21,0	200	21,0	52,5	200
5	21,0	42,0	200	21,0	70,0	200
6	21,0	63,0	200	21,0	105,0	200
7	35,0	35,0	200	21,0	140,0	200
8	35,0	70,0	200	21,0	210,0	200
9	35,0	105,0	200	-	-	-
10	52,5	52,5	200	-	-	-
11	52,5	105,0	200	-	-	-
12	52,5	157,5	200	-	-	-
13	70,0	70,0	200	-	-	-
14	70,0	140,0	200	-	-	-
15	70,0	210,0	200	-	-	-
16	105,0	105,0	200	-	-	-
17	105,0	210,0	200	-	-	-
18	105,0	315,0	200	-	-	-
19	140,0	140,0	200	-	-	-
20	140,0	280,0	200	-	-	-
21	140,0	420,0	200	-	-	-

(*) etapas de condicionamento.

TABELA 2.5 - Sequência de tensões para a norma AASHTO TP-46 (1996)

Etapa	subleito		Material de base/sub-base		Nº de aplicações de carga
	σ_3 (kPa)	$\sigma_d(\text{ciclca})$ (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_d(\text{ciclca})$ (kPa)	
1	41,4	24,8	103,4	93,1	500-1000(*)
2	41,4	12,4	20,7	18,6	100
3	41,4	24,8	20,7	37,3	100
4	41,4	37,3	20,7	55,9	100
5	41,4	49,7	34,5	31,0	100
6	41,4	62,0	34,5	62,0	100
7	27,6	12,4	34,5	93,1	100
8	27,6	24,8	68,9	62,0	100
9	27,6	37,3	68,9	124,1	100
10	27,6	49,7	68,9	186,1	100
11	27,6	62,0	103,4	62,0	100
12	13,8	12,4	103,4	93,1	100
13	13,8	24,8	103,4	186,1	100
14	13,8	37,3	137,9	93,1	100
15	13,8	49,7	137,9	124,1	100
16	13,8	62,0	137,9	248,2	100

(*)etapa de condicionamento.

- Sistema de medida dos deslocamentos resilientes

A instrumentação de medida dos deslocamentos durante a execução de ensaios triaxiais é alvo de pesquisa há vários anos, devido à pequena magnitude das deformações desenvolvidas neste tipo de ensaio.

Segundo SCHOLEY *et al.* (1995), para solos que apresentem elevado módulo de resiliência, a instrumentação deve possibilitar medidas de até 10^{-3} % de deformação axial resiliente. Para corpos de prova de 10cm de altura, significa medidas com razoável precisão para $1\mu\text{m}$ de deslocamento resiliente imposto pela tensão principal maior (σ_1).

A partir da década de 70, os LVDTs (*Linear variable differential transducers*) tornaram-se o instrumento de medida mais utilizado e inicialmente, eram posicionados externamente à câmara triaxial.

DEHLEN *apud* PEZO *et al.* (1992), apresentou resultados de uma abordagem utilizando elementos finitos mostrando que, quando os deslocamentos axiais são obtidos através do movimento relativo entre as extremidades da prensa ("Top cap" e "End cap") ocorre uma subestimação no M_R e v em aproximadamente 30% devido ao contato imperfeito entre o corpo de prova. e a prensa e que, tais erros são muito menores quando os deslocamentos axiais são computados a partir de medidas feitas na região central do mesmo.

Estudos conduzidos por MOHAMMAD *et al.* (1994) concluíram que existe significativa diferença nos resultados obtidos dependendo da localização dos LVDTs. As configurações estudadas compreendiam LVDTs posicionados externamente à câmara triaxial e LVDTs instalados no terço médio do corpo de prova. Observou-se que o sistema de medida que inclui os LVDTs instalados no exterior da câmara triaxial subestima o valor do módulo, quando comparado com o módulo de resiliência calculado através de deslocamentos obtidos utilizando o sistema interno de medida (LVDTs instalados no terço médio do corpo de prova.).

Estes autores afirmaram ainda, que apesar de o sistema de medidas externas possuir uma maior facilidade de manuseio sua influência negativa no valor do módulo é apreciável, visto que as medidas que fornecem sofrem influência de deformações do conjunto triaxial e de irregularidades nos contatos das extremidades do corpo de prova., confirmando o estudo de DEHLEN (1969).

SCHOLEY *et al.* (1995), efetuando uma revisão nos sistemas de instrumentação para medidas de pequenas deformações em ensaios triaxiais de solos, afirmaram:

"Para medidas de pequenos deslocamentos, são necessários instrumentos que sejam capazes de medir deslocamentos com precisão de pelo menos $10^{-3}\%$. Tal nível de precisão somente pode ser obtido se as deformações forem medidas no interior da câmara triaxial." (SCHOLEY *et al.*, 1995, p.137)

No Brasil, a maioria dos trabalhos publicados sobre módulo de resiliência em pavimentação mostram que os ensaios foram realizados com a configuração de medida dos deslocamentos reversíveis mais apropriada, segundo DEHLEN (1969), MOHAMMAD *et al.* (1994) e SCHOLEY *et al.* (1995), ou seja, LVDTs posicionados internamente no terço médio do corpo de prova. A figura 2.4 ilustra um dos esquemas típicos da câmara triaxial com os dispositivos de medida dos deslocamentos posicionados internamente.

- **Cálculo das deformações e do módulo de resiliência**

Para cada nível de tensão aplicado são computados os valores dos deslocamentos axiais recuperáveis através dos LVDTs. A deformação resiliente é calculada pela equação:

$$\varepsilon_R = \frac{\Delta h}{H} \quad (2.1)$$

onde:

ε_R - deformação resiliente;

Δh - deslocamentos recuperáveis medidos pelos LVDTs e

H - altura inicial do trecho onde estão instalados os LVDTs.

O módulo de resiliência é então calculado para cada estado de tensão utilizando-se a expressão:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_R} \quad (2.2)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

σ_d - tensão desvio aplicada e

ε_R - deformação resiliente obtida pela equação 2.1.

FIGURA 2.4 - Esquema do equipamento para ensaios triaxiais de carga repetida
(Fonte: PEZO *et al.*, 1992)

2.3 PRINCIPAIS RELAÇÕES MATEMÁTICAS ENTRE MÓDULO DE RESILIÊNCIA E O ESTADO DE TENSÃO

Pesquisas que contemplam o estudo do comportamento dos solos sob condições de carregamento dinâmico (HICKS & MONISMITH, 1971, JONES & WITCZAK, 1977, MEDINA & PREUSSLER, 1980, MOTTA & CERATTI, 1986, ZAMAN *et al.* 1994, etc) indicam que o módulo de resiliência depende da condição de carregamento, estado de tensão, natureza do solo (origem, composição e estrutura) e do estado físico do solo, definido pelo teor de umidade e massa específica seca.

Estas pesquisas indicam ainda que para solos granulares, o comportamento resiliente é influenciado principalmente pelo primeiro invariante de tensão (θ) ou pela tensão de confinamento (σ_3), e no caso dos solos coesivos, o módulo de resiliência (M_R) é influenciado principalmente pela tensão desvio (σ_d).

MOTTA *et al.* (1985), MOTTA & CERATTI (1986) e MEDINA *et al.* (1986) analisando solos lateríticos típicos da região centro-sul do país apresentam resultados onde, além dos dois comportamentos já citados, observaram-se amostras para as quais o módulo de resiliência permanecia constante, não variando com as tensões aplicadas e outros onde este módulo sofria influência conjunta da tensão desvio (σ_d) e da tensão de confinamento (σ_3).

A seguir, são apresentados as principais expressões utilizadas na representação da variação do M_R com a variação do estado tensão, conforme encontrados na literatura.

2.3.1 Modelo K- θ

Um grande número de pesquisas (ALLEN & THOMPSON, 1974, BERNUCCI, 1995, HICKS, 1970, NATAATMADJA & PARKIN, 1989, RADA & WITCZAK, 1981, etc.) mostram que o módulo de resiliência da maioria dos solos granulares depende

principalmente, quanto ao estado de tensão, do primeiro invariante de tensão θ ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$). Observa-se que o módulo de resiliência (M_R) cresce com o aumento de θ .

O modelo K- θ (eq. 2.3), tem sido aplicado com bastante sucesso, mostrando bons resultados sob o ponto de vista estatístico para solos granulares. O modelo tem ainda a vantagem, por envolver somente dois parâmetros (K_1 e K_2), de ser facilmente implementado em programas numéricos e permitir retroanálises pouco complicadas.

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

onde:

M_R - módulo de resiliência;

θ - primeiro invariante de tensão e

K_1 e K_2 - parâmetros de regressão.

A figura 2.5 mostra a representação gráfica da equação acima que compreende uma reta ascendente (coeficiente K_2 positivo) em escala log-log.

FIGURA 2.5 - Representação gráfica do modelo K- θ

A AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) em seus métodos de ensaio T292-91I (1991) e T294-92I

(1992), recomendam o uso do modelo K- θ para a representação do M_R em função do estado de tensão para solos granulares.

ALLEN & THOMPSON (1974) pesquisaram o efeito da variação da tensão principal maior (σ_1) e da tensão de confinamento (σ_3) no módulo de resiliência de materiais granulares. Foram estudados três materiais, uma brita, um cascalho e uma mistura brita-cascalho em iguais proporções. Três corpos de prova de cada material foram preparados com diferentes energias de compactação, na umidade ótima e massa específica seca máxima de cada uma das energias de compactação.

Os autores observaram que o modelo K- θ forneceu os melhores resultados (maiores coeficientes de correlação e menores erros-padrões) do que qualquer outro modelo, pelo fato de levar em conta o efeito das três tensões principais.

A tabela 2.6 mostra os modelos determinados na pesquisa e algumas características dos corpos de prova.

TABELA 2.6 - Faixa de variação dos parâmetros para o modelo K- θ de ALLEN & THOMPSON (1974)

<i>Material</i>	<i>c.p</i>	<i>Modelo K-θ</i> $M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	R^2	ρ_d (g/cm ³)	W (%)
brita	HD-1	$M_R = 2376 \cdot \theta^{0,69}$	0,997	2,211	5,7
	MD-1	$M_R = 4928 \cdot \theta^{0,46}$	0,973	2,146	6,3
	LD-1	$M_R = 3083 \cdot \theta^{0,59}$	0,962	2,082	7,0
cascalho	HD-2	$M_R = 4596 \cdot \theta^{0,50}$	0,741	2,233	6,3
	MD-2	$M_R = 8016 \cdot \theta^{0,31}$	0,803	2,146	6,5
	LD-2	$M_R = 2849 \cdot \theta^{0,56}$	0,882	2,098	6,7
brita + cascalho	HD-3	$M_R = 5989 \cdot \theta^{0,48}$	0,932	2,235	6,3
	MD-3	$M_R = 6459 \cdot \theta^{0,37}$	0,829	2,154	6,8
	LD-3	$M_R = 2966 \cdot \theta^{0,60}$	0,882	2,098	7,2

Nota: M_R , K_1 e θ em psi. (1psi = 6,89 kPa)

RADA & WITCZAK (1981) em revisão na literatura, analisaram um total de 10 trabalhos relacionados com a determinação do módulo de resiliência de materiais granulares. A revisão contabilizou 170 ensaios e foram ainda executados por esses autores 101 ensaios complementares em pesquisa desenvolvida na Universidade de Maryland. Estes últimos testes envolveram 6 tipos diferentes de materiais granulares: brita, escória, cascalho, uma mistura de agregados arenosos e dois tipos de pedra calcária.

Os 271 resultados analisados foram divididos em seis categorias de acordo com os tipos de agregados. A faixa de variação dos valores dos parâmetros K_1 e K_2 está na tabela 2.7.

Segundo RADA & WITCZAK (1981), embora as equações de regressão determinadas na pesquisa apresentem valores do coeficiente de determinação (R^2) variando entre 0,50 e 0,92, a média geral encontrada para os parâmetros do modelo K- θ ($K_1 = 9240$ psi e $K_2 = 0,52$) estão bem razoáveis, se comparados com os valores dos parâmetros adotados em alguns projetos de pavimentos.

TABELA 2.7 - Valores de K_1 e K_2 determinados por RADA & WITCZAK (1981)

<i>Material</i>	<i>Nº de ensaios</i>	<i>K_1 médio</i>	<i>Variação de K_1</i>	<i>K_2 médio</i>	<i>Variação de K_2</i>
Areia siltosa	8	1620	710 a 3830	0,62	0,36 a 0,80
Cascalho arenoso	37	4480	860 a 12840	0,53	0,24 a 0,80
Mistura arenosa	78	4350	1880 a 11070	0,59	0,23 a 0,82
Brita	115	7210	1705 a 56670	0,45	-0,16 a 0,86
Calcáreo	13	14030	5700 a 83860	0,40	0,00 a 0,54
Escória	20	24250	9300 a 92360	0,37	0,00 a 0,52

Nota: K_1 e M_R em psi.

SWEERE & GALJAARD (1988) investigaram seis amostras de areia coletadas em diferentes regiões da Holanda, que representam as areias mais usadas nas construções rodoviárias holandesas.

Os objetivos do estudo foram determinar o módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos destes solos e verificar a possibilidade da utilização de um ensaio triaxial convencional para a estimativa do valor do módulo de resiliência. Estes autores aplicaram o modelo K- θ na representação da variação do módulo de resiliência e obtiveram bons coeficientes de regressão. A tabela 2.8 ilustra os parâmetros K_1 , K_2 e R^2 e outras características dos materiais estudados.

TABELA 2.8 - Parâmetros K_1 , K_2 e R^2 para o modelo K- θ obtidos por SWEERE & GALJAARD (1988) para areias coletadas na Holanda

Localidade da areia	Class. USCS	K_1 (MPa)	K_2	R^2	c.p.s	
					$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	W (%)
Echteld	SP	8,09	0,56	0,92	1,745	12,7
Echten	SP	7,64	0,57	0,96	1,711	13,8
Eems	SP	8,85	0,56	0,96	1,666	12,9
Easter Scheldt	SP	8,80	0,54	0,92	1,666	15,8
Winterswijk	SP	10,53	0,53	0,96	1,698	10,5
Zeijen	SM	9,74	0,52	0,96	1,592	15,1

Nota: corpos de prova preparados com ρ_d e w(%) próximos ao $\rho_{d\text{máx}}$ e $w_{\text{ót}}$ correspondentes à energia normal de compactação.

ELLIOTT & DAVID (1989) realizaram ensaios laboratoriais para a determinação do módulo de resiliência de solos granulares nos níveis de tensões indicados pelo procedimento AASHTO T-274 (1986). Três tipos de materiais granulares foram ensaiados: uma brita, um cascalho com poucos finos e um cascalho bem graduado. As eqs. (2.4, 2.5 e 2.6) correspondem à aplicação do modelo K- θ aos resultados dos ensaios realizados pelos autores.

$$\text{Brita:} \quad M_R = 4,32 \cdot \theta^{0,448} \quad (2.4)$$

$$\text{Cascalho com poucos finos: } M_R = 4,59 \cdot \theta^{0,452} \quad (2.5)$$

$$\text{Cascalho bem graduado: } M_R = 4,12 \cdot \theta^{0,476} \quad (2.6)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência em klb/pol² e

θ - primeiro invariante de tensões em psi.

Para as equações acima, o coeficiente de determinação (R^2) foi respectivamente igual a 0,96, 0,94 e 0,99, indicando que o modelo escolhido representa bem o comportamento destes materiais.

ZAMAN *et al.* (1994) realizaram um abrangente estudo sobre as características tensão-deformação de 6 tipos de agregados mais freqüentemente encontrados na composição das camadas de sub-base e base das rodovias de Oklahoma. Nesta pesquisa, analisaram-se a influência da granulometria, método de compactação, tamanho do corpo de prova e procedimentos de ensaio no tocante ao valor do módulo de resiliência.

Durante a pesquisa de ZAMAN *et al.* (1994), foram realizados ensaios triaxiais dinâmicos em pelo menos três corpos de prova de cada amostra e os autores selecionaram os três melhores resultados. A tabela 2.9 mostra o modelo K- θ , com os valores médios de K_1 e K_2 , obtidos a partir dos três ensaios triaxiais dinâmicos de cada material.

TABELA 2.9 - Modelo K- θ para os resultados obtidos por ZAMAN *et al.* (1994)

Condado	Material	Modelo K- θ	R^2
		$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	
Comanche	calcário	$M_R = 3409 \cdot \theta^{0,4475}$	0,80
Cherokee	calcário	$M_R = 4727 \cdot \theta^{0,3808}$	0,96
Creek	calcário	$M_R = 4087 \cdot \theta^{0,3912}$	0,78
Choctaw	arenito	$M_R = 1502 \cdot \theta^{0,5630}$	0,92
Johnston	granito	$M_R = 2170 \cdot \theta^{0,4827}$	0,93
Murray	riólito	$M_R = 2754 \cdot \theta^{0,4633}$	0,94

Nota: M_R , K_1 e θ em psi. (1psi = 6,89 kPa)

BERNUCCI (1995) examinou o comportamento de solos lateríticos submetidos a ensaios triaxiais dinâmicos. Foram estudados quatro solos, sendo, uma areia, duas areias argilosas e uma argila arenosa. A tabela 2.10 apresenta as principais características dos materiais ensaiados por este autor.

TABELA 2.10 - Características e classificações dos solos lateríticos estudados por BERNUCCI (1995)

<i>solo</i>	<i>LL(%)</i>	<i>IP(%)</i>	<i>USCS</i>	<i>HRB</i>	<i>MCT</i>
Descalvado	NP	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'

Os corpos de prova foram moldados na umidade ótima e grau de compactação próximos a 100% da energia normal para aqueles utilizados como melhoria de subleito e próximo a 100% da energia modificada para os solos das camadas de base.

A representação da variação do módulo de resiliência dos solos granulares foi feita através de duas maneiras, uma considerando-se a influência do primeiro invariante de tensão e outra, onde o módulo de resiliência varia em função da tensão de confinamento. A tabela 2.11 mostra os resultados dos ensaios de BERNUCCI (1995) aplicados ao modelo K- θ para os três solos arenosos analisados durante sua pesquisa.

Alguns trabalhos apresentados nesta revisão bibliográfica foram agrupados de acordo com o tipo de solo com o objetivo de fornecer uma comparação gráfica entre os modelos determinados experimentalmente. As figuras 2.6 e 2.7 mostram a variação do M_R em função do primeiro invariante de tensão para britas e cascalhos respectivamente. Deve-se lembrar que existem diferenças entre os procedimentos laboratoriais, como preparação, tamanho, granulometria e grau de compactação das amostras.

TABELA 2.11 - Módulo de resiliência em função do primeiro invariante de tensão para os ensaios realizados por BERNUCCI (1995)

<i>Solo</i>	<i>c.p</i>	<i>Modelo K-θ:</i> $M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	<i>Coef. de correlação</i>	<i>Grau de compactação</i>
Descalvado	1	$M_R = 49,14 \cdot \theta^{0,29}$	0,54	93% (energia normal)
	2	$M_R = 18,20 \cdot \theta^{0,57}$	0,85	100% (energia normal)
	3	$M_R = 29,20 \cdot \theta^{0,53}$	0,81	97% (energia modificada)
Náutico	1	$M_R = 45,9 \cdot \theta^{0,34}$	0,79	99% (energia normal)
	2	$M_R = 36,3 \cdot \theta^{0,39}$	0,83	100% (energia normal)
	3	$M_R = 76,7 \cdot \theta^{0,35}$	0,65	97% (energia modificada)
	4	$M_R = 382,3 \cdot \theta^{0,20}$	0,81	95% (energia modificada)
Américo	1	$M_R = 233,5 \cdot \theta^{0,08}$	0,61	100% (energia normal)
Brasiliense	2	$M_R = 98,4 \cdot \theta^{0,21}$	0,55	100% (energia normal)
	3	$M_R = 271,6 \cdot \theta^{0,11}$	0,75	95% (energia modificada)
	4	$M_R = 162,6 \cdot \theta^{0,35}$	0,87	94% (energia modificada)

Nota: M_R e K_1 em MPa e θ em kPa.

FIGURA 2.6 - Módulo de resiliência versus primeiro invariante de tensão (θ) para britas

FIGURA 2.7 - Módulo de resiliência *versus* primeiro invariante de tensão (θ) para cascalhos

2.3.2 Modelo K - σ_3

Alguns autores verificaram que para certos solos granulares, a variação do módulo de resiliência em função do estado de tensão está melhor representada considerando-se somente a influência da tensão de confinamento.

Nos ensaios triaxiais dinâmicos realizados segundo procedimentos usuais as tensões principais intermediária (σ_2) e menor (σ_3) são iguais e coincidentes com a tensão de confinamento. O modelo da tensão de confinamento (σ_3) está representado pela eq. (2.7).

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \quad (2.7)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

σ_3 - tensão de confinamento e
 K_1 e K_2 - parâmetros de regressão.

A relação entre M_R e σ_3 vem sendo usada desde o início da década de 70 (HICKS & MONISMITH, 1971) e está presente em quase todos os estudos feitos no Brasil a partir do final de 1977, época em que observou-se o início efetivo dos trabalhos objetivando a determinação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos.

De acordo com ALLEN & THOMPSON (1974), o modelo que considera somente o efeito da tensão de confinamento não foi tão eficiente quanto o modelo K- θ para os materiais granulares presentes em seu estudo. Tal conclusão repousa no fato de que o modelo K- θ forneceu maiores valores do coeficiente de correlação (R^2) e menores erros-padrões que o modelo da tensão de confinamento. Segundo os autores os piores resultados do modelo da tensão de confinamento são devidos à não consideração do efeito da tensão principal maior (σ_1) no valor de M_R .

A representação gráfica para este modelo é semelhante àquela para o modelo K- θ , substituindo-se os valores do primeiro invariante de tensão (θ) pelo valor da tensão de confinamento (σ_3) no eixo das abcissas.

MEDINA & PREUSSLER (1980) relataram os resultados de ensaios triaxiais de carga repetida em vários solos constituintes de subleitos e outras camadas de pavimentos flexíveis. Os solos estudados correspondem a materiais provenientes de rodovias de 6 estados das regiões Sudeste e Sul do Brasil. Com relação aos solos arenosos, determinaram, para a eq. (2.7), os parâmetros K_1 e K_2 para um total de 14 amostras (areias finas residuais, areias argilosas, areias siltosas residuais e areias finas uniformes).

Estes autores concluíram que os solos compreendidos na faixa granulométrica A do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) possuem pequeno intervalo de variação dos parâmetros K_1 (4000 kgf/cm² a 6400 kgf/cm²) e K_2 (0,75 e 1,05).

2.3.3 Modelo de Pappin e Brown

A partir década de 80 observa-se entre os pesquisadores uma preocupação com as limitações do modelo K- θ e com o modelo da tensão de confinamento.

PAPPIN & BROWN (1980) apresentaram um detalhado estudo sobre a resposta resiliente de um certo tipo de brita, submetida a várias trajetórias de tensão abaixo da ruptura estática. Era possível ao equipamento utilizado tomar cíclicas ambas as tensões, σ_1 e σ_3 , na câmara triaxial.

Um novo modelo foi então proposto em termos do módulo de deformação volumétrica (K) e do módulo de deformação cisalhante (G), conforme mostram as eqs. (2.8, 2.9, 2.10 e 2.11).

$$K = \frac{p}{\varepsilon_{VR}} \quad (2.8)$$

onde:

K - módulo de deformação volumétrica;

$p = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$, tensão normal média;

ε_{VR} - deformação volumétrica resiliente.

$$G = \frac{q}{3\varepsilon_{CR}} \quad (2.9)$$

onde:

G - módulo de deformação cisalhante;

$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$, tensão desvio aplicada e

ε_{CR} - deformação cisalhante resiliente.

As deformações volumétricas e cisalhantes resilientes são expressas por:

$$\varepsilon_{VR} = \left(\frac{p}{A}\right)^B \cdot \left(1 - C \frac{q^2}{p^2}\right) \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{CR} = \left(\frac{p}{D}\right)^E \cdot \frac{q}{p} \quad (2.11)$$

onde:

p - tensão normal média;

q - tensão desvio e

A, B C, D e E são constantes determinadas experimentalmente.(A e E têm dimensão de tensão).

De acordo com a teoria da elasticidade, os módulos G e K podem ser expressos em termos do módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν), de acordo com as eqs. (2.12 e 2.13).

$$E = \frac{9GK}{3K + G} \quad (2.12)$$

$$\nu = \frac{3K - 2G}{2(3K + G)} \quad (2.13)$$

A principal dificuldade para a aplicação deste modelo está no elevado nível tecnológico do equipamento necessário para realizar os ensaios e consequentemente determinar os parâmetros.

"Para a utilização desse modelo os ensaios triaxiais devem ser conduzidos segundo diversos caminhos de tensões variando-se σ_1 e σ_3 simultaneamente, o que não é possível com os equipamentos usuais a ar comprimido. Por esta razão não tem sido usado."(MOTTA *et al.*, 1990, p. 237).

2.3.4 Modelo combinado, $M_R = f(\theta, \sigma_d)$

A representação do módulo de resiliência dos solos granulares como sendo função não somente do primeiro invariante de tensão (θ), mas também da tensão desvio (σ_d) foi primeiramente proposta por UZAN (1985).

Para UZAN (1985) a eq. (2.3) relacionando o módulo de resiliência com o primeiro invariante de tensão somente, não descreve de maneira satisfatória o comportamento tensão-deformação de camadas de pavimentos construídas com material granular e o modelo de Pappin e Brown (eqs. 2.8 a 2.11), apesar de promissor, fornece valores baixos para o módulo de resiliência quando usado em retroanálises.

UZAN (1985) baseou-se em um estudo de MAY & WITCZAK⁸, onde estes autores afirmam que o modelo K- θ despreza o efeito das deformações cisalhantes e propõem uma expressão mais completa do tipo $M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot f(\epsilon_a)^{K_3}$.

Ainda segundo UZAN (1985), deveria ser acrescentado ao modelo K- θ um termo representando a variação do módulo de resiliência em função das deformações axiais, onde, o M_R decresce com o aumento das deformações axiais até 2×10^{-4} e a partir de então, o módulo de resiliência volta a crescer juntamente com os incrementos desta deformação. As eqs. (2.14 e 2.15) correspondem ao modelo proposto por este autor.

$$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \epsilon_a^{K_3} \quad \text{para } \epsilon_a > 10^{-5} \quad (2.14)$$

ou

$$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3} \quad \text{para } \sigma_d > 0,1\sigma_3 \quad (2.15)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

⁸ MAY R.W.; WITCZAK M.W. (1981). Effective granular modulus to model pavements responses. *Transportation Research Record*, v.810, p.1-9

θ - primeiro invariante de tensão;

ε_a - deformação axial resiliente;

σ_d - tensão desvio e

K_1 , K_2 e K_3 - constantes de regressão.

NATAATMADJA & PARKIN (1989) afirmam que, apesar de explicitamente considerar o efeito da tensão desvio no módulo resiliente dos materiais granulares, a eq. (2.15) é dimensionalmente insatisfatória e não tem sido muito aceita para a caracterização destes materiais.

WITCZAK & UZAN⁹ *apud* CHEN *et al.* (1995) propuseram modificações na eq. (2.15), substituindo a tensão desvio pela tensão de cisalhamento octaédrica (τ_{oct}) e acrescentando o valor da pressão atmosférica (P_a) com finalidade de compatibilizar dimensionalmente a equação. A expressão proposta foi:

$$M_R = K_1 \cdot P_a \cdot \left[\frac{\theta}{P_a} \right]^{K_2} \cdot \left[\frac{\tau_{oct}}{P_a} \right]^{K_3} \quad (2.16)$$

Considerando-se que a tensão de cisalhamento octaédrica é dada por:

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (2.17)$$

e que no caso do ensaio triaxial $\sigma_2 = \sigma_3$ e $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_d$, tem-se:

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_d \quad (2.18)$$

então a eq. (2.16) torna-se semelhante à eq. (2.15) de UZAN (1985), ressaltando-se a introdução da pressão atmosférica.

⁹ WITCZAK, M.W.; UZAN, J. (1988). The universal airport pavement design system, Report I of IV: *Granular material characterization*. University of Maryland, College Park, MD, 1988.

SANTHA (1994) comparou os resultados fornecidos pelo modelo K- θ e aquele onde $M_R = f(\theta, \sigma_d)$. Para 15 solos granulares utilizados na análise comparativa, a conclusão foi que realmente o modelo em função de θ e σ_d expressa melhor a variação do módulo de resiliência dos materiais granulares. Outro aspecto importante apontado pelo autor é a possibilidade de utilização do modelo também em solos de características coesivas.

2.3.5 Modelo de Nataatmadja e Parkin

NATAATMADJA & PARKIN (1989) empregaram uma relação matemática para a caracterização do comportamento tensão-deformação de materiais granulares considerando, similarmente a UZAN (1985), o módulo de resiliência como função de θ e σ_d , como mostra a eq. (2.19)

$$(M_R \cdot \sigma_d) / \theta = A + B \cdot \sigma_d \quad (2.19)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência (MPa);

σ_d – tensão desvio (kPa);

θ – primeiro invariante de tensão (kPa) e

A e B – parâmetros de regressão (A em kPa e B adimensional).

Segundo os autores, o modelo K- θ é simples e útil, porém, é dimensionalmente insatisfatório e não considera de maneira explícita a influência da tensão desvio. Já o modelo de Uzan, conforme dito anteriormente, apesar de considerar σ_d , possui problemas dimensionais.

NATAATMADJA & PARKIN (1989) testaram a eq. (2.19) somente para os resultados dos ensaios de HICKS (1970) e UZAN (1985), obtendo maiores coeficientes de determinação que estes últimos autores.

2.3.6 Modelo bi-linear, $M_R = f(\sigma_d)$

Este modelo é utilizado para representar o módulo de resiliência de solos coesivos e sua variação com a tensão atuante nas camadas dos pavimentos. Um grande número de pesquisas (MEDINA & PREUSSLER, 1980, MOTTA *et al.*, 1985, MOTTA & CERATTI, 1986, PEZO *et al.*, 1991, SANTHA, 1994, THOMPSON & ROBNETT, 1976, etc) indicam que a tensão desvio (σ_d) exerce grande influência no módulo de resiliência da maioria dos solos coesivos. De acordo com estes autores, pesquisas têm demonstrado que o M_R decresce com o aumento do nível da tensão desvio para a maior parte dos solos finos coesivos.

O modelo bi-linear foi proposto inicialmente por THOMPSON & ROBNETT (1976) para representar os resultados de um estudo sobre o comportamento resiliente do subleito formado por materiais coesivos durante a realização do AASHO Road Test. O modelo é descrito pelas eqs. (2.20 e 2.21).

$$M_R = K_2 + K_3[K_1 - \sigma_d] ; \quad K_1 > \sigma_d \quad (2.20)$$

$$M_R = K_2 + K_4[\sigma_d - K_1] ; \quad K_1 < \sigma_d \quad (2.21)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

σ_d - tensão desvio e

K_1, K_2, K_3 e K_4 - parâmetros de regressão.

A representação gráfica para o modelo bi-linear está ilustrada na figura 2.8. Esta representação é feita em escalas aritméticas com a tensão desvio no eixo das abcissas e o módulo de resiliência nas ordenadas.

FIGURA 2.8 - Representação gráfica do modelo bi-linear

Alguns resultados do trabalho de THOMPSON & ROBNETT (1976) com os solos coesivos dos subleitos durante a pista experimental da AASHO foram apresentados por ELLIOT (1992) e a aplicação do modelo bi-linear para seis amostras destes solos está ilustrada na figura 2.9

FIGURA 2.9 - Resultados de THOMPSON & ROBNETT (1976) para solos coesivos da pista experimental da AASHO (Fonte: ELLIOTT, 1992)

MEDINA e PREUSSLER (1980) apresentaram uma tentativa de classificação de solos com base no módulo de resiliência para fins rodoviários conforme mostra o quadro 2.1. No âmbito desta tentativa de classificação foram ensaiados um total de 20 amostras sendo, 14 amostras de solos arenosos e 6 de solos siltosos e argilosos. O modelo adotado pelos autores para a representação do módulo de resiliência dos solos coesivos foi o bi-linear.

QUADRO 2.1 - Tentativa de classificação de acordo com as características resilientes (Fonte: MEDINA & PREUSSLER - 1980)

Porcentagem que passa na peneira nº 200: finos	Menos que 50% (solos arenosos)	Faixa Granul.	Classe T.R.B	Classe U.S.C.S	Equação de Resiliência	Propriedades Físicas	Forma da Relação $M_R = f(\sigma_3 \text{ ou } \sigma_d)$
		A	A-1-b ou A-2	SM ou SC	(a) $M_R = 5100 \sigma_3^{0,90}$	LL < 45, IP ≤ 14 CBR>20, exp. <0,5% OBS.: hot entre 8 e 12 % (energia intermediária)
			A-3	SM	(b) $M_R = 17000 \sigma_3^{0,75}$		
		B	A-2-6	SC	(c) $M_R = 13000 \sigma_3^{0,34}$		
			A-2-4	SM	(d) $M_R = 8000 \sigma_3^{0,52}$		
		B~	A-4 A-2-4	SM	(e) $M_R = 1000 \sigma_3^{0,52}$	CBR<10 , exp. ≥ 2%	
	Mais que 50% (solos argilosos)	Menos que 50% de silte nos finos	(f) $K_1 = 0,7 \text{ a } 1,1$ $K_3 = 2282(\text{CBR}) - 7559 ; 0 \leq K_3 \leq 28953$ $K_4 = -2000 \text{ a } -3000, \text{ para } \text{CBR}>10 ; K_4=0 \text{ para } \text{CBR}<10$ $K_2 = 326 + 67(\text{CBR}) - K_4 (2 - K_1)$				
Mais que 50% de silte nos finos		(g) $K_3 = K_4 = 0$ $M_R = K = 326 + 67(\text{CBR})$

- Notas: (1) Número de amostras ensaiadas: (a) 9; (b) 1; (c) 1; (d) 1; (e) 2; (f) 3; (g) 3
 (2) Em (f) há proporcionalidade entre K_1 e K_4 ; K_1 e K_2 , kgf/cm²; K_3 e K_4 , adimensionais
 (3) Equações das faixas A e B correspondente ao teor ótimo

2.3.7 Modelo potencial K- σ_d

Outro modelo de representação da variação do módulo de resiliência em função da tensão desvio é o modelo K- σ_d . Este modelo é usado para solos coesivos e por necessitar de somente duas constantes de regressão para sua determinação, conforme mostra a eq. (2.22), trata-se de um modelo mais simples que o bi-linear.

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \quad (2.22)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

σ_d - tensão desvio e

K_1 e K_2 - parâmetros de regressão.

O modelo K- σ_d , representado graficamente abaixo, é uma reta de coeficiente angular negativo ($K_2 < 0$) em escala log-log, retratando uma tendência para a maioria dos solos coesivos onde o módulo de resiliência decresce com incrementos positivos na tensão desvio.

FIGURA 2.10 - Representação gráfica do modelo K- σ_d

MOOSSAZADEH & WITCZAK (1981) realizaram análises estatísticas com os resultados de diversas pesquisas disponíveis na literatura, com

intenção de apresentar valores típicos para os parâmetros K_1 e K_2 do modelo $K-\sigma_d$. Foram analisados 137 resultados de trabalhos efetuados com solos coesivos de San Diego, Illinois e Maryland conforme mostra a tabela 2.12.

TABELA 2.12 - Valores dos parâmetros K_1 e K_2 para solos coesivos de San Diego, Illinois e Maryland publicados por MOOSSAZADEH & WITCZAK (1981)

Parâmetros	San Diego		Illinois		Maryland	
	K_1	K_2	K_1	K_2	K_1	K_2
média	60,6	-0,370	16,5	-0,420	47,7	-0,510
desvio padrão	89,3	0,264	8,3	0,156	37,8	0,290
faixa de variação	5,0 a	-1,17 a	3,0 a	-0,74 a	8,0 a	-1,13 a
	684,0	3,93	34,0	-0,17	125,0	0,04
amostras	79		39		19	

Nota: K_1 em ksi (1ksi = 6,9MPa)

O módulo de resiliência de solos pedregulhosos lateríticos (laterita) existentes na região Norte do Brasil foi estudado por MOTTA *et al.* (1990). Observou-se que o modelo $K-\sigma_d$ apresentou bom desempenho na representação do comportamento resiliente destes materiais, apesar de se tratarem de solos de solos granulares e não de solos coesivos.

Segundo MOTTA *et al.* (1990), ao se utilizar o modelo $K-\sigma_d$, evita-se problemas na definição do ponto de inflexão, conforme ocorre no modelo bi-linear e se restringem a dois, os parâmetros de regressão utilizados para a determinação do módulo de resiliência.

SANTHA (1994) realizou 42 ensaios triaxiais dinâmicos em solos coesivos coletados na região de Georgia (EUA) e com o modelo $K-\sigma_d$, representou a variação do M_R com o estado de tensão. A tabela 2.13 mostra um resumo dos parâmetros obtidos neste estudo.

TABELA 2.13 - Coeficientes K_1 e K_2 para solos coesivos da Georgia (Fonte: SANTHA, 1994)

Parâmetros	Faixa de variação	Média	Desvio-padrão
K_1 (kPa)	188 a 1263	645	252
K_2	-0,60 a -0,07	-0,24	0,13

2.3.8 Modelo hiperbólico

O modelo hiperbólico (eq. 2.23) foi utilizado por DRUMM *et al.* (1990) para representar a dependência do módulo de resiliência em relação a tensão desvio de 11 solos coesivos encontrados no estado do Tennessee.

$$M_R = \frac{K_1 + K_2 \sigma_d}{\sigma_d} \quad \text{para } \sigma_d > 0 \quad (2.23)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

σ_d - tensão desvio e

K_1 e K_2 - parâmetros do modelo.

A representação gráfica deste modelo pode ser visto na figura 2.11.

FIGURA 2.11 - Representação gráfica do modelo hiperbólico (Fonte: DRUMM *et al.*, 1990)

A determinação dos parâmetros K_1 e K_2 pode ser feita graficamente a partir de uma variação da eq. (2.23), transformando-a em uma reta pela equação abaixo:

$$\sigma_d \cdot M_R = K_1 + K_2 \cdot \sigma_d \quad (2.24)$$

Segundo DRUMM *et al.* (1990), embora a hipérbole forneça valores elevados para o módulo de resiliência para pequenas tensões desvio, esta limitação pode ser contornada através da utilização de um limite para valores calculados do módulo de resiliência, conforme é feito com os modelos bi-linear e exponencial. A figura 2.12 mostra, para duas amostras, os valores de M_R e tensão desvio determinados através dos ensaios triaxiais dinâmicos e a curva de ajuste destes resultados obtida através do modelo hiperbólico.

FIGURA 2.12 - Valores obtidos de M_R em função da tensão desvio e aplicação do modelo hiperbólico para duas amostras de solo coesivo (Fonte: DRUMM *et al.*, 1990).

2.3.9 Modelo semilogarítmico

O modelo semilogarítmico (eq. 2.25) foi proposto por FREDLUND *et al.* (1977) para a utilização em solos de subleito com características coesivas após ensaios triaxiais dinâmicos em solos encontrados no Canadá.

$$M_R = 10^{(K_1 - K_2 \sigma_d)} \quad (2.25)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

σ_d - tensão desvio e

K_1 e K_2 - parâmetros do modelo.

LI & SELIG (1994) publicaram estudo comparativo entre o desempenho dos quatro modelos acima descritos (bi-linear, K - σ_d , semilogarítmico e hiperbólico) utilizando os resultados das pesquisas desenvolvidas por SEED *et al.*¹⁰ e THOMPSON & ROBNETT (1976). Os resultados deste estudo são mostrados na tabela 2.14.

TABELA 2.14 - Comparação entre diferentes modelos para a representação do módulo de resiliência (Fonte: LI & SELIG, 1994)

Modelos	Coeficiente de Determinação (R^2)	
	Seed <i>et al.</i> (1962)	Thompson e Robnett (1976)
$M_R = K_2 + K_3 [K_1 - \sigma_d] K_1 > \sigma_d$	1,0	1,0
$M_R = K_2 + K_4 [\sigma_d - K_1] K_1 < \sigma_d$		
$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	0,92	0,97
$\log(M_R) = K_1 - K_2 \sigma_d$	0,89	0,95
$M_R = \frac{K_1 + K_2 \sigma_d}{\sigma_d}$	0,89	0,91

¹⁰ SEED, H.B.; CHAN, C.K.; LEE, C.E. (1962). Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures on asphalt pavement. In: FIRST INT. CONF. ON STRUCT. DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, Ann Arbor, 1962, proceedings.

2.3.10 Modelo para $M_R = f(\sigma_d, \sigma_3)$

ARANOVICH¹¹ *apud* MOTTA & CERATTI (1986) estudou o módulo de resiliência de solos utilizados na construção de pavimentos de baixo custo e verificou que para os solos arenosos finos lateríticos (SAFL) de sua pesquisa, o valor do módulo dependia simultaneamente de σ_3 e σ_d , levando-o a propor o modelo abaixo:

$$M_R = [K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d)] \cdot \sigma_3^{K_5} \quad \text{para } \sigma_d < K_1, \text{ e} \quad (2.26)$$

$$M_R = [K_2 + K_4(\sigma_d - K_1)] \cdot \sigma_3^{K_5} \quad \text{para } \sigma_d > K_1 \quad (2.27)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

σ_d - tensão desvio;

σ_3 - tensão confinante e

$K_{1...5}$ - constantes de regressão.

MOTTA *et al.* (1985) e MOTTA & CERATTI (1986) determinaram o módulo de resiliência com ensaios triaxiais dinâmicos para solos de vários pavimentos de baixo custo nos estados do Paraná, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Goiás e São Paulo. Os solos ensaiados possuem características lateríticas típicas dos latossolos arenosos finos e os resultados mostraram um comportamento bastante variado. Para 54 amostras de solo estudadas, estes autores relataram quatro tipos de influências do estado de tensão no valor do módulo.

Além dos dois comportamentos normalmente encontrados, onde o módulo de resiliência varia em função da tensão de confinamento ou do primeiro invariante de tensão e onde o módulo de resiliência é influenciado pela tensão desvio, MOTTA *et al.* (1985) e MOTTA & CERATTI (1986) observaram amostras onde o módulo de resiliência não é afetado pelo estado de tensão e outras amostras apresentando módulo de resiliência dependente de σ_3 e σ_d simultaneamente. O

¹¹ ARANOVICH, L.A.S. (1985). *Desempenho de pavimentos de baixo custo no estado do Paraná*. Rio de Janeiro. Tese (Mestrado). COPPE/UFRJ

quadro 2.2 ilustra os tipos de comportamento dos valores do módulo de resiliência com relação ao estado de tensão verificado por estes autores.

QUADRO 2.2 - Modelos de variação do módulo de resiliência com o estado de tensão observados por MOTTA & CERATTI (1986)

2.4 EXPRESSÕES MATEMÁTICAS DIVERSAS ENVOLVENDO O PARÂMETRO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

A caracterização do comportamento tensão-deformação dos solos utilizados em pavimentação ganhou espaço no meio técnico a partir da década de 60,

principalmente após o início da utilização mais freqüente das análises mecânicas aplicadas à estrutura dos pavimentos.

Os procedimentos laboratoriais para a determinação do módulo de resiliência (M_R) apresentam atualmente um relativo grau de uniformidade e normalização. Entretanto tais procedimentos necessitam de equipamentos ainda dispendiosos e capacitação técnica elevada para a sua realização. Esses dois problemas, equipamentos caros e pessoal especializado, aliados ao crescente interesse da comunidade rodoviária na aplicação de relações mecânicas que incluam aspectos do comportamento resiliente dos materiais de pavimentação, acabam por justificar pesquisas com o objetivo de levantar relações empíricas entre o módulo de resiliência e os resultados de ensaios de execução mais simples e expedita.

Conforme dito no capítulo 1, neste trabalho será verificada a existência de relação entre os valores do módulo de resiliência obtidos a partir de ensaios triaxiais dinâmicos e parâmetros determinados através de ensaios de compressão simples sem confinamento para alguns solos granulares empregados em rodovias do nordeste brasileiro.

2.4.1 Com o estado e natureza do solo

JONES & WITCZAK (1977) analisaram o subleito composto de solos argilosos de várias seções de uma rodovia experimental construída nos anos 60 em San Diego. Procurou-se identificar a existência de uma relação entre as variáveis umidade e grau de saturação e o módulo de resiliência dos materiais estudados. Os autores utilizaram os resultados de ensaios triaxiais dinâmicos realizados pelo *Asphalt Institute* em 10 corpos de prova moldados em laboratório e 97 corpos de prova indeformados, extraídos de 6 seções de teste. JONES & WITCZAK (1977) apresentaram as eqs. (2.28 e 2.29) que são aplicáveis para a determinação do valor do M_R correspondente a tensão desvio de 41,4 kPa e tensão confinante de 13,8 kPa.

Amostras moldadas em laboratório

$$\log M_R = -0,13282 \cdot w + 0,013405 \cdot S + 2,31909 \quad (2.28)$$

Amostras Indeformadas

$$\log M_R = -0,111109 \cdot w + 0,021699 \cdot S + 1,17869 \quad (2.29)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência em psi;

w - teor de umidade em % e

S - grau de saturação em %.

O coeficiente de correlação (R) foi de 0,97 para a eq. (2.28) e de 0,67 para a eq. (2.29).

RADA & WITCZAK (1981) durante o desenvolvimento de uma pesquisa na Universidade de Maryland para *Maryland State Highway Administration* (MSHA) analisaram o comportamento resiliente de seis tipos de solos granulares. Os objetivos do estudo eram obter expressões que permitissem o cálculo do M_R a partir do estado de tensão e de propriedades físicas (grau de saturação, grau de compactação, granulometria e estado de tensão) e a investigação da possibilidade de relação entre o módulo de resiliência e o índice de suporte CBR para os materiais da pesquisa. Como resultado do trabalho os autores propuseram a seguinte equação:

$$\log M_R = 4,022 - 0,006832 \cdot S_r + 0,007055 \cdot GC + 0,005516 \cdot \log \theta \quad (2.30)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência (psi);

S_r - grau de saturação (%);

GC - grau de compactação em relação à massa específica aparente seca máxima para a energia modificada e

θ - primeiro invariante de tensão (psi).

A equação acima tem R^2 de 0,61 e foi obtida com análise dos resultados de 101 ensaios triaxiais dinâmicos.

CARMICHAEL III & STUART (1985) realizaram uma extensa revisão na literatura envolvendo a determinação do módulo de resiliência onde mais de 250 solos foram analisados. O principal objetivo desta pesquisa era oferecer a determinação do valor de M_R dos solos através de resultados de ensaios rotineiros, auxiliando principalmente os engenheiros práticos. Os autores propuseram as eqs (2.31 e 2.32) para o cálculo do módulo de resiliência, uma válida para solos coesivos e outra para solos granulares, as quais foram adotadas no *Forest Service Surfacing Handbook*.

Solos Coesivos:

$$M_R = 37,431 - 0,4566 \cdot IP - 0,6179 \cdot w\% - 0,1424 \cdot (S200) + 0,1791 \cdot \sigma_3 - 0,3248 \cdot \sigma_d + 36,422 \cdot CH + 17,097 \cdot MH \quad (2.31)$$

Solos Granulares:

$$\log M_R = 0,523 - 0,0225 \cdot w\% + 0,544 \cdot \log \theta + 0,173 \cdot SM + 0,197 \cdot GR \quad (2.32)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência (ksi);

IP - índice de plasticidade (%);

w% - umidade (%);

S200 - percentagem passando #200;

σ_3 - Tensão de confinamento (psi);

σ_d - Tensão desvio (psi);

θ - primeiro invariante de tensão (psi) e os seguintes valores para o tipo de solo de acordo com a classificação USCS:

CH = 1 para solos CH e 0 para outros (MH, ML ou CL);

MH = 1 para solos MH e 0 para outros (CH, ML ou CL);

SM = 1 para solos SM e 0 para os demais e

GR = 1 para solos GR, GM, GW, GC ou GP e 0 para os demais.

Foram utilizados 418 resultados de ensaios triaxiais dinâmicos para a determinação da eq. (2.31) e 583 ensaios para a eq. (2.32), com coeficientes (R^2) de 0,759 e 0,836, respectivamente. Após alguns testes, CARMICHAEL III & STUART (1985) concluíram que tais expressões são passíveis de uso mediante cautela.

2.4.2 Com o Índice de Suporte CBR

Algumas das primeiras tentativas de se incorporar o módulo de resiliência aos projetos rodoviários foram baseadas em relações empíricas com o valor do CBR como mostra a tabela 2.15. Tais equações não especificam o estado de tensão para o qual o módulo de resiliência está sendo calculado, ou seja, não expressam a sua dependência para com o estado de tensão atuante na camada.

TABELA 2.15 – Expressões para relacionar M_R e CBR (Fonte: WITCZAK *et al.*-1995)

Autores	Expressão
Heukelom e Foster (1960)	$M_R = 1500 \cdot \text{CBR}$
Green e Hall (1975)	$M_R = 5409 \cdot \text{CBR}^{0,711}$
South African Council on Scientific and Industrial Research (CSIR)	$M_R = 3000 \cdot \text{CBR}^{0,65}$
Lister (1987)	$M_R = 2555 \cdot \text{CBR}^{0,64}$

Nota: M_R em psi. (1psi = 6,89kPa)

MEDINA & PREUSSLER (1980) estudaram possíveis relações entre M_R e CBR para solos arenosos e argilosos encontrados em algumas rodovias brasileiras. Os autores comprovaram não haver relação explícita entre os dois parâmetros no caso dos solos arenosos.

Para solos de comportamento argiloso, foi possível uma expressão matemática entre o módulo de resiliência e o CBR na tensão desvio de 2kgf/cm²

(200 kPa) e corpos de prova moldados na umidade igual ou superior à ótima. (eq. 2.33)

$$M_R = 326 + 67 \cdot \text{CBR} \quad (2.33)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência (kgf/cm²);

CBR - Índice de suporte Califórnia (%) e

Coeficiente de correlação (R) igual a 0,82.

MEDINA & PREUSSLER (1980) procuraram ainda relacionar os parâmetros do modelo bi-linear (eqs. 2.20 e 2.21), com a granulometria e o índice CBR dos solos de comportamento argiloso e afirmaram:

1. K_1 varia entre 0,7 e 1,1 na umidade ótima;
2. Solos com mais de 50% do material que passa na peneira nº200, apresentam valores de K_4 na umidade ótima entre -2000 e -3000. Acima da umidade ótima K_4 é praticamente nulo;
3. Apesar de poucos ensaios realizados, pode-se considerar o seguinte para K_3 :
 $K_3 = 2282 \cdot (\text{CBR}) - 7559$, com $R = 0,98$ para: K_3 entre 0 e 28953 e CBR entre 3 e 16%.
 Se $\text{CBR} > 16\%$, $K_3 = 28953$ e
 Se $\text{CBR} < 3\%$, $K_3 = 0$.
4. Pode-se determinar o valor de K_2 graficamente ou através da eq.(2.21), desde que se considere nulo K_4 .

RADA & WITCZAK (1981) propuseram a eq. (2.34) para solos granulares. Apesar de analisados 101 ensaios triaxiais dinâmicos, a expressão foi determinada com base somente nos valores de M_R para os estados de tensão $\theta = 69$ kPa e $\theta = 690$ kPa, ou seja, existe um grande intervalo de tensões onde a relação M_R , estado de tensão e CBR não foi investigada.

$$M_R = (490 \cdot \log \theta - 243) \cdot \text{CBR} \cdot \quad (2.34)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência em psi;

θ - primeiro invariante de tensão em psi e

CBR- índice de suporte California em %.

RADA & WITCZAK (1981) concluíram que as relações envolvendo o módulo de resiliência e valores de CBR devem possuir coeficientes em função do estado de tensão. Apesar de não apresentarem parâmetros estatísticos, como o coeficiente de correlação (R) para a eq. (2.34), estes autores afirmaram que em um mesmo tipo de solo, pode haver uma grande dispersão na relação entre M_R e o CBR.

CARDOSO (1988) propôs uma expressão para a determinação do módulo de resiliência onde estão presentes o CBR, o primeiro invariante de tensão e a tensão principal maior (eq. 2.35). O estudo foi desenvolvido para solos lateríticos de Brasília. Na pesquisa, o autor realizou ensaios triaxiais dinâmicos e de determinação do CBR e efetuou análises de regressão múltipla com 6 níveis de CBR (19%, 29%, 39%, 44%, 72% e 93%), totalizando uma amostragem de 149 pontos, sendo que para a expressão estabelecida encontrou-se $R^2 = 0,92$.

$$M_R = \frac{179,0412 \cdot (\text{CBR})^{1,08774} \cdot (\theta)^{1,43833}}{\sigma_1^{1,18598}} \quad (2.35)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência em psi;

θ - primeiro invariante de tensão em psi e

σ_1 - tensão principal maior em psi.

LOTFI¹² e LOTFI *et al.*¹³ *apud* WITCZAK *et al.* (1995) desenvolveram uma relação empírica para o cálculo de M_R utilizando os resultados

¹² LOTFI, H.A. (1984). *Development of a rational compaction specification for cohesive soil*. PhD Dissertation, University of Maryland, at College Park, Md.

de ensaios de CBR e o valor da tensão desvio para solos coesivos empregados como material de subleito. Este estudo somou os resultados de ensaios triaxiais dinâmicos realizados por BARKER¹⁴ e os resultados do mesmo tipo de ensaio realizados na Universidade de Maryland. Os autores analisaram 13 diferentes combinações entre umidade e massa específica seca, realizando para cada uma destas combinações, ensaios triaxiais dinâmicos e ensaios de determinação do CBR, estes últimos apresentando valores entre 2% e 21%. A eq. (2.36) mostra a expressão determinada por estes autores.

$$\log M_R = 1,0016 + 0,043 \cdot \text{CBR} - 1,9557 \cdot \left(\frac{\log \sigma_d}{\text{CBR}} \right) - 0,1705 \cdot \log \sigma_d \quad (2.36)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência em klb/pol^2 ;

CBR – índice de suporte Califórnia em % e

σ_d – tensão desvio em lb/pol^2 .

ZAMAN *et al.* (1994) avaliaram a possibilidade da utilização de uma relação empírica entre módulo de resiliência e o CBR para quatro níveis do primeiro invariante de tensão, 14psi (96,6kPa), 20psi (138kPa), 30psi (207kPa) e 100psi (690kPa) e apresentaram os resultados na forma da eq. (2.37).

$$M_R = B \cdot \text{CBR} \quad (2.37)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência em psi;

B – parâmetro de regressão e

CBR – índice de suporte California em %.

¹³ LOTFI, H.^a; SCHWARTZ, C.W.; WITCZAK, M.W. (1988). Compaction specification for the control of subgrade rutting. *Transportation Research Record*, v.1196, Washington, D.C.

¹⁴ BARKER, W.J. (1982). Prediction of pavements roughness. *Rep. No. Miscellaneous paper GL-82-1L*, U.S. Army Engr., Vicksburg, Miss.

Segundo os autores, os valores obtidos para o coeficiente B (tabela 2.16) mostram uma grande dispersão devido a dois prováveis motivos: a diferença no tipo de carregamento (dinâmico x estático) e no tipo de confinamento que o corpo de prova está sujeito durante a execução dos dois ensaios (triaxial dinâmico e CBR)

TABELA 2.16 - Parâmetro B para os diferentes tipos de agregados e diferentes níveis do primeiro invariante de tensão (Fonte: ZAMAN *et al.*, 1994)

Condados (Oklahoma)	Material	CBR	$\theta = 100\text{psi}$	$\theta = 30\text{psi}$	$\theta = 20\text{psi}$	$\theta = 14\text{psi}$
Comanche	Calcário	67	423	243	174	165
Cherokee	Calcário	132	181	106	96	88
Creek	Calcário	116	226	156	112	97
Choctaw	Arenito	284	78	38	26	25
Johnston	Granito	226	101	50	42	38
Murray	Riólito	150	164	91	72	65
	média	132	193	96	82	74

2.4.3 Com resultados de ensaios triaxiais convencionais

ZAMAN *et al.* (1994) apresentaram a eq. (2.38) para a determinação do módulo de resiliência a partir de valores do primeiro invariante de tensão, tensão principal maior, coesão e ângulo de atrito interno. Os autores analisaram seis tipos de solos granulares do estado de Oklahoma utilizando ensaios triaxiais dinâmicos e ensaios triaxiais convencionais para a obtenção dos parâmetros envolvidos.

$$M_R (\text{psi}) = 2860,94 + 275 \cdot C + 128 \cdot \sigma_1 \cdot \tan \phi + 118 \cdot \theta \quad (2.38)$$

onde:

C – coesão (psi);

σ_1 - tensão principal maior (psi);

ϕ - ângulo de atrito interno e

θ - primeiro invariante de tensão (psi).

Na tabela 2.17 encontram-se os coeficientes de determinação (R^2) para a eq. (2.38) e os valores de C e ϕ para os seis agregados estudados por ZAMAN *et al.* (1994).

TABELA 2.17 - Coeficiente de determinação e valores de coesão (C) e ângulo de atrito interno obtidos por ZAMAN *et al.* (1994)

Condados (Oklahoma)	Material	C (psi)	ϕ	R^2
Comanche	Calcário	18	41	0,734
Cherokee	Calcário	14	45	0,512
Creek	Calcário	18	43	0,836
Choctaw	Arenito	12	46	0,541
Johnston	Granito	11	46	0,735
Murray	Riólito	16	46	0,861

SWEERE & GALJAARD (1988) investigaram seis areias presentes nas rodovias Holandesas com o objetivo de obter relação entre os resultados de ensaios triaxiais dinâmicos e resultados de um ensaio triaxial convencional com modificações nos procedimentos de aplicação de carga. Neste ensaio aplicou-se períodos de carregamento e descarregamento alternados com 5 minutos de duração para cada um dos períodos. Após dois carregamentos e dois intervalos de sem atuação de carga, aplicou-se o mesmo nível de tensão durante 30 minutos (figura 2.13), medindo-se os deslocamentos axiais após este último carregamento e, conseqüentemente, calculando-se o módulo de resiliência para o período de 30 minutos. Os autores denominaram o procedimento de ensaio estático com carregamentos repetidos

O procedimento de ensaio descrito acima tem a duração de aproximadamente uma hora para cada combinação da tensão desvio (σ_d) e tensão de confinamento (σ_3), o que levou SWEERE & GALJAARD (1988) a verificarem a

possibilidade de utilização do módulo de resiliência calculado a partir do deslocamento axial medido no primeiro período de carregamento (5 minutos de duração) na relação com o valor de M_R obtido através dos ensaios triaxiais dinâmicos.

FIGURA 2.13 - Esquema de aplicação de carregamento e respectivas deformações no procedimento utilizado por Sweere & Galjaard (Fonte: SWEERE & GALJAARD, 1988)

Os ensaios estáticos com carregamentos repetidos e os ensaios triaxiais dinâmicos foram realizados no mesmo corpo de prova. Para cada nível de σ_3 , o ensaio estático com carregamentos repetidos era executado e em seguida o triaxial dinâmico, obedecendo a mesma tensão de confinamento e variando-se a tensão desvio. Os autores utilizaram 10 combinações diferentes de σ_3 (10kPa a 200kPa) e σ_d ($\sigma_3/\sigma_1 = 2, 3$ e 4) obtendo as eqs. (2.39 e 2.40).

$$M_{R,S}(30) = -3,54 + 0,965 \cdot M_R \quad (2.39)$$

$$M_{R,S}(5) = -6,64 + 0,969 \cdot M_R \quad (2.40)$$

onde:

$M_{R,S}(30)$ - módulo de resiliência após trinta minutos de carga (MPa);

$M_{R,S}(5)$ - módulo de resiliência após cinco minutos de carga (MPa) e

M_R - módulo de resiliência a partir do triaxial dinâmico (MPa).

Os coeficientes de determinação (R^2) foram 0,988 e 0,990 para as eqs. (2.39 e 2.40) respectivamente.

2.4.4 Com resultados de ensaios de compressão simples

DRUMM *et al.* (1990) pesquisaram a relação entre o módulo de resiliência, o ensaio de compressão simples, a natureza e o estado de 11 solos coesivos coletados no estado do Tennessee. A relação proposta por estes autores tem com variáveis independentes o módulo tangente inicial, a resistência a compressão simples, o índice de plasticidade, a massa específica aparente seca, o grau de saturação e a percentagem de material passando na peneira #200.

Para a determinação do módulo tangente inicial (E_0) e tensão de ruptura (q_u), DRUM *et al.* (1990) realizaram ensaios de compressão sem confinamento e representaram o comportamento tensão-deformação obtido, através de um modelo hiperbólico (CHANG, 1970) como mostram as figuras 2.14 e 2.15.

FIGURA 2.14 - Representação hiperbólica para os resultados do ensaio de compressão simples (Fonte: DRUMM *et al.*, 1990)

FIGURA 2.15 – Relação linear a partir das coordenadas transformadas ϵ_a/σ_a e ϵ_a para a determinação dos parâmetros a e b do modelo hiperbólico (Fonte: DRUMM *et al.*, 1990)

As figuras 2.16 e 2.17 mostram o exemplo de um dos resultados dos ensaios de compressão simples realizados em duas amostras de um mesmo solo coesivo do programa de ensaio de DRUM *et al.* (1990).

FIGURA 2.16 - Resultados dos ensaios de compressão simples e sua representação hiperbólica (Fonte: DRUMM *et al.*, 1990)

FIGURA 2. 17 - Coordenadas transformadas para o solo do Condado de Hoywood (Fonte: DRUMM *et al.*, 1990)

Segundo os autores, o modelo hiperbólico não representa bem o comportamento tensão-deformação dos solos estudados quando as deformações axiais são maiores que 3%, porém para este nível de deformação os solos já haviam atingido o escoamento ou haviam rompido, o que os levou a desprezar os pares de valores tensão-deformação na região de deformações axiais superiores a 3%.

Como resultado do trabalho, DRUM *et al.* (1990) apresentaram a eq. (2.41) para o cálculo do módulo de resiliência quando $\sigma_d = 41,34\text{kPa}$ (6psi) e que possui coeficiente $R^2 = 0,83$.

$$M_{Ri} = 45,8 + 0,00052 \cdot \left(\frac{1}{a}\right) + 0,188 \cdot q_u + 0,45 \cdot IP - 0,216 \cdot \rho - 0,25 \cdot S - 0,15 \cdot (\% \text{pass.}\#200) \quad (2.41)$$

onde:

M_{Ri} – módulo de resiliência em psi para $\sigma_d = 41,34\text{kPa}$;

$1/a$ – módulo tangente inicial em psi;

q_u – resistência à compressão simples;

IP – índice de plasticidade (%);

ρ – massa específica aparente seca (lb/ft^3);

S – grau de saturação e

$\% \text{pass}\#200$ – percentual de material passando na peneira #200.

LEE *et al.* (1995) pesquisaram relações entre o módulo de resiliência e os resultados de ensaios de compressão simples para amostras indeformadas (*Shelby*) de solos coesivos extraídos do subleito de 5 seções de rodovias em uso em Indiana.

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão simples e triaxial dinâmico foram talhados a partir do tubo *Shelby* com altura de aproximadamente 15cm e diâmetro de 7,1cm (diâmetro do tubo).

Os ensaios de compressão foram executados sem confinamento e com deformação controlada a uma taxa de 1% por minuto até o corpo de prova apresentar deformação permanente de 1%. LEE *et al* (1995) consideraram possível

apresentar deformação permanente de 1%. LEE *et al* (1995) consideraram possível relacionar o módulo de resiliência a parâmetros do ensaio de compressão simples para pequenas deformações devido as semelhanças no nível de tensão e consequentemente nas deformações impostas aos corpos de prova nos dois ensaios, compressão simples e triaxial dinâmico.

Estes autores analisaram para o ensaio de compressão simples as tensões para diferentes níveis de deformações (0,25, 0,5, 0,75 e 1,0%), o módulo secante para diferentes níveis da tensão desvio (7, 14, 35, 69kPa) e o módulo tangente inicial, verificando com estes parâmetros aquele que melhor se relacionou com o módulo de resiliência.

Após alguns testes estatísticos, estes autores encontraram que a melhor expressão matemática foi a que considerou o módulo de resiliência e as tensões aplicadas para diferentes níveis de deformações ($S_{u0,25\%}$, $S_{u0,5\%}$, $S_{u0,75\%}$ e $S_{u1,0\%}$). As eqs. (2.42 e 2.43) estimam o M_R em um estado de tensão ($\sigma_d = 41$ kPa e $\sigma_3 = 21$ kPa), sendo que a primeira com $R^2 = 0,85$ e a segunda expressão, além de fornecer R^2 de 0,97, pode ser utilizada para solos coesivos onde a tensão axial que provoca $\varepsilon_r=1\%$ for menor que 241 kPa.

$$M_R = 1560 + 833,8 \cdot S_{u1,0\%} - 6,97 \cdot S_{u1,0\%}^2 \quad (2.42)$$

$$M_R = 606,6 \cdot S_{u1\%} \quad (2.43)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência (psi) e

$S_{u1,0\%}$ - tensão correspondente à 1% de deformação axial (psi).

Os autores apresentaram ainda, a eq. (2.44) que é válida para outros estados de tensão.

$$M_R = a \cdot S_{u1,0\%} \quad (2.44)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência (psi);

a – constante de regressão em função do estado de tensão e

$S_{u1,0\%}$ – tensão correspondente à 1% de deformação axial (psi).

O valor da constante de regressão a é estimado através de um gráfico desenvolvido pelos autores e que está ilustrado na figura 2.18.

FIGURA 2.18 - Gráfico para estimar o valor do parâmetro a (Fonte: LEE *et al.*, 1995)

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas a origem, características físicas, classificações geotécnicas e os resultados dos ensaios de caracterização e compactação dos materiais coletados para o desenvolvimento da pesquisa. São também descritos os equipamentos e os procedimentos laboratoriais utilizados para a execução dos ensaios triaxiais dinâmicos e de compressão simples. Finalmente apresentar-se-á a metodologia para a análise dos resultados obtidos na fase experimental do trabalho.

3.2 ORIGEM E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.1 Origem

Os solos utilizados para se alcançarem os objetivos desta pesquisa são provenientes de duas jazidas situadas na rodovia CE-085, no estado do Ceará e uma jazida localizada em Parnaíba (PI). O primeiro solo, uma areia argilosa, foi coletado diretamente da jazida de sub-base utilizada para a construção da rodovia CE-085.

O segundo solo foi usado na construção da camada de base da mesma rodovia. Trata-se de uma mistura em iguais proporções formada pela areia argilosa utilizada na sub-base e uma areia de granulometria uniforme coletada na jazida de base da mesma rodovia.

O terceiro material é uma areia argilosa proveniente das proximidades da cidade de Parnaíba, no Piauí, onde é utilizado no recobrimento das estradas vicinais da região.

A tabela 3.1 apresenta um resumo do local de origem de todas as amostras de solo que foram estudadas.

TABELA 3.1 - Origem dos materiais empregados na construção da Rodovia CE-085 e nas rodovias vicinais da região de Parnaíba-PI

<i>Amostra</i>	<i>Características tátil-visual</i>	<i>Origem da Amostra</i>
1	Areia argilosa	jazida de sub-base CE-085 – Ceará
2	Mistura arenosa	jazida de sub-base/Base CE-085 – Ceará
3	Areia argilosa	região de Parnaíba – Piauí

A figura 3.1 mostra as jazidas de cada um dos materiais, a rodovia CE-085 onde foram empregados os dois primeiros materiais e a região de Parnaíba (PI) onde é utilizado o último solo.

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

3.2.2 Massa Específica dos Sólidos e Limites de Atterberg

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

A determinação dos Limites de Atterberg foram executados seguindo os procedimentos descritos nas normas “Solo – Determinação do Limite de Liquidez” – NBR 6459 (1984) e “Solo – Determinação do Limite de Plasticidade” – NBR 7180 (1984). A tabela 3.2 apresenta um resumo dos resultados obtidos.

TABELA 3.2 - Resultados dos ensaios de massa específica dos sólidos e limites de Atterberg

<i>Solo</i>	<i>LL (%)</i>	<i>LP(%)</i>	<i>IP(%)</i>	<i>ρ_s (g/cm³)</i>
Sub-base CE-085	20,2	13,5	7	2,616
Base CE-085	NP	NP	NP	2,596
Parnaíba	26,9	19,0	8	2,719

3.2.3 Granulometria

A análise granulométrica dos solos foi obtida através do processo de peneiramento para a fração grossa e sedimentação para a fração fina. Os procedimentos estão de acordo com o método de ensaio “Solo – Análise Granulométrica” – NBR 7181 (1984). As figuras (3.2 a 3.4) mostram as curvas de distribuição granulométrica dos materiais de sub-base e base da CE-085 e do material coletado na região de Parnaíba (PI).

FIGURA 3.2 - Curva granulométrica do solo da jazida de sub-base da rodovia CE-085 (Amostra 1)

FIGURA 3.3 - Curva granulométrica do solo da jazida de base da rodovia CE-085 (Amostra 2)

FIGURA 3.4 - Curva granulométrica do solo de Parnaíba (Amostra 3)

Os percentuais de areia, silte e argila segundo a norma NBR 6502 estão apresentadas na tabela 3.3.

TABELA 3.3 - Composição granulométrica dos materiais

<i>Composição granulométrica</i>	<i>Amostra 1 Sub-base CE-085</i>	<i>Amostra 2 Base CE-085</i>	<i>Amostra 3 Parnaíba-PI</i>
Areia	82,10	88,60	56,40
Silte	4,70	3,80	19,10
Argila	13,20	7,60	24,50

3.2.4 Umidade Ótima e Massa Específica Aparente Seca Máxima

Foram realizados ensaios de compactação para a determinação da umidade ótima e massa específica aparente seca máxima utilizando o equipamento

miniatura para a energia equivalente à normal. Os ensaios de compactação seguiram os procedimentos preconizados pela norma "Solos - Compactação em Equipamento Miniatura" - DNER-ME 228/94. As figuras 3.5, 3.6 e 3.7 mostram a curva de compactação obtida para cada um dos solos e os respectivos valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima.

FIGURA 3.5 - Curva de compactação na energia normal do solo da jazida de sub-base (rodovia CE-085 - Amostra 1)

FIGURA 3.6 - Curva de compactação na energia normal do solo da jazida de base (rodovia CE-085 - Amostra 2)

FIGURA 3.7 - Curva de compactação na energia normal do solo de Pamaíba (Amostra 3)

3.3 Classificações HRB, USCS e MCT dos materiais utilizados

Para a execução dos ensaios que possibilitaram a classificação segundo a metodologia MCT, adotou-se o procedimento descrito nas seguintes normas: "Solos Compactados com Equipamento Miniatura – Determinação da Perda de Massa por Imersão"- DNER-ME 256/94, "Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Mini-MCV" – DNER-ME 258/94 e "Classificação de Solos Tropicais Segundo a Metodologia MCT" – DER M 196/89

O solo da amostra 1, uma areia siltosa, foi classificada como A-2-4 no sistema HRB. Para a USCS o material foi tido como SC (*areia argilosa*) e na metodologia MCT, a classificação do material da jazida de sub-base da CE-085 indicou o tipo LA', correspondendo a um material arenoso de comportamento laterítico.

A mistura arenosa com poucos finos utilizada na construção da camada de base da CE-085 encontra-se no grupo A-2-4 da classificação HRB. Para

o sistema USCS o solo foi classificado como SC (*areia argilosa*) e na metodologia MCT foi classificado como sendo LA, ou seja, uma areia de comportamento não laterítico.

O solo coletado na região de Parnaíba, uma areia argilosa, foi classificada como A-3, CL e LG' de acordo com as classificações HRB, USCS e MCT respectivamente. Na tabela abaixo encontra-se um resumo das classificações determinadas para os três solos.

TABELA 3.4 - Classificação HRB, USCS e MCT dos materiais utilizados

Procedência	Classificação		
	HRB	USCS	MCT
CE-085 (sub-base)	A-2-4	SC	LA'
CE-085 (base)	A-2-4	SC	LA
Parnaíba (PI)	A-4	CL	LG'

Na figura 3.8 encontra-se um ábaco da classificação MCT indicando o posicionamento de cada amostra com os respectivos coeficientes e' e c' .

L = LATERÍTICO	A = AREIA	G' = ARGILOSO
N = NÃO LATERÍTICO	A' = ARENOSO	S' = SILTOSO

FIGURA 3.8 - Ábaco da classificação MCT (Fonte: NOGAMI *et al.* 1993)

3.4 ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS

3.4.1 Descrição do equipamento

Os ensaios triaxiais dinâmicos foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos. Utilizou-se uma prensa da marca MTS (*Material Testing System*), modelo 815, que opera com sistema de carregamento hidráulico e que é capaz de aplicar cargas repetidamente com forma, duração e frequências previamente selecionadas em um gerador de funções.

A célula de carga utilizada foi da marca *Wykeham Farrance*, com capacidade máxima de carga de 10kN, calibrada para o valor máximo de 5kN e posicionada internamente à câmara triaxial.

Aplicou-se ar como fluido de confinamento no interior da câmara triaxial. O sistema responsável pelo confinamento era controlado manualmente com as tensões observadas em um manômetro e conferidas com os valores fornecidos pelos transdutores de pressão da própria prensa MTS.

- **Sistema de medida dos deslocamentos resilientes ou recuperáveis**

Os deslocamentos foram medidos internamente no terço médio do corpo de prova através de dois LVDTs (*Linear Variable Differential Transducers*) da marca Solotest. Os LVDTs possuem curso igual a 8mm, com linearidade entre -2 e 4mm e sensibilidade mínima de 1mV/V.

A figura 3.9 mostra um croqui dos equipamentos utilizados para a realização dos ensaios triaxiais dinâmicos.

FIGURA 3.9 - Croqui dos equipamentos utilizados para a realização dos ensaios triaxiais dinâmicos

3.4.2 Preparação e moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova foram moldados em um cilindro bipartido, que, ao final da moldagem, produziu corpos de prova com diâmetro de 5cm e altura 10cm. Utilizou-se a compactação por soquete em seis camadas de solo na umidade ótima e massa específica aparente seca máxima correspondente à energia normal. Tais condições parecem representar bem a realidade de construção das rodovias brasileiras, de acordo com MEDINA *et al.* (1986).

Foram eliminados os corpos de prova que apresentaram desvio de $\pm 0,5\%$ para a umidade alvo e $\pm 3\%$ com relação ao valor estabelecido para a massa específica aparente seca máxima. Na tabela 3.5 estão os valores da umidade e massa específica dos corpos de prova ensaiados.

TABELA 3.5 - Umidade e massa específica dos corpos de prova utilizados nos ensaios

<i>Amostra</i>	<i>c.p</i>	<i>W_{cp}</i> (%)	<i>ρ_{dcp}</i> (g/cm ³)	<i>Grau de compactação</i> (%)
sub-base (CE-085)	01	9,68	2,058	100,7
<i>W_{ót} = 10,07%</i>	11	9,88	2,041	100,0
<i>ρ_{dmáx} = 2,043g/cm³</i>	14	9,78	2,045	100,6
	15	10,09	2,055	100,1
base (CE-085)	02	9,40	1,986	100,9
<i>W_{ót} = 9,76%</i>	05	9,42	1,979	100,6
<i>ρ_{dmáx} = 1,968g/cm³</i>	06	9,48	1,978	100,5
	08	9,29	1,961	99,7
	09	9,43	1,974	100,3
Parnaíba	02	13,65	1,914	100,1
<i>W_{ót} = 14,00%</i>	05	13,85	1,921	100,47
<i>ρ_{dmáx} = 1,912g/cm³</i>	09	13,78	1,910	99,9
	10	13,92	1,909	99,9
	13	14,40	1,920	100,4

A partir da a confecção dos corpos de prova até o início da aplicação da tensão de confinamento, uma seqüência de passos preparatórios foi obedecida. Em síntese, esta seqüência foi a seguinte:

- a) moldagem dos corpos de prova conforme os procedimentos descritos acima;
- b) extração dos corpos de prova do molde cilíndrico;
- c) medidas de peso e altura do corpo de prova;
- d) envolvimento do corpo de prova em filme de pvc transparente e armazenagem na câmara úmida;
- e) colocação da membrana de borracha no corpo de prova. Deve-se verificar antes, se a membrana possui perfurações aplicando-se um vácuo e observando-se a formação de bolhas em um recipiente com água;
- f) colocação do corpo de prova na prensa e do cabeçote no topo do mesmo;
- g) marcação preliminar na membrana da posição de fixação das alças que suportarão os LVDTs;
- h) fixação das alças;
- i) colocação dos LVDTs, ajustando-os firmemente nas alças;
- j) medida das distâncias entre alças. Esta distância servirá de referência para o cálculo das deformações específicas. Efetuar no mínimo duas medidas e utilizar o valor médio;
- k) colocação e fixação da câmara triaxial;
- l) início de aplicação da tensão de confinamento e início do ensaio.

A figuras 3.10 e 3.11 mostram respectivamente, o corpo de prova instalado na base da câmara triaxial e uma visão geral do equipamento utilizado nos ensaios triaxiais dinâmicos.

FIGURA 3.10 - Corpo de prova instalado na base da câmara triaxial

FIGURA 3.11 - Visão geral do equipamento usado nos ensaios triaxiais dinâmicos

3.4.3 Procedimento e cálculo do ensaio

As cargas aplicadas seguiram o padrão descrito na norma AASHTO TP46-94 (1996), ou seja, forma de carregamento "*Haversine*" com duração de 0,1s, frequência de 60hz, conforme esquematizado na figura 2.3.

As tensões desvio (σ_d) e de confinamento (σ_3) aplicadas durante o ensaio, o número de repetições e os cálculos para a determinação dos deslocamentos resilientes e M_R seguiram também o procedimento descrito na norma AASHTO TP46-94 (1996). Conforme dito anteriormente, na norma acima, a seqüência de tensões a ser utilizada depende da localização do material na estrutura do pavimento, e no caso dos três solos em questão, adotou-se a seqüência pertinente aos materiais de sub-base ou base, conforme foram empregados em suas respectivas rodovias.

Deve-se ressaltar que o procedimento AASHTO TP46-94 (1996) considera a aplicação de uma carga de contato (P_{contato}) e uma carga máxima ($P_{\text{máxima}}$). A carga de contato, é aplicada para garantir um contato continuado entre o pistão e o cabeçote do corpo de prova e o valor desta carga é 10% da carga máxima. Com este procedimento aplica-se efetivamente a força ($P_{\text{cíclica}}$) onde:

$$P_{\text{cíclica}} = P_{\text{máxima}} - P_{\text{contato}} \quad \text{eq. (3.1)}$$

Dividindo-se estas forças pela área do topo do corpo de prova obtém-se as respectivas tensões. A tabela 3.6 mostra a seqüência de tensões utilizadas nos ensaios triaxiais dinâmicos de acordo com a norma AASHTO TP46-94 (1996).

Durante os ensaios triaxiais foram armazenados os valores correspondentes aos 5 últimos ciclos de carregamento para cada nível de tensão. O deslocamento resiliente de cada ciclo é dado pela média dos valores registrados nos dois LVDTs. O valor adotado para o cálculo de ϵ_R em um nível de tensão é a média dos deslocamentos resilientes dos cinco últimos ciclos. (eq. 3.2)

$$\varepsilon_R = \frac{\Delta h}{H} \quad (3.2)$$

onde:

ε_R - deformação resiliente;

Δh - média dos deslocamentos resilientes nos cinco últimos ciclos;

H - altura inicial do trecho onde estão instalados os LVDTs.

TABELA 3.6 - Sequência de tensões e número de aplicações de carga adotados para os ensaios triaxiais dinâmicos

AASHTO TP46-94 (1996)					
(Material de base/sub-base)					
<i>Etapa</i>	σ_3	$\sigma_d(\text{máxima})$ (kPa)	$\sigma_d(\text{contato})$ (kPa)	$\sigma_d(\text{cíclica})$ (kPa)	<i>Repet.</i>
0 (*)	103,4	103,4	10,3	93,1	500-1000
1	20,7	20,7	2,1	18,6	100
2	20,7	41,4	4,1	37,3	100
3	20,7	62,1	6,2	55,9	100
4	34,5	34,5	3,5	31,0	100
5	34,5	68,9	6,9	62,0	100
6	34,5	103,4	10,3	93,1	100
7	68,9	68,9	6,9	62,0	100
8	68,9	137,9	13,8	124,1	100
9	68,9	206,8	20,7	186,1	100
10	103,4	68,9	6,9	62,0	100
11	103,4	103,4	10,3	93,1	100
12	103,4	206,8	20,7	186,1	100
13	137,9	103,4	10,3	93,1	100
14	137,9	137,9	13,8	124,1	100
15	137,9	275,8	27,6	248,2	100

(*) Etapa de condicionamento.

O módulo de resiliência é então calculado para cada estado de tensão utilizando-se a expressão:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R} \quad (3.3)$$

onde:

M_R - módulo de resiliência;

σ_d - tensão desvio aplicada e

ϵ_R - deformação resiliente obtida pela equação 3.2.

3.5 Ensaios de Compressão simples

Os ensaios de compressão simples foram realizados no mesmo equipamento descrito no item 3.4.1 e os corpos de prova preparados e montados de acordo com os processos apresentados no item 3.4.2.

3.5.1 Procedimentos dos ensaios

Para cada um dos solos, foram realizados dois ensaios de compressão sem confinamento. O primeiro ensaio de compressão simples desenvolveu-se com as deformações controladas a uma taxa de 1% por minuto, sem confinamento até o rompimento do corpo de prova ou quando foi atingido o limite de deslocamento do prato inferior da prensa, ocasionando a parada automática do ensaio. Este limite é superior ao da maioria das normas de ensaios de compressão simples onde deve-se interromper o ensaio quando a amostra apresentar deformação axial superior a 5%.

No segundo ensaio, um novo corpo de prova foi colocado na câmara triaxial, onde, aplicou-se incrementos de carga até atingir um valor em torno de $RCS/2$ em aproximadamente 30 minutos após o início do ensaio. A partir de então houve o descarregamento e finalizou-se o ensaio com um novo carregamento até a ruptura ou o limite de deslocamento do prato de prensa com a mesma velocidade de carga do primeiro ensaio de compressão simples (1% de deformação por minuto).

Como a determinação do módulo tangente inicial envolve alguma subjetividade e deformações muito pequenas que os equipamentos de medida, na sua maioria, não indicam com precisão, procurou-se padronizar neste trabalho um procedimento que minimizasse o efeito destes aspectos. Optou-se pelo procedimento adotado por DUNCAN & CHANG (1970) que supõe a curva tensão-deformação uma hipérbole, considerando a expressão da eq. (3.4).

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_a} = a + b \cdot \varepsilon_a \quad (3.4)$$

onde:

ε_a – deformação axial;

σ_a – tensão axial e

a e b – coeficientes de regressão considerando a reta que melhor se ajusta aos resultados experimentais.

Desta forma, o módulo tangente inicial E_o será:

$$E_o = \frac{1}{a} \quad (3.5)$$

3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos irão permitir a investigação da variação do valor do módulo de resiliência de acordo com o estado de tensão para os três solos desta pesquisa.

Com os resultados dos ensaios de compressão simples, será investigada a existência de expressões matemáticas entre o valor do módulo tangente inicial do conjunto de solos analisados e seus respectivos valores do módulo de resiliência, considerando-se os diversos estados de tensão presentes no ensaio triaxial dinâmico.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são discutidos os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos (Anexos A, B e C) realizados no laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – USP para a determinação do módulo de resiliência em função do estado de tensão, considerando-se os solos desta pesquisa. Além disso, são mostrados os resultados dos ensaios de compressão simples, juntamente com a análise do possível relacionamento entre os valores do módulo de resiliência e do módulo tangente inicial, obtidos a partir destes ensaios, sob diversos níveis de tensão.

4.2 ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS E EXPRESSÕES MATEMÁTICAS PARA O M_R EM FUNÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

4.2.1 Introdução

Sabe-se, conforme relatado no capítulo 2, que o valor do módulo de resiliência dos solos pode variar sensivelmente com alterações no estado de tensão. Neste sentido, diversos autores, propuseram diferentes expressões que

procuram retratar estas variações (ALLEN & THOMPSON, 1974, BERNUCCI, 1995, HICKS, 1970, MEDINA & PREUSSLER, 1980, MOTTA & CERATTI, 1986, THOMPSON & ROBNETT, 1976, UZAN, 1985, etc.).

Tomando-se os resultados dos ensaios dinâmicos, procurou-se avaliar o desempenho dos modelos mais comumente utilizados na representação da variação do módulo de resiliência em função do estado de tensão. Foram analisados para os três solos, relações matemáticas em função da tensão confinante, tensão desvio, primeiro invariante de tensão, tensão principal maior, e combinações destas variáveis. As eqs (4.1 a 4.8) representam àquelas que tiveram o desempenho verificado.

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \quad (4.1)$$

$$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \quad (4.2)$$

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \quad (4.3)$$

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2} \quad (4.4)$$

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3} \quad (4.5)$$

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_1^{K_3} \quad (4.6)$$

$$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3} \quad (4.7)$$

$$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_1^{K_3} \quad (4.8)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência;

σ_3 – tensão de confinamento;

θ – primeiro invariante de tensão;

σ_d – tensão desvio;

σ_1 – tensão principal maior e

K_1 , K_2 e K_3 – parâmetros de regressão.

4.2.2 Areia Argilosa (Rodovia CE-085: Sub-Base)

O solo coletado na jazida de sub-base da Rodovia CE-085, aqui denominado de CE-085 (sub-base), é uma areia argilosa com classificação A-2-4, SC e LA' nos sistemas HRB, USCS e MCT, respectivamente. Foram ensaiados dois corpos de prova deste material e procurou-se atingir durante a moldagem, os níveis de umidade e massa específica aparente seca semelhantes aos valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima obtidos através dos ensaios de compactação na energia normal. Os valores do módulo de resiliência determinados para os níveis de tensão especificados na norma AASHTO TP-46 (1996) são mostrados no anexo A.

Como foram utilizados dois corpos de prova nos ensaios deste solo e os valores do módulo de resiliência determinados em cada um destes ensaios foram similares, considerou-se mais representativo valer-se de todos os resultados na obtenção de uma única equação de regressão. A tabela 4.1 mostra os parâmetros de regressão e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos para as expressões em questão.

Tomando-se o valor do coeficiente de determinação (R^2) como critério para a medida da adequação de cada um das expressões para a representação do M_R , pode-se afirmar que, excetuando-se as eqs. (4.3 e 4.4), com R^2 iguais a 0,57 e 0,81, respectivamente, todas as demais, com coeficientes maiores que 0,91, mostraram-se plenamente satisfatórias.

Observa-se pela tabela 4.1 que os desempenhos das funções $K-\sigma_3$ e $K-\theta$ foram semelhantes, ambos apresentando elevados coeficientes de determinação R^2 igual a 0,91 e 0,93, respectivamente. Tais valores de R^2 confirmam as pesquisas que apontaram estas expressões matemáticas como indicados para materiais arenosos.(ALLEN & THOMPSON, 1974, BERNUCCI, 1995, HICKS, 1970, MEDINA & PREUSSLER, 1980, SWEERE & GALJAARD, 1988, etc.).

O relação matemática $K-\sigma_d$ mostrou através de seu baixo coeficiente de correlação que não é o mais adequado para representar a variação do módulo de resiliência com o estado de tensão, para o solo da CE-085 (sub-base), quando comparado às demais expressões verificadas.

TABELA 4.1 – Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação das expressões consideradas para os resultados dos ensaios realizados nos c.ps 01 e 11 da CE-085 (sub-base)

Expressões	c.ps 01 e 11 juntos				Eq.
	K_1 (MPa)	K_2	K_3	R^2	
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$	33,061	0,4838	-	0,93	(4.1)
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	13,741	0,5109	-	0,91	(4.2)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	50,966	0,3552	-	0,57	(4.3)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2}$	22,396	0,4765	-	0,81	(4.4)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	30,985	0,4510	0,0450	0,93	(4.5)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_1^{K_3}$	28,796	0,4101	0,0880	0,93	(4.6)
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	11,893	0,6587	-0,1551	0,94	(4.7)
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_1^{K_3}$	11,205	0,9189	-0,4171	0,93	(4.8)

Procurou-se ilustrar graficamente a influência da tensão confinante e tensão desvio no módulo de resiliência. As figuras 4.1 e 4.2 apresentam respectivamente, a variação do M_R em função da tensão desvio para níveis diversos de confinamento e a variação do M_R em função da tensão confinante para faixas de σ_d escolhidas.

FIGURA 4.1 - Módulo de resiliência *versus* σ_d para as tensões de confinamento 34,5; 68,9; 103,4 e 137,9 kPa. Solo: CE-085 (sub-base), c.ps 01 e 11

FIGURA 4.2 - Módulo de resiliência *versus* σ_3 para níveis da tensão desvio. Solo: CE-085 (sub-base), c.ps 01 e 11

De acordo com o observado nas figuras 4.1 e 4.2, a tensão desvio possui pouca influência nos valores do módulo de resiliência quando comparada à tensão de confinamento. Este fato também pode ser constatado quando se analisa a eq. (4.5) expresso em termos de σ_3 e σ_d . Se comparados os coeficientes K_2 e K_3 , observa-se que K_2/K_3 é igual a 10.

Considerando-se que não foi possível determinar, do ponto de vista estatístico, uma expressão única dentre às estudadas, que apresentasse o melhor desempenho na representação de M_R , optou-se por adotar nas análises que se seguem, aquela que considera o efeito das tensões σ_1 e σ_3 , conforme a eq. (4.9):

$$M_R = 28,796 \cdot \sigma_3^{0,4101} \cdot \sigma_1^{0,0880} \quad (4.9)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência (MPa);

σ_3 – tensão de confinamento (kPa) e

σ_1 – tensão principal maior (kPa).

Pode-se observar, comparando-se os valores de K_2 e K_3 da eq. (4.9), que a influência de σ_1 é menor se comparada com a de σ_3 , de maneira análoga, mas em menor grau, ao que foi dito com relação à tensão desvio. Neste caso, privilegiou-se a expressão em questão em razão de sua generalidade, simplicidade e com o objetivo de se uniformizar o tratamento que será dado à totalidade dos solos analisados, visto que para os demais existe uma influência mais pronunciada de σ_1 .

O gráfico da figura 4.3 permite que se comparem os valores do módulo de resiliência obtidos a partir dos resultados de laboratório para as diversas condições de tensão do ensaio, considerando-se os dois corpos de prova estudados, e as curvas determinadas através da expressão descrita pela eq. (4.9).

FIGURA 4.3 – Módulo de resiliência *versus* tensão principal maior para as tensões de confinamento 20,7, 34,5, 68,9, 103,4 e 137,9 kPa. Solo: CE-085 (sub-base)

4.2.3 Mistura Arenosa (Rodovia CE-085: Base)

O solo empregado como base da Rodovia CE-085, aqui denominado de CE-085 (base), é uma mistura arenosa formada pela areia argilosa utilizada na sub-base e por uma areia de granulometria uniforme coletada na jazida de base da mesma Rodovia. Este solo está classificado como A-2-4 e SC nos sistemas HRB e USCS, respectivamente, e como LA na classificação MCT.

Foram realizados ensaios triaxiais dinâmicos em três corpos de prova moldados de acordo com a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima obtidos através dos ensaios de compactação na energia normal.

O procedimento laboratorial adotado para a determinação do módulo de resiliência foi o preconizado pela norma AASHTO TP-46 (1996) e os resultados destes ensaios encontram-se no anexo B.

Os valores do módulo de resiliência calculados para os três corpos de prova ensaiados foram utilizados no cálculo de uma única equação de regressão. Considerou-se que os corpos de prova foram preparados de maneira muito semelhante e portanto, uma expressão com os três corpos de prova seria mais representativa do solo em questão.

Na tabela 4.2 encontram-se os parâmetros de regressão (K_1 , K_2 e K_3) e os coeficientes de regressão (R^2) determinados de cada um das expressões adotadas para a representação da variação de M_R com o estado de tensão.

TABELA 4.2 - Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação das expressões consideradas para os resultados dos ensaios realizados nos c.ps 02, 05 e 06 da CE-085 (base)

Expressões	c.ps 02, 05 e 06 juntos				Eq.
	$K_1(\text{MPa})$	K_2	K_3	R^2	
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$	22,106	0,5303	-	0,89	(4.1)
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	7,957	0,5712	-	0,89	(4.2)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	34,515	0,3997	-	0,56	(4.3)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2}$	13,527	0,5370	-	0,81	(4.4)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	19,225	0,4672	0,0886	0,90	(4.5)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_1^{K_3}$	16,908	0,3962	0,1639	0,90	(4.6)
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	7,193	0,6767	-0,1117	0,90	(4.7)
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_1^{K_3}$	6,866	0,8711	-0,3075	0,90	(4.8)

Igualmente ao solo CE-085 (sub-base), os modelos tradicionais $K-\sigma_3$, $K-\theta$ quando aplicados aos valores de M_R obtidos a partir dos ensaios dinâmicos realizados no solo CE-085 (base), culminaram com bons coeficientes de determinação ($R^2 = 0,89$), mostrando mais uma vez que é possível utilizar estas funções para representar o comportamento das deformações resilientes de solos arenosos.

Os modelos $K-\sigma_d$ e $K-\sigma_1$, conforme ilustra a tabela 4.2, mostraram desempenho abaixo de todos as outras expressões, demonstrando que não são os mais indicados para representar o comportamento das deformações resilientes para o solo CE-085 (base).

As expressões onde o módulo de resiliência é posto como função de combinações entre a tensão de confinamento, primeiro invariante de tensão, tensão desvio e tensão principal maior (eqs. 4.5 a 4.8), forneceram coeficientes de regressão (R^2) equivalentes aqueles apresentados pelos modelos $K-\sigma_3$ e $K-\theta$. Desta forma, verificou-se novamente a influência da tensão de confinamento e da tensão desvio de maneira gráfica. As figuras 4.4 e 4.5 mostram respectivamente, a variação do M_R em função da tensão desvio para níveis diversos de confinamento e a variação do M_R em função da tensão confinante para faixas de σ_d escolhidas.

Através da figura 4.4 observa-se que para os corpos de prova 02 e 06 houve uma pequena tendência de crescimento de M_R com o aumento da tensão desvio nas tensões de confinamento iguais a 103,4 e 137,9 kPa. Para σ_3 igual a 68,9 kPa praticamente não houve variação de M_R com σ_d e para a tensão de confinamento de 34,5 kPa, observou-se uma maior dependência de M_R em relação à tensão desvio. No corpo de prova 05 verificou-se uma diminuição do módulo de resiliência com aumento da tensão desvio para os níveis de confinamento iguais a 103,4 e 137,9 kPa. Nos outros níveis de confinamento, para este mesmo corpo de prova, a dependência de M_R com σ_d comportou-se de maneira semelhante aos outros corpos de prova.

CE-085 (base) - c.p 02

CE-085 (base) - c.p 05

CE-085 (sub-base) - c.p 06

FIGURA 4.4 - Módulo de resiliência *versus* σ_d para as tensões de confinamento 34,5; 68,9; 103,4 e 137,9 kPa. Solo: CE-085 (base), c.ps 02, 05 e 06

CE-085 (base) - c.p 02

CE-085 (base) - c.p 05

CE-085 (base) - c.p 06

FIGURA 4.5 - Módulo de resiliência *versus* σ_3 para níveis da tensão desvio. Solo: CE-085 (base), c.ps 02, 05 e 06.

A figura 4.5 mostra que o módulo de resiliência aumentou de acordo com a tensão de confinamento de maneira bastante similar entre os três corpos de prova. Pelas figuras 4.4 e 4.5 é possível notar que a tensão de confinamento exerce maior influência no M_R do que a tensão desvio. Observa-se também que, a influência de σ_d no módulo de resiliência deste solo é bem discreta e além disso, esta influência não mostrou um padrão, levando-se em consideração que o módulo de resiliência cresceu ou decresceu com incrementos de σ_d , para um mesmo nível de σ_3 , em diferentes corpos de prova. Este fato deve ter acarretado o baixo valor de R^2 para a expressão descrita unicamente por σ_d .

Analisando-se os coeficientes K_2 e K_3 da eq. (4.6) expressa em termos de σ_3 e σ_1 , observa-se que a relação K_2/K_3 é em torno de 2,5. Considerando-se ainda que os valores médios de σ_1 são maiores do que os de σ_3 nas camadas de base e sub-base dos pavimentos, a influência da tensão principal maior não pode ser desprezada. Desta forma, adotou-se a função $M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_1^{K_3}$ para representar o comportamento das deformações elásticas do solo da CE-085 (base). A eq. (4.10) corresponde à aplicação desta expressão aos resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos.

$$M_R = 16,908 \cdot \sigma_3^{0,3962} \cdot \sigma_1^{0,1639} \quad (4.10)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência (MPa);

σ_3 – tensão de confinamento (kPa) e

σ_1 – tensão principal maior (kPa).

O gráfico da figura 4.6 permite que se comparem os valores do módulo de resiliência obtidos a partir dos resultados de laboratório para as diversas condições de tensão do ensaio, considerando-se os dois corpos de prova estudados, e as curvas determinadas através da eq. (4.10).

FIGURA 4.6 – Módulo de resiliência *versus* tensão principal maior para as tensões de confinamento 20,7, 34,5, 68,9, 103,4 e 137,9 kPa. Solo: CE-085 (base)

4.2.4 Areia Argilosa de Comportamento Laterítico (Parnaíba-PI)

O solo coletado na região de Parnaíba (PI) onde é usado no recobrimento de estradas vicinais, é uma areia argilosa e foi classificada como sendo A-4, no sistema HRB, CL na classificação USCS e LG' de acordo com a metodologia MCT. Determinou-se o módulo de resiliência deste solo através da execução de ensaios triaxiais dinâmicos em três corpos de prova moldados no teor ótimo de umidade e massa específica aparente seca máxima, correspondentes à energia normal de compactação. No Anexo C estão os resultados destes ensaios dinâmicos realizados de acordo com a norma AASHTO TP-46 (1996).

Igualmente aos dois primeiros solos estudados, CE-085 (sub-base) e CE-085 (base), considerou-se os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos de todos os corpos de prova nas análises de regressão efetuadas. A tabela 4.3 apresenta os parâmetros de regressão e os coeficientes de determinação calculados para cada um das expressões testadas (eqs 4.1 a 4.8).

TABELA 4.3 - Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação das expressões consideradas para os resultados dos ensaios realizados nos c.ps 02, 05 e 09 de Parnaíba (PI)

Expressão	c.ps 02, 05 e 09 juntos				Eq.
	$K_1(\text{MPa})$	K_2	K_3	R^2	
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$	43,981	0,3782	-	0,74	(4.1)
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2}$	25,327	0,3764	-	0,67	(4.2)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	77,022	0,2292	-	0,31	(4.3)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_1^{K_2}$	39,412	0,3351	-	0,55	(4.4)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	48,963	0,4370	-0,0792	0,76	(4.5)
$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_1^{K_3}$	52,644	0,4816	-0,1211	0,75	(4.6)
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$	19,636	0,6384	-0,2762	0,77	(4.7)
$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_1^{K_3}$	17,516	1,0846	-0,7220	0,77	(4.8)

De acordo com o critério estatístico adotado, os modelos $K\text{-}\sigma_d$, $K\text{-}\sigma_1$ e $K\text{-}\theta$ foram descartados por apresentarem os coeficientes R^2 mais baixos, 0,31, 0,55 e 0,67, respectivamente. As funções que mostraram o melhor desempenho através de seus coeficientes de determinação foram a $K\text{-}\sigma_3$, e as outras quatro onde o M_R é função de combinações entre σ_3 , θ , σ_d e σ_1 (eqs. 4.5 a 4.8).

Para ilustrar graficamente a influência de σ_3 e σ_d neste solo, foram utilizadas as figuras 4.7 e 4.8 que apresentam, respectivamente, a variação do M_R em função da tensão desvio para níveis diversos de confinamento e a variação do M_R em função da tensão confinante para faixas de σ_d escolhidas.

FIGURA 4.7 - Módulo de resiliência *versus* σ_d para vários níveis de σ_3 . Solo: Parnaíba (PI), c.ps 02, 05 e 09

FIGURA 4.8 - Módulo de resiliência *versus* σ_3 para níveis da tensão desvio. Solo: Parnaíba (PI), c.ps 02, 05, 09

Observa-se, através da figura 4.7, que a tensão desvio possui influência no módulo de resiliência. Em todos os corpos de prova o valor de M_R decresceu com acréscimos da tensão desvio nas tensões de confinamento 68,9, 103,4 e 137,9 kPa. Este comportamento também pode ser evidenciado através dos coeficientes K_3 negativos das expressões das eqs. (4.5 a 4.8) que estão na tabela 4.3. A influência da tensão de confinamento está comprovada pela figura 4.8. O módulo de resiliência cresceu com o aumento de σ_3 em todos os corpos de prova ensaiados.

A influência de σ_1 pode ser verificada de maneira semelhante ao dos dois outros solos. A relação K_2/K_3 é aproximadamente 4 para a eq. (4.6), enquanto que a relação entre os mesmo coeficientes da eq. (4.5) é 5,5, mostrando que em menor intensidade do que σ_3 e de maneira mais pronunciada que σ_d , a tensão principal maior também influenciou, os valores de M_R . Desta forma, a eq. (4.11) foi adotada para expressar as variações de M_R com o estado de tensão deste solo.

$$M_R = 52,644 \cdot \sigma_3^{0,4816} \cdot \sigma_1^{-0,1211} \quad (4.11)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência (MPa);

σ_3 – tensão de confinamento (kPa) e

σ_1 – tensão principal maior (kPa).

O gráfico da figura 4.9 permite que se comparem os valores do módulo de resiliência obtidos a partir dos resultados de laboratório para as diversas condições de tensão do ensaio, considerando-se os dois corpos de prova estudados, e as curvas determinadas através da eq. (4.11).

FIGURA 4.9 – Módulo de resiliência *versus* tensão principal maior para as tensões de confinamento 20,7, 34,5, 68,9, 103,4 e 137,9 kPa. Solo: Parnaíba (PI)

4.3 OUTROS ASPECTOS

4.3.1 Repetição do ensaio triaxial dinâmico a partir de corpos de prova diferentes

Com o objetivo de se avaliar a existência de discrepância significativa entre os valores do M_R de um mesmo material obtidos a partir de corpos de prova variados, foram ensaiados, 2, 3 e 3 corpos de prova, moldados respectivamente a partir dos solos CE-085 (sub-base), CE-085 (base) e Parnaíba (PI).

Para cada um dos corpos de prova e para cada uma das condições de ensaio foi calculada uma discrepância, definida neste trabalho, como a diferença

entre o maior e o menor valor do módulo de resiliência, dividido pela média dos dois ou três valores dos 2 ou 3 corpos de prova, conforme o caso. A discrepância média encontrada foi de 11,7%, com um desvio padrão de 9,4% indicando que existe uma tendência de reprodutibilidade nos ensaios.

Para efeito de ilustração, nas figuras 4.10, 4.11 e 4.12 encontram-se os gráficos do módulo de resiliência em função da tensão de confinamento e as retas de ajuste do modelo $K-\sigma_3$ para os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos realizados em todos os corpos de prova dos materiais CE-085 (sub-base), CE-085 (base) e Parnaíba (PI), respectivamente. Adotou-se este modelo nestes exemplos, considerando-se a maior facilidade de representação gráfica e os bons coeficientes estatísticos apresentados.

FIGURA 4.10 – Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento. Solo: CE-085 (sub-base), c.ps 01 e 11

FIGURA 4.11 – Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento. Solo: CE-085 (base), c.ps 01, 05 e 06

FIGURA 4.12 – Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento. Solo: Parnaíba (PI), c.ps 02, 05 e 09

De acordo com o observado nas figuras 4.10, 4.11 e 4.12, as repetições do ensaio triaxial a partir de corpos de prova diferentes produziram valores de M_R similares para cada estado de tensão seguido nestes ensaios, considerando-se os três solos e os equipamentos empregados na realização dos mesmos.

4.3.2 Repetição do ensaio triaxial dinâmico a partir do mesmo corpo de prova

Em alguns corpos de prova foram realizados mais de um ensaio triaxial dinâmico seguindo o método de ensaio preconizado pela AASHTO TP46-94 (1996). Este procedimento permitiu uma avaliação da variação dos valores do módulo de resiliência quando da repetição do ensaio a partir do mesmo corpo de prova.

Pelo procedimento adotado, após o término do primeiro ensaio triaxial dinâmico, o corpo de prova permaneceu na prensa sem confinamento durante 10 minutos. O segundo ensaio foi executado com a mesma sequência de tensões da norma AASHTO TP-46 (1996) e, ao final deste ensaio o corpo de prova permaneceu novamente à pressão atmosférica por mais 10 minutos. A partir do terceiro ensaio não foi aplicada a fase de condicionamento, passando-se imediatamente para a primeira etapa da sequência de carregamentos onde são medidos os deslocamentos resilientes.

Para cada um dos corpos de prova e para cada uma das condições de ensaio foi calculada uma discrepância, de maneira análoga ao procedimento descrito na seção anterior. No caso de repetições do ensaio dinâmico a partir de um mesmo corpo de prova, a discrepância média encontrada foi de 11,9%, com um desvio padrão de 9,2%, o que sugere uma tendência à reprodutibilidade deste tipo de análise.

A função $K-\sigma_3$ foi utilizada para mostrar graficamente o efeito de repetições do ensaio triaxial dinâmico em um mesmo corpo de prova, levando-se em consideração que este modelo apresentou coeficientes de determinação elevados, além de permitir uma representação gráfica simples.

As figuras 4.13, 4.14 e 4.15 ilustram, respectivamente, para os solos de sub-base (CE-085), base (CE-085) e Parnaíba, a variação dos parâmetros da função $K-\sigma_3$ ao se realizar mais de um ensaio triaxial dinâmico em um mesmo corpo de prova.

FIGURA 4.13 - Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento para repetições do ensaio triaxial dinâmico. Solo: CE-085 (sub-base), c.p 01

FIGURA 4.14 - Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento para repetições do ensaio triaxial dinâmico. Solo: CE-085 (base), c.p 06

FIGURA 4.15 - Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento para repetições do ensaio triaxial dinâmico. Solo: Parnaíba (PI), c.p 02

A tabela 4.4 mostra um resumo com as equações do modelo $K-\sigma_3$ e os coeficientes de determinação (R^2) para os corpos de prova submetidos a mais de um ensaio triaxial dinâmico.

TABELA 4.4 - Resultados da aplicação do modelo $K-\sigma_3$ para corpos de prova submetidos a mais de um ensaio triaxial dinâmico

<i>solo</i>	<i>c.p</i>	<i>ensaio</i>	<i>modelo K-σ₃</i> $M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$	R^2
CE-085 (Sub-base)	01	I	$M_R = 27,437 \cdot \sigma_3^{0,5269}$	0,93
		II	$M_R = 33,806 \cdot \sigma_3^{0,4977}$	0,92
		III	$M_R = 38,425 \cdot \sigma_3^{0,4706}$	0,96
		IV	$M_R = 29,584 \cdot \sigma_3^{0,5289}$	0,97
CE-085 (Base)	06	I	$M_R = 29,885 \cdot \sigma_3^{0,4755}$	0,98
		II	$M_R = 22,489 \cdot \sigma_3^{0,5467}$	0,94
Parnaíba (PI)	02	I	$M_R = 48,087 \cdot \sigma_3^{0,3670}$	0,72
		II	$M_R = 59,127 \cdot \sigma_3^{0,3255}$	0,76
		III	$M_R = 71,065 \cdot \sigma_3^{0,2894}$	0,72
	05	I	$M_R = 41,042 \cdot \sigma_3^{0,3860}$	0,74
		II	$M_R = 39,516 \cdot \sigma_3^{0,4069}$	0,80

Nota: M_R e K_1 em MPa; σ_3 em kPa.

De acordo com as figuras 4.8, 4.9 e 4.10 e com a tabela 4.4, existiu pequena dispersão nos valores do módulo de resiliência em função do estado de tensão expresso através de σ_3 , para repetições dos ensaios triaxiais dinâmicos realizados em um mesmo corpo de prova, considerando-se o equipamento, o procedimento de ensaio e os materiais em questão.

No solo CE-085 (sub-base) houve um aumento de K_1 e diminuição de K_2 com o número de repetições, sendo que, no quarto ensaio, os parâmetros K_1 e K_2 do modelo foram quase idênticos aos do primeiro ensaio.

Para o solo CE-085 (base) houve decréscimo de K_1 e aumento de K_2 com o número de ensaios realizados, porém, foram executados apenas dois ensaios para este solo, inviabilizando uma análise mais detalhada.

No caso do solo Parnaíba (PI), K_1 cresceu e K_2 diminuiu com o aumento no número de ensaios para o corpo de prova 02, ocorrendo o inverso para

o corpo de prova 05. Desta forma, não foi possível se estabelecer um padrão de variação dos parâmetros K_1 e K_2 , considerando-se todos os solos ou mesmo, para cada solo separadamente.

4.4 EXPRESSÃO MATEMÁTICA CONSIDERANDO O M_R E O E_0 DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

4.4.1 Ensaios de compressão simples

Foram realizados ensaios de compressão simples em dois corpos de prova de cada um dos solos estudados. Em um corpo de prova adotou-se o procedimento usual descrito na norma NBR-12770 (1982) e, no outro corpo de prova, o ensaio foi executado com um descarregamento seguido de um recarregamento até a ruptura. Com os resultados destes ensaios foi possível a determinação de valores do módulo tangente inicial (E_0).

Já se observou que módulo tangente inicial obtido a partir de curvas tensão x deformação guarda estreita relação com o módulo dinâmico (RUIZ, 1963) ou com o módulo de descarregamento/reicarregamento (LADE, 1979). Para DRUMM *et al.* (1990), o módulo tangente inicial, por ser obtido no trecho inicial da curva tensão x deformação correspondendo a pequenos níveis de tensão e deformação, pode representar bem as condições de determinação do M_R em um ensaio dinâmico.

Como a determinação do módulo tangente inicial envolve deformações muito pequenas tais que os equipamento de medida, na sua maioria, não indicam com precisão, procurou-se padronizar um procedimento que minimizasse o efeito deste aspecto. Optou-se então pelo método proposto por DUNCAN & CHANG (1970) que supõe a curva tensão x deformação uma hipérbole, descrita segundo a eq. (4.12):

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_a} = a + b \cdot \varepsilon_a \quad (4.12)$$

onde:

ε_a – deformação axial;

σ_a – tensão axial e

a e b – parâmetros da reta de ajuste dos resultados experimentais.

Assim o módulo tangente inicial será:

$$E_0 = \frac{1}{a} \quad (4.13)$$

Para ilustrar este procedimento, nas figuras 4.16, 4.17 e 4.18 encontram-se, respectivamente, a reta de ajuste dos resultados experimentais, o valor do parâmetro a e o módulo tangente inicial, para corpos de prova 15, 09 e 10 tomados como exemplo, de cada um dos materiais utilizados.

FIGURA 4.16 – Gráfico para determinação do módulo tangente inicial, c.p 15, solo da CE-085 (sub-base)

FIGURA 4.17 – Gráfico para determinação do módulo tangente inicial, c.p 09, solo da CE-085 (base)

FIGURA 4.18 - Gráfico para determinação do módulo tangente inicial, c.p 10, solo de Parnaíba

A tabela 4.5 apresenta os valores do módulo tangente inicial determinados a partir dos resultados dos ensaios de compressão simples seguindo o procedimento adotado por DUNCAN & CHANG (1970) e considerando-se os valores de E_0 para descarregamento/recarregamento tomados graficamente. Foram utilizados nas análises que se seguem os valores médios do módulo tangente inicial (E_0) obtidos através dos ensaios de compressão simples sem recarregamento. As curvas tensão-deformação obtidas a partir do resultados dos ensaios de compressão simples estão no anexo D.

TABELA 4.5 - Valores do módulo tangente inicial (E_0) obtidos através dos ensaios de compressão simples

<i>Amostra</i>	<i>c.p</i>	<i>a</i> (1/kPa)	<i>E₀</i> (MPa)
CE-085 (sub-base)	14	0,00004726	21,16
	14	-	45,68 (*)
	15	0,00003834	26,08
CE-085 (base)	08	0,00004214	23,73
	08	-	19,90 (*)
	09	0,00002967	33,70
Parnaíba (PI)	10	0,00001528	63,29
	13	0,00002171	46,06
	13	-	41,18 (*)

(*) E_0 determinado a partir da curva tensão-deformação do recarregamento do ensaio de compressão simples.

4.4.2 Expressões envolvendo o parâmetro M_R

Verificou-se a possibilidade da utilização dos resultados obtidos através dos ensaios triaxiais dinâmicos e de compressão simples na tentativa de classificação dos solos quanto à resiliência proposta por MEDINA & PREUSSLER (1980) e em equações empíricas propostas em outros trabalhos com abordagens semelhantes, como as pesquisas de DRUM *et al.* (1990) e LEE *et al.* (1995).

- MEDINA & PREUSSLER (1980)

Na tentativa de classificação apresentada por MEDINA & PREUSSLER (1980), que está no quadro 2.1, os solos arenosos são divididos em cinco categorias de acordo com os sistemas HRB e USCS, obedecendo algumas faixas de variação no limite de liquidez, índice de plasticidade, CBR, expansão e umidade ótima. Os dois solos da Rodovia CE-085, são A-2-4 e SC e o solo de Parnaíba é classificado como A-4 e CL, e por se tratarem de materiais com CBR acima de 20, LL menor que 45% e IP menor que 14%, a equação de resiliência mais indicada para os três solos é a seguinte:

$$M_R = 8000 \cdot \sigma_3^{0,52} \quad (4.14)$$

com a tensão de confinamento e o M_R em kgf/cm^2 . A tabela 4.6 mostra os valores do módulo de resiliência para as tensões de confinamento dos ensaios triaxiais dinâmicos, adotando-se a eq. (4.14) a faixa de variação de M_R determinada nestes ensaios.

TABELA 4.6 – Valores de M_R pela equação de resiliência proposta por MEDINA & PREUSSLER (1980) e os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos

σ_3 (kPa)	M_R (MPa) $M_R = 8000 \cdot \sigma_3^{0,52}$	M_R ensaios (MPa) CE-085 – sub-base	M_R ensaios (MPa) CE-085 – base	M_R ensaios (MPa) Parnaíba
20,7	349	91-175	52-144	78-181
34,5	456	156-208	109-172	131-214
68,9	653	257-274	193-223	184-225
103,4	806	293-317	207-312	220-293
137,9	937	343-404	251-321	234-367

De acordo com a tabela 4.6, os valores de M_R previstos pela eq. (4.14) são de 2,2 a 3,5 vezes os valores médios das faixas de M_R determinados experimentalmente.

- DRUMM *et al.* (1990)

DRUM *et al.* (1990) propuseram uma expressão para solos coesivos levando em consideração o módulo de resiliência para σ_3 igual 21kPa e σ_d igual a 41kPa, o módulo tangente inicial, a resistência a compressão simples, o índice de plasticidade, massa específica aparente seca, o grau de saturação e o percentual passando na peneira nº 200, como mostra a eq. (4.15):

$$M_{Ri} = 45,8 + 0,00052 \cdot \left(\frac{1}{a}\right) + 0,188 \cdot q_u + 0,45 \cdot IP - 0,216 \cdot \rho - 0,25 \cdot S - 0,15 \cdot (\%pass.\#200) \quad (4.15)$$

onde:

M_{Ri} – módulo de resiliência em ksi para $\sigma_d = 41,34$ kPa;

$1/a$ – módulo tangente inicial em psi;

q_u – resistência à compressão simples em psi;

IP – índice de plasticidade (%);

ρ – massa específica aparente seca (lb/ft³);

S – grau de saturação (%) e

%pass#200 – percentual de material passando na peneira #200.

Para se avaliar a adequação da proposta de DRUM *et al.* (1990), aplicou-se a eq. (4.15) aos solos estudados neste trabalho. A tabela 4.7 apresenta os valores de M_R determinados experimentalmente e os valores determinados através desta equação.

TABELA 4.7 - Módulo de resiliência: valores determinados em laboratório e valores calculados através das eqs. (4.15)

<i>solo</i>	<i>c.p</i>	<i>1/a</i> (psi)	<i>q_u</i> (psi)	<i>IP</i> (%)	<i>ρ</i> (pcf)	<i>S</i> (%)	<i>%pass</i> #200	<i>M_R</i> (ensaios) (ksi)	<i>M_R</i> (eq. 4.15) (ksi)
CE-085	01	3423	12,8	6,7	127,7	64,4	19	17,2	6,5
(Sub-base)	11	3423	12,8	6,7	127,7	64,4	19	22,6	6,5
CE-085	02	4162	3,6	NP	123,2	55,7	14	15,5	6,0
(Base)	05	4162	3,6	NP	123,2	55,7	14	14,6	6,0
	06	4162	3,6	NP	123,2	55,7	14	16,1	6,0
Parnaíba	02	7924	15,9	7,9	119,2	60,8	48	22,5	8,3
(PI)	05	7924	15,9	7,9	119,2	60,8	48	23,6	8,3
	09	7924	15,9	7,9	119,2	60,8	48	22,5	8,3

Comparando-se os resultados experimentais e os valores fornecidos através da eq. (4.15), observa-se que estes últimos são da ordem de 1/3 daqueles obtidos no laboratório. Isto talvez se deva ao fato de que os solos em questão são arenosos e não coesivos, conforme a hipótese levantada na proposta da função.

- LEE *et al.* (1995)

LEE *et al.* (1995) realizaram ensaios triaxiais dinâmicos e de compressão simples em cinco solos coesivos e procuraram correlacionar os valores do módulo de resiliência resultantes dos ensaios dinâmicos a valores da tensão axial para deformações axiais de 1% no ensaio de compressão simples. Estes autores apresentaram as eqs. (4.16 e 4.17), sendo que, a primeira é válida para o estado de tensão σ_3 igual 21kPa e σ_d igual a 41kPa e a última pode ser aplicada para outros valores de tensão desvio e tensão de confinamento.

$$M_R = 1560 + 833,8 \cdot S_{u1,0\%} - 6,97 \cdot S_{u1,0\%}^2 \quad (4.16)$$

$$M_R = a \cdot S_{u1,0\%} \quad (4.17)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência;

$S_{u1,0\%}$ – tensão correspondente à 1% de deformação axial e

a – constante de regressão em função do estado de tensão.

O valor da constante de regressão a é estimado através de um gráfico desenvolvido pelos autores e que está ilustrado na figura 4.19. As tabelas 4.8, 4.9 e 4.10 apresentam os valores do módulo de resiliência determinados experimentalmente e os valores calculados através das eqs (4.16 e 4.17), para os solos CE-085 (sub-base), CE-085 (base) e Parnaíba (PI) respectivamente.

FIGURA 4.19 - Gráfico para estimar o valor do parâmetro a (Fonte: LEE *et al.*, 1995)

TABELA 4.8 – Módulo de resiliência: valores obtidos nos ensaios triaxiais dinâmicos e valores calculados através das eqs. (4.16 e 4.17) para o solo CE-085 (sub-base)

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	CE-085 (sub base) $S_{u(1,0\%)} = 74,2 \text{ kPa}$			
		c.p 01		c.p 11	
		$M_{R \text{ ensaios}}$ (MPa)	$M_{R \text{ ensaios}}$ (MPa)	$M_{R \text{ eq. (4.16)}}$ (MPa)	$M_{R \text{ eq. (4.17)}}$ (MPa)
20,7	18,6	91	97	-	67
20,7	37,3	119	148	67	47
20,7	55,9	175	165	-	40
34,5	31,0	155	197	-	74
34,5	62,0	189	202	-	56
34,5	93,1	208	203	-	39

TABELA 4.9 – Módulo de resiliência: valores obtidos nos ensaios triaxiais dinâmicos e valores calculados através das eqs. (4.16 e 4.17) para o solo CE-085 (base)

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	CE-085 (base) $S_{u(1,0\%)} = 16,5 \text{ kPa}$				
		c.p 02	c.p 05	c.p 06	$M_{R \text{ eq. (4.16)}}$ (MPa)	$M_{R \text{ eq. (4.17)}}$ (MPa)
		$M_{R \text{ ensaios}}$ (MPa)	$M_{R \text{ ensaios}}$ (MPa)	$M_{R \text{ ensaios}}$ (MPa)		
20,7	18,6	62	52	-	-	15
20,7	37,3	107	101	111	24	10
20,7	55,9	116	132	144	-	9
34,5	31,0	109	123	149	-	17
34,5	62,0	150	156	169	-	13
34,5	93,1	159	163	172	-	9

TABELA 4.10 – Módulo de resiliência: valores obtidos nos ensaios triaxiais dinâmicos e valores calculados através das eqs. (4.16 e 4.17) para o solo Parnaíba (PI)

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Parnaíba (PI) $S_{u(1,0\%)} = 102,0 \text{ kPa}$				
		c.p 02	c.p 05	c.p 09	$M_{R \text{ eq. (4.16)}}$ (MPa)	$M_{R \text{ eq. (4.17)}}$ (MPa)
		$M_{R \text{ ensaios}}$ (MPa)	$M_{R \text{ ensaios}}$ (MPa)	$M_{R \text{ ensaios}}$ (MPa)		
20,7	18,6	-	83	78	-	92
20,7	37,3	156	112	155	85	64
20,7	55,9	181	177	175	-	53
34,5	31,0	158	131	143	-	102
34,5	62,0	197	214	208	-	78
34,5	93,1	184	183	187	-	54

De acordo com a tabelas 4.8, 4.9 e 4.10, para o solo CE-085 (base), que possui 15% de material passando na peneira #200, os valores de M_R determinados experimentalmente foram de 3,5 a 19 vezes os valores previstos pelas eqs. (4.16 e 4.17). No solo CE-085 (sub-base), onde 21% do material passa na #200, a relação acima foi de 1,5 a 5,2 e, finalmente, para o material de Parnaíba (PI), o mais fino de todos os três solos (48% passando na #200), os valores de M_R foram de 0,8 a 3,5 vezes os valores fornecidos pelas eqs. (4.16 e 4.17). Estes resultados sugerem que à medida que o teor de finos cresce, os resultados

experimentais aproximam-se do valores determinados através da proposta de LEE *et al.* (1995).

4.4.3 Proposta de expressão matemática entre M_R e E_o para estados de tensão variados

Tomando-se os valores do M_R calculados a partir dos ensaios triaxiais dinâmicos e os valores médios de E_o obtidos através dos ensaios de compressão simples sem recarregamento, procurou-se uma correlação entre estes valores considerando-se os níveis de tensão desenvolvidos nos ensaios dinâmicos.

Levando-se em consideração que o presente estudo contava com apenas três solos arenosos, foram utilizados os resultados de outras duas pesquisas em fase de conclusão. Na Dissertação de Mestrado de Cássio A. Teoro do Carmo, encontram-se estudos sobre as deformações resilientes e ensaios de compressão simples em corpos de provas moldados nas energias normal e intermediária de compactação de dois solos, um arenoso utilizado na construção das camadas de reforço e base da rodovia SCA-040, em São Paulo e outro argiloso, proveniente da região de Uberaba.

Na Tese de Doutorado de John Kennedy Guedes Rodrigues, encontram-se os resultados de ensaios triaxiais dinâmicos e de compressão simples executados em corpos de prova moldados na energia intermediária de dois solos arenosos utilizados nas rodovias da Paraíba. As tabelas 4.11 e 4.12 mostram respectivamente, a granulometria e algumas características dos solos estudados nestes dois trabalhos.

TABELA 4.11 - Granulometria dos solos das duas pesquisas em fase de conclusão

Peneiras		%passando			
nº	ϕ(mm)	SCA-040 (SP)	Uberaba (MG)	PB-055	BR-230 (PB)
4	4,76	100,00	99,73	100,00	100,00
10	2,00	99,97	98,93	99,86	99,52
16	1,19	99,02	98,34	98,57	96,89
30	0,59	94,62	97,61	90,56	85,99
50	0,297	79,56	96,49	67,23	59,31
100	0,149	46,94	92,51	41,83	33,32
200	0,074	29,45	88,44	30,65	23,93

TABELA 4.12 - Características e classificação dos solos das duas pesquisas em fase de conclusão

Solo						
	SCA-040 (SP)		Uberaba (MG)		PB-055	BR-230 (PB)
HRB	A-2-4		A-7-5		A-2-4	A-2-4
USCS	SC		CL		SM/SC	SM/SC
MCT	LA'		LG'		LA'	LA'
LL(%)	27,60		48,40		NP	NP
IP(%)	9,24		14,74		NL	NL
Energia de compactação	Normal	Interm.	Normal	Interm.	Interm.	Interm.
ρ _{dmáx} (g/cm3)	1,960	2,015	1,550	1,700	2,000	2,040
w _{ót} (%)	11,30	10,10	27,00	25,00	10,60	8,50

A tabela 4.13 contém o número de corpos de prova analisados de cada um dos solos e os respectivos módulos tangentes iniciais determinados a partir dos ensaios de compressão simples, conforme o procedimento comentado na seção 4.4.1.

Foram realizadas regressões múltiplas através do aplicativo *STATISTICA 4.3*, utilizando-se o módulo de resiliência como variável dependente e analisando-se algumas expressões matemáticas envolvendo o primeiro invariante de tensão (θ), tensão de confinamento (σ_3), tensão desvio (σ_d), tensão principal maior (σ_1) e módulo tangente inicial (E_o) como variáveis independentes.

TABELA 4.13 - Número de corpos de prova e respectivos módulos tangentes iniciais considerados na análise entre M_R e E_o

Solo	Nº de corpos de prova	Eo (kPa)	
		En. Normal	En. Interm
CE-085 (sub-base)	2	23620	-
CE-085 (base)	3	28220	-
Parnaíba (PI)	3	54680	-
SCA-040 (SP)	6(*)	401710	1560290,0
Uberaba (MG)	6(*)	122620	446320,0
BR-230 (PB)	1	-	10840,0
PB-055	1	-	103910,0

(*) Foram moldados 3 corpos de prova na energia normal e 3 corpos de prova na energia intermediária de compactação.

A tabela 4.14 mostra as expressões matemáticas analisadas e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2) obtidos a partir do programa *STATISTICA 4.3*, para todos os sete solos.

TABELA 4.14 - Expressões matemáticas analisadas para representar a variação do módulo de resiliência em função do módulo tangente inicial e do estado de tensão para todos os solos

Todos os solos		
Função	Expressão	R^2
$M_R = f(E_o; \sigma_d; \sigma_3)$	$M_R = 9,6280 \cdot E_o^{0,3151} + 202,5988 \cdot \sigma_d^{-88,5890} + 0,0044 \cdot \sigma_3^{2,1408}$	0,52
$M_R = f(E_o; \sigma_d)$	$M_R = 11,4436 \cdot E_o^{0,3050} + 0,7026 \cdot \sigma_d^{-1,2061}$	0,48
$M_R = f(E_o; \sigma_3)$	$M_R = 9,6470 \cdot E_o^{0,3149} + 0,0046 \cdot \sigma_3^{2,1310}$	0,52
$M_R = f(E_o; \sigma_d; \sigma_3)$	$M_R = 6,1898 \cdot E_o^{0,3440} + 96,0258 \cdot (\sigma_3/\sigma_d)^{0,9823}$	0,61
$M_R = f(E_o; \sigma_d; \theta)$	$M_R = 5,5104 \cdot E_o^{0,3510} + 23,6994 \cdot (\theta/\sigma_d)^{1,0794}$	0,61
$M_R = f(E_o; \sigma_d; \sigma_3)$	$M_R = 8,9500 \cdot E_o^{0,3147} \cdot \sigma_d^{-0,2507} \cdot \sigma_3^{0,3131}$	0,65
$M_R = f(E_o; \sigma_1; \sigma_3)$	$M_R = 11,8995 \cdot E_o^{0,3090} \cdot \sigma_1^{-0,4553} \cdot \sigma_3^{0,5509}$	0,61
$M_R = f(E_o; \sigma_d; \theta)$	$M_R = 4,5231 \cdot E_o^{0,3158} \cdot \sigma_d^{-0,3436} \cdot \theta^{0,4393}$	0,67
$M_R = f(E_o; \sigma_3)$	$M_R = 7,2073 \cdot E_o^{0,2789} \cdot \sigma_3^{0,2116}$	0,52
$M_R = f(E_o; \theta)$	$M_R = 7,9852 \cdot E_o^{0,2731} \cdot \theta^{0,1507}$	0,48
$M_R = f(E_o; \sigma_1; \sigma_3)$	$M_R = 9,6469 \cdot E_o^{0,3149} + 26,7560 \cdot \sigma_1^{-10,6499} + 0,0046 \cdot \sigma_3^{2,1310}$	0,52
$M_R = f(E_o; \sigma_1; \sigma_3)$	$M_R = 8,0063 \cdot E_o^{0,3284} + 1015,3130 \cdot (\sigma_3/\sigma_1)^{4,0920}$	0,62
$M_R = f(E_o; \sigma_1; \theta)$	$M_R = 7,6282 \cdot E_o^{0,3713} + 0,5413 \cdot (\theta/\sigma_1)^{6,9303}$	0,62

Adotou-se a eq. (4.18) por apresentar o melhor coeficiente de determinação (R^2) e, portanto foi a que melhor representou o relacionamento entre o módulo de resiliência, módulo tangente inicial, considerando-se os diversos estados de tensão, desenvolvidos durante os ensaios triaxiais dinâmicos.

$$M_R = 4,5231 \cdot E_o^{0,3158} \cdot \sigma_d^{-0,3436} \cdot \theta^{0,4393} \quad (4.18)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência em MPa;

E_o – módulo tangente inicial em kPa;

σ_d – tensão desvio em kPa e

θ – primeiro invariante de tensão em kPa.

A eq. (4.18) tem o coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,67 e foram consideradas 478 observações. A figura 4.20 ilustra os valores do módulo de resiliência determinados a partir dos ensaios triaxiais dinâmicos e os valores deste mesmo módulo determinados utilizando-se a eq. (4.18).

FIGURA 4.20 - Módulo de resiliência: valores calculados através dos ensaios triaxiais dinâmicos *versus* valores determinados pela eq. (4.18)

Analisando-se a expressão anterior e a figura 4.20, observou-se que os resultados correspondentes ao único solo argiloso do conjunto de solos estudados eram os que apresentavam maiores desvios. Assim procedeu-se uma nova análise em que apenas os solos arenosos foram considerados. Desta forma, a tabela 4.15 apresenta as expressões matemáticas investigadas para os solos arenosos.

TABELA 4.15 - Expressões matemáticas analisadas para representar a variação do módulo de resiliência em função do módulo tangente inicial e do estado de tensão para solos arenosos

Solos arenosos		
<i>Função</i>	<i>Expressão</i>	<i>R²</i>
$M_R = f(E_0; \sigma_d; \sigma_3)$	$M_R = 0,7460 \cdot E_0^{0,4637} + 3,5180 \cdot \sigma_d^{0,7062} + 1,2874 \cdot \sigma_3^{0,9623}$	0,81
$M_R = f(E_0; \sigma_3)$	$M_R = 0,9847 \cdot E_0^{0,4483} + 4,2165 \cdot \sigma_3^{0,8531}$	0,80
$M_R = f(E_0; \sigma_d; \sigma_3)$	$M_R = 1,2993 \cdot E_0^{0,4281} + 136,0343 \cdot (\sigma_3/\sigma_d)^{-0,2525}$	0,68
$M_R = f(E_0; \sigma_d; \theta)$	$M_R = 1,3017 \cdot E_0^{0,4280} + 227,7371 \cdot (\theta/\sigma_d)^{-0,3679}$	0,68
$M_R = f(E_0; \theta)$	$M_R = 0,8481 \cdot E_0^{0,4559} + 1,1472 \cdot \theta^{0,8630}$	0,82
$M_R = f(E_0; \sigma_d; \theta)$	$M_R = 1,3017 \cdot E_0^{0,4280} + 227,7371 \cdot (\theta/\sigma_d)^{-0,3679}$	0,68
$M_R = f(E_0; \sigma_d; \sigma_3)$	$M_R = 5,7720 \cdot E_0^{0,2572} \cdot \sigma_d^{0,1068} \cdot \sigma_3^{0,1590}$	0,78
$M_R = f(E_0; \sigma_1; \sigma_3)$	$M_R = 5,1036 \cdot E_0^{0,2573} \cdot \sigma_1^{0,0901} \cdot \sigma_3^{0,1755}$	0,78
$M_R = f(E_0; \sigma_d; \theta)$	$M_R = 4,0731 \cdot E_0^{0,2575} \cdot \sigma_d^{0,1758} \cdot \theta^{0,2486}$	0,78
$M_R = f(E_0; \theta)$	$M_R = 3,9171 \cdot E_0^{0,2584} \cdot \theta^{0,2677}$	0,78
$M_R = f(E_0; \sigma_3)$	$M_R = 5,5483 \cdot E_0^{0,2665} \cdot \sigma_3^{0,2601}$	0,78
$M_R = f(E_0; \sigma_1; \sigma_3)$	$M_R = 0,7170 \cdot E_0^{0,4668} + 2,9016 \cdot \sigma_1^{0,7546} + 0,3033 \cdot \sigma_3^{1,0721}$	0,82
$M_R = f(E_0; \sigma_1; \sigma_3)$	$M_R = 1,2000 \cdot E_0^{0,4280} + 100,0653 \cdot (\sigma_3/\sigma_1)^{-0,4335}$	0,68
$M_R = f(E_0; \sigma_1; \theta)$	$M_R = 1,3041 \cdot E_0^{0,4279} + 266,3820 \cdot (\theta/\sigma_1)^{-0,9753}$	0,68

Dentre as expressões que apresentaram o maior coeficiente de determinação (R^2), adotou-se a eq. (4.19) que representa o módulo de resiliência em termos do módulo tangente inicial, tensão de confinamento e tensão principal maior e por apresentar uma maior generalidade no tocante à descrição do estado de tensão. A eq. (4.19) tem o coeficiente de determinação ($R^2=0,82$) e foram utilizadas 262 observações.

$$M_R = 0,7170 \cdot E_0^{0,4668} + 2,9016 \cdot \sigma_1^{0,7546} + 0,3033 \cdot \sigma_3^{1,0721} \quad (4.19)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência em MPa;
 E_o – módulo tangente inicial em kPa e
 θ – primeiro invariante de tensão em kPa.

Na figura 4.21 encontram-se os valores do M_R determinados pelos ensaios dinâmicos e os valores previstos pela eq. (4.19).

FIGURA 4.21 - Módulo de resiliência: valores calculados através dos ensaios triaxiais dinâmicos *versus* valores determinados pela eq. (4.19) para os solos arenosos

Do ponto de vista estatístico, a análise de todos os solos conduziu a um valor razoável do coeficiente de determinação ($R^2=0,67$), enquanto que a expressão determinada somente para os solos arenosos apresentou um coeficiente bom ($R^2=0,82$) se comparado com aqueles encontrados em estudos semelhantes.

Acredita-se que, pelo fato das duas expressões determinadas (eqs 4.18 e 4.19) terem fornecido coeficientes estatísticos considerados de razoável a bom e que sete solos é um número não muito grande para maiores generalizações, a relação matemática entre o módulo de resiliência e o módulo tangente inicial para vários estados de tensão revela-se um campo promissor para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os objetivos deste trabalho foram determinar o módulo de resiliência de três solos do nordeste brasileiro a partir de ensaios triaxiais dinâmicos e verificar a existência de relações entre o módulo de resiliência obtido através destes ensaios e parâmetros advindos de ensaios de compressão simples. Estes objetivos foram alcançados, considerando-se que foi possível a determinação dos valores de M_R e que comprovou-se a existência da relação proposta.

São apresentadas neste capítulo as principais conclusões e recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros, com base na presente dissertação de Mestrado. Deve-se ressaltar que todas as conclusões aqui observadas estão vinculadas ao universo estudado.

5.1 CONCLUSÕES

Verificou-se que foi possível a determinação dos valores do módulo de resiliência para todos os três solos arenosos investigados neste trabalho através da realização de ensaios triaxiais dinâmicos.

Através dos resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos, verificou-se o desempenho das expressões mais comumente empregadas na representação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão e de variações destas. Foram analisadas expressões matemáticas em função da tensão de confinamento, primeiro invariante de tensão, tensão desvio, tensão principal maior e combinações

destas variáveis. Adotou-se a relação $M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_1^{K_3}$ por ter apresentado o melhor desempenho dentre as expressões analisadas, através dos valores do coeficiente de determinação (R^2) e por contemplar uma expressão considerando a influência de um estado de tensão mais abrangente.

Avaliou-se a existência de discrepância significativa entre valores do M_R de um mesmo material obtidos a partir de corpos de prova variados, através da realização de ensaios dinâmicos em corpos de prova moldados respectivamente a partir dos solos CE-085 (sub-base), CE-085 (base) e Parnaíba (PI). A discrepância média de 11,7% com desvio padrão de 9,4%, indicou a presença de uma tendência de reprodutibilidade dos ensaios.

Em alguns corpos de prova foram realizados mais de um ensaio triaxial dinâmico, com o objetivo de observar variações nos valores do módulo de resiliência provocadas por este tipo de procedimento. Através de análise de discrepância semelhante à realizada para repetições do ensaio dinâmico em diferentes corpos de prova, concluiu-se que ocorreu pequena dispersão nos valores de M_R para repetições do ensaio triaxial dinâmico em um mesmo corpo de prova (discrepância de 11,9% e desvio padrão de 9,2). Além disso, os resultados dos ensaios dinâmicos foram utilizados para a determinação dos parâmetros da relação $K-\sigma_3$ e, através destas expressões e das respectivas representações gráficas, não foi possível o estabelecimento de um padrão de variação para cada um dos coeficientes de regressão K_1 e K_2 .

Verificou-se a possibilidade da utilização dos resultados obtidos através dos ensaios triaxiais dinâmicos e de compressão simples na tentativa de classificação dos solos quanto à resiliência, proposta por MEDINA & PREUSSLER (1980) e em funções matemáticas determinadas em outros trabalhos com abordagens semelhantes, como as pesquisas de DRUM *et al.* (1990) e LEE *et al.* (1995). Os valores de M_R previstos pela equação proposta por MEDINA & PREUSSLER (1980) são de 2,2 a 3,5 vezes maiores do que os valores médios de M_R determinados experimentalmente. Para a equação determinada no trabalho de DRUM *et al.* (1990), os valores previstos de M_R são da ordem de 1/3 daqueles obtidos em laboratório, talvez devido ao fato de que os solos em questão são arenosos e não coesivos, conforme a hipótese da proposta destes autores. Na

expressão desenvolvida por LEE *et al.* (1995), observou-se que, quanto maior o teor de finos (material passando na #200), mais satisfatório foi o emprego de sua expressão.

Comprovou-se a existência de uma expressão matemática entre o módulo de resiliência e módulo tangente inicial para vários estados de tensão, sendo que quando agrupados todos os solos, esta expressão matemática apresentou coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,67. Quando considerou-se somente os solos arenosos, obteve-se uma expressão mais promissora, com coeficientes de determinação (R^2) igual a 0,82. Este fato sugere que talvez não exista uma única expressão que contemple solos arenosos e argilosos. Mas conjunto de solos ensaiados é pequeno para que se estabeleçam conclusões definitivas, exigindo que o estudo tenha continuidade, estendendo-se a um universo maior de materiais.

5.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As sugestões que se seguem são apresentadas com intenção de aperfeiçoar e validar os resultados desta pesquisa através de trabalhos futuros.

Novas pesquisas envolvendo um universo maior de tipos de solo deverão ser conduzidas com o objetivo de validar ou não, a existência de uma relação entre o módulo de resiliência obtido a partir de ensaios triaxiais dinâmicos e o módulo tangente inicial determinado em ensaios de compressão simples.

É importante verificar se a realização de ensaios de compressão simples em equipamentos usuais e pouco sofisticados, como a prensa CBR, conduz à obtenção de valores confiáveis do módulo tangente inicial.

A prensa utilizada neste trabalho para a realização dos ensaios triaxiais dinâmicos possui recursos que permitem que se simule com maior realismo as condições de campo, tais como: possibilidade de aplicação de tensão de confinamento pulsante e trajetórias de tensão variadas. Estes recursos deverão ser explorados em trabalhos futuros.

É sabido que mudanças climáticas ao longo do ano conduzem à alterações nas umidades do subleito e dos componentes do pavimento, acarretando mudanças importantes nos seus valores de módulo de resiliência. Sugere-se a realização de novas pesquisas em que se varie a umidade dos corpos de prova ensaiados, possibilitando que se avalie a repercussão deste fato no comportamento do pavimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1986). AASHTO Designation T 274-82. Standard method of test for resilient modulus of subgrade soils. Washington, DC.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1986). *Guide for design of pavement structures*. Washington, DC.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1996). AASHTO Designation TP46-94. Standard method for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials. Washington, DC.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 6490 - 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.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). *NBR 12770 – Solos coesivos – determinação da resistência à compressão simples*. Rio de Janeiro.
- ALLEN, J.J.; THOMPSON, M.R. (1974). Resilient response of granular materials subjected to time-dependent lateral stresses. *Transportation Research Record*, v.510, p.1-13.
- BERNUCCI, L.L.B. (1995). *Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego*. São Paulo. 237p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- BROWN, S.F. (1996). Soil mechanics in pavement engineering. *Geotechnique, The 36th Rankine Lecture*, v.46, n.3, p.383-426
- CARDOSO, S.H. (1988). Estudo de deformações resilientes de solos lateríticos da região de Brasília. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 23, Florianópolis, 1988, *Anais*. Santa Catarina, ABPV. v.1; p.203-19.
- CARDOSO, S.H. (1989). Resilient modulus predictive equation based on permanent deformation tests. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, Rio de Janeiro, 1989, *Proceedings*. Rio de Janeiro, v.1, p.21-3.
- CARMICHAEL III, R.F.; STUART, E. (1985). Predicting resilient modulus: a study to determine the mechanical properties of subgrade soils. *Transportation Research Record*, v.1043, p.145-48.
- CARVALHO, C.A.B. (1997). *Estudo da contribuição das deformações permanentes das camadas de solo na formação das trilhas-de-roda num pavimento flexível*. São Carlos. 297p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

CHEN, D.H.; ZAMAN, M.M.; LAGUROS, J.G. (1994). Resilient moduli of aggregate materials: variability due to testing procedure and aggregate type. *Transportation Research Record*, v.1462, p.57-64, dec.

CHEN, D.H.; ZAMAN, M.M.; LAGUROS, J.G. (1995) Characterization of base/subbase materials under repetitive loading. *Journal of Testing and Evaluation*, v.23, n.3, p.180-8, may.

CLAROS, G.; HUDSON, W.R.; STOKOE II, K.H. (1990). Modifications to resilient modulus testing procedure and use of synthetic samples for equipment calibration. *Transportation Research Record*, v.1278, p.51-62.

COPPE/UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO. (1988). *Procedimento para execução de ensaios com carregamento repetido. (solos, britas, misturas betuminosas e misturas cimentadas)*. Rio de Janeiro, dez.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO (1989). *DER-ME 196/89 – Classificação de solos tropicais segundo a metodologia MCT*. São Paulo.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). *DNER-ME 131/94 – Solos – determinação do módulo de resiliência*. Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). *DNER-ME 228/94 – Solos – compactação em equipamento miniatura*. Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). *DNER-ME 256/94 – Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de peso por imersão*. Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). *DNER-ME 258/94 – Solos compactados com equipamento miniatura – mini-MCV*. Rio de Janeiro.

- DRUMM, E.C.; BOATENG-POKU, Y.; PIERCE, T.J. (1990). Estimation of subgrade resilient modulus from standard tests. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.116, n.5, p.774-89, may.
- DUNCAN, J.M.; CHANG, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal Of The Soils Mechanics and Foundation Division*, ASCE, No. SM5, v.96, p.1629-53.
- ELLIOTT, R.P. (1992). Selection of subgrade modulus for AASHTO flexible pavement design. *Transportation Research Record*, v.1354, p.39-44.
- ELLIOTT, R.P.; DAVID, L. (1989). Improved characterization model for granular bases. *Transportation Research Record*, v.1227, p.128-33.
- ELLIOTT, R.P.; THORNTON, S.I. (1988). Resilient modulus and AASHTO pavement design. *Transportation Research Record*, v.1192, p.1-7.
- FREDLUND, D.G.; BERGAN, A.T.; WONG, P.K.; BRETNALL, M.B. & PARTNERS. (1977). Relation between resilient modulus and stress conditions for cohesive subgrade soils. *Transportation Research Record*, v.642, p.73-81.
- HICKS, R.G.; MONISMITH, C.L. (1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. *Transportation Research Record*, v.354, p.15-31.
- JONES, M.P.; WITCZAK, M.W. (1977). Subgrade modulus on the San Diego test road. *Transportation Research Record*, v.641, p.1-6.
- KALCHEFF, I.V.; HICKS, R.G. (1973). A test procedure for determining the resilient properties of granular materials. *Journal of Testing and Evaluation*, v.1, n.6, p.472-9, nov.

- LADE, P.V. (1979). Stress-strain theory for normally consolidated clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS, Aachen, p. 1325-37.
- LEE, W.; BOHRA, N.C.; ALTSCHAEFFL, A.G.; WHITE, T.D. (1995). Resilient modulus of cohesive soils and the effects of freeze-thaw. *Canadian Geotechnical Journal*, v.32, n.4, p.559-68, ago.
- LI, D.; SELIG, T.E. (1994). Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120, n.6, p.939-57, jun.
- MEDINA, J.; MOTA, L.M.G.; CERATTI, J.A. (1986). Estudo de resiliência na mecânica dos pavimentos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, Porto Alegre. 1986. *Anais*. Rio Grande do Sul. v.4, p.137-148.
- MEDINA, J.; PREUSSLER, E.S. (1980). Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. *Solos e Rochas*, v.3, n.1, p. 3-26, abr.
- MOHAMMAD, L.N.; PUPALA, A.J.; ALAVILLI, P. (1994). Influence of testing procedure and LVDT location on resilient modulus of soils. *Transportation Research Record*, v.1462, p.91-101, dec.
- MOHAMMAD, L.N.; PUPPALA, A.J.; PRASAD, A. (1995). Resilient properties of laboratory compacted subgrade soils. *Transportation Research Record*, v.1504, p.87-102, jul.
- MONTALVO, J.R.; BELL, C.A.; WILSON, J.E. (1984). Comparison of diametral and triaxial repeated load testing techniques for untreated soils. *Transportation Research Record*, v.998, p.6-13.
- MOOSSAZADEH J.; WITCZAK, M.W. (1981). Prediction of subgrade moduli for soil that exhibits nonlinear behavior. *Transportation Research Record*, v.810, p.9-17.

- MOTTA, L.M.G. (1991). *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Rio de Janeiro. 366p. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- 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.; CERATTI, J.A.P. (1986). Comportamento resiliente de solos arenosos finos In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 21, Salvador, 1986. *Anais*. Bahia, ABPV. v.1, p.51-68.
- MOTTA, L.M.G.; MEDINA, J.; MATOS, M.V.M.; VIANNA, A.A.D. (1990). Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 24., Belém, 1990. *Anais*. Pará, ABPV. v.1, p.234-55.
- NATAATMADJA, A.; PARKIN, A.K. (1989). Characterization of Granular Materials for Pavements. *Canadian Geotechnical Journal*, v.26, p.725-30.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo, Editora Vilibor. 213p.
- O'REILLY, M.P. & BROWN, S.F. (1991). *Cyclic Loading of Soils: from theory to design*. 1.ed. London, ed. Blackie and son Ltd. Cap. 6, p.278-80
- PAPPIN, J.W.; BROWN, S.F. (1980). Resilient strain behaviour of a crushed rock. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SOILS UNDER CYCLIC AND TRANSIENT LOADING. Swansea, 1980, *proceedings*, v.1, p.169-77
- PEZO, R.F.; CLAROS, G.; HUDSON, W.R.; STOKOE II, K.H (1992). *Development of a reliable resilient modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design*. Center for Transportation Research, University of Texas. (Report 1177-4f).

- PEZO, R.F.; KIM, D.; STOKOE, K.H.; HUDSON, W.R. (1991). A reliable resilient modulus testing system. *Transportation Research Record*, v.1307, p.90-8.
- PREUSSLER, E.S. (1983). *Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço*. Rio de Janeiro. 257p. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- PREUSSLER, E.S.; MOTTA, L.M.G.; MEDINA, J. (1980). Aplicação do cálculo da deformação resiliente no aperfeiçoamento do dimensionamento de pavimentos flexíveis. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 15., Belo Horizonte, 1980. *Anais*. Minas Gerais, ABPV, p.1-30.
- RADA, G.; WITCZAK, M.W. (1981). Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular material. *Transportation Research Record*, v.810, p.23-33.
- RUIZ, C.L (1964). *Presentación y comentario sobre los diagramas Shell 1963 para el diseño de pavimentos flexibles*. DVBA, Ministerio de Obras Publicas, La Plata Argentina.
- SANTHA, B.L. (1994). Resilient modulus of subgrade soils: comparison of two constitutive equations. *Transportation Research Record*, v.1462, p.79-90, dec.
- SCHOLEY, G.K.; FROST, J.D.; LO PRESTI, C.F.; JAMIOLKOWSKI, M. (1995). A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, v.18, n.2, p.137-56, jun.
- SWEERE, G.T.H.; GALJAARD, P.J. (1988). Repeated static loading triaxial tests for determination of resilient properties of sands. *Transportation Research Record*, v.1192, p.8-15.

- THOMPSON, M.R.; ROBNETT, Q.L. (1976). *Resilient properties of subgrade soils*. Illinois Cooperative Highway Research and Transportation Program Series No. 160. University of Illinois. (Final Report).
- THOMPSON, M.R.; SMITH, K.L. (1990). Repeated triaxial characterization of granular bases. *Transportation Research Record*, v.1278, p.7-17.
- TRB - SPECIAL REPORT 162 (1975). Test procedures for characterizing dynamic stress-strain properties of pavements materials. *Transportation Research Board*, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington DC. 40p.
- UZAN, J. (1985) Characterization of granular material. *Transportation Research Record*, v.1022, p.52-9.
- WITCZAK, M.W.; QI, X.; MIRZA, M.W. (1995). Use of Nonlinear Subgrade Modulus in AASTHO Design Procedure. *Journal of Transportation Engineering*, v.121, n.3, p.273-82, may/jun.
- YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. (1975). *Principles of pavements design*. New York. John Wiley & Sons, Inc.
- 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

PLANILHAS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS

Solo: CE-085 (sub-base)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: <i>sub-base CE-085</i>		Procedimento: AASHTO TP-46			
c.p: <i>1</i>					
H _{ótima} : <i>10.07</i>		Ensaio: <i>I</i>			
H _{c.p.} : <i>9.68</i>		Energia normal			
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	11,61	73,71	0,00012760	90,99
2	20,70	30,48	92,58	0,00025528	119,40
3	20,70	56,77	118,87	0,00032436	175,02
4	34,50	43,02	146,52	0,00027648	155,60
5	34,50	69,32	172,82	0,00036691	188,93
6	34,50	99,49	202,99	0,00047855	207,90
7	68,90	69,62	276,32	0,00027120	256,71
8	68,90	126,98	333,68	0,00048919	259,57
9	68,90	189,13	395,83	0,00069126	273,60
10	103,40	70,81	381,01	0,00022333	317,06
11	103,40	105,77	415,97	0,00036159	292,51
12	103,40	197,19	507,39	0,00066996	294,33
13	137,90	105,17	518,87	0,00026055	403,64
14	137,90	135,65	549,35	0,00036160	375,14
15	137,90	255,75	669,45	0,00074443	343,55

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA A1 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de sub-base,
CE-085 (c.p 01-ensaio I)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: <i>sub-base CE-085</i>			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: <i>1</i>					
H _{ótima} : <i>10,07</i>			Ensaio: <i>II</i>		
H _{c.p.} : <i>9,68</i>			Energia normal		
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	10,16	72,26	0,00013295	76,42
2	20,70	36,45	98,55	0,00023395	155,80
3	20,70	60,05	122,15	0,00036687	163,68
4	34,50	40,93	144,43	0,00023395	174,95
5	34,50	66,33	169,83	0,00029246	226,80
6	34,50	97,7	201,2	0,00047857	204,15
7	68,90	69,32	276,02	0,00023928	289,70
8	68,90	126,38	333,08	0,00044665	282,95
9	68,90	169,11	375,81	0,00052641	321,25
10	103,40	71,71	381,91	0,00021270	337,14
11	103,40	104,87	415,07	0,00028713	365,23
12	103,40	201,68	511,88	0,00059024	341,69
13	137,90	104,57	518,27	0,00026585	393,34
14	137,90	129,07	542,77	0,00034562	373,45
15	137,90	261,43	675,13	0,00071784	364,19

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA A2 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de sub-base, CE-085 (c.p 01-ensaio II)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: <i>sub-base CE-085</i>			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: <i>1</i>					
$H_{ótima}$: <i>10,07</i>			Ensaio: III		
$H_{c.p.}$: <i>9,68</i>			Energia normal		
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ε_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	14,09	76,19	0,00011699	120,44
2	20,70	39,14	101,24	0,00022333	175,26
3	20,70	61,55	123,65	0,00035093	175,39
4	34,50	42,13	145,63	0,00023398	180,06
5	34,50	67,23	170,73	0,00032970	203,91
6	34,50	99,49	202,99	0,00045196	220,13
7	68,90	69,62	276,32	0,00025525	272,75
8	68,90	127,28	333,98	0,00043602	291,91
9	68,90	167,61	374,31	0,00054236	309,04
10	103,40	69,91	380,11	0,00021800	320,69
11	103,40	103,98	414,18	0,00029779	349,17
12	103,40	198,09	508,29	0,00058491	338,67
13	137,90	102,78	516,48	0,00026587	386,58
14	137,90	126,38	540,08	0,00030840	409,79
15	137,90	261,43	675,13	0,00070188	372,47

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA A3 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de sub-base, CE-085 (c.p 01-ensaio III)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: <i>sub-base CE-085</i>			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: <i>1</i>					
H _{ótima} : <i>10,07</i>			Ensaio: <i>IV</i>		
H _{c.p} : <i>9,68</i>			Energia normal		
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ε_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	12,85	74,95	0,00012764	100,67
2	20,70	40,04	102,14	0,00026589	150,59
3	20,70	60,95	123,05	0,00036157	168,57
4	34,50	42,43	145,93	0,00022867	185,55
5	34,50	65,13	168,63	0,00034030	191,39
6	34,50	98,00	201,50	0,00047325	207,08
7	68,90	68,12	274,82	0,00024991	272,58
8	68,90	123,99	330,69	0,00043070	287,88
9	68,90	194,51	401,21	0,00067531	288,03
10	103,40	68,72	378,92	0,00019142	359,00
11	103,40	103,98	414,18	0,00030310	343,05
12	103,40	198,99	509,19	0,00058492	340,20
13	137,90	102,78	516,48	0,00026587	386,58
14	137,90	128,47	542,17	0,00030840	416,57
15	137,90	260,83	674,53	0,00068061	383,23

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA A4 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de sub-base, CE-085 (c.p 01-ensaio IV)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: <i>sub-base CE-085</i>			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 11					
H _{ótima} : 10,07			Ensaio: I		
H _{c.p} : 9,88			Energia normal		
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	16,13	78,23	0,00016655	96,85
2	20,70	40,34	102,44	0,00027214	148,23
3	20,70	62,15	124,25	0,00037765	164,57
4	34,50	42,73	146,23	0,00021661	197,27
5	34,50	62,74	166,24	0,00031096	201,76
6	34,50	90,23	193,73	0,00044424	203,11
7	68,90	61,55	268,25	0,00022215	277,07
8	68,90	119,51	326,21	0,00045536	262,45
9	68,90	184,05	390,75	0,00068863	267,27
10	103,40	65,13	375,33	0,00021102	308,65
11	103,40	105,77	415,97	0,00037763	280,09
12	103,40	183,45	493,65	0,00061087	300,31
13	137,90	91,43	505,13	0,00026657	342,99
14	137,90	123,10	536,80	0,00034432	357,52
15	137,90	237,53	651,23	0,00067750	350,60

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA A5 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de sub-base,
CE-085 (c.p 11-ensaio I)

ANEXO B

PLANILHAS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS

Solo: CE-085 (base)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: base CE-085			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 2					
H _{ótima} : 9,76			Ensaio: I		
H _{c.p} : 9,40			Energia normal		
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	12,25	74,35	0,00019812	61,83
2	20,70	37,05	99,15	0,00034672	106,86
3	20,70	56,77	118,87	0,00048982	115,90
4	34,50	31,07	134,57	0,00028615	108,58
5	34,50	63,34	166,84	0,00042374	149,48
6	34,50	90,83	194,33	0,00057234	158,70
7	68,90	65,43	272,13	0,00033019	198,16
8	68,90	122,20	328,90	0,00057783	211,48
9	68,90	178,37	385,07	0,00086399	206,45
10	103,40	62,74	372,94	0,00030267	207,29
11	103,40	94,71	404,91	0,00044025	215,13
12	103,40	189,43	499,63	0,00077597	244,12
13	137,90	96,51	510,21	0,00038524	250,52
14	137,90	120,71	534,41	0,00046780	258,04
15	137,90	246,19	659,89	0,00087500	281,36

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA B1 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de base da
CE-085 (c.p 02-ensaio I)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: base CE-085			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 5			Ensaio: I		
H _{ótima} : 9,76			Energia normal		
H _{c.p} : 9,42					
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	12,55	74,65	0,00024223	51,81
2	20,70	37,65	99,75	0,00037138	101,38
3	20,70	60,35	122,45	0,00045744	131,93
4	34,50	37,05	140,55	0,00030139	122,93
5	34,50	62,15	165,65	0,00039827	156,05
6	34,50	92,92	196,42	0,00057048	162,88
7	68,90	65,43	272,13	0,00033905	192,98
8	68,90	122,50	329,20	0,00059202	206,92
9	68,90	184,35	391,05	0,00083960	219,57
10	103,40	65,43	375,63	0,00020989	311,74
11	103,40	98,00	408,20	0,00035520	275,90
12	103,40	184,35	494,55	0,00069427	265,53
13	137,90	99,79	513,49	0,00030676	325,30
14	137,90	122,20	535,90	0,00037135	329,07
15	137,90	246,79	660,49	0,00078576	314,08

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA B2 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de base da CE-085 (c.p 05-ensaio I)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: base CE-085			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 6			Ensaio: I		
H _{ótima} : 9,76			Energia normal		
H _{c.p} : 9,48					
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ε_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1					
2	20,70	35,55	97,65	0,00032102	110,74
3	20,70	57,37	119,47	0,00039730	144,40
4	34,50	43,02	146,52	0,00028840	149,17
5	34,50	59,76	163,26	0,00035376	168,93
6	34,50	87,84	191,34	0,00051153	171,72
7	68,90	59,16	265,86	0,00027755	213,15
8	68,90	115,93	322,63	0,00053331	217,38
9	68,90	173,89	380,59	0,00077821	223,45
10	103,40	64,24	374,44	0,00023945	268,28
11	103,40	95,91	406,11	0,00035373	271,14
12	103,40	181,66	491,86	0,00064758	280,52
13	137,90	93,52	507,22	0,00031019	301,49
14	137,90	122,80	536,50	0,00039182	313,41
15	137,90	242,61	656,31	0,00075643	320,73

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA B3 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de base da CE-085 (c.p 06-ensaio I)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: base CE-085			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 6			Ensaio: II		
H _{ótima} : 9,76			Energia normal		
H _{c.p} : 9,48					
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1					
2	20,70	28,68	90,78	0,00028839	99,45
3	20,70	45,96	108,06	0,00038632	118,97
4	34,50	32,87	136,37	0,00028302	116,14
5	34,50	61,85	165,35	0,00038639	160,07
6	34,50	92,02	195,52	0,00053329	172,55
7	68,90	64,54	271,24	0,00028300	228,06
8	68,90	124,89	331,59	0,00052852	236,30
9	68,90	163,13	369,83	0,00062581	260,67
10	103,40	69,62	379,82	0,00021768	319,82
11	103,40	103,95	414,15	0,00038627	269,11
12	103,40	206,75	516,95	0,00074553	277,32
13	137,90	103,68	517,38	0,00032652	317,53
14	137,90	129,37	543,07	0,00040270	321,26
15	137,90	258,14	671,84	0,00077816	331,73

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA B4 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de base da CE-085 (c.p 06-ensaio II)

ANEXO C

PLANILHAS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS

Solo: Parnaíba (PI)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: <i>Parnaíba</i>			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 2			Ensaio: I		
H _{ótima} : 14			Energia normal		
H _{c.p} : 13,65					
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1					
2	20,70	38,18	100,28	0,00024558	155,47
3	20,70	57,27	119,37	0,00031566	181,43
4	34,50	34,27	137,77	0,00021766	157,45
5	34,50	62,17	165,67	0,00031629	196,56
6	34,50	92,03	195,53	0,00049927	184,33
7	68,90	64,13	270,83	0,00031155	205,84
8	68,90	129,72	336,42	0,00062150	208,72
9	68,90	187,98	394,68	0,00101534	185,14
10	103,40	66,57	376,77	0,00022724	292,95
11	103,40	97,41	407,61	0,00037722	258,23
12	103,40	200,21	510,41	0,00090984	220,05
13	137,90	87,62	501,32	0,00023873	367,02
14	137,90	143,92	557,62	0,00047773	301,26
15	137,90	242,31	656,01	0,00090971	266,36

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA C1 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba
(c.p 02-ensaio I)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: Parnaíba			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 2					
H _{ótima} : 14			Ensaio: II		
H _{c.p} : 13.65			Energia normal		
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	33,29	95,39	0,00022074	150,81
2	20,70	38,18	100,28	0,00019936	191,51
3	20,70	61,19	123,29	0,00033970	180,13
4	34,50	40,63	144,13	0,00021632	187,82
5	34,50	64,62	168,12	0,00033880	190,73
6	34,50	93,01	196,51	0,00053130	175,06
7	68,90	66,09	272,79	0,00027760	238,08
8	68,90	133,15	339,85	0,00066106	201,42
9	68,90	232,52	439,22	0,00127067	182,99
10	103,40	69,51	379,71	0,00023919	290,61
11	103,40	101,82	412,02	0,00033815	301,11
12	103,40	208,05	518,25	0,00091567	227,21
13	137,90	101,82	515,52	0,00030490	333,95
14	137,90	140,49	554,19	0,00045963	305,66
15	137,90	241,82	655,52	0,00088790	272,35

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA C2 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba
(c.p 02-ensaio II)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: Parnaíba			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 2			Ensaio: III		
H _{ótima} : 14			Energia normal		
H _{c.p} : 13.65					
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ε_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	32,55	94,65	0,00022185	146,72
2	20,70	34,99	97,09	0,00018209	192,16
3	20,70	61,55	123,65	0,00032727	188,07
4	34,50	40,63	144,13	0,00020522	197,98
5	34,50	65,43	168,93	0,00031062	210,64
6	34,50	94,41	197,91	0,00050476	187,04
7	68,90	66,63	273,33	0,00024961	266,94
8	68,90	134,75	341,45	0,00063790	211,24
9	68,90	203,77	410,47	0,00105395	193,34
10	103,40	69,62	379,82	0,00021080	330,27
11	103,40	100,69	410,89	0,00033283	302,53
12	103,40	210,04	520,24	0,00089861	233,74
13	137,90	101,88	515,58	0,00032726	311,31
14	137,90	139,83	553,53	0,00049368	283,24
15	137,90	243,21	656,91	0,00086533	281,06

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA C3 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba
(c.p 02-ensaio III)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: Parnaíba			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 5			Ensaio: I		
H _{ótima} : 14			Energia normal		
H _{c.p} : 13,85					
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ϵ_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	20,62	82,72	0,00024754	83,30
2	20,70	27,79	89,89	0,00024753	112,27
3	20,70	55,87	117,97	0,00031594	176,84
4	34,50	36,45	139,95	0,00027908	130,61
5	34,50	61,85	165,35	0,00028963	213,55
6	34,50	93,22	196,72	0,00051079	182,50
7	68,90	69,62	276,32	0,00035283	197,32
8	68,90	123,10	329,80	0,00054765	224,78
9	68,90	159,25	365,95	0,00085831	185,54
10	103,40	69,91	380,11	0,00025274	276,61
11	103,40	104,27	414,47	0,00044231	235,74
12	103,40	167,91	478,11	0,00075826	221,44
13	137,90	104,27	517,97	0,00034752	300,04
14	137,90	128,77	542,47	0,00043177	298,24
15	137,90	245,00	658,70	0,00104790	233,80

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA C4 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba
(c.p 05-ensaio I)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: Parnaíba			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 5			Ensaio: II		
H _{ótima} : 14			Energia normal		
H _{c.p} : 13.85					
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ε_R (mm/mm)	M _R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	13,15	75,25	0,00016857	78,01
2	20,70	41,23	103,33	0,00025276	163,12
3	20,70	64,54	126,64	0,00038442	167,89
4	34,50	37,65	141,15	0,00024225	155,42
5	34,50	65,73	169,23	0,00035807	183,57
6	34,50	101,58	205,08	0,00062661	162,11
7	68,90	69,62	276,32	0,00030016	231,94
8	68,90	123,99	330,69	0,00060029	206,55
9	68,90	185,24	391,94	0,00093731	197,63
10	103,40	71,71	381,91	0,00022644	316,68
11	103,40	103,68	413,88	0,00036334	285,35
12	103,40	194,21	504,41	0,00085307	227,66
13	137,90	105,17	518,87	0,00034754	302,61
14	137,90	129,97	543,67	0,00043708	297,36
15	137,90	249,48	663,18	0,00096889	257,49

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA C5 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba
(c.p 05-ensaio II)

Módulo de Resiliência - Ensaios Triaxiais Dinâmicos					
Solo: Parnaíba			Procedimento: AASHTO TP-46		
c.p: 9			Ensaio: I		
H _{ótima} : 14			Energia normal		
H _{c.p} : 13.78					
Etapa	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	θ (kPa)	ε_R (mm/mm)	M_R (MPa)
0(*)	103,40	93,10	403,30	-	-
1	20,70	15,24	77,34	0,00019528	78,04
2	20,70	37,65	99,75	0,00024278	155,08
3	20,70	58,26	120,36	0,00033246	175,24
4	34,50	34,06	137,56	0,00023745	143,44
5	34,50	65,73	169,23	0,00031662	207,60
6	34,50	95,91	199,41	0,00051190	187,36
7	68,90	61,55	268,25	0,00027970	220,06
8	68,90	125,49	332,19	0,00061218	204,99
9	68,90	185,24	391,94	0,00100789	183,79
10	103,40	63,64	373,84	0,00024803	256,58
11	103,40	97,10	407,30	0,00036940	262,86
12	103,40	185,24	495,44	0,00079683	232,47
13	137,90	93,22	506,92	0,00030080	309,91
14	137,90	119,81	533,51	0,00040106	298,73
15	137,90	247,39	661,09	0,00096573	256,17

(*) Etapa de condicionamento.

TABELA C6 - Planilha de ensaios triaxiais dinâmicos do solo de Parnaíba
(c.p 09-ensaio I)

ANEXO D

COMPRESSÃO SIMPLES – GRÁFICOS TENSÃO x DEFORMAÇÃO

CE-085 (sub-base)
c.p 15

FIGURA D1 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples realizado no c.p 15 (CE-085 - sub-base)

FIGURA D2 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples com carregamento e recarregamento realizado no c.p 14 (CE-085 – sub-base)

FIGURA D3 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples realizado no c.p 9 (CE-085 - base)

FIGURA D4 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples com carregamento e recarregamento realizado no c.p 8 (CE-085 - base)

Parnaíba - (PI)
c.p 10

FIGURA D5 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples realizado no c.p 10 (Parnaíba - PI)

Parnaíba (PI)
c.p 13

FIGURA D6 - Relação entre tensão e deformação axial para o ensaio de compressão simples com carregamento e recarregamento realizado no c.p 13 (Parnaíba - PI)