

DANILO DE SÁ VIANA REZENDE

**MÓDULOS RESILIENTES DE DOIS SOLOS DA ZONA DA MATA
MINEIRA: CORRELAÇÕES COM RESULTADOS DE ENSAIOS DE
COMPRESSÃO NÃO CONFINADA**

Tese Apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das Exigências do Curso
de Engenharia Civil, para obtenção
do Título de "*Magister Scientiae*"

**VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2004**

DANILO DE SÁ VIANA REZENDE

MÓDULOS RESILIENTES DE DOIS SOLOS DA ZONA DA MATA MINEIRA: CORRELAÇÕES COM RESULTADOS DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA

Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das exigências do
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, para obtenção do
título de “*Magister Scientiae*”

APROVADA: 18 de Fevereiro de 2004

Prof. Carlos Alexandre B. de Carvalho
(Conselheiro)

Prof. Cláudio Henrique de C. e Silva
(Conselheiro)

Prof. César Henrique Barra Rocha

Dra. Dalila C. de Medeiros Fernandes

Prof. Dario Cardoso de Lima
(Orientador)

Dedico este trabalho à minha avó, Antônia, e à memória de meus avós Carlos, Sizenando e Lícia. Saudades.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me guiado nos momentos difíceis.

Aos meus pais, Elzira e Antonio, a quem tudo devo.

À minhas irmãs, Monica e Karla, e ao meu sobrinho Heitor.

À minha noiva, Gisele, pelo incentivo e apoio em todas as horas.

Ao meu orientador, Professor Dario Cardoso de Lima, pelo constante acompanhamento do meu trabalho.

Aos meus conselheiros, Professor Carlos Alexandre Braz de Carvalho e Professor Cláudio Henrique de Carvalho e Silva, pela disposição e auxílio na condução da pesquisa.

Ao Professor Paulo Sérgio Barbosa, pelos conselhos sempre valiosos.

Aos demais professores do programa de pós-graduação.

Aos acadêmicos Rodrigo, José Antônio e Lucas, pelo auxílio na realização dos ensaios de laboratório.

Aos colegas de curso, pela amizade desenvolvida e pela cooperação mútua.

Aos companheiros de república, pelos momentos de amizade e descontração.

Aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil, em especial aos técnicos Júlio Carlos e Vicente de Paulo.

A FAPEMIG, pelo fornecimento de bolsa de estudo e auxílio financeiro via o Projeto TEC 2431/97, possibilitando a condução da pesquisa com a tranquilidade necessária.

BIOGRAFIA

DANILO DE SÁ VIANA REZENDE, filho de Antonio Carlos Rezende da Silva e Elzira Maria Brasil de Sá Viana Rezende, nascido em 26 de setembro de 1975, na cidade de Afonso Cláudio, Estado do Espírito Santo.

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Viçosa, em 12 de outubro de 2000.

Em junho de 2001, ingressou no programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal, como bolsista de aperfeiçoamento profissional.

Em março de 2002, ingressou no curso de Mestrado, área de concentração em Geotecnia, pela Universidade Federal de Viçosa.

ÍNDICE

ÍNDICE	VI
LISTA DE TABELAS	IX
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XIV
ABSTRACT.....	XVIII
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Considerações Iniciais.....	1
1.2. Objetivo	2
1.3. Escopo do Presente Trabalho	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. Considerações Iniciais.....	4
2.2. Fatores que Influenciam a Resposta Resiliente dos Solos.....	6
2.2.1. Níveis de Tensão.....	6
2.2.2. Teor de Umidade de Compactação	7
2.2.3. Peso Específico Seco.....	9
2.2.4. Tixotropia.....	11
2.2.5. Número de Aplicações de Carga	12
2.2.6. Duração, Freqüência e Seqüência de Aplicação de Cargas	13
2.3. Metodologias para a Realização do Ensaio Triaxial de Carregamento Repetido	14
2.3.1. Metodologia AASHTO T 307-99	14
2.3.1.1. Histórico	14
2.3.1.2. Características da Metodologia AASHTO T307-99.....	15
2.3.2. Metodologia DNER-ME 131/94.....	17
2.3.2.1. Histórico	17
2.3.2.2. Características da Metodologia DNER-ME 131/94	17
2.4. Modelos Para a Estimativa do Módulo Resiliente dos Solos	18
2.4.1. Módulo Resiliente dos Solos Coesivos.....	18
2.4.2. Módulo Resiliente dos Solos Granulares.....	22

2.5. Estimativa do Módulo Resiliente dos Solos a Partir de Parâmetros Geotécnicos Obtidos de Outros Ensaios	25
2.5.1. A Metodologia de LEE et al. (1997) para a Determinação do Módulo Resiliente dos Solos a partir da Resistência à Compressão Simples	27
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	30
3.1. Materiais	30
3.2. Métodos.....	34
3.2.1. Coleta das Amostras de Solos.....	34
3.2.2. Ensaios de Compactação	34
3.2.3. Moldagem de Corpos-de-Prova.....	34
3.2.4. Resistência à Compressão Axial Não Confinada	35
3.2.5. Módulo Resiliente	35
3.2.5.1. Equipamento e Metodologia para a Realização dos Ensaios Triaxiais de Carregamentos Repetidos	35
3.2.5.1.1. Equipamento	35
3.2.5.1.2. Metodologia para a Realização dos Ensaios Triaxiais de Cargas Repetidas.....	38
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES PERTINENTES	40
4.1. Ensaios de Compactação	40
4.2. Ensaios de Compressão Axial Não Confinada	43
4.3. Determinação do Módulo Resiliente	47
4.3.1. Módulo Resiliente em Função da Tensão Desvio.....	48
4.3.2. Módulo Resiliente em Função do Primeiro Invariante de Tensões..	51
4.3.3. Modelo Composto.....	54
4.3.4. Deformações Resilientes	57
4.4. Variação do Módulo Resiliente com as Condições de Compactação.....	60
4.5. Variação do Módulo Resiliente Segundo as Metodologias DNER-ME 131/94 e AASHTO T 307-99.....	62
4.6. Estimativa do Módulo Resiliente a Partir de Correlações Com Parâmetros do Ensaio de Compressão Axial Não Confinada.....	66
4.6.1. Estimativa do Módulo Resiliente a Partir da Correlação Desenvolvida por LEE et al. (1997).....	66

4.6.2. Determinação do Módulo Resiliente a Partir do Estado de Tensões, da Deformação Resiliente e dos Resultados do Ensaio de Compressão Não Confinada.....	68
5. CONCLUSÕES	74
6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	76
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, para solos do grupo II segundo a metodologia AASHTO T 307-99.....	16
Tabela 2 -Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, para o solos argilosos segundo a metodologia AASHTO T 307-99.....	18
Tabela 3 -Resultados dos ensaio de caracterização geotécnica dos solos	33
Tabela 4 -Classificação dos solos segundo as metodologias TRB, USC e MCT..	33
Tabela 5 -Resultados dos ensaios de compactação dos solos analisados.....	41
Tabela 6 -Solo SP: resultados dos ensaios de compressão axial não confinada realizados com aplicação da taxa de deformação sugerida por LEE et al. (1997)	45
Tabela 7 -Solo PV: resultados dos ensaios de compressão axial não confinada realizados segundo a metodologia proposta por LEE et al. (1997).....	46
Tabela 8 -Valores dos parâmetros dos modelos $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$ para o solo PV e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)	49
Tabela 9 -Valores dos parâmetros dos modelos $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$ para o solo SP e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)	50
Tabela 10 -Valores dos parâmetros dos modelos $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$ para o solo PV e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)	52
Tabela 11 -Valores dos parâmetros dos modelos $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$ para o solo SP e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)	53
Tabela 12 -Valores dos parâmetros do modelo composto para o solo PV e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2) $M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	55

Tabela 13 -Valores dos parâmetros do modelo composto para o solo SP e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)	56
Tabela 14 -Valores dos parâmetros do modelo $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \varepsilon_r^{k_4}$ para o solo SP e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)	58
Tabela 15 -Valores dos parâmetros do modelo $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \varepsilon_r^{k_4}$ para o solo PV e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)	59

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1** - Representação gráfica do módulo resiliente "versus" número de aplicações da tensão desvio (CARVALHO, 1997). 5
- Figura 2** - Resposta do solo a um ciclo de carregamento-descarregamento (LEKARP et al., 2000). 6
- Figura 3** - Variação do módulo resiliente para diferentes energias de compactação (LEE et al., 1997). 10
- Figura 4** - Influência da variação do peso específico seco no valor do módulo resiliente dos solos. 11
- Figura 5** - Gráfico típico do logaritmo do módulo resiliente "versus" o logaritmo do número de ciclos da tensão desvio para $\sigma_3 = 25$ psi e $\sigma_d = 0,40 S_d$ (PUMPHREY e LENTZ, 1986). 12
- Figura 6** - Modelo bi-linear para o Módulo resiliente dos solos coesivos. 19
- Figura 7** - Relação potencial entre a tensão desvio e o módulo resiliente dos solos coesivos. 20
- Figura 8** - Modelo combinado proposto por ARANOVICH (1985). 21
- Figura 9** - Local de coleta das amostras do Podzólico Vermelho-Amarelo (AZEVEDO, 1999). 31
- Figura 10** - Local de coleta das amostras do solo saprolítico de gnaiss (AZEVEDO, 1999). 32
- Figura 11** - Vista global do sistema triaxial de carregamento repetido do DEC/UFV. 37
- Figura 12** - Execução de um ensaio triaxial de carregamento repetido, com visualização da prensa hidráulica, câmara triaxial e corpo-de-prova, sistema de aplicação e controle de cargas, o parte do sistema de aquisição de dados. 37

Figura 13 - Detalhes da prensa hidráulica, câmara triaxial, atuador hidráulico para aplicação do carregamento repetido, célula de carga, transdutor de deslocamento (LVDT) e sistema de aplicação de cargas.	38
Figura 14 - Curvas de Compactação do solo PV.....	42
Figura 15 - Curvas de Compactação do solo SP.....	42
Figura 16 - Determinação dos Parâmetros S_u , $S_{u1\%}$ e E_0 a partir do ensaio de compressão axial não confinada.....	43
Figura 17 - Variação do módulo resiliente dos solos com o teor de umidade e com a energia de compactação para o solo SP.....	61
Figura 18 - Variação do módulo resiliente dos solos com o teor de umidade e com a energia de compactação para o solo SP.....	61
Figura 19 - Variação do módulo resiliente para o solo SP na energia normal de compactação, para as duas metodologias utilizadas.	63
Figura 20 - Variação do módulo resiliente para o solo SP na energia inter-intermediária de compactação, para as duas metodologias utilizadas.	63
Figura 21 - Variação do módulo resiliente para o solo SP na energia intermediária de compactação, para as duas metodologias utilizadas.	64
Figura 22 - Variação do módulo resiliente para o solo PV na energia normal de compactação, para as duas metodologias utilizadas.	64
Figura 23 - Variação do módulo resiliente para o solo PV na energia inter-intermediária de compactação, para as duas metodologias utilizadas.	65
Figura 24 - Variação do módulo resiliente para o solo PV na energia intermediária de compactação, para as duas metodologias utilizadas.	65
Figura 25 - Comparação dos resultados obtidos nesta pesquisa com o modelo desenvolvido por LEE et al. (1997), para o solo PV.....	67
Figura 26 - Comparação dos resultados obtidos nesta pesquisa com o modelo desenvolvido por LEE et al. (1997), para o solo SP.....	68
Figura 27 - Correlações entre os valores de módulo de resiliência e os valores dos parâmetros obtidos dos ensaios de compressão simples para o solo PV, segundo a metodologia do DNER.	70

- Figura 28** - Correlações entre os valores de módulo de resiliência e os valores dos parâmetros obtidos dos ensaios de compressão simples para o solo PV, segundo a metodologia da AASHTO..... 71
- Figura 29** - Correlações entre os valores de módulo resiliente e os valores dos parâmetros obtidos dos ensaios de compressão simples para o solo SP, segundo a metodologia do DNER. 72
- Figura 30** - Correlações entre os valores de módulo resiliente e os valores dos parâmetros obtidos dos ensaios de compressão simples para o solo SP, segundo a metodologia da AASHTO..... 73

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras do Alfabeto Português

Ac – índice de atividade de Skempton ;
E – energia de compactação;
 E_0 – módulo tangente Inicial;
h – altura do corpo-de-prova;
IP – índice de plasticidade;
 K_i – coeficientes empíricos;
LL – limite de liquidez;
LP – limite de plasticidade;
 M_R – módulo resiliente;
n – coeficientes empíricos;
N – número de aplicação da tensão desvio;
Sd – resistência estática do solo;
 S_u – tensão de ruptura;
 $S_{U1\%}$ – resistência à compressão não confinada a 1% de deformação;
W – teor de umidade;
 $W_{ót}$ – teor de umidade ótimo.

Letras do Alfabeto Grego

ε – deformação específica axial;
 ε_R – deformação resiliente;
 ε_p – deformação permanente acumulada;
 γ_s – peso específico dos sólidos;

γ_d – peso específico solo seco;

σ_1 – tensão principal maior;

σ_3 – tensão confinante;

σ – tensão axial;

σ_d – tensão desvio.

Abreviações

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials;

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

CBR – Califórnia Bearing Ratio;

COPPE – Coordenação dos Programas de Pesquisa em Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro;

DEC – Departamento de Engenharia Civil;

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem;

DNIT – Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes;

FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais;

LTPP – Long Term Pavement Performance;

LVDT – Linear Variable Differential Transformer;

SHRP – Strategic Highway Research Program

MCT – Miniatura Compactado Tropical;

TRB – Transportation Research Board;

UFV – Universidade Federal de Viçosa;

USC – Unified Soil Classification.

EXTRATO

REZENDE, Danilo de Sá Viana, M.S., Universidade Federal de Viçosa, Fevereiro de 2004. **Módulos Resilientes de Dois Solos da Zona da Mata Mineira: Correlações Com Resultados de Ensaios de Compressão Não Confinada.** Orientador: Dario Cardoso de Lima. Conselheiros: Carlos Alexandre Braz de Carvalho e Cláudio Henrique de Carvalho e Silva.

Este trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento resiliente de dois solos típicos do subleito de rodovias da Zona da Mata Mineira, procurando estabelecer correlações entre os parâmetros denominados módulo resiliente e resistência à compressão não confinada. Dentre os materiais estudados, um faz parte do grupo dos solos saprolíticos e o outro dos podzólicos. Foram realizados ensaios de compactação, compressão não confinada e triaxiais de carregamento repetido. Considerou-se nesta pesquisa as energias dos ensaios de compactação Proctor Normal, Proctor Intermediário e uma energia média entre estas denominada Inter-Intermediária. Os teores de umidade para moldagem dos corpos-de-prova foram: $W_{ot} - 3\%$, $W_{ot} - 2\%$, W_{ot} , $W_{ot} + 2\%$. Trabalhou-se com as normas AASHTO T 307-99 e DNER-ME 131/94, referentes à realização de ensaios triaxiais dinâmicos para determinação do módulo resiliente dos solos. Através do trabalho desenvolvido foi possível avaliar: (i) a influência da energia de compactação e do teor de umidade no módulo resiliente dos solos; (ii) o comportamento do módulo resiliente dos solos estudados obtidos através de procedimentos diferenciados. A partir dos resultados obtidos concluiu-se que: (i) as condições de compactação foram fatores determinantes na resposta resiliente dos solos finos analisados. Quanto às correlações desenvolvidas, os melhores resultados foram obtidos para corpos-de-prova compactados no teor ótimo e no ramo seco da curva de compactação; (ii) o aumento da energia de compactação

não resultou, necessariamente, em aumentos no valor do módulo resiliente; (iii) com relação ao estado de tensão, o emprego do modelo composto resultou em maiores coeficientes de determinação; (iv) a variação do módulo resiliente, segundo as metodologias utilizadas na condução dos ensaios triaxiais de carregamento repetido, refletiu os diferentes níveis de tensão adotados nas mesmas; (v) a inclusão das deformações resilientes nos modelos que consideravam apenas os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido fez com que os mesmos apresentassem melhores ajustes aos resultados; (vi) os modelos que consideravam, além dos resultados dos ensaios de compressão não confinada, o estado de tensão e as deformações resilientes levaram, em geral, a coeficientes de determinação significativos.

ABSTRACT

REZENDE, Danilo de Sá Viana, M.S., Federal University of Viçosa, February 2004.
**Resilient Modulus of Two Soils from the “Zona da Mata Mineira”:
Correlations with Unconfined Compression Strength Testing Data.**
Advisor: Dario Cardoso de Lima. Committee Members: Carlos Alexandre
Braz de Carvalho and Cláudio Henrique de Carvalho Silva.

This thesis was directed to the evaluation of the resilient behavior of two typical sub-grade soils from the “Zona da Mata Mineira” in order to establish correlations between resilient modulus and geotechnical parameters determined in unconfined compression strength tests. The materials analyzed encompassed a saprolite soil and a podzol soil. The laboratory testing program included the following tests: compaction, unconfined compression and repeated load triaxial. Compaction tests were performed at the Standard (12 blows) and Intermediate (26 blows) Proctor compaction efforts, as well as at an inter-intermediate (18 blows) compaction effort. Specimens were prepared at the following water contents: ($W_{ot} - 3\%$), ($W_{ot} - 2\%$), (W_{ot}) and ($W_{ot} + 2\%$). The repeated load triaxial tests were carried out under the following Standards: AASHTO T 307-99 e DNER-ME 131/94. The following analysis were accomplished in the study: (i) influence of compaction effort and water content on the resilient modulus of soils; (ii) influence of two different Standards on resilient modulus of soils; (iii) statistical significance of relating resilient modulus and unconfined compression strength tests geotechnical parameters of soils. The laboratory testing data supported the following conclusions: (i) compaction parameters determined the resilient response of the tested fine-grained soils. Regarding water content, best results were related to compaction at the dry side of the compaction curve, and at the optimum moisture content; (ii) increases in the compaction effort were not related, necessarily, to increases in the soils resilient modulus; (iii) regarding the stress state parameter, the composed model gave best coefficients of simple determination; (iv) the resilient modulus variation reflected the stress levels adopted in the testing methodologies used in the triaxial repeated loading tests; (v) regarding only the

repeated loading triaxial testing data, inclusion of resilient deformations in the models led to better fittings; (vi) besides unconfined compression testing data, models associated to stress state and resilient deformations led to significant coefficients of simple determination.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

Segundo dados relativamente recentes do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, 2001), atualmente DNIT, a malha rodoviária pavimentada brasileira encontrava-se distribuída da seguinte forma: 56.097 km de rodovias federais, 91.897 km estaduais e 16.993 km de rodovias municipais. No que se refere às rodovias federais pavimentadas, incluindo as administradas pela União e as concedidas, com exceção das delegadas aos estados, esse órgão destaca que 28% de sua extensão encontrava-se em bom estado, enquanto a maior parte, 72%, em estado regular (36%) ou em mau e péssimo estado de conservação (36%). Outra informação, mostrando a importância do sistema rodoviário para a economia brasileira, é que esta rede é responsável por 65% de todo transporte de cargas e 95% de todo transporte de passageiros no país, sendo também responsável pelo transporte de, aproximadamente, 70% dos produtos de consumo doméstico do país (REIS, 2002).

A partir dessas informações, é possível constatar a precariedade atual do sistema rodoviário brasileiro, bem como a necessidade de reconstrução e ampliação da malha rodoviária nacional. Contudo, a escassez de investimentos no setor rodoviário comum nos últimos anos faz emergir a necessidade de concepção de pavimentos dimensionados a partir de métodos que considerem os aspectos de economia, segurança e confiabilidade.

O emprego dos tradicionais métodos de dimensionamento de pavimentos, fundamentados no empirismo e largamente utilizados nos nossos projetos viários,

constituem um importante t3pico de discuss3o na engenharia rodovi3ria. Contudo, n3o se recomenda estender o uso desses m3todos para condi33es diferentes daquelas em que foram desenvolvidos.

Os m3todos racionais aplicados 3a mec3nica dos pavimentos, baseiam-se em an3lises mecan3sticas, apresentando um car3ter mais universal do que os emp3ricos. O pr3-requisito para o bom uso dos m3todos racionais 3 o conhecimento das propriedades mec3nicas dos materiais constituintes das camadas de pavimentos rodovi3rios, quando submetidos a carregamentos din3micos, podendo-se destacar o par3metro m3dulo resiliente que 3 determinado em ensaios triaxiais de carregamento repetido. Esses ensaios t3m sido largamente utilizados na avalia33o estrutural de pavimentos, devendo-se a SEED et al. (1962) o pioneirismo desta t3cnica, visando 3 determina33o do m3dulo resiliente dos solos para fins rodovi3rios.

Nas 3ltimas d3cadas, a determina33o do m3dulo resiliente dos solos atrav3s de ensaios triaxiais de carregamento repetido vem ganhando popularidade no meio rodovi3rio, tendo-se a possibilidade de se obter modelos que melhor representem o comportamento resiliente destes materiais. Por3m, a determina33o do m3dulo resiliente, via realiza33o de ensaios triaxiais de cargas din3micas, est3 no grupo dos ensaios especiais, exigindo equipamentos relativamente complexos e de alto custo, al3m de grande demanda de tempo para a realiza33o de ensaios.

Este fato motivou v3rios pesquisadores a desenvolver trabalhos com a finalidade de se obter correla33es que permitissem estimar o m3dulo resiliente a partir de par3metros geot3cnicos de f3cil obten33o, podendo-se citar JONES e WITCZAK (1977), The Asphalt Institute (1982), DRUMM et al. (1990) e LEE et al. (1997) e CARMO (1998). 3 com base nessa vis3o que se desenvolveu o presente trabalho.

1.2. Objetivo

Esta pesquisa teve como objetivo determinar, em laborat3rio, rela33es entre o m3dulo resiliente (M_R) e par3metros mec3nicos obtidos de resultados de

ensaios de compressão não confinada, considerando-se dois solos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, para emprego em pavimentos rodoviários.

1.3. Escopo do Presente Trabalho

No presente estudo trabalhou-se com as energias de compactação dos ensaios Proctor Normal e Proctor Intermediário, bem como com uma energia média entre estas denominada Inter-Intermediária. Os teores de umidade empregados na determinação dos parâmetros de interesse foram os seguintes: $W_{ót} - 3\%$, $W_{ót} - 2\%$, $W_{ót}$ e $W_{ót} + 2\%$. Especificamente, para a obtenção dos módulos resilientes, foram empregadas as seguintes normas: DNER – ME 131/94 e AASHTO T 307-99.

Não se buscou neste trabalho aplicar qualquer método racional de dimensionamento, mas sim desenvolver correlações de interesse para o projeto de pavimentos rodoviários. Acredita-se que a obtenção dos módulos resilientes dos solos em estudo irá contribuir para a formação de um banco de dados de parâmetros geotécnicos de solos do Estado de Minas Gerais, para aplicação em pavimentos de rodovias.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Considerações Iniciais

Para se estudar as características de deformabilidade dos materiais que compõem a estrutura dos pavimentos rodoviários, em condições dinâmicas, nos regimes elástico linear e não-linear, utiliza-se o módulo resiliente. A determinação desse parâmetro, nas condições do ensaio triaxial de carregamento repetido, pode ser feita pelo emprego da Equação 1.

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_R} \quad (1)$$

onde:

M_R - módulo resiliente;

σ_d - tensão desvio;

ε_R - deformação resiliente.

A deformação resiliente pode ser determinada pela Equação 2:

$$\varepsilon_R = \frac{\Delta h}{h} \quad (2)$$

sendo:

Δh - deslocamento axial elástico ou resiliente, e

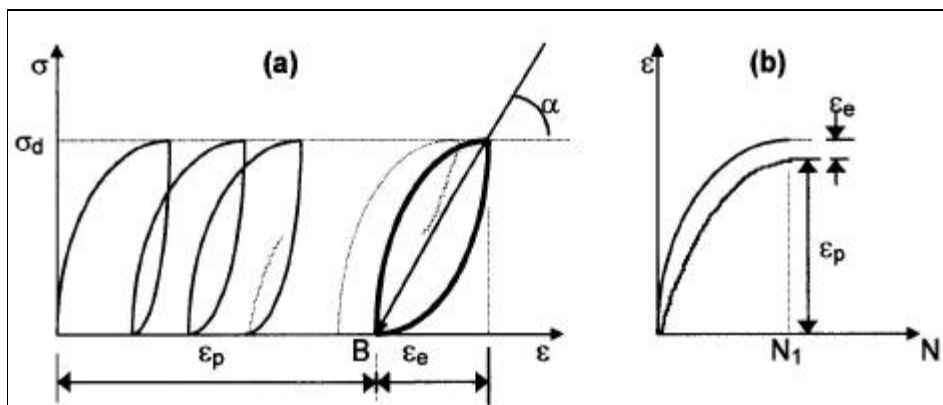
h - altura do corpo-de-prova .

É possível constatar que o valor do módulo resiliente (M_R) varia inversamente com a deformação resiliente ou elástica. Portanto, quanto mais deformável for o material, menor será o valor do seu módulo resiliente.

Segundo MEDINA (1997), a deformação resiliente do solo do ponto de vista microscópico, pode ser entendida como a deformação elástica das partículas

do solo e dos aglomerados de partículas. A microestrutura floculada das argilas, para baixos teores de umidade, pode dispersar-se parcial e reversivelmente para as pequenas deformações que se mantêm em níveis muito aquém da ruptura plástica. Segundo o mesmo autor, os minerais em forma de plaqueta, tal como a mica, também contribuem para a deformabilidade resiliente dos solos.

A Figura 1 mostra a evolução de um ensaio triaxial de carregamento repetido (CARVALHO, 1997). A princípio, quando submete-se a amostra a uma tensão axial igual à tensão desvio (σ_d), ocorrem deformações resilientes e permanentes no material, caracterizando um regime elasto-plástico de tensão-deformação. No decorrer do ensaio, ao longo das aplicações de carregamentos repetidos, as deformações permanentes parciais vão sendo reduzidas, prevalecendo a parcela de deformação resiliente ou recuperável. Tem-se, então, um regime elástico não-linear de tensão-deformação.



σ - tensão axial; N - número de aplicação de σ_d ;

σ_d - tensão desvio axial; ϵ_e - deformação reversível;

ϵ - deformação específica axial; ϵ_p - deformação permanente acumulada.

$\text{tg } \alpha$ - módulo resiliente (M_R);

Figura 1 - Representação gráfica do módulo resiliente "versus" número de aplicações da tensão desvio (CARVALHO, 1997).

A Figura 2 mostra a resposta do solo quando submetido a um ciclo de aplicação de carga, semelhante às condições de solitação no pavimento, segundo LEKARP et al. (2000). Nota-se que esse ciclo é característico da etapa inicial do ensaio, visto que há uma parcela considerável de deformação permanente.

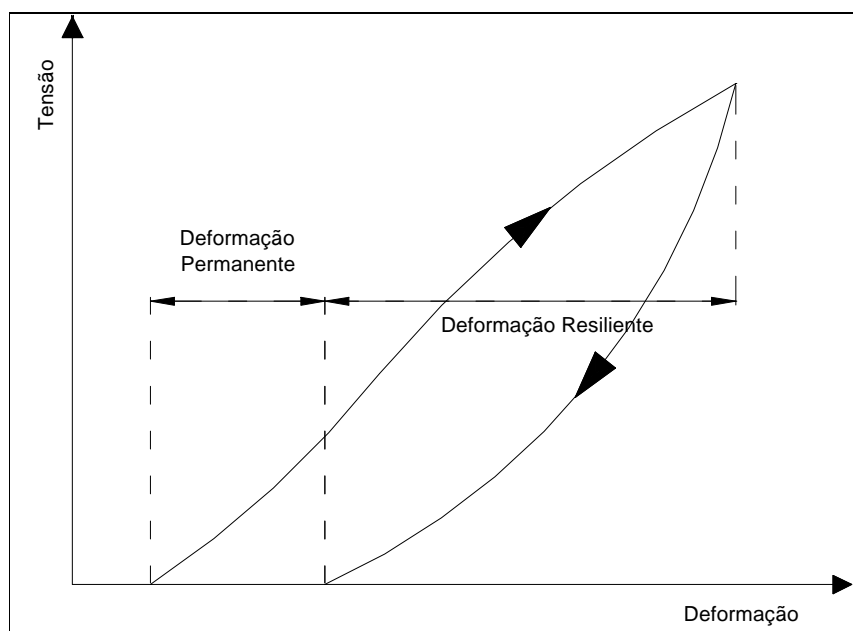


Figura 2 - Resposta do solo a um ciclo de carregamento-descarregamento (LEKARP et al., 2000).

2.2. Fatores que Influenciam a Resposta Resiliente dos Solos

O comportamento resiliente dos solos é influenciado por uma extensa gama de fatores, com diferentes graus de significância. Os mais importantes serão discutidos a seguir.

2.2.1. Níveis de Tensão

Desde os primeiros estudos abordando o módulo resiliente dos solos (SEED et al., 1962) até as mais recentes pesquisas (KOLISOJA, 1997), há a

constatação de que o estado de tensão é o fator que mais influencia a resposta resiliente dos solos.

SEED et al. (1962) demonstraram que, para solos coesivos, o principal efeito das tensões é dado pela amplitude da tensão desvio. Para baixos níveis de tensão, o módulo resiliente reduz acentuadamente à medida que a tensão desvio aumenta. Porém, acima de um certo valor dessa tensão, o decréscimo do módulo resiliente era menos pronunciado.

Já para os solos granulares, as tensões desvio pouco influenciam a resposta resiliente dos solos e o efeito da tensão de confinamento é mais acentuado (HICKS, 1970). Em geral, o acréscimo das tensões de confinamento nos materiais granulares gera, também, o aumento no módulo resiliente. MONISMITH et al. (1967), por exemplo, observaram um aumento de 500% no módulo resiliente, para uma variação de 20 para 200 kPa na tensão confinante. Destaca-se, também, que SMITH e NAIR (1973) observaram um aumento de 50% no módulo resiliente dos solos para a variação de 70 para 140 kPa na soma das três tensões principais, ou seja, no primeiro invariante de tensões.

Com relação à forma de aplicação da tensão confinante no decorrer do ensaio, ALLEN e THOMPSON (1974) demonstraram que a resposta resiliente dos solos granulares é diferente para ensaios realizados sob tensões confinantes constantes ou pulsantes. Os autores compararam os resultados das duas formas de ensaio e encontraram valores mais elevados de módulo resiliente para tensões de confinamento constantes.

2.2.2. Teor de Umidade de Compactação

A prática na construção das rodovias preconiza que as camadas dos pavimentos devam ser compactadas com os materiais nos teores ótimos de umidade ou mesmo aquém destes. Contudo, variações sazonais e ambientais podem induzir alterações no teor de umidade e no grau de saturação dos materiais do pavimento rodoviário, alterando os parâmetros rigidez e resistência mecânica.

O estudo de MEDINA e PREUSSLER (1980), direcionado à análise das características resilientes de tipos diferentes de solos de subleitos e de camadas de pavimentos flexíveis de rodovias brasileiras, mostrou que o teor de umidade exerce influência significativa no módulo resiliente. Segundo esses autores, o aumento do teor de umidade, acima de um determinado limite (teor ótimo de umidade), produz uma acentuada redução no módulo resiliente.

Segundo SVENSON (1980), para amostras com elevado grau de saturação, pequenas variações no teor de umidade acarretam grandes variações na deformação resiliente e, conseqüentemente, grandes variações no módulo resiliente, fato que se deve às modificações produzidas na estrutura do solo.

DAWSON et al. (1996) e HEYDINGER et al. (1996), que estudaram o comportamento de materiais granulares com elevados graus de saturação, observaram dependência significativa do módulo resiliente destes materiais para com o teor de umidade, reportando um acentuado decréscimo de M_R com este parâmetro.

DRUMM et al. (1997), para estudar os efeitos sazonais no módulo resiliente de onze solos do estado do Tennessee, analisaram amostras moldadas nos parâmetros ótimos de compactação (teor ótimo de umidade e peso específico seco máximo) e, posteriormente, submetidas a aumentos nos teores de umidade de modo a se atingir elevados graus de saturação. Segundo esses autores, todos os solos estudados apresentaram decréscimos no módulo resiliente com aumentos no grau de saturação. A magnitude desse decréscimo, contudo, variou de acordo com o tipo de solo, sendo que os solos dos grupos A-7-6 e A-7-5 da classificação TRB (*“Transportation Research Board”*) foram mais suscetíveis a variações no grau de saturação que os solos dos grupos A-4 e A-6 da referida classificação. Observou-se, ainda, que os materiais com módulos resilientes mais elevados foram os que apresentaram maiores decréscimos no seu valor. A partir deste estudo, os autores sugeriram que o efeito do aumento do grau de saturação no módulo resiliente pode ser expresso pela Equação 3:

$$M_{R(W)} = M_{R(ot)} + \frac{dM_R}{dS} \Delta S \quad (3)$$

onde:

$M_{R(W)}$ – Módulo resiliente para um dado grau de Saturação;

$M_{R(ot)}$ – Módulo resiliente para os parâmetros ótimos de compactação;

$\frac{dM_R}{dS}$ – Gradiente do módulo resiliente com o grau de Saturação;

ΔS – Variação do Grau de Saturação após a compactação.

2.2.3. Peso Específico Seco

Em geral, o aumento da massa específica seca dos solos acarreta aumentos, também, no valor dos seus módulos resilientes, principalmente para teores de umidade abaixo do ótimo. A Figura 3 ilustra os valores de módulo resiliente versus teor de umidade obtidos por LEE et al. (1997) para diferentes energias de compactação. Percebe-se que, para os menores teores de umidade, os valores dos módulos resilientes dos solos são maiores, para as curvas de maiores energias de compactação. Contudo, o comportamento se reverte para maiores teores de umidade. É provável que, para teores de umidade elevados, o aumento da energia de compactação esteja gerando excessos de poropressão, reduzindo a resistência ao cisalhamento e, assim, modificando a sua resposta resiliente.

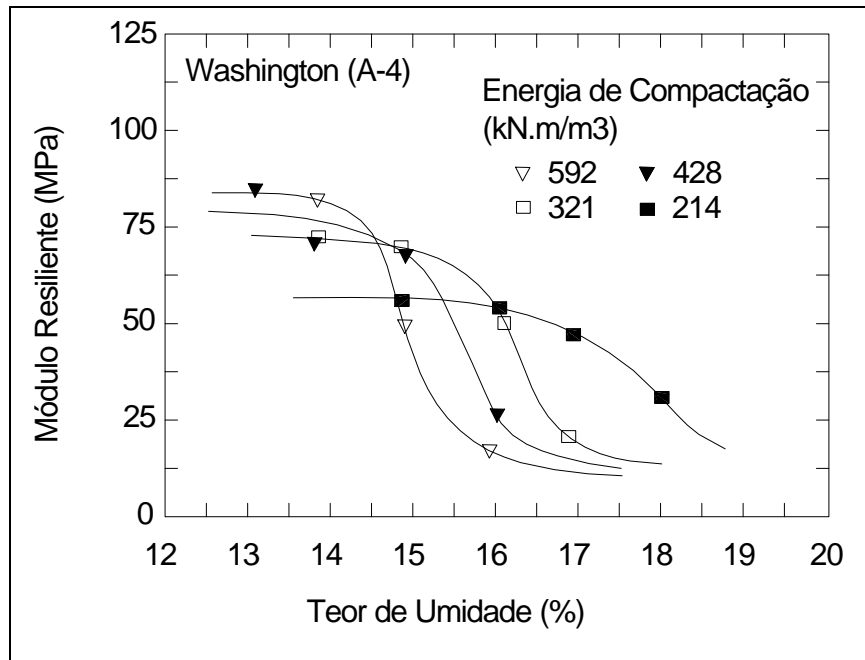


Figura 3 - Variação do módulo resiliente para diferentes energias de compactação (LEE et al., 1997).

A Figura 4 ilustra a influência do peso específico seco no módulo resiliente, baseado nos resultados obtidos por SEED et al. (1962). Nota-se que a tendência do módulo resiliente é crescer ou decrescer com o aumento do peso específico seco dependerá do teor de umidade do solo. Em geral, para baixos teores de umidade, o módulo resiliente tende a aumentar com o aumento do peso específico seco, observando-se comportamento inverso para teores de umidade elevados.

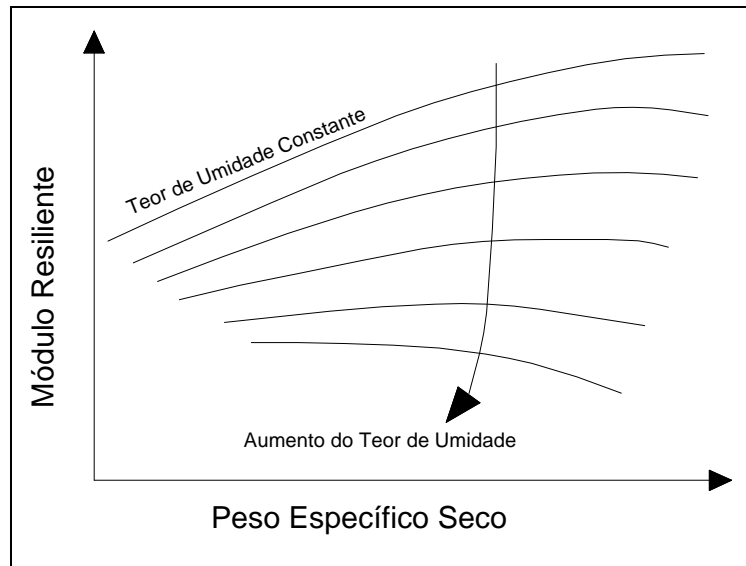


Figura 4 - Influência da variação do peso específico seco no valor do módulo resiliente dos solos.

2.2.4. Tixotropia

SEED e CHAN (1957) consideram que os ganhos de resistência ao cisalhamento devidos à influência do tempo de cura são mais acentuados para materiais argilosos, com teor de umidade acima do teor ótimo. Segundo MONISMITH et al. (1975), esse efeito deve-se ao rearranjo progressivo das partículas, fazendo que o solo passe de uma estrutura dispersa para uma estrutura mais floculada.

SVENSON (1980) constatou que os efeitos do tempo de cura nos materiais argilosos foram mais sentidos nos valores de deformação permanente. Quanto à deformação resiliente, notou-se a diminuição destas com o aumento do tempo de cura. Porém, os ganhos tixotrópicos desapareceram após a aplicação de aproximadamente 400 ciclos de carregamentos.

2.2.5. Número de Aplicações de Carga

PUMPHREY e LENTZ (1986) determinaram o módulo resiliente de amostras de areia provenientes de subleitos de rodovias da Flórida, Estados Unidos da América, concluindo ser pouco significativo o aumento do módulo resiliente com acréscimos no número de aplicações da tensão desvio, como se visualiza na Figura 5.

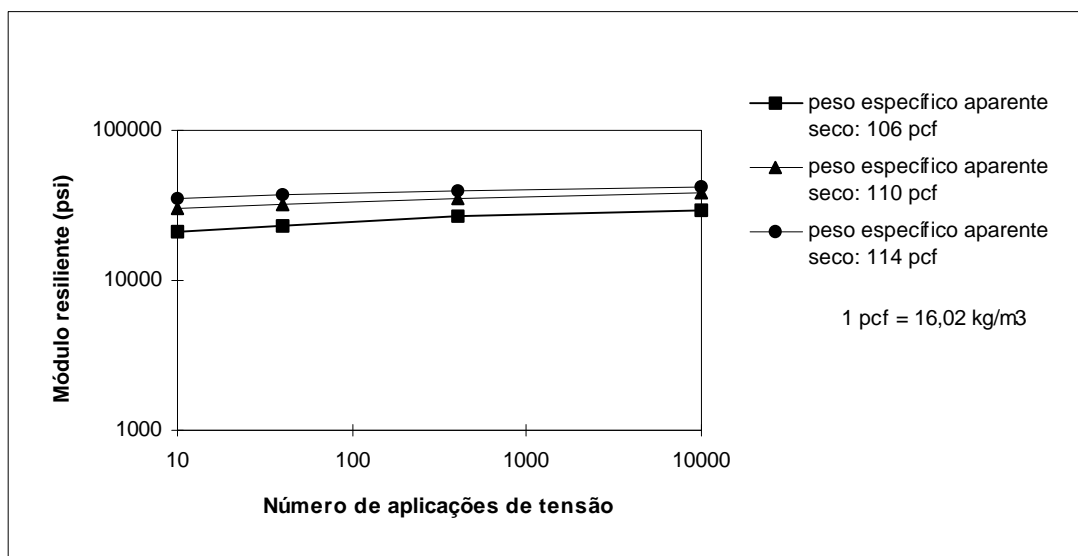


Figura 5 - Gráfico típico do logaritmo do módulo resiliente "versus" o logaritmo do número de ciclos da tensão desvio para $\sigma_3 = 25$ psi e $\sigma_d = 0,40 S_d$ (PUMPHREY e LENTZ, 1986).

NAZARIAN e FELIBERTI (1993), procedendo aos estudos do módulo resiliente através dos métodos AASHTO T 274-82 (AASHTO, 1982) e pelo método proposto pelo SHRP ("*Strategic Highway Research Program*"), concluíram que, para os materiais granulares, o módulo resiliente deve ser calculado após 100 aplicações da tensão desvio.

SVENSON (1980) apontou para o fato que, durante a fase de condicionamento dos corpos-de-prova, etapa do ensaio em que são aplicados ciclos de tensão para eliminar as imperfeições entre o contato das extremidades

destes com o equipamento, são notadas as maiores variações do módulo resiliente.

2.2.6. Duração, Freqüência e Seqüência de Aplicação de Cargas

Segundo ALLEN e THOMPSON (1974), a resposta resiliente dos materiais granulares independe da duração do pulso de aplicação de cargas, podendo realizar-se o ensaio triaxial de carregamento repetido no intervalo de velocidades entre 13 e 113 km/h sem alterações significativas de comportamento dos materiais. De forma análoga, MEDINA e PREUSSLER (1980) não observaram alterações significativas nos valores de módulo resiliente considerando freqüências entre 0,33 e 1 Hz.

SEED et al. (1965) encontraram um pequeno acréscimo no valor do módulo resiliente, de 160 para 190 MPa, variando a duração de aplicação de cargas de 20 min para 0,3 s. O comportamento mais esperado seria o decréscimo do valor do módulo nesta situação, já que o aumento da freqüência acarretaria no desenvolvimento de maiores excessos de poropressão, causando a redução da tensão efetiva, sobretudo nas situações em que as condições de drenagem fossem desfavoráveis.

HICKS (1970) e ALLEN (1973) estudaram a seqüência de aplicação de cargas aplicadas à amostra no ensaio triaxial dinâmico. Este estudo mostrou que a seqüência de aplicação de tensões, crescente ou decrescente, não interfere significativamente nos resultados dos ensaios.

2.3. Metodologias para a Realização do Ensaio Triaxial de Carregamento Repetido

2.3.1. Metodologia AASHTO T 307-99

2.3.1.1. Histórico

Os projetos de pavimentos antes da Segunda Guerra Mundial eram baseados em métodos empíricos, considerando-se principalmente a resposta da estrutura do pavimento ao carregamento estático, sendo comum o emprego do parâmetro CBR (*“California Bearing Ratio”*) dos materiais. No dimensionamento, o critério de ruptura utilizado era a adoção de uma espessura mínima, baseada na deformação plástica dos materiais, não se levando em consideração as deformações elásticas (VINSON, 1989).

Algum tempo depois, passou-se a adotar o ensaio de placa com cargas repetidas em seções de pavimentos modelos, com o objetivo de se avaliar o efeito da repetição de cargas nas deformações, sem a preocupação de se determinar, diretamente, o módulo resiliente dos materiais. A partir desses estudos, chegou-se à conclusão de que o comportamento dos solos sob condições de tráfego deveria ser determinado pela utilização de ensaios que utilizassem carregamentos repetidos. Essa conclusão foi posteriormente reforçada por um estudo desenvolvido pelo *California Department of Highways*, dos Estados Unidos da América, que demonstrou uma grande diferença nas deflexões ocorridas no pavimento sob condições estáticas e sob cargas por roda com baixas velocidades (VINSON, 1989).

Com o prosseguimento dos estudos na área, nas décadas de 60 e 70, verificou-se a importância da consideração da velocidade dos veículos e da profundidade abaixo da superfície do pavimento na adoção do período de duração do pulso de cargas apropriado para os ensaios de cargas dinâmicas (VINSON, 1989).

A experiência adquirida ao longo dos anos culminou na publicação do método AASHTO T 274-82 (AASHTO, 1982), o primeiro procedimento de ensaio utilizado para definir uma metodologia para a realização de ensaios triaxiais de carregamento repetido direcionados à determinação do módulo resiliente para fins rodoviários. Esse método foi posteriormente incorporado na publicação *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*, de 1986.

Em 1988, foi realizada uma revisão do método AASHTO T 274-82, pelo LTPP (*“Long Term Pavement Performance”*), resultando na adoção do procedimento LTPP Protocol P46. Este procedimento, publicado em 1989, sofreu ao longo dos anos algumas alterações, tendo sua forma final publicada em 1996.

Posteriormente, o procedimento LTPP Protocol P46 foi adotado pela AASHTO com pequenas modificações, resultando-se assim na metodologia atual, a AASHTO T 307-99.

2.3.1.2. Características da Metodologia AASHTO T307-99

Como mencionado anteriormente, a metodologia AASHTO T 307-99 é baseada na norma LTPP *Protocol P46*, e por isso guarda muitas de suas características.

Quanto ao tipo de equipamento para aplicação de cargas, a metodologia sugere o uso de equipamentos hidráulicos ou pneumáticos.

Recomenda-se a fixação dos transdutores de deslocamento (*LVDT*) externa à câmara triaxial.

Para o preparo das amostras, sugere-se o uso de processos estáticos ou vibratórios de compactação. As amostras devem ter a razão altura/diâmetro igual ou maior que dois.

Deve-se trabalhar com frequência dos ciclos entre 0,33 a 1 Hz. A duração da aplicação de cargas é de 0,1 s.

A metodologia classifica os solos como pertencentes aos grupos I e II. Os solos do grupo I são aqueles que apresentam materiais passantes nas peneiras de aberturas nominais 2 mm e 0,075 mm menores do que 70% e 20%,

respectivamente, bem como o índice de plasticidade (IP) igual ou inferior a 10. Os solos do grupo II são todos aqueles que não se enquadram no grupo I. Essa classificação é utilizada para se definir os níveis de tensão a serem utilizados nos ensaios triaxiais de carregamento repetido.

Para os solos do grupo II, objeto de estudo deste trabalho, a metodologia prevê as seguintes etapas de aplicação de cargas, como se apresenta na Tabela 1.

Tabela 1 - Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, para solos do grupo II segundo a metodologia AASHTO T 307-99

Fase	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Número de Ciclos
Condicionamento	27,6	27,6	500 a 1000
Determinação do Módulo Resiliente	41,4	13,8	100
		27,6	100
		41,4	100
		55,2	100
		69,0	100
	27,6	13,8	100
		27,6	100
		41,4	100
		55,2	100
		69,0	100
	13,8	13,8	100
		27,6	100
		41,4	100
		55,2	100
69,0		100	

2.3.2. Metodologia DNER-ME 131/94

2.3.2.1. Histórico

As primeiras pesquisas envolvendo o estudo do comportamento resiliente dos solos no Brasil foram realizadas na COPPE, Rio de Janeiro na década de 70. PREUSSLER (1978) publicou a tese pioneira no país, abordando a instalação do equipamento triaxial de carregamento repetido para solos e a influência de vários parâmetros na resposta resiliente de um solo de comportamento arenoso.

Da experiência adquirida nas pesquisas desenvolvidas na COPPE e baseando-se no método AASHTO T 274-82, publicou-se a metodologia DNER-ME 131/86 (DNER, 1986) e, posteriormente, a metodologia atual, a norma DNER-ME 131/94.

2.3.2.2. Características da Metodologia DNER-ME 131/94

Recomenda-se o emprego de célula de carga externa e de transdutores de deslocamento (*LVDT*) internos à câmara triaxial.

A norma prescreve o uso de frequência dos ciclos de 0,33 Hz. A duração da aplicação de cargas é de 0,1 s.

A norma prevê níveis de tensão diferentes para solos argilosos e arenosos, fazendo-se a subdivisão segundo os critérios comuns adotados para esta classificação.

Para os solos do tipo argiloso, a metodologia recomenda as seguintes etapas de aplicação de carga, como mostra a Tabela 2. As diferenças principais entre as metodologias recomendadas pelas normas AASHTO T 307-99 e DNER-ME 131/94 estão na consideração da tensão de confinamento, variável para a primeira e constante para a segunda, e nos níveis de tensão desvio adotados, que são maiores para a segunda norma.

Tabela 2 - Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, para o solos argilosos segundo a metodologia AASHTO T 307-99

Fase	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Número de Ciclos
Condicionamento	21	70	200
Determinação do Módulo Resiliente	41,4	21	200
		35	200
		52,5	200
		70	200
		105	200
		140	200
		210	200

2.4. Modelos Para a Estimativa do Módulo Resiliente dos Solos

Como visto anteriormente, a resposta resiliente dos solos tem como fator determinante o estado de tensões a que o material é submetido. Assim, a análise dos resultados dos ensaios triaxiais de carregamentos repetidos consiste em ajustar modelos matemáticos que correlacionem o módulo resiliente dos solos com os estados de tensão previstos nas metodologias para execução destes ensaios.

Como os comportamentos resilientes dos solos granulares e dos solos finos diferem, é comum analisar os materiais através de modelos específicos para os diferentes tipos de solo.

2.4.1. Módulo Resiliente dos Solos Coesivos

LEE et al. (1997) destacaram que o módulo resiliente dos solos coesivos é função da tensão desvio aplicada. Segundo MOTTA (1991), os solos finos apresentam também relação tensão-deformação elástica não-linear com

predominância do efeito da tensão desvio axial repetida, quando compactados na umidade ótima.

HICKS (1970) propôs o modelo que representa o módulo resiliente em função da tensão desvio (σ_d) como sendo elástico bi-linear, conforme se apresenta nas Equações 4 e 5 e na Figura 6.

$$M_R = k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d), \text{ para } K_1 > \sigma_d \quad (4)$$

$$M_R = k_2 + k_4(\sigma_d - k_1), \text{ para } K_1 < \sigma_d \quad (5)$$

sendo:

σ_d – tensão desvio;

K_1, K_2, K_3 e K_4 - coeficientes experimentais.

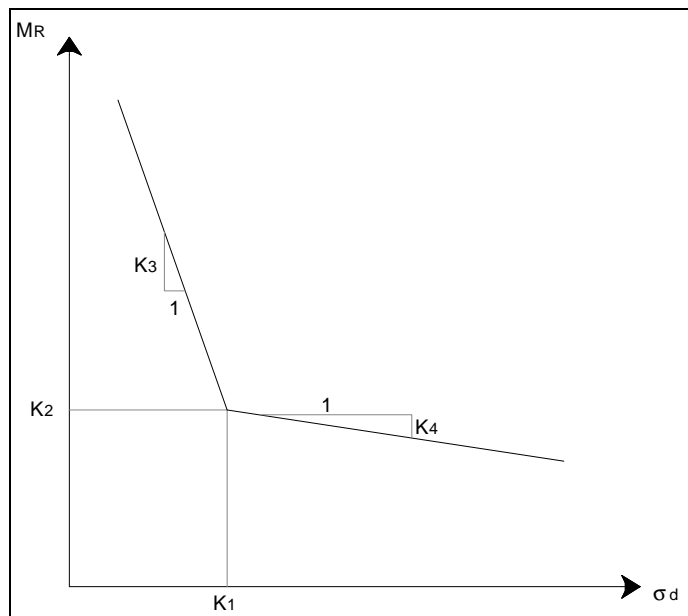


Figura 6 - Modelo bi-linear para o Módulo resiliente dos solos coesivos.

Na prática, a determinação do ponto de transição entre as duas retas que compõem o modelo bi-linear não é simples. Assim, THOMPSON e ROBNETT (1976), e posteriormente SVENSON (1980), propuseram um modelo simplificado

para o comportamento resiliente dos solos coesivos, consistindo de uma relação potencial entre o módulo resiliente e a tensão desvio, como se apresenta na Equação 6 e na Figura 7.

$$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (6)$$

sendo:

σ_d – tensão desvio;

K_1 e K_2 - coeficientes experimentais.

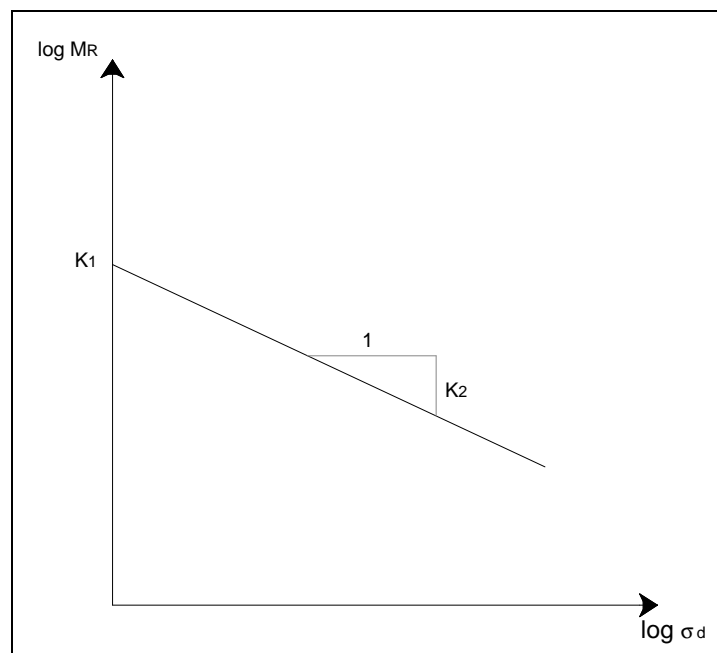


Figura 7 - Relação potencial entre a tensão desvio e o módulo resiliente dos solos coesivos.

ARANOVICH (1985), em um estudo que englobou solos de comportamento laterítico de cinco estados brasileiros, utilizados em pavimentos não convencionais de estradas vicinais, propôs o modelo apresentado nas Equações 7 e 8 e Figura 8, denominado modelo combinado.

$$M_R = [k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d)]\sigma_3^{k_5}, \text{ para } \sigma_d < k_1 \quad (7)$$

$$M_R = [k_2 + k_4(\sigma_d - k_1)]\sigma_3^{k_5}, \text{ para } \sigma_d > k_1 \quad (8)$$

sendo:

σ_d – tensão desvio;

σ_3 - tensão de confinamento;

K_i - coeficientes experimentais.

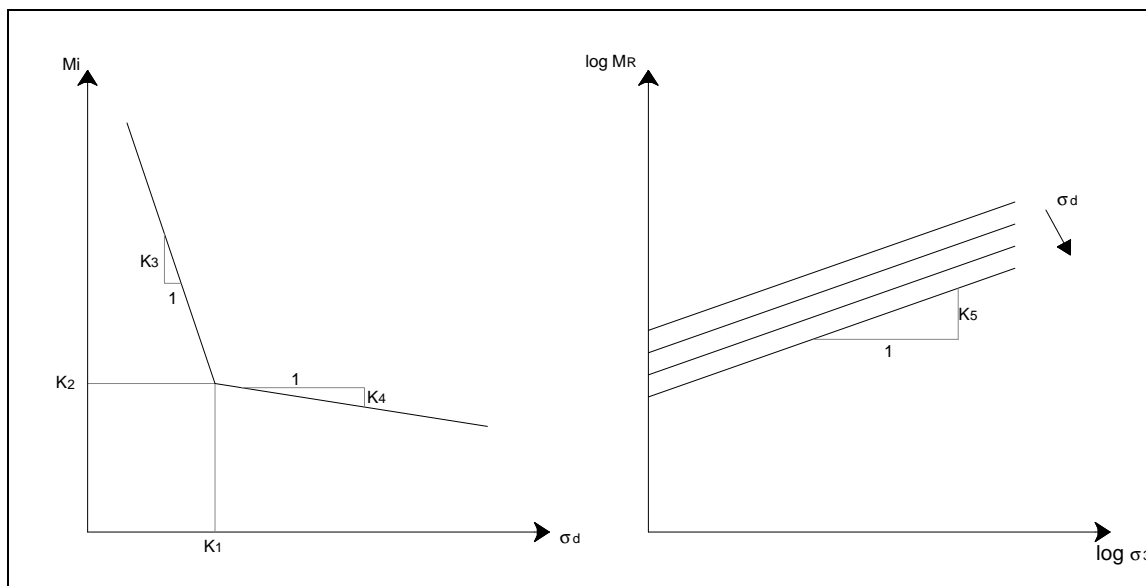


Figura 8 - Modelo combinado proposto por ARANOVICH (1985).

Vale destacar que MOTTA et al. (1990), ao ensaiarem amostras de solos lateríticos utilizadas em pavimentos de baixo custo de rodovias brasileiras em equipamentos triaxiais de carregamento repetido, também identificaram, além dos modelos tradicionais, dois outros de comportamento resiliente, aplicáveis a solos coesivos e granulares. Os modelos não convencionais observados por esses autores foram o combinado, proposto por ARANOVICH (1985), e o constante, com ocorrências tanto para solos coesivos quanto para solos granulares, como se apresenta na Equação 9:

$$M_R = K_1 \quad (9)$$

DRUMM et al. (1990) propuseram um modelo hiperbólico para o comportamento resiliente dos solos de granulometria fina, como se visualiza na Equação 10.

$$M_R = \frac{k + n\sigma_d}{\sigma_d} \quad (10)$$

onde:

M_R – módulo resiliente;

σ_d – tensão desvio; e

n, k – parâmetros obtidos experimentalmente.

2.4.2. Módulo Resiliente dos Solos Granulares

O comportamento de materiais granulares sob carregamento repetido é, comprovadamente, elástico não-linear (MOTTA,1991).

HICKS (1970) adotou como modelo de comportamento resiliente aquele que expressa o módulo resiliente como uma função potencial da tensão confinante, como se apresenta na Equação 11.

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (11)$$

sendo:

M_R – módulo resiliente;

σ_3 – tensão confinante;

K_i – constantes empíricas.

Contudo, ressalta-se que por tentar estimar o módulo resiliente dos solos somente a partir da tensão confinante, este modelo sofreu muitas críticas; porém,

razões ligadas à simplicidade na obtenção dos parâmetros de interesse têm respaldado o seu emprego em estradas.

Outros pesquisadores (PEZO, 1993; GARG e THOMPSON, 1997), observaram a necessidade de incluir as tensões desvio na estimativa do módulo resiliente dos solos granulares e, resultando no modelo composto, também utilizado na determinação do módulo resiliente de solos coesivos como mostra a Equação 12:

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (12)$$

sendo:

M_R – módulo resiliente;

σ_3 – tensão confinante;

σ_d – tensão desvio;

K_i – constantes empíricas.

DRUMM et al. (1990) descreveram que, para materiais granulares, o módulo resiliente aumenta com aumento do primeiro invariante de tensões, como se mostra na Equação 13.

$$M_R = K_1 \theta^{K_2} \quad (13)$$

onde:

θ - primeiro invariante de tensões ($= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);

K_i – coeficientes determinados experimentalmente.

Segundo esses autores, a resposta resiliente é dependente do grau de saturação, peso específico seco e graduação do material.

O modelo apresentado na Equação 13 tem sido muito utilizado e largamente aceito para a análise da distribuição de tensões segundo a rigidez das camadas constituintes dos pavimentos. Contudo, uma restrição ao uso desse

modelo é que o mesmo considera o coeficiente de Poisson como uma constante, pois alguns estudos (HICKS, 1970; HICKS e MONISMITH, 1971; BROWN E HYDE, 1975; BOYCE, 1980; SWEERE, 1990; KOLISOJA, 1997) mostraram que este parâmetro não é constante, variando com a tensão aplicada.

Alguns autores concluíram que apenas o primeiro invariante de tensões é insuficiente para se estimar o módulo resiliente. MAY e WITCZAK (1981) concluíram que o módulo resiliente dos solos é função não só de θ mas também da magnitude das deformações cisalhantes induzidas pelas tensões cisalhantes, em especial, a desvio.

UZAN (1985) propôs a inclusão da tensão desvio no modelo da Equação 13, como se apresenta na Equação 14.

$$M_R = k_1 \theta^{k_2} \sigma_3^{k_3} \quad (14)$$

onde:

θ - primeiro invariante de tensões;

σ_d – tensão desvio;

K_1, K_2, K_3 - são coeficientes experimentais.

NAZARIAN e FELIBERTI (1993) apresentaram um modelo que considera não só o estado de tensões, mas também a magnitude das deformações axiais, conforme a Equação 15.

$$M_R = 10^{K_1} \theta^{K_2} \varepsilon^{K_3} \quad (15)$$

sendo:

θ - primeiro invariante de tensões,

ε - deformação axial, e

K_1, K_2, K_3 - são coeficientes do material obtidos experimentalmente.

2.5. Estimativa do Módulo Resiliente dos Solos a Partir de Parâmetros Geotécnicos Obtidos de Outros Ensaiois

A determinação do módulo resiliente dos solos via execução de ensaios triaxiais, via de regra, depende da aquisição de um equipamento triaxial de carregamento repetido, cujo elevado custo restringe a execução de tais ensaios a poucos centros técnicos. Um outro fator limitante é a demanda de tempo que esses ensaios exigem. LEE et al. (1997) afirmam que tais restrições eram, também, comuns nos Estados Unidos da América em fins da década de 90. Diante de tais restrições, pesquisas vêm sendo realizadas visando a determinação do módulo resiliente a partir de correlações empíricas com parâmetros geotécnicos obtidos de ensaios geotécnicos tradicionais.

Com relação ao desenvolvimento de correlações entre o módulo resiliente e outros parâmetros geotécnicos, HEUKELOM e KLOMP (1962) sugerem a estimativa de M_R a partir do Índice de Suporte Califórnia (CBR) como se apresenta na Equação 16.

$$M_{R \text{ (psi)}} = 1.500 \text{ CBR} \quad (16)$$

De acordo com CARDOSO e WITCZAK (1991), o modelo representado pela Equação 17 foi o que melhor estimou os valores dos módulos resilientes de amostras de pedregulhos de camadas granulares e de solos de subleito, materiais estes de comportamento laterítico. O coeficiente de determinação (R^2) encontrado foi igual a 0,92.

$$M_R = \frac{179,0412(\text{CBR})^{1,08774} (\theta)^{1,43833}}{(\sigma_1)^{1,18598}} \quad (17)$$

onde:

M_R - módulo resiliente (psi);

CBR - índice suporte Califórnia;

θ - primeiro invariante de tensão (psi); e

σ_1 - tensão principal maior (psi).

PARREIRA et al. (1998), trabalhando com sete tipos solos de rodovias brasileiras, desenvolveram um modelo envolvendo o estado de tensões e o módulo tangente inicial (E_0) obtido dos resultados de ensaios de compressão não confinada. Considerando o conjunto de solos, seis de natureza arenosa e um argiloso, esses autores relatam que o modelo que melhor representou o comportamento resiliente das amostras ensaiadas é aquele apresentado na Equação 18.

$$M_R = 4,5231E_0^{0,3158} \sigma_d^{-0,3436} \theta^{0,4393} \quad (18)$$

onde:

M_R – módulo de resiliência (kPa);

E_0 – módulo tangente Inicial (kPa) ;

θ - primeiro invariante de tensão (kPa); e

σ_d – tensão desvio (kPa).

O coeficiente de determinação R^2 encontrado para a Equação 17 foi igual a 0,67, o que traz dúvidas sobre a utilidade prática do modelo. Considerando-se apenas o universo dos solos arenosos, o modelo que melhor ajustou os dados obtidos é o apresentado na Equação 19, com um coeficiente de determinação de 0,82, o que levou os autores a sugerirem que não existe uma equação única que contemple solos arenosos e argilosos, simultaneamente.

$$M_R = 0,8481E_0^{0,4559} + 1.1472\theta^{0,8630} \quad (19)$$

ARAÚJO (2001) estudou o comportamento resiliente de dois solos típicos de subleitos de rodovias da microrregião de Viçosa-MG, procurando avaliar a validação do modelo universal proposto por LEE et al. (1997). A Equação 20 mostra o modelo encontrado para o conjunto de solos estudados.

$$M_R = 258,26(Su_{1\%}) + 5.22(Su_{1\%})^2 \quad (20)$$

onde:

M_R – módulo resiliente (kPa);

$Su_{1\%}$ – resistência à compressão não confinada a 1% de deformação (kPa).

Os coeficientes do modelo encontrado divergem da proposta apresentada por LEE et al. (1997), o que levou o autor a sugerir que o modelo deveria ser melhor investigado, expandindo o campo de estudo para um número maior de solos.

LEE et al. (1997), em um estudo envolvendo o estudo do módulo resiliente e a resistência à compressão não-confinada de solos argilosos, propuseram uma equação geral correlacionando estes dois parâmetros. Dado o caráter presumidamente universal atribuído à equação pelos autores, a validação da aplicação da mesma aos solos tropicais é de interesse para o projeto de rodovias, principalmente para as camadas de reforço de pavimentos, pela potencialidade dos solos argilosos serem utilizados como material de construção rodoviária.

2.5.1. A Metodologia de LEE et al. (1997) para a Determinação do Módulo Resiliente dos Solos a partir da Resistência à Compressão Simples

LEE et al. (1997) apresentaram um estudo dirigido à determinação de correlação entre o módulo resiliente, em um universo de três solos coesivos típicos de camadas de subleito de rodovias do Estado de Indiana, nos Estados Unidos da América. A pesquisa visou correlacionar o módulo resiliente dos solos com a tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$) no ensaio de compressão não confinada. A metodologia proposta no estudo previu:

moldagem de corpos-de-prova com diâmetro de 73 mm e altura de 160 mm, compactados em cinco camadas, empregando-se quatro energias de compactação e, pelo menos, quatro teores de umidade;

os corpos-de-prova de prova foram ensaiados após dois dias de cura em câmara úmida;

inicialmente, foram realizados ensaios de compressão não confinada nos corpos-de-prova, empregando-se uma taxa de deformação constante de 0,025 mm por minuto. Nesse primeiro estágio, os ensaios foram interrompidos ao se atingir a deformação axial de 1%; e

sequencialmente, os corpos-de-prova foram ensaiados no equipamento triaxial de carregamento repetido, de acordo com o procedimento recomendado pelo método AASHTO T 274-82 (AASHTO, 1982). Como os métodos para a realização de ensaios triaxiais dinâmicos consideram uma etapa de carregamento inicial, chamada de fase de condicionamento, que visa corrigir as imperfeições entre o topo do corpo-de-prova e o equipamento, acredita-se que a realização previa de ensaios compressão simples até a taxa de 1% na amostra de deformação axial não interfere nos resultados do ensaio triaxial de carregamento repetido de forma significativa. A frequência adotada nos ensaios foi de 1 Hz, com duração de aplicação de cargas de 0,1 s e repouso de 0,9 Hz.

Esses autores determinaram uma correlação significativa (coeficiente de determinação (R^2) de 0,97) entre os parâmetros M_R e $Su_{1\%}$, para M_R determinados para tensões-desvio de 41,4 kPa e confinante de 20,7 kPa, conforme a Equação 21.

$$M_R = 695,4(Su_{1\%}) - 5,93(Su_{1\%})^2 \quad (21)$$

As principais conclusões apresentadas pelos autores são:

a resistência do solo a 1% de deformação axial é um bom indicador do módulo resiliente dos solos. A relação entre M_R e $Su_{1\%}$ para o mesmo

solo é única, considerando diferentes teores de umidade e energias de compactação;

a relação entre M_R e $Su_{1\%}$ é a expressa pela mesma equação para diferentes tipos de solos coesivos nas condições de compactação de laboratório,

a relação expressa pela Equação 20 é a mesma para os diferentes solos ensaiados, acreditando-se que a mesma pode ser aplicável para diferentes tipos de solos; e

a análise dos dados sugerem que a relação encontrada pode estimar o módulo resiliente tanto nas condições de campo quanto nas de laboratório.

Uma limitação do modelo desenvolvido por LEE et al. (1997) é a desconsideração da variação do estado de tensões que, como visto anteriormente, é um parâmetro importante para a definição da resposta resiliente dos solos.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O desenvolvimento da parte prática do trabalho foi realizado no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV).

Os trabalhos consistiram na realização de ensaios de compressão axial não confinada e triaxial de carregamento repetido com os dois solos estudados. Amostras desses solos foram coletadas na microrregião de Viçosa, localizada na Zona da Mata Norte de Minas Gerais.

3.1. Materiais

Os solos empregados nesta pesquisa englobam duas ocorrências da microrregião de Viçosa – MG, na Zona da Mata Norte de Minas Gerais, identificadas e caracterizadas geotecnicamente por AZEVEDO (1999), como se segue:

Podzólico Vermelho-amarelo (PV) – pedologicamente, é um solo da fase terraço da paisagem, com horizonte B textural, estrutura em blocos bem nítida no campo. Geotecnicamente, ele apresenta uma granulometria argilo-silto-arenosa e cor vermelho-amarelada. O ponto de coleta situou-se em terreno pertencente a UFV, ao lado esquerdo da rodovia MG-60, sentido Viçosa-Ubá, a 5 km de distância da primeira, na antiga Usina de Álcool da UFV, em um talude de 1,5 metros de altura, entre 90 e 140 centímetros do topo, apresentando coordenadas

geográficas de posição 20° 45' 23,5" de latitude Sul e 42° 50' 22,4" de longitude Oeste de Greenwich. Apresenta-se, na Figura 9, o local de coleta da amostra.



Figura 9 - Local de coleta das amostras do Podzólico Vermelho-Amarelo (AZEVEDO, 1999).

Solo Saprolítico de Gnaiss (SP): geotecnicamente, é uma amostra de solo do manto saprolítico, horizonte C, que resultou de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos do gnaiss do Pré-Cambriano, com camadas de espessuras às vezes superiores a 20 m. Esse solo apresenta matizes distintos em seu perfil. Na parte superior da camada, exibe a presença de mica e mostra-se com um tom róseo mais avermelhado, devido à presença de hematita, com textura areno-silto-argilosa. Na parte inferior da camada, apresenta coloração mais acinzentada, com pouca presença de óxidos de ferro, prevalecendo caulinita e mica, com textura também areno-silto-argilosa. A amostra deste solo foi obtida entre as profundidades de 10 e 11 m, a contar do topo do talude, na rodovia que

liga Viçosa a Paula Cândido, em frente à entrada do bairro Romão dos Reis, local este de coordenadas geográficas de posição 20° 46' 48,2" de latitude Sul e 42° 52' 52" de longitude Oeste de Greenwich, como se apresenta na Figura 10.



Figura 10 -Local de coleta das amostras do solo saprolítico de gnaiss (AZEVEDO, 1999).

As Tabelas 3 e 4 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica realizados por AZEVEDO (1999), bem como as classificações dos materiais segundo as metodologias TRB, USC e MCT.

Tabela 3 - Resultados dos ensaio de caracterização geotécnica dos solos

Parâmetro	Solo	
	SP	PV
Argila (%)	18	66
Silte (%)	22	24
Areia (%)	60	10
LL (%)	31	81
LP (%)	19	58
IP (%)	22	22
% < 0,002mm	12,5	0,43
γ_s (kN/m ³)	26,57	27,59
Ac1	0,96	0,43

Tabela 4 - Classificação dos solos segundo as metodologias TRB, USC e MCT

Sistemas	Classificação dos Solos	
	SP	PV
TRB	A-6 (2)	A-7-5 (17)
USC	CL	MH
MCT	NS'	NG'

¹ Ac: Índice de atividade de Skempton, definido como a relação $[IP / (\% < 0,002\text{mm})]$.

3.2. Métodos

3.2.1. Coleta das Amostras de Solos

As amostras dos solos em estudo foram coletadas em taludes de corte de estradas. Os procedimentos de coleta consistiram na extração, ensacamento, identificação e transporte das amostras para o Laboratório de Geotecnia do DEC/UFV. Depois de coletadas, as amostras foram secas ao ar, destorroadas, peneiradas e armazenadas em sacos plásticos para a posterior utilização nos ensaios previstos nesta pesquisa, conforme as especificações da NBR 6457/86 (Solo – Amostras de solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização), em obediência à ABNT (1986_a)

3.2.2. Ensaios de Compactação

Foram determinados os parâmetros ótimos de compactação, considerando-se as energias de compactação correspondentes ao ensaio Proctor Normal ($E = 594,2 \text{ kN.m/m}^3$), Inter-Intermediário ($E = 940,8 \text{ kN.m/m}^3$) e Intermediário ($E = 1287,4 \text{ kN.m/m}^3$), segundo a NBR 7182/86 – Solo – Ensaio de Compactação (ABNT, 1986_b).

3.2.3. Moldagem de Corpos-de-Prova

Para cada energia de compactação considerada, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 73 mm de diâmetro e 152 mm de altura, nos teores de umidade ($W_{ót} - 3\%$), ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), compactados por método dinâmico. Foram descartados os corpos-de-prova que estavam fora dos seguintes intervalos: teor de umidade de moldagem $\pm 0,3\%$, altura $15,2 \pm 0,05 \text{ cm}$; grau de compactação $100 \pm 0,5\%$.

3.2.4. Resistência à Compressão Axial Não Confinada

Os ensaios de compressão axial não confinada (HEAD, 1982) foram realizados segundo a metodologia proposta por LEE et al. (1997), executando-se os ensaios como se segue:

- ✓ anteriormente ao ensaio triaxial dinâmico, interrompendo-se o ensaio ao se atingir 1% de deformação axial, e
- ✓ posteriormente ao ensaio triaxial dinâmico, realizando-se o ensaio até a ruptura do corpo-de-prova.

3.2.5. Módulo Resiliente

Os módulos resilientes dos solos foram determinados em ensaios triaxiais de carregamento repetido, de acordo com os procedimentos AASHTO T 307-99 e DNER-ME 131/94.

3.2.5.1. Equipamento e Metodologia para a Realização dos Ensaio Triaxiais de Carregamentos Repetidos

3.2.5.1.1. Equipamento

O sistema triaxial de carregamento repetido (LoadTrac II) do DEC/UFV foi adquirido através do Projeto TEC 2431/97, com financiamento da FAPEMIG. O sistema é todo automatizado. Após posicionar o corpo-de-prova na câmara triaxial e selecionar as condições em que o ensaio será realizado, o sistema executa todo o ensaio, sem a necessidade de qualquer intervenção no equipamento. Os resultados do ensaio são gravados num arquivo, estando disponíveis para posterior visualização no monitor e impressão.

As opções de saída de dados do programa incluem um relatório completo com todos os cálculos do ensaio, um arquivo de texto com os dados não tratados e um arquivo de texto com os dados convertidos para as unidades comumente

utilizadas na engenharia. Estes arquivos podem ser importados para uma planilha de cálculos para posterior análise.

Os componentes hidráulicos do sistema consistem em um cilindro conjugado com uma servo-válvula e um atuador hidráulico conduzido por uma bomba hidráulica refrigerada a ar, com pressão limite de 21MPa. O atuador hidráulico é responsável pela aplicação da carga axial cíclica.

O sistema trabalha com ciclos eletro-hidráulico para aplicação da tensão desvio axial repetida. Os parâmetros cíclicos do ensaio, ou seja, duração da carga e duração dos ciclos, podem ser alterados através do programa de computador que acompanha o sistema.

Um regulador eletro-pneumático aplica e ajusta a pressão de ar dentro da câmara triaxial, alterando automaticamente a mesma entre um passo e outro do ensaio. A pressão é continuamente monitorada e regulada para o valor requerido para o ensaio.

O ensaio triaxial de carregamento repetido requer um controle preciso da carga axial aplicada. Para esse fim, o sistema é provido de um controlador de carga tipo PID (proporcional-integral-diferencial) que, para cada ciclo, compara a carga aplicada, que é medida pela célula de carga disponível, com a carga nominal estipulada pelo usuário. O controlador então calcula o erro, que é dado pela diferença entre as duas cargas. Baseado no valor do erro, o controlador envia um comando para servo-válvula, a fim de reduzir o valor deste para o próximo ciclo de carregamento.

As Figuras 11 a 13 apresentam detalhes do sistema triaxial de carregamento repetido do DEC/UFV, podendo-se visualizar a câmara triaxial, o sistema de aplicação e controle de cargas, o sistema de aquisição de dados e a bomba hidráulica.



Figura 11 - Vista global do sistema triaxial de carregamento repetido do DEC/UFV.

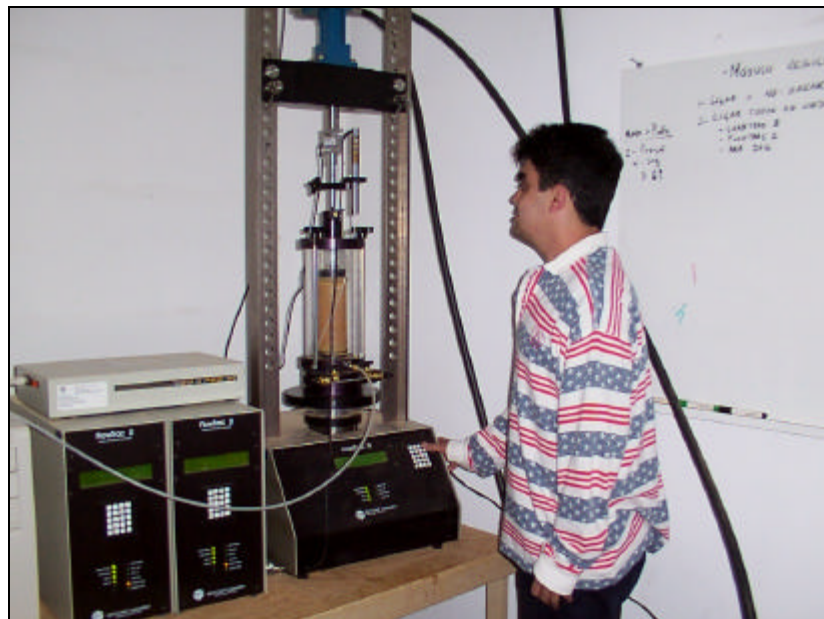


Figura 12 - Execução de um ensaio triaxial de carregamento repetido, com visualização da prensa hidráulica, câmara triaxial e corpo-de-prova, sistema de aplicação e controle de cargas, o parte do sistema de aquisição de dados.

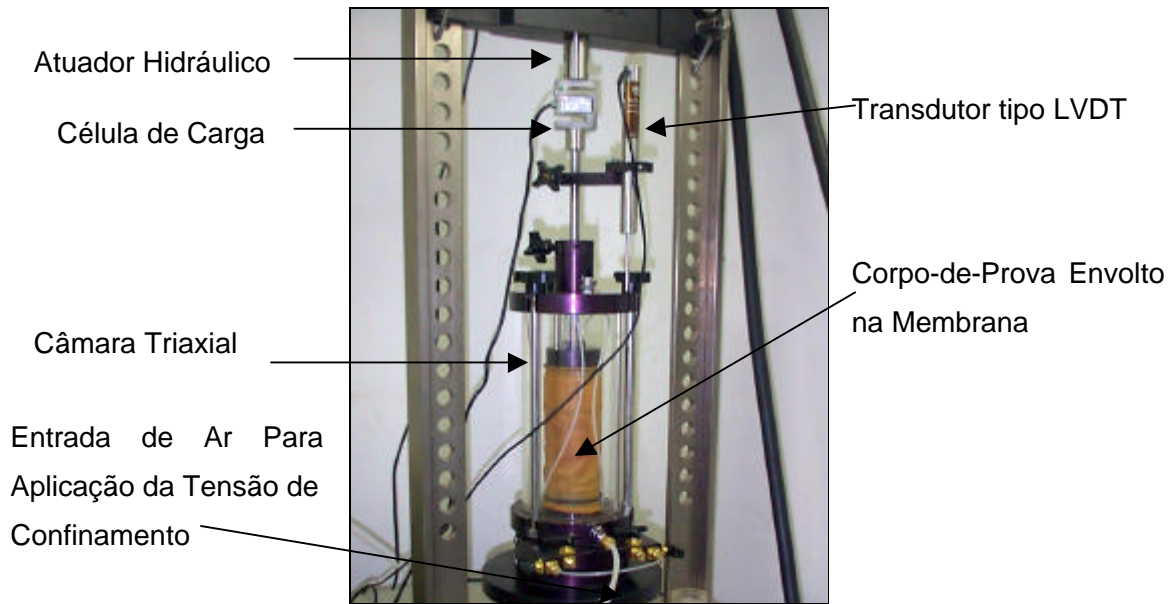


Figura 13 - Detalhes da prensa hidráulica, câmara triaxial, atuador hidráulico para aplicação do carregamento repetido, célula de carga, transdutor de deslocamento (LVDT) e sistema de aplicação de cargas.

3.2.5.1.2. Metodologia para a Realização dos Ensaios Triaxiais de Cargas Repetidas

A moldagem, o acondicionamento da amostra até o início do ensaio e a sua posterior instalação na câmara triaxial são operações que exigem cuidado, pois interferem significativamente na qualidade da experimentação, e compreendem as seguintes etapas:

- assentamento do corpo-de-prova na base da câmara triaxial com a pedra porosa;
- colocação do cabeçote e da membrana envolvente na amostra;
- verificação do alinhamento do corpo-de-prova e o cabeçote, a fim de se garantir que a carga seja aplicada axialmente;
- fechamento da câmara triaxial;
- posicionamento do transdutor de deslocamento (LVDT) e fixação do duto de injeção de ar na câmara triaxial;

aplicação de uma pequena carga axial, para que se estabeleça o contato entre o cabeçote e o cilindro hidráulico, e

aplicação de uma seqüência de carregamentos de cargas repetidas no corpo-de-prova, com a finalidade de se eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de tensões-desvio, assim como de reduzir o efeito do histórico de tensões no valor do módulo resiliente. Essa fase, que não necessita de registro das tensões e deformações resilientes para determinação do módulo resiliente, é chamada fase de condicionamento da amostra.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES PERTINENTES

Apresenta-se, neste capítulo, o conjunto de resultados dos ensaios realizados neste trabalho, através de tabelas e figuras, bem como comentários sobre os resultados.

4.1. Ensaio de Compactação

Os ensaios de compactação foram realizados nas energias AASHTO Normal e Intermediária, como também na energia média entre estas duas; neste trabalho denominada energia Inter-Intermediária.

Pode-se observar que o aumento da energia de compactação é responsável por um acréscimo nos valores do peso específico seco máximo e por um decréscimo nos valores do teor ótimo de umidade.

A Tabela 5 contém os teores de umidade e os respectivos pesos específicos secos dos solos selecionados nesta pesquisa, nas três energias de compactação citadas anteriormente. As Figuras 14 e 15 apresentam as curvas obtidas nos ensaios de compactação.

Comparando o resultado dos ensaios de compactação dos dois solos, percebe-se que o solo SP possui valores de teor de umidade ótimo menores do que o solo PV. Quanto ao peso específico máximo, estas são maiores para o solo SP. A diferença entre estes parâmetros para os dois solos pode ser explicada pela diferença entre as suas granulometrias, pois o solo SP possui a fração areia maior do que a do solo PV.

Tabela 5 - Resultados dos ensaios de compactação dos solos analisados.

Solo	Energia de Compactação	Teor de Umidade (%)		Peso Específico Seco (kN/m ³)
		$W_{ot} - 3\%$	$W_{ot} + 2\%$	
SP	Normal	$W_{ot} - 3\%$	16,41	15,63
		$W_{ot} - 2\%$	17,41	15,71
		W_{ot}	19,41	15,85
		$W_{ot} + 2\%$	21,41	15,40
	Inter-Intermediária	$W_{ot} - 3\%$	16,28	15,82
		$W_{ot} - 2\%$	17,28	15,92
		W_{ot}	19,28	16,09
		$W_{ot} + 2\%$	21,28	15,68
	Intermediária	$W_{ot} - 3\%$	13,90	16,18
		$W_{ot} - 2\%$	14,90	16,33
		W_{ot}	16,90	16,50
		$W_{ot} + 2\%$	18,90	16,21
PV	Normal	$W_{ot} - 3\%$	39,95	11,41
		$W_{ot} - 2\%$	40,95	11,64
		W_{ot}	42,95	11,77
		$W_{ot} + 2\%$	44,95	11,77
	Inter-Intermediária	$W_{ot} - 3\%$	35,95	12,40
		$W_{ot} - 2\%$	36,95	12,41
		W_{ot}	38,95	12,45
		$W_{ot} + 2\%$	40,95	12,33
	Intermediária	$W_{ot} - 3\%$	33,95	12,80
		$W_{ot} - 2\%$	34,95	12,86
		W_{ot}	36,95	13,07
		$W_{ot} + 2\%$	38,95	12,78

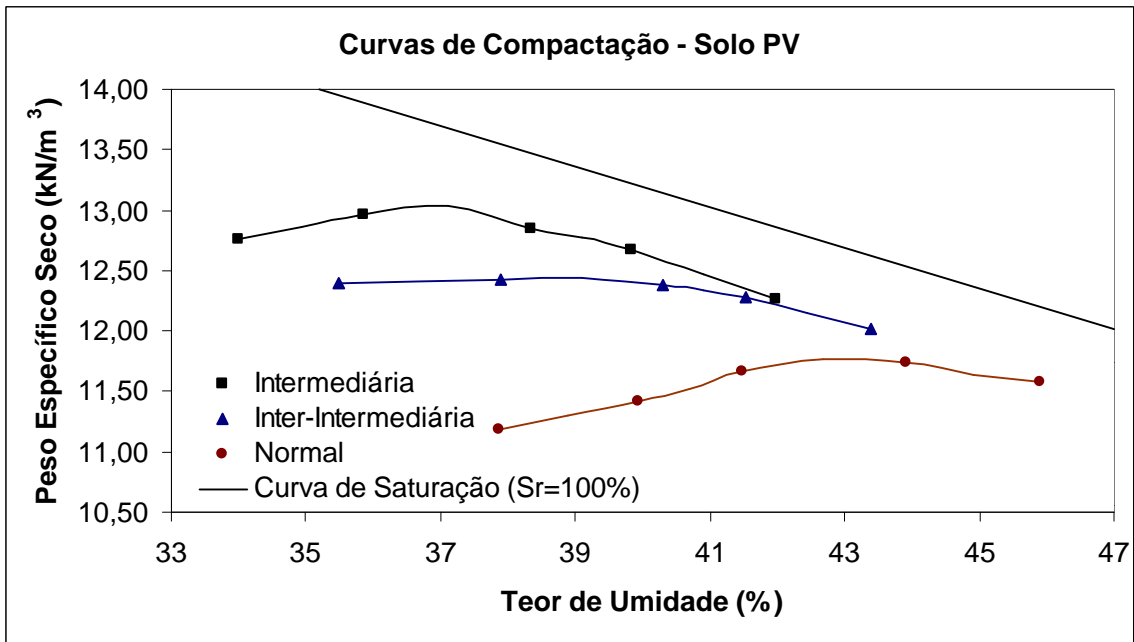


Figura 14 - Curvas de Compactação do solo PV.

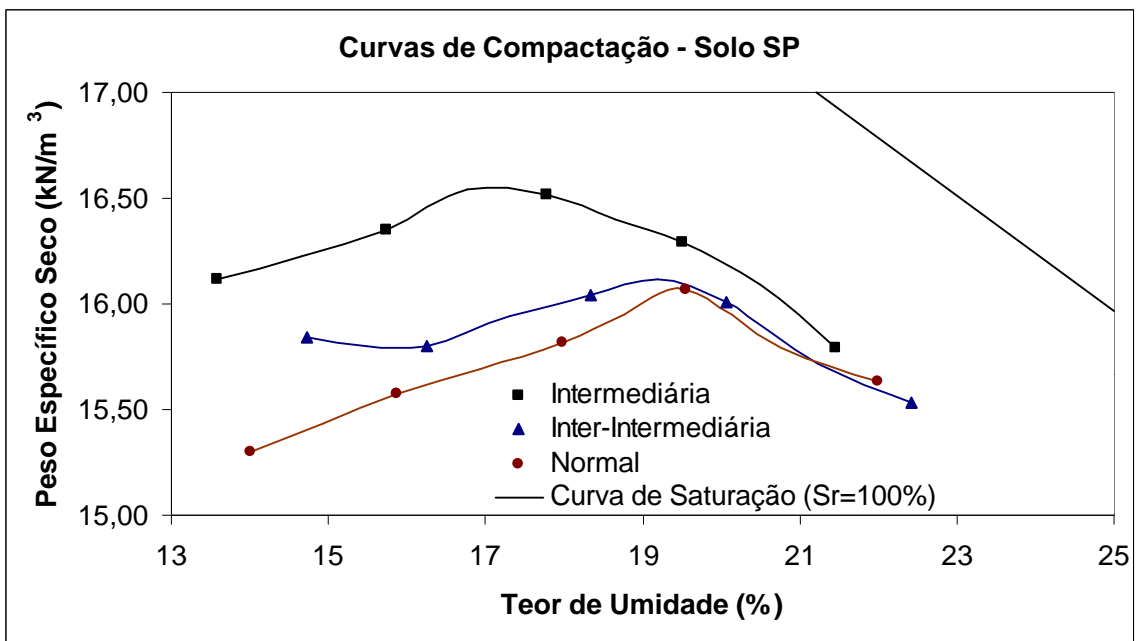


Figura 15 - Curvas de Compactação do solo SP.

4.2. Ensaio de Compressão Axial Não Confinada

Em uma primeira etapa, anterior à realização do ensaio triaxial de cargas repetidas, os corpos-de-prova foram submetidos à compressão axial não-confinada até atingirem 1% de deformação axial. Posteriormente à execução do ensaio triaxial de cargas repetidas, os mesmos corpos-de-prova foram rompidos em compressão axial não-confinada, com velocidade de 1,27 mm/min. Através desse procedimento, sugerido por LEE et al. (1997), foi possível determinar os seguintes parâmetros: tensão correspondente à deformação de 1% ($Su_{1\%}$), módulo tangente inicial (E_0) e tensão de ruptura (Su).

Nas situações em que houve ruptura do corpo-de-prova durante o ensaio triaxial de carregamento repetido, moldou-se um novo corpo-de-prova para a realização do ensaio de compressão não confinada.

A Figura 16 demonstra como são obtidos os parâmetros Su , $Su_{1\%}$ e E_0 a partir do ensaio de compressão axial não confinada.

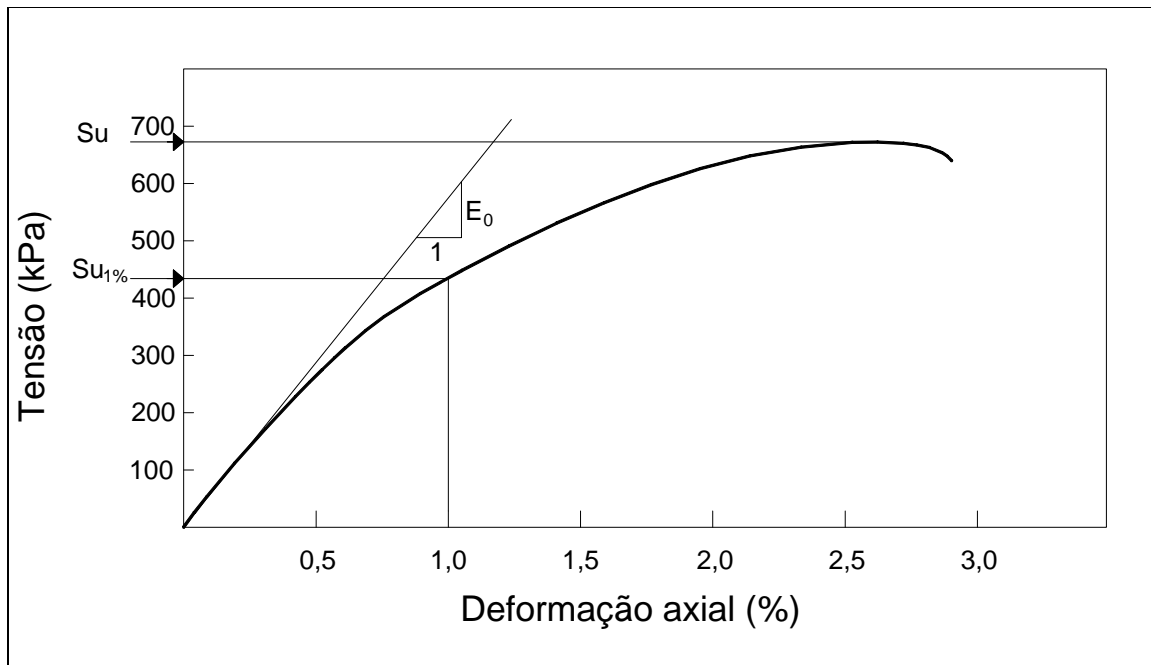


Figura 16 - Determinação dos Parâmetros Su , $Su_{1\%}$ e E_0 a partir do ensaio de compressão axial não confinada.

As Tabelas 6 e 7 apresentam os resultados dos ensaios de compressão axial não confinada para os solos analisados. Nelas estão presentes os valores encontrados da tensão correspondente a 1% de deformação ($S_{u1\%}$), módulo tangente inicial (E_0) e tensão de ruptura (S_u). São apresentados, distintamente, os resultados para os corpos-de-prova ensaiados segundo cada uma das normas consideradas no presente trabalho.

Observou-se que o solo SP, de granulometria areno-silto-agilosa, apresentou menor resistência à compressão axial não-confinada do que o solo PV, de granulometria argilo-silto-arenosa. O resultado mostrou-se como o esperado, pois, em geral, os solos com granulometria arenosa apresentam maior resistência mecânica quando ensaiados sob confinamento lateral. Sem este confinamento, os solos argilosos tendem a apresentar melhores resultados de resistência. Os resultados obtidos nesses ensaios revelaram ainda que o teor de umidade é um fator preponderante na resposta mecânica dos solos.

Tabela 6 - Solo SP: resultados dos ensaios de compressão axial não confinada realizados com aplicação da taxa de deformação sugerida por LEE et al. (1997)

	Energia de Compactação	Teor de umidade (%)	E₀ (kPa)	Su_{1%} (kPa)	S_u (kPa)
Metodologia AASHTO T 307-99	Normal	Wot -3	15894	115	164
		Wot -2	11508	144	162
		Wot	10488	103	162
		Wot + 2	6446	59	103
	Inter-Intermediária	Wot -3	13578	113	184
		Wot -2	10296	110	159
		Wot	11074	85	191
		Wot + 2	6872	67	128
	Intermediária	Wot -3	31211	144	289
		Wot -2	20553	210	277
		Wot	33558	146	274
		Wot + 2	6564	59	103
Metodologia DNER-ME 131/94	Normal	Wot -3	13642	87	147
		Wot -2	14284	136	187
		Wot	10631	115	163
		Wot + 2	5940	64	125
	Inter-Intermediária	Wot -3	16538	141	185
		Wot -2	16699	121	177
		Wot	13385	95	174
		Wot + 2	10244	49	133
	Intermediária	Wot -3	25556	139	268
		Wot -2	23289	231	313
		Wot	24343	231	292
		Wot + 2	11749	97	226

Tabela 7 - Solo PV: resultados dos ensaios de compressão axial não confinada realizados segundo a metodologia proposta por LEE et al. (1997)

	Energia de Compactação	Teor de Umidade (%)	E₀ (kPa)	S_{u1,0%} (kPa)	S_u (kPa)
Metodologia AASHTO T 307-99	Normal	Wot -3	22452	197	253
		Wot -2	24111	164	309
		Wot	18691	164	276
		Wot + 2	15312	121	246
	Inter-Intermediária	Wot -3	68218	403	635
		Wot -2	46277	398	670
		Wot	46277	321	657
		Wot + 2	33545	223	485
	Intermediária	Wot -3	56265	585	847
		Wot -2	62994	559	786
		Wot	52870	400	811
		Wot + 2	42296	256	635
Metodologia DNER ME 131/94	Normal	Wot -3	19241	190	276
		Wot -2	28861	185	303
		Wot	20839	131	298
		Wot + 2	20307	108	247
	Inter-Intermediária	Wot -3	90580	428	574
		Wot -2	44050	408	635
		Wot	54348	287	628
		Wot + 2	33784	185	481
	Intermediária	Wot -3	62402	475	834
		Wot -2	110542	523	811
		Wot	52258	221	780
		Wot + 2	41231	244	649

4.3. Determinação do Módulo Resiliente

Sabe-se que o valor do módulo resiliente é muito variável, sendo que um grande número de fatores pode influenciá-lo, tais como: condições de carregamento, estado de tensão, teor de umidade, peso específico, tipo de solo, dentre outros.

Como já se destacou na revisão de literatura, com relação à influência do estado de tensão, foram propostos modelos que permitem representar a variação do M_R levando-se em consideração a natureza do solo, sendo comum representar o comportamento resiliente dividindo-se os solos em arenosos e argilosos. Para os solos arenosos, emprega-se a tensão confinante; para os argilosos, a tensão desvio.

Obedecendo às recomendações contidas nos métodos de ensaio DNER-ME 131/94 E AASHTO T 307 - 99, para solos argilosos e arenosos, as Equações 22 e 23 apresentam os modelos utilizados para a análise dos resultados dos módulos resilientes dos solos estudados.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (22)$$

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (23)$$

Onde:

k_1 , k_2 são parâmetros obtidos pelo ajuste da equação aos dados experimentais.

M_R - módulo resiliente (kPa);

σ_d – tensão desvio (kPa);

θ - primeiro invariante de tensões, sendo

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_d + 3 \sigma_3$, onde σ_1 , σ_2 e σ_3 são as tensões principais.

Além dos modelos propostos nos métodos de ensaio citados anteriormente, analisou-se o emprego do modelo apresentado na Equação 24,

aqui denominado de modelo composto, que descreve o módulo resiliente como função das tensões confinante e desvio:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (24)$$

4.3.1. Módulo Resiliente em Função da Tensão Desvio

As Tabelas 8 e 9 apresentam os valores dos parâmetros do modelo da Equação 21 obtidos no presente trabalho para a estimativa dos módulos resilientes utilizando-se os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido, para as diferentes energias de compactação e teores de umidade considerados. Essas tabelas informam, também, os respectivos coeficientes de determinação (R^2) obtidos segundo as duas metodologias utilizadas.

Conclui-se da análise dos dados apresentados que a utilização do modelo resultou em bons ajustes aos resultados, embora havendo situações em que a utilização do modelo não foi satisfatória. Constata-se que, na maioria dos casos, o aumento das tensões-desvio gerou o aumento do módulo resiliente dos solos, resultando em valores positivos do parâmetro k_2 , um resultado inesperado segundo o que discorre a bibliografia sobre o assunto.

Tabela 8 - Valores dos parâmetros dos modelos $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$ para o solo PV e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)

Solo PV	Energia de Compactação	MODELO $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$; M_R e σ_d (kPa)			
		Teor de Umidade	Coeficientes		R^2
			K_1	K_2	
Metodologia AASHTO T 307-99	Normal	$W_{ot}-3\%$	20326	0,1904	0,8855
		$W_{ot}-2\%$	33280	-0,0438	0,2852
		W_{ot}	47485	-0,0141	0,0283
		$W_{ot}+2\%$	7665	0,2669	0,0660
	Inter-intermediária	$W_{ot}-3\%$	31415	0,2327	0,9488
		$W_{ot}-2\%$	9253	0,3698	0,8954
		W_{ot}	11095	0,3538	0,9928
		$W_{ot}+2\%$	28326	0,1099	0,8656
	Intermediária	$W_{ot}-3\%$	52560	0,2320	0,8271
		$W_{ot}-2\%$	45321	0,1061	0,7169
		W_{ot}	66657	0,1101	0,5255
		$W_{ot}+2\%$	31414	0,0880	0,6086
Metodologia DNER-ME 131/94	Normal	$W_{ot}-3\%$	30387	0,0379	0,0282
		$W_{ot}-2\%$	133765	-0,2286	0,4691
		W_{ot}	156955	-0,3114	0,7484
		$W_{ot}+2\%$	291339	-0,4945	0,9362
	Inter-intermediária	$W_{ot}-3\%$	8735	0,4278	0,9675
		$W_{ot}-2\%$	49796	0,2132	0,8564
		W_{ot}	89861	0,0370	0,0659
		$W_{ot}+2\%$	57707	-0,0046	0,0002
	Intermediária	$W_{ot}-3\%$	38298	0,2818	0,8074
		$W_{ot}-2\%$	4431	0,5662	0,9602
		W_{ot}	19708	0,2996	0,9125
		$W_{ot}+2\%$	31883	0,0956	0,4904

Tabela 9 - Valores dos parâmetros dos modelos $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$ para o solo SP e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)

Solo SP	Energia de Compactação	MODELO $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$; M_R (kPa) e σ_d (kPa)			
		Teor de Umidade	Coeficientes		R^2
			K_1	K_2	
Metodologia AASHTO T 307-99	Normal	$W_{ot}-3\%$	18190	0,0748	0,4038
		$W_{ot}-2\%$	23866	0,0720	0,3550
		W_{ot}	15919	0,1179	0,4333
		$W_{ot}+2\%$	10139	0,2000	0,4440
	Inter-intermediária	$W_{ot}-3\%$	17413	0,0681	0,2487
		$W_{ot}-2\%$	13129	0,1115	0,3490
		W_{ot}	24896	-0,0059	0,0026
		$W_{ot}+2\%$	21348	0,0118	0,0093
	Intermediária	$W_{ot}-3\%$	10667	0,2162	0,7953
		$W_{ot}-2\%$	39238	0,0375	0,1310
		W_{ot}	6557	0,4094	0,6496
		$W_{ot}+2\%$	9537	0,3683	0,4159
Metodologia DNER-ME 131/94	Normal	$W_{ot}-3\%$	3305	0,4328	0,9970
		$W_{ot}-2\%$	8387	0,2638	0,7942
		W_{ot}	22721	0,0451	0,0821
		$W_{ot}+2\%$	23281	0,0131	0,0063
	Inter-intermediária	$W_{ot}-3\%$	8361	0,2734	0,8481
		$W_{ot}-2\%$	7678	0,2974	0,9414
		W_{ot}	14649	0,1591	0,7124
		$W_{ot}+2\%$	23350	0,0644	0,1151
	Intermediária	$W_{ot}-3\%$	21079	0,1577	0,5619
		$W_{ot}-2\%$	26402	0,0885	0,4910
		W_{ot}	30364	0,0637	0,2188
		$W_{ot}+2\%$	9281	0,2442	0,8060

4.3.2. Módulo Resiliente em Função do Primeiro Invariante de Tensões

Dentre os modelos utilizados, o da Equação 23 foi o que apresentou os piores ajustes aos resultados, como se depreende dos dados apresentados nas Tabelas 10 e 11. Como esse modelo é recomendado para materiais arenosos, era esperado que o seu uso não fosse satisfatório, principalmente para o solo PV.

Observou-se também que os melhores resultados foram obtidos pela metodologia DNER-ME 131/94. Como essa metodologia utiliza tensão de confinamento constante, o primeiro invariante de tensões (θ) varia linearmente com o aumento da tensão desvio, que é o parâmetro que mais influencia o módulo resiliente dos materiais de comportamento argiloso. Diferentemente, a metodologia AASHTO T 307-99 apresenta tensão confinante variável, e influencia sensivelmente o valor de θ , como se apresenta na Equação 25.

$$\theta = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3 = (\sigma_d + \sigma_3) + 2 \cdot \sigma_3 = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3 \quad (25)$$

Tabela 10 -Valores dos parâmetros dos modelos $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$ para o solo PV e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)

Solo PV	Energia de Compactação	MODELO $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$, M_R (kPa) e θ (kPa)			
		Teor de Umidade	Coeficientes		R^2
			K_1	K_2	
Metodologia AASHTO T 307-99	Normal	$W_{ot}-3\%$	22668	0,1201	0,1281
		$W_{ot}-2\%$	36309	-0,0512	0,1422
		W_{ot}	69242	-0,0896	0,4020
		$W_{ot}+2\%$	4930	0,2930	0,0285
	Inter-intermediária	$W_{ot}-3\%$	24119	0,2302	0,3419
		$W_{ot}-2\%$	9034	0,2825	0,1903
		W_{ot}	8275	0,3274	0,3154
		$W_{ot}+2\%$	22021	0,1354	0,4673
	Intermediária	$W_{ot}-3\%$	70732	0,1116	0,0718
		$W_{ot}-2\%$	42602	0,0927	0,2022
		W_{ot}	90354	0,0188	0,0058
		$W_{ot}+2\%$	29581	0,0786	0,1743
Metodologia DNER-ME 131/94	Normal	$W_{ot}-3\%$	35141	0,0030	0,0000
		$W_{ot}-2\%$	659446	-0,5175	0,6281
		W_{ot}	1022193	-0,6452	0,8565
		$W_{ot}+2\%$	3893039	-0,9465	0,9059
	Inter-	$W_{ot}-3\%$	1010	0,8006	0,8909

		$W_{ot}-2\%$	17935	0,3880	0,7482
		W_{ot}	89906	0,0317	0,0131
		$W_{ot}+2\%$	102314	-0,1196	0,0310
	Intermediária	$W_{ot}-3\%$	10789	0,4969	0,6765
		$W_{ot}-2\%$	190	1,1206	0,9953
		W_{ot}	4570	0,5516	0,8195
		$W_{ot}+2\%$	22044	0,1563	0,3452

Tabela 11 -Valores dos parâmetros dos modelos $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$ para o solo SP e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)

Solo SP	Energia de Compactação	MODELO $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$, M_R (kPa) e θ (kPa)			
		Teor de Umidade	Coeficientes		R^2
			K_1	K_2	
Metodologia AASHTO T 307-99	Normal	$W_{ot}-3\%$	20368	0,0324	0,0270
		$W_{ot}-2\%$	18682	0,1054	0,4795
		W_{ot}	9530	0,1945	0,7299
		$W_{ot}+2\%$	3577	0,3663	0,8566
	Inter-intermediária	$W_{ot}-3\%$	19128	0,0312	0,0190
		$W_{ot}-2\%$	13377	0,0786	0,0732
		W_{ot}	20878	0,0325	0,0279
		$W_{ot}+2\%$	15562	0,0752	0,1362
	Intermediária	$W_{ot}-3\%$	8021	0,2219	0,3188
		$W_{ot}-2\%$	37379	0,0385	0,1325
		W_{ot}	2187	0,5246	0,9514
		$W_{ot}+2\%$	2299	0,5482	0,8333
Metodologia DNER-ME 131/94	Normal	$W_{ot}-3\%$	211,7	0,9283	0,9707
		$W_{ot}-2\%$	1320	0,6021	0,9001
		W_{ot}	13845	0,1399	0,1756
		$W_{ot}+2\%$	16083	0,0884	0,0517
	Inter-	$W_{ot}-3\%$	1340	0,6064	0,9254

		$W_{ot-2\%}$	1137	0,6435	0,9853
		W_{ot}	4636	0,3701	0,8352
		$W_{ot+2\%}$	11904	0,1927	0,2216
	Intermediária	$W_{ot-3\%}$	7432	0,3452	0,7168
		$W_{ot-2\%}$	14475	0,1970	0,6470
		W_{ot}	18144	0,1584	0,3603
		$W_{ot+2\%}$	1701	0,5543	0,9044

4.3.3. Modelo Composto

O modelo composto, Equação 24, na maioria das vezes, apresentou maior coeficiente de determinação quando comparado com os modelos das duas equações clássicas, Equações 22 e 23.

Como os materiais utilizados na pesquisa possuem em sua composição granulométrica fração areia e frações argila e silte, e que estas são influenciadas, respectivamente, pelas tensões confinante e desvio, espera-se que um modelo que incorpore as duas tensões distintamente, seja mais eficiente, o que se confirmou a partir dos dados apresentados nas Tabelas 12 e 13.

Tabela 12 -Valores dos parâmetros do modelo composto para o solo PV e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2) $M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$, M_R , σ_3 e σ_d (kPa)

Solo PV	Energia de Compactação	MODELO $M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$, M_R , σ_3 e σ_d (kPa)				
		Teor de Umidade	Coeficientes			R^2
			K_1	K_2	K_3	
Metodologia AASHTO T 307-99	Normal	$W_{ot}-3\%$	22306	-0,0289	0,1904	0,8981
		$W_{ot}-2\%$	34780	-0,0137	-0,0438	0,3026
		W_{ot}	57113	-0,0572	-0,0140	0,3036
		$W_{ot}+2\%$	6390	0,0565	0,2669	0,0678
	Inter-intermediária	$W_{ot}-3\%$	29228	0,0224	0,2327	0,9544
		$W_{ot}-2\%$	10298	-0,0335	0,3701	0,8999
		W_{ot}	10148	0,0280	0,3536	0,9967
		$W_{ot}+2\%$	25130	0,0372	0,1099	0,9254
	Intermediária	$W_{ot}-3\%$	64772	-0,0661	0,2330	0,8697
		$W_{ot}-2\%$	46120	-0,0055	0,1062	0,7181
		W_{ot}	78108	-0,0498	0,1107	0,5943
		$W_{ot}+2\%$	32183	-0,0075	0,0880	0,6113
Metodologia DNER-ME 131/94	Normal	$W_{ot}-3\%$	1,1346E+79	-56,0719	0,0665	0,1161
		$W_{ot}-2\%$	2,6466E+08	-2,4682	-0,2419	0,4803
		W_{ot}	1,28951E+22	-12,8414	-0,2741	0,8101
		$W_{ot}+2\%$	2007,1440	1,6351	-0,4980	0,9371
	Inter-intermediária	$W_{ot}-3\%$	2,17326E-05	6,4028	0,4796	0,9914
		$W_{ot}-2\%$	2,18467E-05	7,0067	0,2327	0,8615

		W _{ot}	1,16133E+49	-33,5370	0,0921	0,7351
		W _{ot} +2%	4,82632E+20	-11,9838	-0,0473	0,2975
	Intermediária	W _{ot} -3%	2,0145E+10	-4,3387	0,2942	0,8092
		W _{ot} -2%	3,8094E+05	-1,4588	0,5644	0,9605
		W _{ot}	494,2238	1,2085	0,3000	0,9135
		W _{ot} +2%	9,6732E+10	-4,8704	0,0823	0,5639

Tabela 13 -Valores dos parâmetros do modelo composto para o solo SP e seus respectivos coeficientes de determinação (R²)

Solo SP	Energia de Compactação	MODELO $M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$, M_R , σ_3 e σ_d (kPa)					
		Teor de Umidade	Coeficientes			R ²	
			K ₁	K ₂	K ₃		
Metodologia AASHTO T 307-99	Normal	W _{ot} -3%	19304	-0,0185	0,0749	0,4186	
		W _{ot} -2%	21653	0,0699	0,0352	0,4807	
		W _{ot}	12517	0,1679	0,0312	0,7568	
		W _{ot} +2%	6005	0,2672	0,1003	0,8472	
	Inter-intermediária	W _{ot} -3%	18798	-0,0240	0,0684	0,2676	
		W _{ot} -2%	13977	-0,0216	0,1136	0,3571	
		W _{ot}	21907	0,0393	-0,0056	0,0727	
		W _{ot} +2%	17704	0,0578	0,0120	0,1472	
	Intermediária	W _{ot} -3%	9688	0,0302	0,2159	0,8054	
		W _{ot} -2%	38843	0,0138	0,0272	0,1414	
		W _{ot}	4780	0,3922	0,1257	0,9475	
		W _{ot} +2%	6210	0,5880	-0,0708	0,9248	
	Metodologia DNER-ME 131/94	Normal	W _{ot} -3%	154,0	0,9929	0,4398	0,9983
			W _{ot} -2%	51364	-0,5904	0,2610	0,7944
			W _{ot}	6,10E10	-4,8593	0,0447	0,1887
			W _{ot} +2%	1,46E-08	9,1143	0,0879	0,2602
Inter-		W _{ot} -3%	1,40E+20	-12,4075	0,4178	0,9793	

		W _{ot} -2%	1349313	-1,7206	0,3160	0,9521
		W _{ot}	1,35E+42	-28,4039	0,0591	0,3654
		W _{ot} +2%	10,1377	2,3851	0,1524	0,7220
	Intermediária	W _{ot} -3%	1421	0,8874	0,1533	0,5648
		W _{ot} -2%	8,904	2,6154	0,0920	0,5123
		W _{ot}	5,88E+08	-3,2227	0,0527	0,2453
		W _{ot} +2%	2,64E+12	-6,3591	0,2307	0,8768

4.3.4. Deformações Resilientes

Mesmo sendo o modelo que apresentou melhores resultados na simulação do comportamento resiliente dos solos estudados no presente trabalho, o modelo composto, Equação 24, não levou a ajustes satisfatórios em todos os casos. Diante desse fato, optou-se por considerar a inclusão da amplitude das deformações resilientes (ϵ_r), analogamente à proposta de NAZARIAN e FELIBERTI (1993), resultando no modelo descrito pela Equação (26).

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \epsilon_r^{k_4} \quad (26)$$

Esse novo modelo apresentou ajuste significativo aos resultados dos ensaios, com coeficientes de determinação na maioria dos casos acima de 0,90. As Tabelas 14 e 15 ilustram os resultados obtidos utilizando-se o modelo da Equação 26.

Tabela 14 -Valores dos parâmetros do modelo $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \varepsilon_r^{k_4}$ para o solo SP e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2)

Solo SP	Energia de Compactação	MODELO $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \varepsilon_r^{k_4}$; M_R, σ_3 e σ_d em kPa					
		Teor de Umidade	Coeficientes				R^2
			K_1	K_2	K_3	K_4	
Metodologia AASHTO T 307-99	Normal	$W_{ot-3\%}$	3,536	-0,0246	0,8800	-0,8680	0,9340
		$W_{ot-2\%}$	29,44	0,0332	0,6788	-0,6382	0,9454
		W_{ot}	3,091	0,0019	0,8973	-0,8639	0,9960
		$W_{ot+2\%}$	2,646	0,0661	0,8857	-0,8604	0,9920
	Inter-intermediária	$W_{ot-3\%}$	32168	-0,0314	0,0380	0,0636	0,4091
		$W_{ot-2\%}$	4678	-0,0323	0,2122	-0,1225	0,4079
		W_{ot}	14,67	0,0011	0,7526	-0,7088	0,9327
		$W_{ot+2\%}$	0,5175	-0,0099	1,0771	-1,0420	0,9253
	Intermediária	$W_{ot-3\%}$	2,266	-0,0037	0,9303	-0,8962	0,9724
		$W_{ot-2\%}$	11,39	-0,0133	0,7830	-0,7609	0,8140
		W_{ot}	9,587	-0,0186	0,8750	-0,6997	0,9906
		$W_{ot+2\%}$	1,286	0,0234	0,9659	-0,9506	0,9975
Metodologia DNER ME 131/94	Normal	$W_{ot-3\%}$	0,2354	0,4320	1,006	-0,9971	0,9990
		$W_{ot-2\%}$	0,0009	1,938	1,093	-1,108	0,9976
		W_{ot}	18,62	-0,7534	0,9466	-0,915	0,9916
		$W_{ot+2\%}$	0,0001	2,850	1,093	-1,063	0,9937
	Inter-intermediária	$W_{ot-3\%}$	76499	-3,122	0,8783	-0,7895	0,9975
		$W_{ot-2\%}$	3,159	-0,1766	0,9636	-0,9068	0,9992
		W_{ot}	0,0342	1,082	1,0052	-0,9862	0,9983

	Intermediária	W _{ot} +2%	5,7E8	-6,631	0,9913	-1,0103	0,9900
		W _{ot} -3%	0,3526	0,0274	1,0621	-1,0937	0,9935
		W _{ot} -2%	0,0009	2,0711	1,0657	-1,0497	0,9599
		W _{ot}	1043	-1,6776	0,8384	-0,8012	0,9666
		W _{ot} +2%	2,380	0,0026	0,9417	-0,8763	0,9980

Tabela 15 -Valores dos parâmetros do modelo $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \varepsilon_r^{k_4}$ para o solo PV e seus respectivos coeficientes de determinação (R²)

Solo PV	Energia de Compactação	MODELO; M _R , σ ₃ e σ _d em kPa					
		Teor de Umidade	Coeficientes				R ²
			K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	
Metodologia AASHTO T 307-99	Normal	W _{ot} -3%	343,5	-0,0153	0,5261	-0,4124	0,9689
		W _{ot} -2%	13,71	-0,0279	0,7334	-0,7519	0,8502
		W _{ot}	3672	-0,0371	0,2377	-0,2467	0,5195
		W _{ot} +2%	2,863	0,0105	0,8746	-0,8826	0,9085
	Inter-intermediária	W _{ot} -3%	6909	0,0160	0,3407	-0,1391	0,9589
		W _{ot} -2%	1,988	-0,0200	0,9003	-0,9528	0,9904
		W _{ot}	1258	0,0246	0,5025	-0,2196	0,9985
		W _{ot} +2%	3459	0,0334	0,2872	-0,1892	0,9318
	Intermediária	W _{ot} -3%	13391	-0,0675	0,3575	-0,1370	0,8743
		W _{ot} -2%	72,05	-0,0052	0,6300	-0,6011	0,9688
		W _{ot}	54443	-0,0498	0,1448	-0,0294	0,5950
		W _{ot} +2%	994,5	-0,0299	0,4150	-0,3293	0,8846
Metodologia DNER ME 131/94	Normal	W _{ot} -3%	0,0063	1,8634	0,9348	-0,9232	0,9815
		W _{ot} -2%	0,0004	1,3543	1,4324	-1,2727	0,9880
		W _{ot}	0,0175	1,4375	0,9340	-0,9777	0,9961
		W _{ot} +2%	0,0648	1,4995	0,7767	-0,8394	0,9970
	Inter-intermediária	W _{ot} -3%	0,0061	2,336	0,8872	-0,7503	0,9976
		W _{ot} -2%	1,4E-16	12,91	0,7970	-0,6956	0,9807

		W_{ot}	4,95E16	-11,56	0,7353	-0,6841	0,9751
		$W_{ot+2\%}$	0,0009	2,076	1,0574	-1,0490	0,9755
	Intermediária	$W_{ot-3\%}$	3,42E06	-4,6295	0,9666	-0,8790	0,9561
		$W_{ot-2\%}$	4,81E04	-3,0773	0,9383	-0,8106	0,9992
		W_{ot}	8,6E-05	3,1955	0,9704	-0,9517	0,9952
		$W_{ot+2\%}$	0,0076	1,7351	0,9864	-0,9240	0,8937

4.4. Variação do Módulo Resiliente com as Condições de Compactação

As Figuras 17 e 18 exibem os valores médios do módulo resiliente encontrado para as duas metodologias utilizadas, para os estados de tensão utilizados por LEE et al. (1997), isto é tensão desvio igual 41,4 kPa e tensão de confinamento igual a 20,7 kPa.

Em geral, o aumento da energia de compactação gerou o aumento dos valores de módulo resiliente, sobretudo para valores aquém do teor ótimo de umidade.

Para o solo SP, Figura 17, os valores do módulo resiliente na energia normal foram ligeiramente superiores ao da energia inter-intermediária, exceto para o menor teor de umidade. Essa inversão pode ser explicada comparando-se as curvas de compactação nessas duas energias. Estas curvas apresentam pequena variação nos parâmetros de compactação, o que justifica o comportamento observado.

Analisando os resultados do solo PV, Figura 18, para os pontos de umidade ótima, observa-se o aumento do módulo resiliente com o aumento da energia de compactação. Nos ramos seco e úmido essa tendência não foi observada.

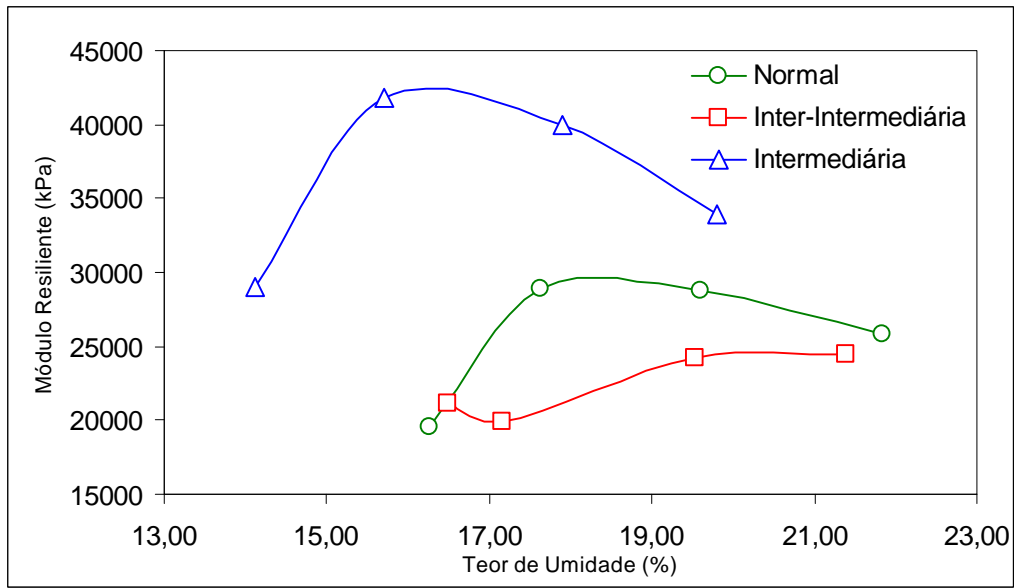


Figura 17 - Variação do módulo resiliente dos solos com o teor de umidade e com a energia de compactação para o solo SP.

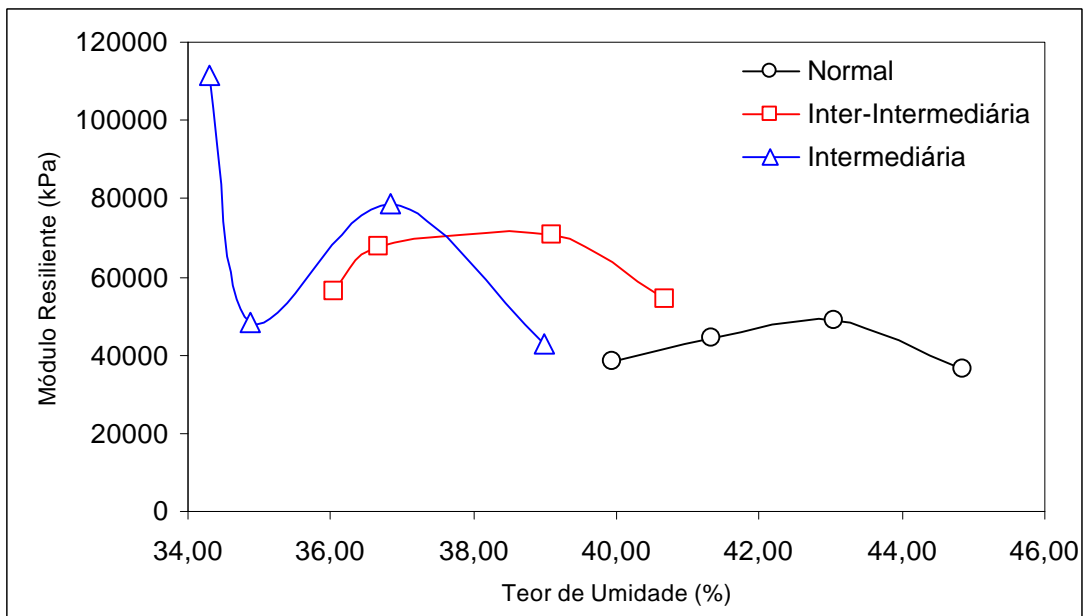


Figura 18 - Variação do módulo resiliente dos solos com o teor de umidade e com a energia de compactação para o solo SP.

4.5. Variação do Módulo Resiliente Segundo as Metodologias DNER-ME 131/94 e AASHTO T 307-99

A diferença do comportamento resiliente dos solos de acordo com as duas metodologias consideradas dá-se principalmente pelos valores adotados para as tensões desvio. Para solos finos, a metodologia DNER ME 131/94 prescreve o uso de tensões desvio entre 21 a 210 kPa. Já a metodologia AASHTO T 307-99 trabalha com tensões desvio no intervalo entre 13,8 e 68,9 kPa. Como a variação das tensões desvio é maior para a metodologia empregada pelo DNER, a variação do módulo resiliente no ensaio triaxial de carregamento repetido utilizando-se esta metodologia será também maior. As Figuras 19 a 24 apresentam a variação do módulo resiliente com o teor de umidade de acordo com as duas normas consideradas. Observa-se que, para o solo mais argiloso (solo PV), maior influência do teor de umidade no módulo resiliente, como se podia esperar. Comportamento diferenciado ocorre para o solo SP, que apresenta maior predominância de fração areno-siltosa, em que se observa menor influência do teor de umidade no módulo resiliente.

Ressalta-se que, em alguns casos, a variação do módulo resiliente, sob mesmas condições de compactação apresenta uma variação significativa de resultados que não podem ser explicadas apenas pela utilização de metodologias diferenciadas, podendo estar relacionada com possível heterogeneidade nas massas dos solos em estudo.

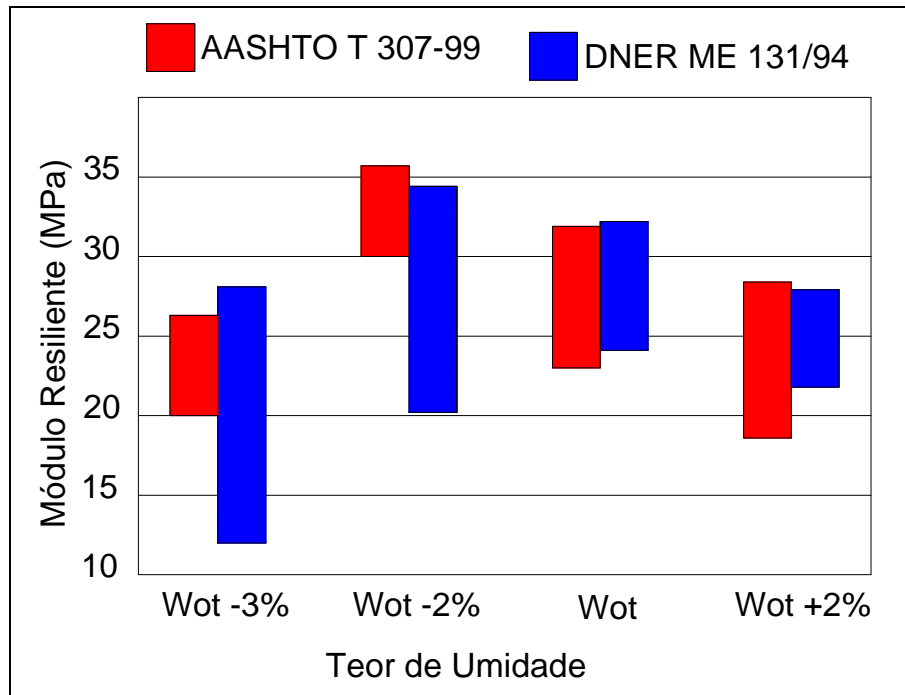


Figura 19 -Variação do módulo resiliente para o solo SP na energia normal de compactação, para as duas metodologias utilizadas.

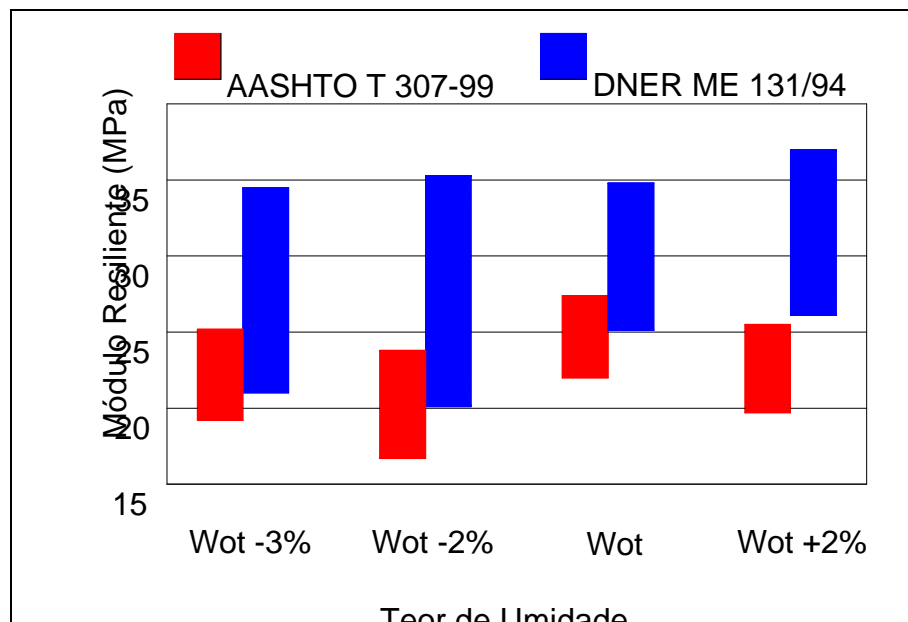


Figura 20 -Variação do módulo resiliente para o solo SP na energia inter-intermediária de compactação, para as duas metodologias utilizadas.

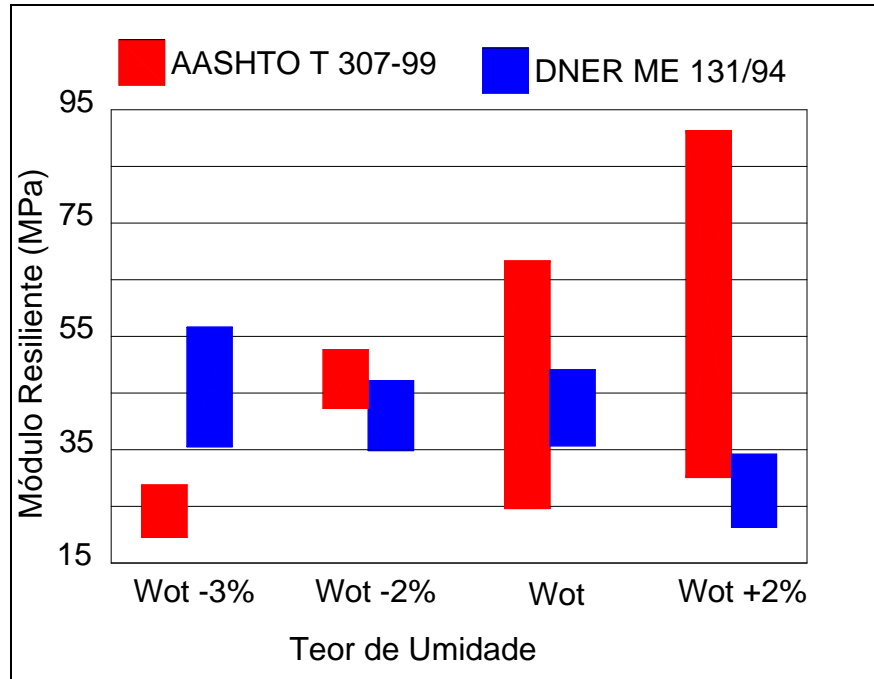


Figura 21 -Variação do módulo resiliente para o solo SP na energia intermediária de compactação, para as duas metodologias utilizadas.

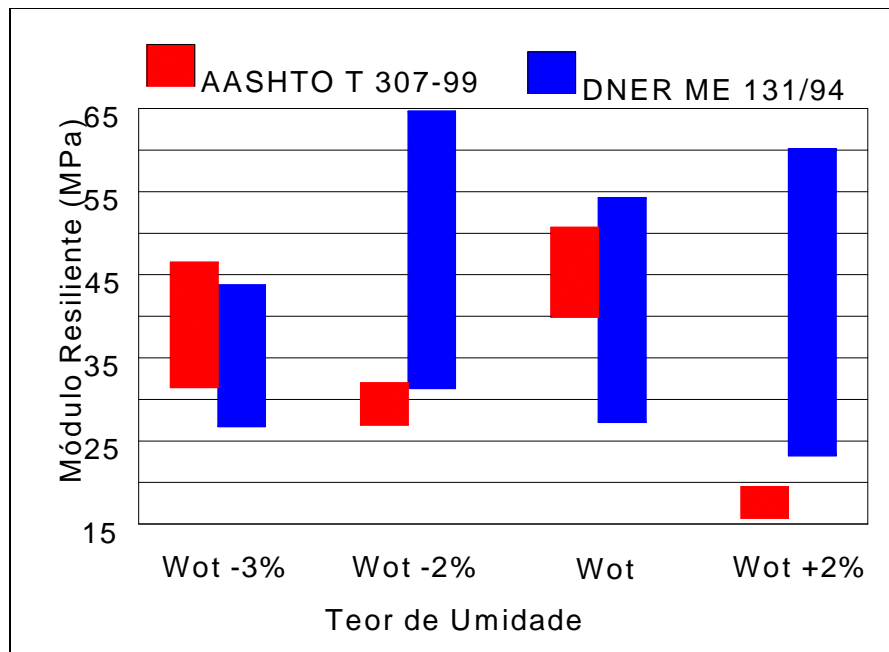


Figura 22 -Variação do módulo resiliente para o solo PV na energia normal de compactação, para as duas metodologias utilizadas.

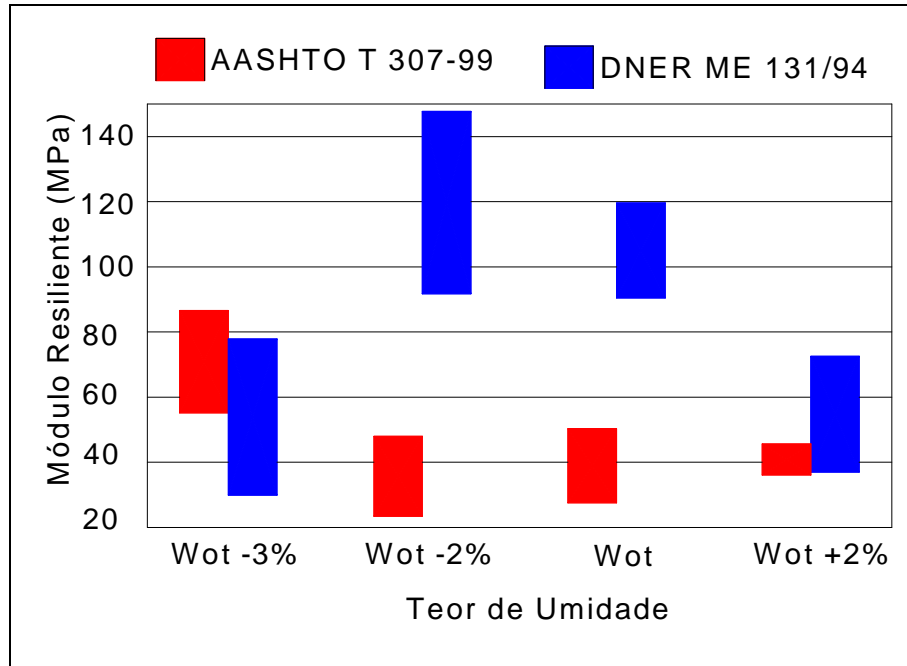


Figura 23 -Variação do módulo resiliente para o solo PV na energia inter-intermediária de compactação, para as duas metodologias utilizadas.

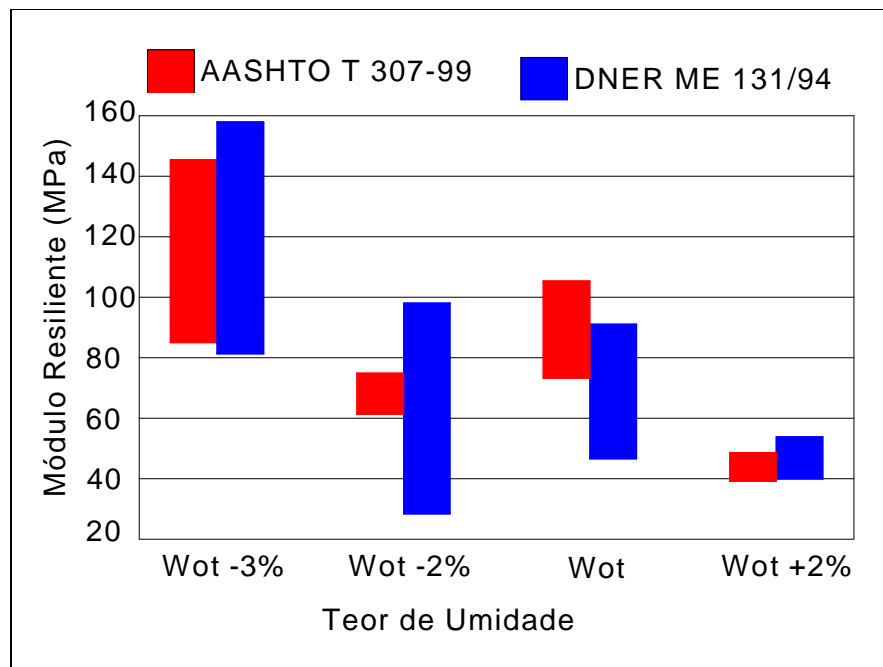


Figura 24 -Variação do módulo resiliente para o solo PV na energia intermediária de compactação, para as duas metodologias utilizadas.

4.6. Estimativa do Módulo Resiliente a Partir de Correlações Com Parâmetros do Ensaio de Compressão Axial Não Confinada

Tomando-se os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido e dos ensaios de compressão axial não confinada, procurou-se estabelecer correlações empíricas que possibilitassem a determinação do módulo resiliente. Em princípio, procurou-se atestar a validade da correlação desenvolvida por LEE et al. (1997). Posteriormente, foram propostas novas correlações, que além de levar em conta os resultados dos ensaios de compressão não confinada, consideraram, também, o estado de tensão e a magnitude das deformações resilientes.

4.6.1. Estimativa do Módulo Resiliente a Partir da Correlação Desenvolvida por LEE et al. (1997)

As Figuras 25 e 26 apresentam o modelo proposto por LEE et al.(1997), bem como os dados obtidos para os solos SP e PV para as duas metodologias utilizadas. Percebe-se que tais dados não se ajustam ao modelo proposto, tampouco foi possível estabelecer um modelo satisfatório semelhante ao modelo original. Nota-se que, para os solos considerados, a equação proposta por LEE et al. (1997) superestima o módulo resiliente dos materiais estudados. Assim, a proposta de se determinar o módulo resiliente a partir da resistência a 1% de deformação ($Su_{1\%}$), determinada no ensaio de compressão não confinada, não foi válida para os resultados de laboratório encontrados nesta pesquisa.

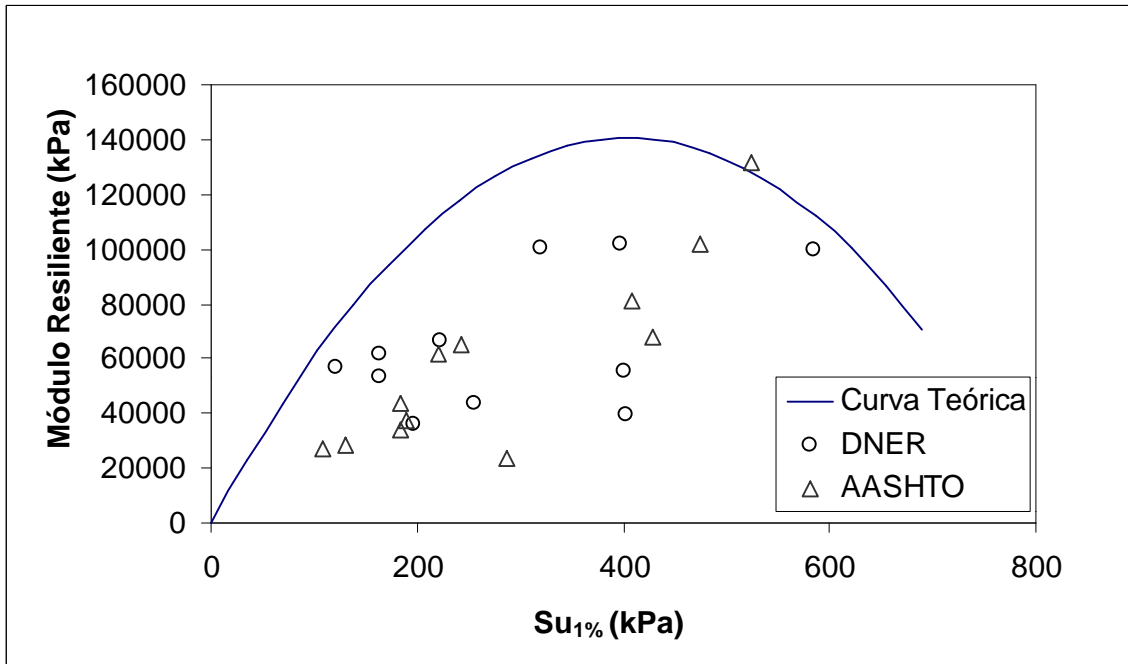


Figura 25 - Comparação dos resultados obtidos nesta pesquisa com o modelo desenvolvido por LEE et al. (1997), para o solo PV.

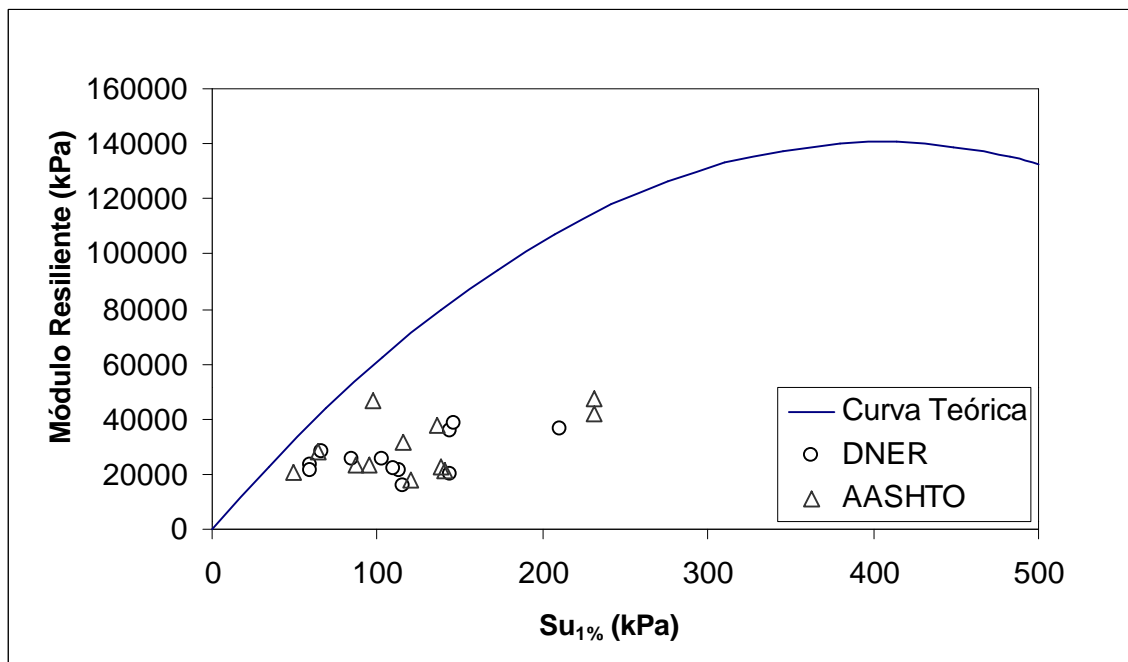


Figura 26 - Comparação dos resultados obtidos nesta pesquisa com o modelo desenvolvido por LEE et al. (1997), para o solo SP.

4.6.2. Determinação do Módulo Resiliente a Partir do Estado de Tensões, da Deformação Resiliente e dos Resultados do Ensaio de Compressão Não Confinada

Como visto anteriormente, o modelo proposto por LEE et al. (1997) não foi adequado para os solos selecionados para esta pesquisa. Diante desse fato, optou-se por estabelecer novas correlações que considerassem além dos resultados dos ensaios de compressão não confinada, os estados de tensões e as deformações resilientes.

Ressalta-se que os parâmetros do ensaio de compressão não confinada utilizados foram o módulo tangente inicial (E_0) e a resistência à compressão não confinada para 1% de deformação axial ($Su_{1\%}$). A escolha desses parâmetros se deu por serem os mesmos, tal como o módulo resiliente, determinados na fase elástica da curva tensão-deformação. Assim, desconsiderou-se então a resistência à compressão não confinada (Su).

As Figuras 27 a 30 apresentam as melhores correlações obtidas no presente estudo. Da análise dos coeficientes de determinação obtidos, conclui-se que há um excelente ajuste das equações aos resultados encontrados para o solo PV, considerando-se ambas as metodologias de ensaio; com relação ao solo SP, resultados não significativos foram obtidos apenas para a metodologia da AASHTO, para as energias normal e inter-intermediária. Certamente, os resultados obtidos confirmam a importância de se incorporar nos modelos a amplitude das deformações resilientes.

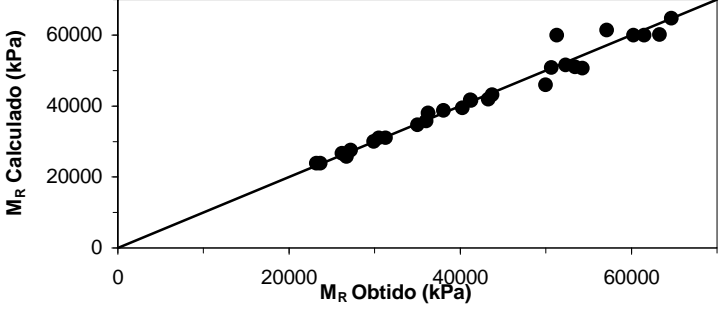
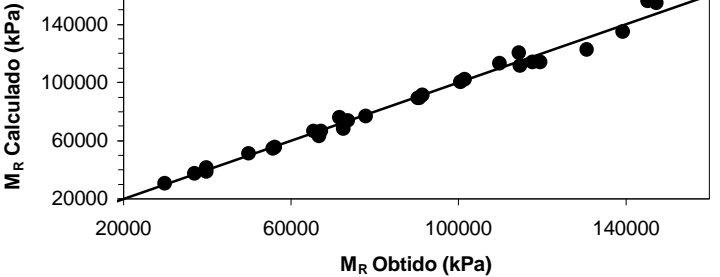
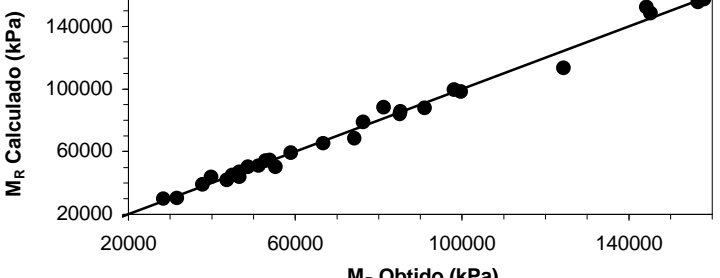
Energia de Compactação	Modelo Mais Representativo Módulo Resiliente: Valores de Laboratório “versus” Valores Previstos	Coeficiente de Determinação (R ²)
Energia Normal	$M_R = 27,44 \cdot \sigma_3^{-1,021} \cdot \sigma_d^{0,9773} \cdot \varepsilon_R^{-0,9675} \cdot E_0^{-0,0011}$	R ² = 0,9797
		
Energia Inter-Intermediária	$M_R = 0,039 \cdot \sigma_3^{1,135} \cdot \sigma_d^{1,0097} \cdot \varepsilon_R^{-0,9934} \cdot Su_{1\%}^{-0,0572}$	R ² = 0,9931
		
Energia Intermediária	$M_R = 0,6630 \cdot \sigma_3^{0,0482} \cdot \sigma_d^{1,0183} \cdot \varepsilon_R^{-0,9789} \cdot Su_{1\%}^{0,03458}$	R ² = 0,9909
		

Figura 27 - Correlações entre os valores de módulo resiliente e os valores dos parâmetros obtidos dos ensaios de compressão simples para o solo PV, segundo a metodologia do DNER.

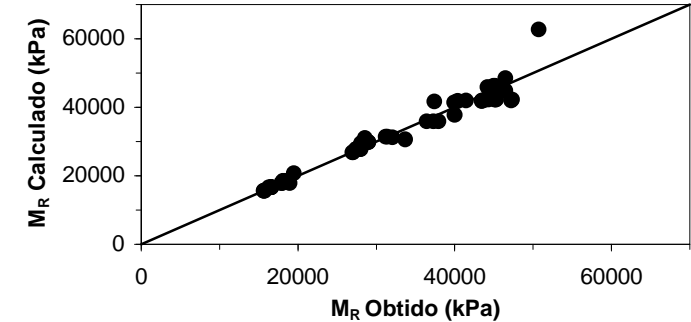
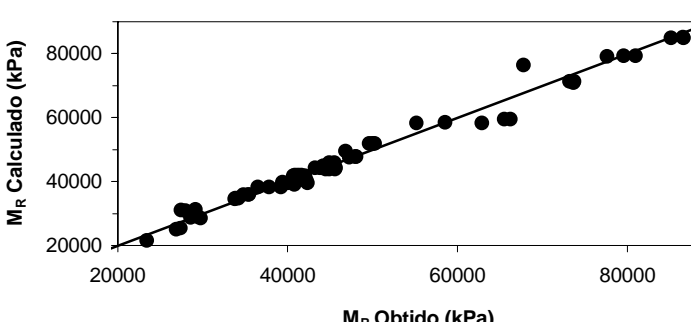
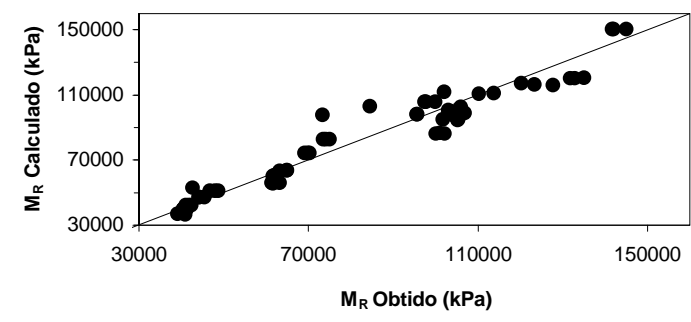
Energia de Compactação	Modelo Mais Representativo Módulo Resiliente: Valores de Laboratório “versus” Valores Previstos	Coeficiente de Determinação (R ²)
Energia Normal	$M_R = 0,8532 \cdot \sigma_3^{-0,0024} \cdot \sigma_d^{1,013} \cdot \varepsilon_R^{-1,014} \cdot Su_{1\%}^{-0,017}$	R ² = 0,9823
		
Energia Inter-Intermediária	$M_R = 1,851 \cdot \sigma_3^{-0,0007} \cdot \sigma_d^{0,8899} \cdot \varepsilon_R^{-0,8458} \cdot E_0^{0,0724}$	R ² = 0,9802
		
Energia Intermediária	$M_R = 1,2961 \cdot \sigma_d^{1,0109} \cdot \varepsilon_R^{-0,8921} \cdot Su_{1\%}^{0,06790}$	R ² = 0,9504
		

Figura 28 - Correlações entre os valores de módulo resiliente e os valores dos parâmetros obtidos dos ensaios de compressão simples para o solo PV, segundo a metodologia da AASHTO.

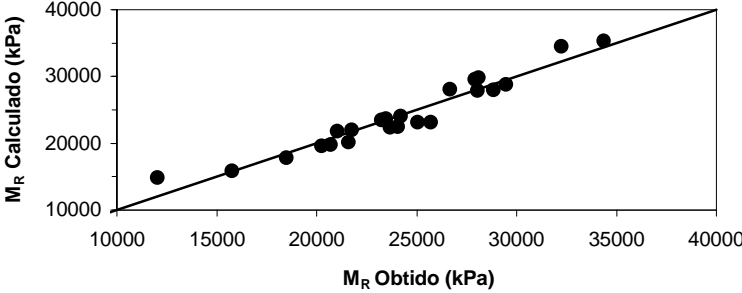
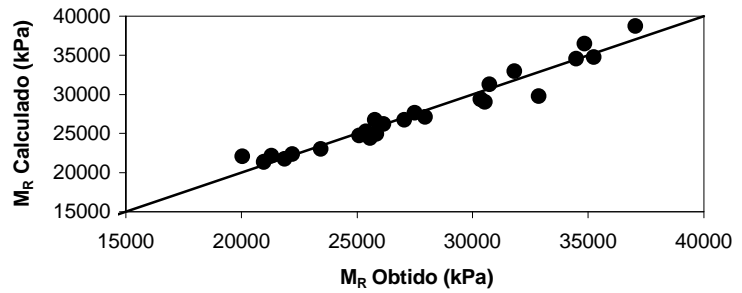
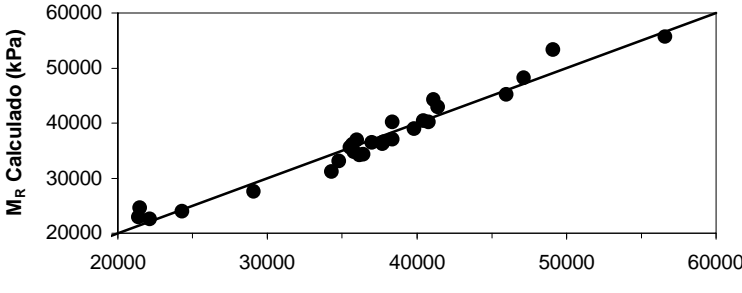
Energia de Compactação	Modelo Mais Representativo Módulo de Resiliência: Valores de Laboratório “versus” Valores Previstos	Coeficiente de Determinação (R ²)
Energia Normal	$M_R = 0,4340 \cdot \theta^{1,640} \cdot \varepsilon_R^{-0,6776} \cdot E_0^{-0,1285}$	R ² = 0,9177
		
Energia Inter-Intermediária	$M_R = 6,048 \cdot \theta^{1,262} \cdot \varepsilon_R^{-0,482} \cdot E_0^{-0,1603}$	R ² = 0,9503
		
Energia Intermediária	$M_R = 4,0796 \cdot \theta^{0,9822} \cdot \varepsilon_R^{-0,4116} \cdot E_0^{0,1614}$	R ² = 0,9553
		

Figura 29 - Correlações entre os valores de módulo resiliente e os valores dos parâmetros obtidos dos ensaios de compressão simples para o solo SP, segundo a metodologia do DNER.

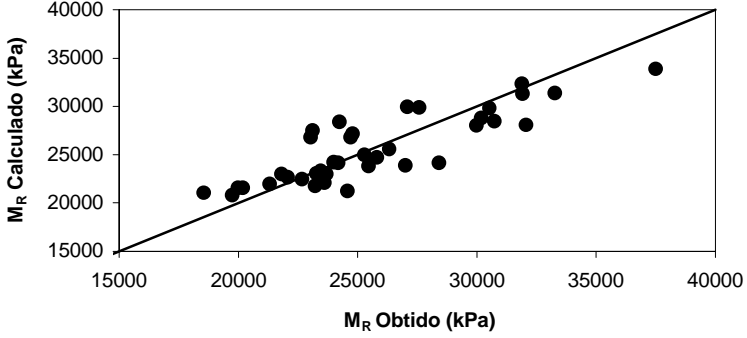
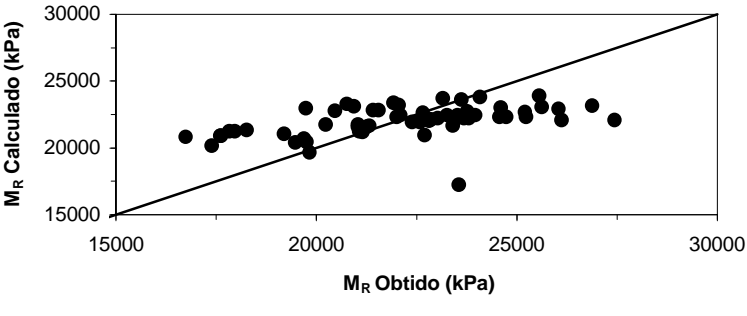
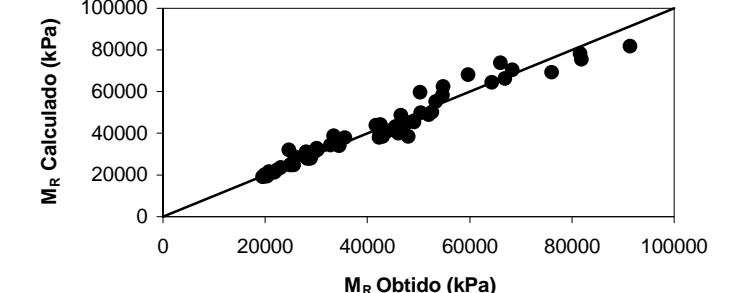
Energia de Compactação	Modelo Mais Representativo Módulo de Resiliência: Valores de Laboratório “versus” Valores Previstos	Coeficiente de Determinação (R ²)
Energia Normal	$M_R = 336,72 \cdot \sigma_3^{0,0547} \cdot \sigma_d^{0,3129} \cdot \varepsilon_R^{-0,2505} \cdot Su_{1\%}^{0,2866}$	R ² = 0,7205
		
Energia Inter-Intermediária	$M_R = 29266 \cdot \sigma_d^{0,1226} \cdot \varepsilon_R^{-0,086} \cdot E_0^{0,1342}$	R ² = 0,2147
		
Energia Intermediária	$M_R = 20,54 \cdot \sigma_3^{0,0033} \cdot \sigma_d^{0,8675} \cdot \varepsilon_R^{-0,8088} \cdot E_0^{-0,1417}$	R ² = 0,9603
		

Figura 30 - Correlações entre os valores de módulo resiliente e os valores dos parâmetros obtidos dos ensaios de compressão simples para o solo SP, segundo a metodologia da AASHTO.

5. CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos no presente trabalho pode-se concluir que:

- As condições de compactação, isto é, teor de umidade e peso específico seco, foram fatores determinantes na resposta resiliente dos solos finos analisados. Quanto ao teor de umidade, os melhores resultados foram obtidos para o teor ótimo e no ramo seco da curva de compactação, evidenciando-se a necessidade de se ter boas condições de drenagem nas rodovias;
- Quanto à energia de compactação adotada, o aumento desta não resultou, necessariamente, em aumentos no valor do módulo resiliente. A influência do aumento da energia de compactação é mais evidente para baixos teores de umidade;
- Considerando-se a influência do estado de tensão no módulo resiliente, o modelo composto foi o que apresentou melhor ajuste aos dados obtidos;
- A variação do módulo resiliente, segundo as metodologias aqui utilizadas na condução dos ensaios triaxiais de carregamento repetido, refletiu os diferentes níveis de tensão adotados pelas mesmas. Como a metodologia DNER-ME 131/94 abrange uma gama maior de valores de tensão desvio, há também uma maior variação do módulo resiliente quando comparados com os resultados obtidos com o uso da metodologia AASHTO T 307-99;
- Embora gere um aumento na complexidade dos modelos representativos do comportamento resiliente dos solos, a inclusão das deformações

resilientes nos modelos que consideraram apenas os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido fez com que estes apresentassem melhor ajuste aos resultados, com coeficiente de determinação na maioria das vezes acima de 0,9;

- O modelo proposto por LEE et al. (1997) não foi adequado para a determinação do módulo resiliente dos solos estudados, bem como não foi possível estabelecer um modelo semelhante que determinasse o módulo resiliente exclusivamente pela resistência a 1% de deformação axial no ensaio de compressão simples ($Su_{1\%}$);
- Diferentemente do modelo proposto por LEE et al. (1997), os modelos que consideraram, além dos resultados dos ensaios de compressão não confinada, o estado de tensão e as deformações resilientes, em geral, levaram a coeficientes de determinação significativos.

6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se a expansão da presente pesquisa a um universo maior de solos, e modo a se representar as principais ocorrências da Zona da Mata Norte de Minas Gerais.

No presente trabalho, foram consideradas variáveis do solo, tais como: teor de umidade, peso específico seco e energia de compactação. Entretanto, outras variáveis dos solos e de moldagem dos corpos-de-prova que são importantes na determinação dos seus módulos resilientes, como a sucção, o grau de compactação, a altura e diâmetro dos corpos-de-prova e o método de compactação não foram abordadas. Sabe-se, também, que considerações relativas às variáveis pertinentes ao equipamento, tais como frequência de aplicação das cargas e duração de carregamento, devem ser incluídas no estudo.

Como evidenciado na pesquisa, a principal diferença entre as metodologias estudadas é a magnitude das tensões consideradas. Um estudo conclusivo que aponte a metodologia mais adequada seria apropriado, utilizando-se os modelos aqui determinados, aplicando-os a pavimentos usuais e determinando-se as tensões atuantes nas camadas do pavimento, e comparando estas tensões com o estado de tensões previsto nas metodologias, de modo a permitir atestar qual delas considera um estado de tensão mais próximo das condições de campo.

No presente estudo, percebe-se que, em alguns casos, corpos-de-prova sob mesmas condições de compactação, ensaiados segundo diferentes metodologias, apresentaram resultados significativamente diferentes. Torna-se

interessante um estudo que considere a variabilidade de resultados para amostras sob mesmas condições de compactação.

Para se ter uma completa determinação das propriedades dos solos sob condições de carregamento repetido, seria interessante um estudo que envolvesse o conhecimento das deformações permanentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. “**Standard Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils.**” American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO Designation T 274-82, Washington, D.C., pp. 1198-1218, 1982.
- AASHTO. “**Guide for Design of Pavement Structures.**” American Association of State Highways Officials, Washington, D.C., 1986.
- AASHTO. “**Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials.**” American Association of State Highways Officials, AASHTO Designation T 307-99, pp. 1084-1109, 1999.
- ALLEN, J. “**The Effect of Non-Constant Lateral Pressures of the Resilient Response of Granular Basis.**” PhD thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Ill, 1973.
- ALLEN, J.J.; THOMPSON, M. R. “**Resilient Response of Granular Materials Subjected to Time-Dependent Lateral Stresses.**” Transportation Research Record, Washington, D.C., n. 510, p. 1-13, 1974.
- ARAÚJO, J.R.S.S. “**Estudo do Comportamento Resiliente de Dois Solos da Região de Viçosa-MG.**” Viçosa-MG, Tese (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Imprensa Universitária, 71p., 2001.
- ARANOVICH, L.A.S. “**Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo no Estado do Paraná.**” Tese (Mestrado), COPPE/UFRJ, 1985.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT “**NBR 6457/86, Solo – “Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização – Procedimento.”**, Rio de Janeiro, 7p., 1986a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT “**NBR 7182/86, Solo – Ensaio de Compactação – Procedimento.”**, Rio de Janeiro, 10p., 1986b.
- AZEVEDO, M.A. “**Contribuição à Caracterização Geotécnicas de Solos de Viçosa-MG.**” Viçosa-MG, Tese (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Imprensa Universitária, 130p., 1999.
- BOYCE, J.R. “**A Non-Linear Model for the Elastic Behaviour of Granular Materials under Repeated Loading.**” Anais, 8th ARRB Conference of Materials of Construction and Maintenance, Vol. 8, Part 3 , 1-12. 1980.
- BROWN, S.F.; HYDE, A.F.L. “**Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated-Load Triaxial Testing of Granular Materials.**” Transportation Research Record, Nº 537, Washington, D.C., pp.49-58, 1975.
- CARDOSO, S.H.; WITCZAK, M.W. “**Permanent Deformation for Flexible Airfield Pavement Design.**” Transportation Research Record, Washington, DC, n. 1307, p. 111-121, 1991.
- CARMO, C. A. T. “**A Avaliação do Módulo de Resiliência através de Ensaios Triaxiais Dinâmicos de Dois Solos Compactados e a sua Estimativa a Partir de Ensaios Rotineiros.**” Escola de Engenharia de São Carlos-USP, São Carlos - SP, Tese de Mestrado, 131p., 1998.
- CARVALHO, C.A.B. “**Estudo da Contribuição das Deformações Permanentes das Camadas de Solo na Formação das Trilhas de roda num Pavimento Flexível.**” São Carlos, Tese (Doutorado), EESC-USP, Universidade de São Paulo, 206p., 1997.

DAWSON, A.R.; THOM, N.H.; PAUTE, J.L. **“Mechanical Characteristics of Unbound Granular Materials as a Function of Condition.”** Flexible Pavements , Proc., Eur. Symp. Euroflex 1993, A.G. Correia, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, p. 35-44, 1996.

DNER. **“Determinação do Módulo de Resiliência dos Solos.”** Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária DNER-ME 131/86, 8 p., 1986.

DNER. **“Solos - Determinação do Módulo de Resiliência.”** Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária DNER-ME 131/94, 8 p., 1994.

DNER. **“Programa de Gerência do Pavimento da Malha Rodoviária Federal.”** Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Relatório apresentado pelo Sistema de Gerência de Pavimentos, SGP - DNER, Brasília, Distrito Federal, Brasil, 12 p., 2001.

DRUMM, E.C.; BOATENG-POKU, Y.; PIERCE, T.J. **“Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Tests.”** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 116(5), pp. 774-789, 1990.

DRUMM, E.C.; REEVES, J.S; MADGETT, M.R; TROLINGER, W.D. **“Subgrade Resilient Modulus Correction for Saturation Effects - Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Tests.”** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering and Geoenvironment Engineering, pp. 663-670, 1997.

GARG, N.; THOMPSON, M.R.; **“Triaxial Characterization of Minnesota Road Research Project Granular Materials.”** Transportation Research Record, 1577, Transportation Research Board, Washington, D.C ., 27-36, 1997.

- HEAD, K.H. **“Manual of Soil Laboratory Testing.”** Volume 2 - Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests, New York, John Wiley & Sons, 412p., 1982.
- HEYDINGER, A.G.; XIE, Q.L.; RANDOLPH, B.W.; GUPTA, J.D. **“Analisis of Resilient Módulos of Dense and open-grained aggregates.”** Transportation Research Record 1547, Transportation Research Board, Washington, D.C, pp 1-6, 1996.
- HEUKELOM, W.; KLOMP, A.J.G. **“Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavement During and After Construction.”** Proc., 1st International Conference on Structural Design of Asphalt Pavement, University of Michigan, Ann Arbor, MICHIGAN, PP. 667-679, 1962.
- HICKS, R.G. **“Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials.”** PhD thesis, University of California, Berkley, Califórnia, 1970.
- HICKS, R.G.; MONISMITH, C.L. **“Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials.”** Highway Research Record 345, pp15-31, 1971.
- JONES, M. P.; WITCZAK, M. W. **“Subgrade Modulus on the San Diego Test Road.”** Transportation Research Record.”, 641, pp. 1-6, 1977.
- KOLISOJA, P. **“Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials.”** PhD thesis, Tampere University of Technology, Publication n^o 223, Tampere, Finland, 1997.
- LEE, W.; BOHRA, N.C.; ALTSCHAEFFL, A. G.; WHITE, T. D. **“Resilient Modulus of Cohesive Soils.”** ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, V. 123, No. 2, pp. 131-136, 1997.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. **“Resilient Response of Unbound Aggregates.”**, Journal of Transportation Engineering, n^o 126(1), pp.66-75. 2000.

- MAY, R.W.; WITCZAK, M.W. **“Effective Granular Modulus to Model Pavement Responses.”** Transportation Research Record, Nº 810, Washington, D.C., pp.1-9. 1981.
- MEDINA, J.; PREUSLLER, E.S. **“Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos.”** Revista Solos e Rochas, São Paulo, p. 3-26, 1980.
- MEDINA, J. **“Mecânica dos Pavimentos.”**, Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 380p. 1997.
- MONISMITH, C.L.; SEED, H.B.; MITRY, F.G.; CHAN, C.K. **“Prediction of Pavement Deflections from Laboratory Tests.”** Procedures, 2nd International Conference Structure Design of Asphalt Pavements, pp 109-140, 1967.
- MONISMITH, C.L.; DEACON, J.A. **“Fatigue os Asphalt Paving Mixture.”** ASCE Transportation Engineering Journal, New York, pp 317-346, 1969.
- MONISMITH, C.L.; OGAWA, N.; FREEME, C.R. **“Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repetead Loading.”** 54th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC., 1975.
- MOTTA, L.M.G.; MEDINA, J.; MATOS, M.V.M.; VIANNA, A.A.D. **“Resiliência de Solos Pedregulhosos Lateríticos.”** Anais, 24^a RAPv, Belém, PA, p. 233-255, 1990.
- MOTTA, L.M.G.. **“Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas.”** Tese (Doutorado), COOPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.
- NAZARIAN, S.; FELIBERTI, M. **“Methodology for Resilient Modulus Testing of Cohesionless Subgrades.”** Transportation Research Record, No. 1406, Washington, D.C., pp. 108-115, 1993.

- PARREIRA, A.B.; CUNTO, F.J.C.; CARMO, C.T., RODRIGUES, J.K.G. **“O Módulo de Resiliência de Alguns Materiais de Pavimentação e sua Estimativa a Partir de Ensaios de Compressão Simples.”** In: XI Congresso Nacional de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, Anais, Brasília, 5 a 10 de Novembro, vol.1, pp. 149-155, 1998.
- PEZO, R.F. **“A General Method of Reporting Resilient Modulus Tests of Soils – A Pavement Engineer’s Point of View.”** 72nd Annual Meeting of the TRB, 1993.
- PREUSSLER, E.S. **“Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Um Solo Arenoso Fino.”** Tese de mestrado, COPPE/UFRJ, 1978.
- PUMPHREY, N.D.; LENTZ, R. W. **“Deformation Analyses of Florida Highway Subgrade Sand Subjected to Repeated Load Triaxial Tests.”** Transportation Research Record, Washington, DC, n. 1089, p. 49-56, 1986.
- REIS, R.M.M. **“Misturas Asfálticas Tipo SMA para Pavimentos de Alta Desempenho Submetidos a Tráfego Pesado.”** Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, Tese de Mestrado, 111 p., 2002.
- SEED, H.B.; CHAN, C.K. **“Thixotropic Characteristics of Compacted Clays.”** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 83, SM 4. 1957.
- SEED, H.B.; CHAN, C.K.; LEE, C.E. **“Resilience Characteristics of Subgrade Soil and their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements.”**, In: International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, University of Michigan, pp. 661-636.1962.
- SEED, H.B.; MITRY, F.G.; MONISMITH, C.L.; CHAN, C.K. **“Prediction of Pavement Deflection from Laboratory Repeated Load Tests.”** Rep. No TE-65-6, Soil Mech. And Bituminous Mat. Res. Lab, University of California, Berkeley, Berkeley, California, 1965.

- SMITH, W.S., NAIR, K. “**Development of Procedures for Characterization of Untreated Granular Base Coarse and Asphalt-Treated Base Course Materials.**” Rep. No FHWA-RD-74-61, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1973.
- SVENSON, M. “**Ensaio Triaxiais Dinâmicos em Solos Argilosos.**”. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Tese de Mestrado, 135p. 1980.
- SWEERE, G.T.H. “**Unbound Granular Basis for Roads.**” PhD thesis, University of Delft, Delft, The Netherlands, 1990.
- THE ASPHALT INSTITUTE. “**Research and Development of the Asphalt Institute’s Thickness Design Manual.**” Ninth Edition. Res. Rep. No. 82-2, College park, Md., USA, 1982.
- THOMPSON, M. R.; ROBNETT, Q.L. “**Final Report, Resilient Properties of Subgrade Soils.**” Civ. Engrg. Studies Transp. Series No 14, Illinois Cooperative Highway and Transp. Series No 160, Urbana, Ill., 1976.
- UZAN, J. “**Characterization of Granular Material.**” Transportation Research Record, N° 1406, Washington, D.C., pp.108-115, 1985.
- VINSON, T.S. “**Fundamentals of Resilient Modulus Testing.**” Proceedings of the Workshop on Resilient Modulus Testing, Oregon State University, Corvallis, Oregon, 1989.