

GIOVANI LEVI SANT'ANNA

**MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE MISTURAS SOLO-ALCATRÃO, SOLO-CAL-
ALCATRÃO E SOLO-CIMENTO-ALCATRÃO PARA PAVIMENTAÇÃO DE
ESTRADAS FLORESTAIS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Ciência Florestal, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2002

GIOVANI LEVI SANT'ANNA

**MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE MISTURAS SOLO-ALCATRÃO, SOLO-CAL-
ALCATRÃO E SOLO-CIMENTO-ALCATRÃO PARA PAVIMENTAÇÃO DE
ESTRADAS FLORESTAIS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Ciência Florestal, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 29 de maio de 2002.

Prof. Carlos Alexandre Braz de
Carvalho
(Conselheiro)

Prof. Dario Cardoso de Lima
(Conselheiro)

Pesq. Luciano José Minette

Dra. Dalila Campos de Medeiros
Fernandes

Prof. Carlos Cardoso Machado
(Orientador)

A Deus...

Aos meus pais Antônio e Efigênia.

Ao meu sobrinho Antônio Venâncio Sant'Anna.

Aos meus afilhados Geraldo e Marlúcia.

A São Judas Tadeu...

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Viçosa, por intermédio dos Departamentos de Engenharia Florestal e Civil, pela realização do Programa de Pós-Graduação.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela concessão da bolsa de estudo.

Ao professor e orientador Carlos Cardoso Machado pela amizade, pelo apoio, pelos conhecimentos transmitidos e pela salutar convivência.

Aos professores e conselheiros Carlos Alexandre Braz de Carvalho e Dario Cardoso de Lima pela amizade, pelo incentivo e pelas sugestões apresentadas durante o desenvolvimento deste trabalho.

À doutora Dalila Campos de Medeiros Fernandes, ao pesquisador Luciano José Minette, e aos professores Ivo Jucksch e Cláudio Henrique de Carvalho Silva, pela valiosa colaboração e pelas sugestões apresentadas.

Ao senhor Francisco Ricardo Bezerra, pelo apoio técnico, sempre pronto para solucionar qualquer problema. Aos técnicos Júlio Carlos e Paulo Capelão, pela amizade e pelos ensinamentos transmitidos.

Ao Engenheiro Civil Tiago Pinto da Trindade que, com competência e boa vontade, sempre trouxe novas e valiosas informações auxiliando-me na busca de soluções para as dúvidas que surgiam durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Fabrício Carlos França e ao José Roberto Sobreira da Silva Araújo, pela colaboração e, aos funcionários e colegas dos Departamentos de Engenharia Florestal, Civil e Solos que contribuíram para a realização deste trabalho.

BIOGRAFIA

GIOVANI LEVI SANT'ANNA, filho de Antônio Inácio Sant'Anna (*in memoriam*) e Efigênia Marinho Dias Sant' Anna, nasceu em Viçosa, Minas Gerais, no dia 29 de julho de 1969.

Em 1987, concluiu o Segundo Grau na Escola Estadual Dr. Raimundo Alves Torres, em Viçosa, M. G.

Em setembro de 1996, graduou-se em Engenharia Florestal pela Universidade Federal de Viçosa (UFV), em Viçosa, MG.

Em fevereiro de 2000, ingressou no Programa de Pós-Graduação, em nível de mestrado, em Ciência Florestal da UFRV, na área de Colheita e Transporte Florestal, submetendo-se à defesa de tese em maio de 2002.

CONTEÚDO

	Página
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE QUADROS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES	xvii
RESUMO.....	xix
ABSTRACT	xxi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. O problema e sua Importância	1
1.2. Objetivos	3
2. REVISÃO DE LITERATURA	4
2.1. Pavimentos	4
2.1.1. Tensões nos pavimentos flexíveis.....	5
2.1.2. Comportamento dos materiais – Tensões “versus” deformações	7
2.1.3. Características de deformabilidade de solos e materiais do pavimento	9
2.2. O solo	11
2.2.1. Granulometria	11
2.2.2.A estrutura do solo	12
2.3. Materiais betuminosos	13

2.3.1. Alcatrão de madeira	13
2.3.2. Fracionamento do alcatrão insolúvel.....	14
2.4. Estabilização de solos para fins rodoviários.....	14
2.5. Mecanismos de estabilização química de solos.....	15
2.5.1. Estabilização com materiais ligantes impermeabilizantes	15
2.5.2. Estabilização com agentes aglutinantes	15
2.5.3. Efeito de aditivos nas misturas solo-cimento e solo-cal .	17
2.6. Ensaio triaxial de carga repetida.....	17
2.6.1. O equipamento para realização do ensaio triaxial cíclico	18
2.7. Módulo de resiliência.....	20
2.7.1. Métodos de ensaios de laboratório para a determinação do módulo de resiliência	21
2.7.2. Modelos para representação do comportamento resiliente dos solos	23
2.7.3. Correlações para a estimativa do módulo de resiliência...	26
2.7.3.1. A metodologia de LEE et. al. (1997) para a determi- nação do módulo de resiliência dos solos a partir da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{U1\%}$), obtida no ensaio de compressão simples	27
2.7.4. Principais fatores que afetam as propriedades resilientes dos solos	27
2.7.4.1. Fatores que afetam o módulo resiliente de solos granulares	28
2.7.4.1.1. Outros estudos sobre os fatores que afetam o módulo resiliente dos solos granulares	31
2.7.4.2. Fatores que afetam módulo resiliente dos solos finos coesivos	33
2.8. Módulos de resiliência segundo a experiência brasileira e tentativas de classificação dos solos quanto a este parâmetro	36
3. MATERIAIS E MÉTODOS	40
3.1. Materiais	40
3.1.1. Solos	40
3.1.2. Aditivos químicos	41
3.1.2.1. Características das amostras de alcatrão de madeira de eucalipto Man-170	41
3.1.2.2. Características das amostras de cal e cimento	41

3.2. Métodos	42
3.2.1. Metodologia de laboratório	43
3.2.1.1. Caracterização geotécnica dos solos	43
3.2.1.2. Dosagens	43
3.2.1.3. Misturas	43
3.2.1.4. Cura	44
3.2.2. Ensaio de laboratório realizados com os solos, misturas solo-alcatrão, misturas solo-cal-alcatrão e misturas solo- cimento-alcatrão	44
3.2.3. Equipamento triaxial cíclico empregado	46
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	49
4.1. Granulometria e classificação	49
4.2. Compactação	49
4.3. Resistência à compressão simples	50
4.4. Módulo de resiliência	63
4.5. Correlações entre o módulo de resiliência e parâmetros geotécnicos de fácil obtenção	71
5. CONCLUSÕES	73
6. RECOMENDAÇÕES	75
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	76
ANEXO A	82
ANEXO B	85
ANEXO C	88
ANEXO D	116
ANEXO E	120
ANEXO F	121

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 1. Variações de tensões causadas por uma carga móvel	5
Figura 2. Rotação do eixo de tensão principal de um elemento do material da camada do pavimento a medida em que o ... veículo move sobre a superfície da estrada (BARKSDALE, 1991)	7
Figura 3. Comportamento dos solos tensão “versus” deformação.....	8
Figura 4. Detalhes de um recuperador de alcatrão.....	14
Figura 5. Amostra preparada na câmara triaxial	18
Figura 6. Câmara triaxial de carga repetida com amostra em seu interior	19
Figura 7. Equipamento para ensaios triaxiais cíclicos recentemente adquirido pela UFV	20
Figura 8. Modelos de comportamento resiliente de solos observados no Brasil	23
Figura 9. Resumo de dados do módulo resiliente de solos lateríticos e outros referidos na AASHTO (1986; 1993) (NOGAMI e VILLIBOR, 1995)	36
Figura 10. Equipamento triaxial cíclico empregado: câmara triaxial com amostra em seu interior, assentada na base, células de carga e válvulas	47

Figura 11. Painel para aplicação da pressão de confinamento e tensão desvio	47
Figura 12. Amostra preparada para ser ensaiada no equipamento triaxial cíclico da UFV	48
Figura 13. Variação de resistência a compressão simples em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1 no estado natural e estabilizado quimicamente.	51
Figura 14. Variação de resistência a compressão simples em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2 no estado natural e estabilizado quimicamente	52
Figura 15. Variação da tensão correspondente à deformação de 1% em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1 no estado natural e estabilizado quimicamente	53
Figura 16. Variação da tensão correspondente à deformação de 1% em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2 no estado natural e estabilizado quimicamente.....	54
Figura 17. Variação do módulo tangente inicial em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1 no estado natural e estabilizado quimicamente.....	55
Figura 18. Variação do módulo tangente inicial em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2 no estado natural e estabilizado quimicamente.....	56
Figura 19. Efeito da resistência à compressão simples ou da tensão correspondente à deformação de 1% e do teor de alcatrão na tensão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1 no estado natural e estabilizado quimicamente.....	59
Figura 20. Efeito da resistência à compressão simples ou do módulo tangente inicial e do teor de alcatrão na tensão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1 no estado natural e estabilizado quimicamente.....	60
Figura 21. Efeito da resistência à compressão simples ou da tensão correspondente à deformação de 1% e do teor de alcatrão na tensão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2 no estado natural e estabilizado quimicamente.....	61

Figura 22. Efeito da resistência à compressão simples ou do módulo tangente inicial e do teor de alcatrão na tensão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2 no estado natural e estabilizado quimicamente.....	62
Figura 23. M_R “versus” Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com alcatrão nos períodos de cura de 1 e 7 dias.....	64
Figura 24. M_R “versus” Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com alcatrão no período de cura de 28 dias.....	65
Figura 25. M_R “versus” Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com cal e alcatrão, nos períodos de cura de 1 e 7 dias.....	66
Figura 26. M_R “versus” Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com cal e alcatrão, no período de cura de 28 dias.....	67
Figura 27. M_R “versus” Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com cimento e alcatrão, nos períodos de cura de 1 e 7 dias.....	68
Figura 28. M_R “versus” Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com cimento e alcatrão, no período de cura de 28 dias.....	69
Figura 29. M_R “versus” Tensão de confinamento para o solo 2 em seu estado natural e estabilizado com cal e alcatrão, no período de cura de 28 dias.....	70
Figura 30. M_R – Ensaio “versus” M_R – Calculado, solo 1 em seu estado natural e estabilizado quimicamente.....	72
Figura 31. M_R – Ensaio “versus” M_R – Calculado, solo 2 em seu estado natural e estabilizado quimicamente.....	72
Figura D1. Pavimento hipotético analisado com o software ELSYM5.....	117
Figura D2. Distância radial “versus” tensão normal.....	119
Figura E1. Modelo de curva tensão “versus” deformação.....	120
Figura F1. Curvas tensão “versus” deformação obtidas a partir dos dados coletados pelo equipamento triaxial cíclico de instrumentação interna da UFV, para solo 1 + 1,00% de alcatrão no teor ótimo de umidade e na energia de compactação do AASHTO Normal	122

Figura F2. Curvas tensão “versus” deformação obtidas a partir dos dados coletados pelo equipamento triaxial cíclico de instrumentação interna da UFV, para solo 2 + 0,50% de alcatrão no teor ótimo de umidade e na energia de compactação do AASHTO Normal.....	123
Figura F3. M_R “versus” número de aplicações da tensão desvio.....	124

LISTA DE QUADROS

	Página
Quadro 1. Características de resiliência de solos – tentativa de classificação	37
Quadro 2. Composição química da cal e do cimento.....	42
Quadro 3. Ensaio para caracterização geotécnica dos solos.....	43
Quadro 4. Granulometria (ABNT), limites de Atterberg (LL e LP) e classificações de solos pelo sistema adotado pelo (HRB), pela (USC) e pelo (MCT).....	49
Quadro 5. Parâmetros de compactação das misturas solo-alcatrão, solo-cal-alcatrão e solo-cimento-alcatrão. ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ em kN/m^3 e $W_{\acute{o}t}$ em %)......	50
Quadro A1. Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$), para solo 1 + alcatrão.....	82
Quadro A2. Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$), para solo 1 + cal + alcatrão.....	83
Quadro A3. Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$), para solo 1 + cimento + alcatrão.....	83
Quadro A4. Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$), para solo 2 + alcatrão.....	84

Quadro A5. Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$), para solo 2 + cal + alcatrão.....	84
Quadro A6. Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$), para solo 2 + cimento + alcatrão.....	84
Quadro B1. Valor do módulo tangente inicial (E_0), para solo 1 + alcatrão.....	85
Quadro B2. Valor do módulo tangente inicial (E_0), para solo 1 + cal + alcatrão	86
Quadro B3. Valor do módulo tangente inicial (E_0), para solo 1 + cimento + alcatrão.....	86
Quadro B4. Valor do módulo tangente inicial (E_0), para solo 2 + alcatrão..	86
Quadro B5. Valor do módulo tangente inicial (E_0), para solo 2 + cal + alcatrão	87
Quadro B6. Valor do módulo tangente inicial (E_0), para solo 2 + cimento + alcatrão.....	87
Quadro C1. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1, período de cura de 1 dia.....	89
Quadro C2. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1, período de cura de 7 dias.....	90
Quadro C3. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1, período de cura de 28 dias.....	91
Quadro C4. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cal + alcatrão, período de cura de 1 dia.....	92
Quadro C5. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cal + alcatrão, período de cura de 7 dias.....	93
Quadro C6. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cal + alcatrão, período de cura de 28 dias.....	94
Quadro C7. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cimento + alcatrão, período de cura de 1 dia.....	95
Quadro C8. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cimento + alcatrão, período de cura de 7 dias.....	96
Quadro C9. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cimento + alcatrão, período de cura de 28 dias.....	97

Quadro C10. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 1 dia.....	98
Quadro C11. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,50 e 1,00% alcatrão, período de cura de 1 dia.....	99
Quadro C12. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 7 dias.....	100
Quadro C13. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,50 e 1,00% alcatrão, período de cura de 7 dias.....	101
Quadro C14. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 28 dias.....	102
Quadro C15. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,50 e 1,00% alcatrão, período de cura de 28 dias.....	103
Quadro C16. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 1 dia.....	104
Quadro C17. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,50 e 1,00% alcatrão, período de cura de 1 dia.....	105
Quadro C18. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 7 dias.....	106
Quadro C19. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,50 e 1,00% alcatrão, período de cura de 7 dias.....	107
Quadro C20. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 28 dias.....	108
Quadro C21. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,50 e 1,00% alcatrão, período de cura de 28 dias.....	109
Quadro C22. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 1 dia..	110
Quadro C23. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,50 e 1,00% alcatrão, período de cura de 1 dia..	111
Quadro C24. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 7 dias	112
Quadro C25. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,50 e 1,00% alcatrão, período de cura de 7 dias	113
Quadro C26. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 28 dias	114

Quadro C27. Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,50 e 1,00% alcatrão, período de cura de 28 dias	115
Quadro D1. Valores de raio e e de tensão normal em função da profundidade da camada do pavimento.....	118
Quadro D2. Valores de raio e e de tensão normal em função da profundidade da camada do pavimento.....	118

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

- AASHO – American Association of State Highway
AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials
ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBR – Califórnia Bearing Ratio
DER-MG – Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais
DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNER-ME = Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - Metodologia de ensaio
HRB – Highway Research Board
 h_0 = comprimento inicial de referência do corpo-de-prova cilíndrico
IP – Índice de plasticidade
k – constantes dos modelos de comportamento resiliente
kPa = Kilo Pascal
LL = Limite de liquidez
LP = Limite de plasticidade
LVDT – Linear Variable Differential Transformer
MCT = Miniatura, Compactado, Tropical
MPa = Mega Pascal
 M_R – Módulo de resiliência

NBR - Norma Brasileira Registrada

$S_{U1\%}$ = Tensão correspondente à deformação de 1%

SHRP = Strategic Highway Research Program

TB = Terminologia brasileira

TRB = Transportation Research Board

UFV = Universidade Federal de Viçosa

USCS – Unified Soil Classification System

$W_{ót}$ = Umidade ótima

(σ_d) = tensão desvio (σ_d)

(σ_3) = tensão normal principal horizontal

(σ_1) = tensão normal principal vertical

ε_r = deformação resiliente axial

μ = Coeficiente de Poisson

Δ_h = deslocamento vertical máximo

RESUMO

SANT'ANNA, Giovani Levi, M.S., Universidade Federal de Viçosa, maio de 2002.
Módulo de resiliência de misturas solo-alcatrão, solo-cal-alcatrão e solo-cimento-alcatrão para pavimentação de estradas florestais. Orientador: Carlos Cardoso Machado. Conselheiros: Carlos Alexandre Braz de Carvalho e Dario Cardoso de Lima.

Este trabalho teve por objetivo estudar o comportamento resiliente de dois solos, respectivamente de comportamento laterítico e saprolítico, da região de Viçosa, estado de Minas Gerais, Brasil, e de suas misturas com alcatrão, cal e cimento. Correlações estatísticas foram desenvolvidas entre o módulo resiliente dos solos e misturas com parâmetros geotécnicos determinados em ensaios de compressão não-confinada, com vistas ao emprego no dimensionamento de camadas de pavimentos de estradas florestais. O programa de ensaios de laboratório englobou a realização de ensaios de compactação, compressão não-confinada e triaxial de carga repetida nos solos e nas misturas estabilizadas, empregando-se a energia de compactação do ensaio AASHTO Normal, trabalhando-se com corpos-de-prova compactados no teor ótimo de umidade dos solos e misturas. Avaliou-se a influência do tipo de mistura e do período de cura sobre os parâmetros de resistência mecânica dos solos e misturas analisadas (módulo de resiliência, tensão correspondente à deformação de 1%, módulo tangente inicial e resistência à compressão simples), bem como a existência de

correlações entre os valores de módulo de resiliência e os parâmetros geotécnicos dos solos e misturas obtidos através do ensaio de compressão não-confinada. Os dados obtidos no programa de ensaios possibilitaram a geração de modelos de módulos de resiliência, além de fornecer subsídios para a determinação do desempenho estrutural dos materiais constituintes do pavimento, com o emprego do programa de computação denominado “ELSYM5”.

ABSTRACT

SANT'ANNA, Giovani Levi, M.S., Universidade Federal de Viçosa, May 2002.
Resilient modulus of soil-tar, soil-lime-tar and soil-cement-tar mixtures for forest road pavement applications. Adviser: Carlos Cardoso Machado.
Committee members: Carlos Alexandre Braz de Carvalho e Dario Cardoso de Lima.

The thesis was directed to the study of the resilient behavior of two soils of the region of Viçosa, Minas Gerais State, Brazil, respectively a latosol and a saprolitic soil, and their mixtures with tar, lime, and cement. Statistical correlations were developed between soils and mixtures resilient modulus and geotechnical laboratory testing parameters determined in unconfined compression tests. The geotechnical laboratory-testing program encompassed compaction, unconfined compression and repeated-loading triaxial tests performed on specimens compacted using the AASHTO Standard compaction effort at the optimum moisture content (W_{ot}). The influence of soil stabilizers (tar, lime, and cement), and curing times on the mechanical response of soils was evaluated regarding the following parameters: unconfined compression strength determined at 1% strain, failure unconfined compression strength, initial tangent modulus, and resilient modulus. Laboratory testing data were used to generate resilient modulus models based on the referred geotechnical parameters, and the computer software

ELSYM5 was used to analyze soils and mixtures structural performance as road engineering construction materials.

1. INTRODUÇÃO

1.1. O problema e sua importância

As estradas florestais são as mais importantes vias de acesso às florestas, servindo para viabilizar o tráfego de mão-de-obra e os meios de produção, necessários para implantação, proteção, colheita e transporte da madeira e, ou, produtos florestais (MACHADO, 1989).

Estima-se, que a extensão da malha rodoviária florestal seja da ordem de 600 mil quilômetros (MACHADO, 2002), com uma tendência crescente em razão das novas ampliações de áreas plantadas das empresas florestais.

Nos últimos anos as exigências em termos de solicitações dessas estradas vêm aumentando, devido ao crescimento do volume de tráfego de veículos pesados e extrapesados, aumento das distâncias de transporte em rodovias de baixa qualidade, necessidade de trafegabilidade durante todo o ano com eficiência e segurança; e necessidade de estradas com maior vida útil. O que não condiz com o baixo padrão construtivo freqüentemente observado nestas obras que, em sua maioria, são estradas de terra ou cascalho não revestidas com misturas betuminosas (FERNANDES, 2000).

Os principais problemas enfrentados na construção de estradas têm sido a durabilidade da superfície de rolamento e a escassez de solos com resistência adequada, pois os solos, em suas condições naturais, na sua grande maioria, não são suficientemente estáveis para suportar o tráfego de veículos, havendo a

necessidade de aplicação de técnicas de estabilização para conferir-lhes as características de resistência mecânica solicitadas no projeto (VIEIRA, 1994).

O desenvolvimento de novos métodos que alterem as propriedades do solo torna-se cada vez mais necessário, merece destaque especial a aplicação de técnicas de estabilização que podem facilitar, sobremaneira, a construção de estradas, permitindo fácil acesso às áreas florestais e melhorando o desempenho do transporte florestal (MACHADO e MALINOVSKI, 1986), em especial da estabilização química dos solos (BUENO e LIMA, 1991).

Como alternativa tecnológica, de baixo custo, o alcatrão de madeira de eucalipto, resíduo industrial subproduto do processo de produção do carvão vegetal, cujo potencial nacional de geração para as usinas integradas é da ordem de 140 a 800 mil t/ano, vem sendo pesquisado com vistas à sua aplicação na estabilização química de solos, para melhorar o padrão construtivo das rodovias e minimizar, através de sua recuperação, os impactos ambientais devido à redução da emissão de poluentes para o ar (FERNANDES, 2000).

Apesar da existência de vários relatos, na literatura internacional, na área de estradas, sobre o comportamento estático dos solos, misturas solo-cal e misturas solo-cimento, para fins rodoviários, observa-se que poucos estudos têm sido direcionados à análise da resposta dinâmica das misturas solos-resíduos industriais mesmo considerando-se os vários campos de aplicação da estabilização dos solos, em nível internacional (SANT'ANNA et. al. 2000).

Levando-se em consideração que o tipo de solo é de grande significância na avaliação do parâmetro reatividade solo-estabilizante, cresce o interesse em se desenvolver estudos de caráter regional para a análise das propriedades dinâmicas de misturas estabilizantes, particularmente em se considerando as aplicações no campo de estradas florestais. Reforça-se esta necessidade no fato de que os materiais que compõem o pavimento rodoviário estão submetidos a cargas dinâmicas e transientes, tornando indispensável que se proceda a um estudo dos mesmos em laboratório, também sob condições dinâmicas, tentando reproduzir, tanto quanto possível, as condições de campo (SANT'ANNA et. al. 2000).

1. 2. Objetivos

Os objetivos da pesquisa foram avaliar a resposta mecânica do parâmetro módulo de resiliência de duas amostras de solos da Microrregião de Viçosa, Estado de Minas Gerais, Brasil, quando estabilizadas com alcatrão de madeira, cal-alcatrão e cimento-alcatrão para pavimentação de estradas florestais, segundo a metodologia de LEE et al. (1997), e propor correlações entre o módulo de resiliência e outros parâmetros geotécnicos de fácil obtenção em laboratório.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2. 1. Pavimentos

O Manual do DNER (1996) define pavimento como sendo a estrutura construída após a terraplanagem e destinada, econômica e simultaneamente, em conjunto a:

- resistir e distribuir no subleito os esforços verticais produzidos pelo tráfego;
- melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança; e
- resistir aos esforços horizontais que nela atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento.

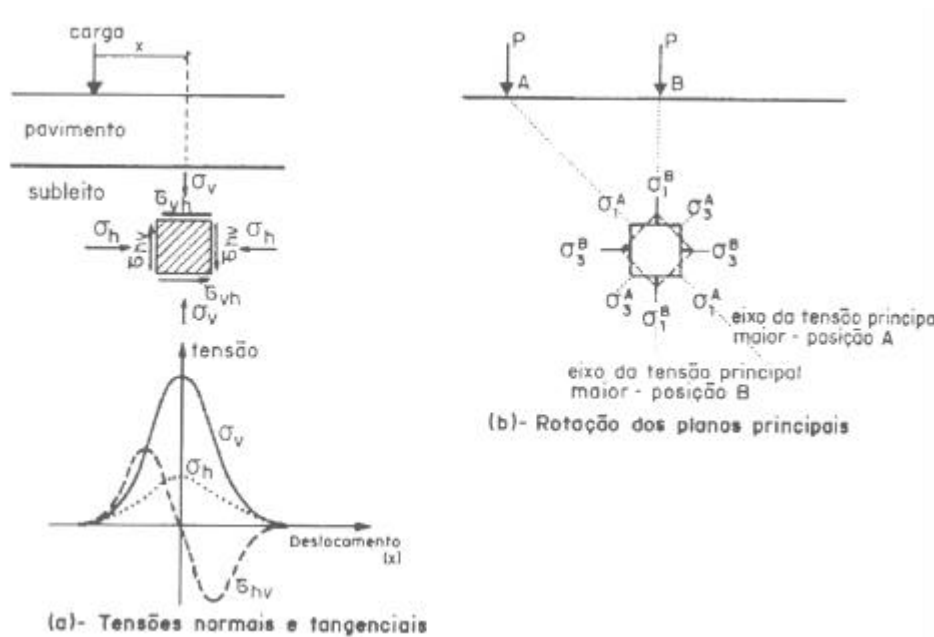
SENÇO (1997) relatou que a pavimentação de estradas deve dar estabilidade à superfície de rolamento, permitindo o tráfego de veículos em qualquer época do ano, representando benefícios para os usuários, como redução dos custos de operação, dos tempos de viagem e de percurso, além de outras vantagens, que podem ser resumidas em economia no custo geral de transporte. Os pavimentos, de uma forma geral são classificados em flexíveis e rígidos.

- a) **Pavimentos rígidos:** são aqueles pouco deformáveis, constituídos principalmente de placas de concreto e cimento assentados sobre o solo de fundação ou sub-base intermediária.
- b) **Pavimentos flexíveis:** são aqueles constituídos de revestimento betuminoso sobre uma base granular ou de solo estabilizado. Apresentam deformações até certo limite, porém não levando ao rompimento.

No caso de estradas florestais, segundo MACHADO e MALINOVSKI (1986), os pavimentos podem ser classificados em: rígidos, flexíveis, revestimentos primários e os naturalmente encontrados após a abertura da rodovia. O revestimento primário é o mais comum, sendo constituído de uma camada colocada sobre o reforço do subleito ou diretamente sobre este. Essa camada é obtida pela compactação de uma mistura de material argiloso com material granular. A espessura dessa camada deve levar em conta o volume e o tipo de tráfego e as condições de suporte do subleito.

2. 1. 1. Tensões nos pavimentos flexíveis

Ao longo de toda a estrutura de uma estrada ocorrem, devido ao tráfego dos veículos, diferentes tipos de tensão com as mais variadas amplitudes. Na Figura 1, observa-se que o estado de tensões num elemento do subleito ou de camada do pavimento varia em função da posição de uma determinada carga móvel.



Fonte: MEDINA (1997).

Figura 1 – Variações de tensões causadas por uma carga móvel.

Na Figura 1a, a carga que atua no pavimento possui um afastamento horizontal x em relação ao elemento considerado. Nessas condições, o estado de tensão no referido elemento é caracterizado por tensões normais e cisalhantes.

Na Figura 1b, as tensões normais que atuam no elemento do solo considerado coincidem com as tensões principais, ou seja, $\sigma_v = \sigma_1^B$ e $\sigma_h = \sigma_3^B$. Nessa posição, as tensões cisalhantes que atuam na face do elemento são nulas.

Utilizando-se dos métodos de elementos finitos e/ou diferenças finitas, existem inúmeros programas de computador, aplicáveis a um sistema elástico de múltiplas camadas, para a estimativa das tensões e deformações que se distribuem ao longo de toda a estrutura do pavimento, oriundas das solicitações dos veículos. Esses programas são muito utilizados nos estudos do comportamento estrutural de pavimentos.

A Figura 2 contém duas orientações de um elemento fixo de um material do pavimento, segundo as quais atuam as tensões principais. Quando este mesmo elemento for orientado na posição B, estará também submetido a tensões normais e cisalhantes, quando o veículo estiver na posição A ou em qualquer posição diferente da posição B.

Observa-se que no momento em que a carga está localizada exatamente sobre o elemento e estando este orientado na posição B, a orientação dos eixos das tensões principais coincide com a orientação dos eixos das tensões normais vertical e horizontal, fazendo com que as tensões cisalhantes que atuam na face do elemento se anulem. É esta condição de carregamento no campo que se procura reproduzir em laboratório, através do ensaio triaxial de carga repetida. A aplicação cíclica e simultânea das tensões axial e confinante é a condição que mais se aproxima da realidade.

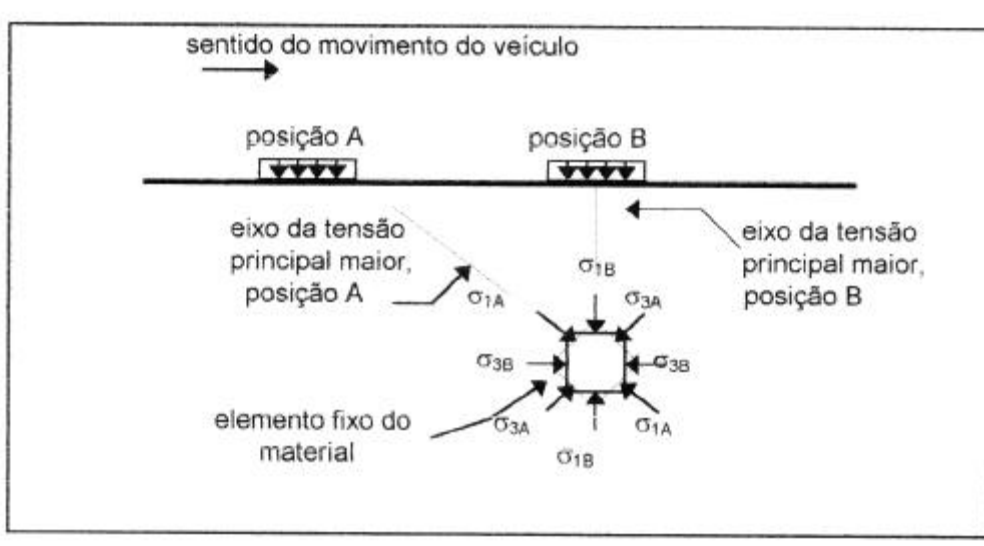


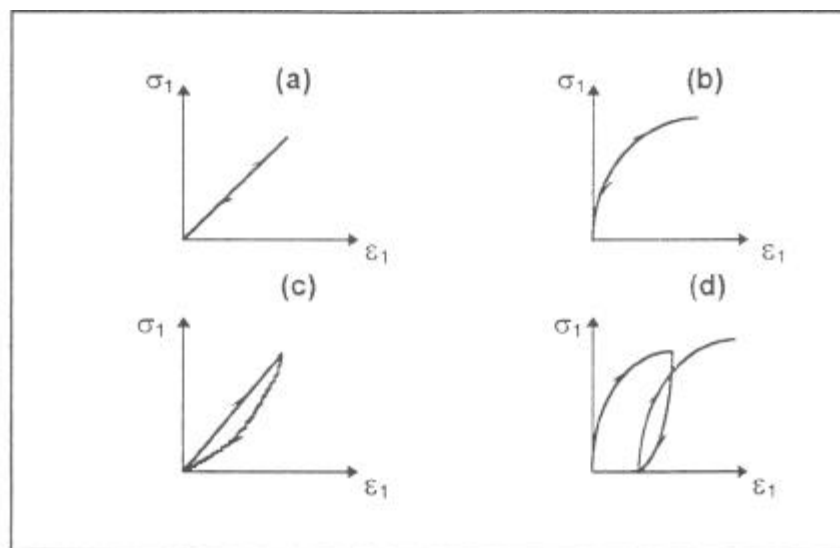
Figura 2 - Rotação do eixo da tensão principal de um elemento do material da camada do pavimento a medida em que o veículo move sobre a superfície da estrada (BARKSDALE, 1971)

2. 1. 2. Comportamento dos materiais – Tensões “versus” deformações

O’Reilly e Brown¹ (1991), citados por CARVALHO (1997), afirmam que a modelagem do comportamento do solo tem por objetivo reproduzir os aspectos vitais da resposta do solo, desprezando-se algumas de suas características menos importantes.

Para ORTIGÃO (1993), a não linearidade acentuada, característica dos solos, tem-se apresentado como a maior dificuldade para um tratamento tensão-deformação. Na Figura 3, observam-se quatro modelos de comportamento de solos – Tensão “versus” Deformação, sendo: a) elástico-linear; b) elástico não linear; c) histerese; d) elasto-plástico.

¹ O’REILLY, M. P.; BROWN, S. F. **Cyclic loading of soils: from theory to design**. New York, Van Nostrand Reinhold, 1991. 479p.



Fonte: ORTIGÃO (1993).

Figura 3 – Comportamento dos solos tensão “versus” deformação

De acordo com ORTIGÃO (1993) os comportamentos dos solos tensão (σ_1) “versus” deformação (ϵ_1), elástico-linear, elástico não linear, histerese e elasto-plástico representados na Figura 3, pelas letras (a), (b), (c) e (d), respectivamente, podem ser descritos assim:

(a) Elasticidade linear - a deformação que ocorre no material, no regime elástico, quando este está submetido à ação de uma carga, é totalmente recuperável quando a mesma é removida;

(b) Elasticidade não linear - Duncan, Monismith e Wilson² (1968), citados por CARVALHO (1997), aplicaram técnicas de elementos finitos a partir da utilização de um software que gerava configurações apropriadas de elementos finitos para estruturas axissimétricas e observaram que abordagens fundamentadas no efeito da não linearidade estavam mais condizentes para representar o comportamento de materiais granulares de camadas de base e de subleitos coesivos.

Para Desai e Siriwardane³ (1984), citados por CARVALHO (1997), a não linearidade apresentada pelos materiais pode ser atribuída, principalmente, ao estado de tensão a que estão submetidos. A medida em que o nível de

² DUNCAN, J. M.; MONISMITH, C. L.; WILSON, E. L. Finite element analyses of pavements. Highway Research Record, Washington, D. C., n. 228, p. 18-33, 1968.

³ DESAI, C. S.; SIRIWARDANE, H. J. **Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials**. Englewood Cliffs – New Jersey, Prentice-Hall, Inc. 1984. 468 p.

carregamento é alterado, o módulo que define a rigidez do material sofre contínuas variações.

A densidade, o teor de umidade e índice de vazios, tipo de carregamento e a trajetória das tensões, são alguns dos fatores que podem causar a não linearidade nos solos;

(c) Histerese - para uma mesma amplitude de tensão a resposta do material, associada à sua deformação elástica, não foi a mesma nas fases de carregamento e descarregamento;

(d) Elasto-plasticidade - Para Desai e Siriwardane (1984)⁴, citados por CARVALHO (1997), um determinado solo quando submetido à ação de uma carga que é aumentada gradativamente pode apresentar um comportamento elástico até determinado ponto, retornando ao estado inicial ao se retirar a carga. O estado de tensão observado neste ponto recebe o nome de limite elástico. Dependendo da fase de carregamento, pode-se observar tanto deformações plásticas quando elásticas; é a elasto-plasticidade.

Paute, Marigner e Vidal⁵ (1994), citados por CARVALHO (1997), observaram em materiais granulares submetidos a carregamentos cíclicos, dois estágios descritos a seguir:

- início dos carregamentos – aumento rápido da deformação permanente e diminuição na deformação reversível, ou seja, aumento da rigidez do material. Entretanto, com o passar do tempo, ocorre diminuição nas deformações plásticas passando a predominar as deformações elásticas;
- após certo número de carregamentos (geralmente entre 5000 e 20000) - deformação permanente tende a se estabilizar dando ao material um comportamento elástico.

2. 1. 3. Características de deformabilidade de solos e materiais do pavimento

A importância do estudo das características resilientes dos solos e misturas estabilizadas quimicamente justifica-se pela necessidade de se conhecer o seu

⁴ DESAI, C. S.; SIRIWARDANE, H. J. **Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials**. Englewood Cliffs – New Jersey, Prentice-Hall, Inc. 1984. 468 p.

⁵ PAUTE, J. L.; MARIGNIER, J. VIDAL, B. L'é triaxial à chargements repetes LPC pour l' etude des graves non traitées. **Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées**, n°190, p. 19-26, mars/avril, 1994.

comportamento ao longo do tempo, sob a ação de cargas, quando constituinte do pavimento de estradas florestais (SANT'ANNA et. al. 2000).

Segundo Porter⁶ et. al. (1943), citados por BERNUCCI (1997), a importância do estudo das características resilientes começou a ser evidenciada a partir de estudos da Divisão de Rodovias da Califórnia, no final da década de 20, onde se descobriu que a ruptura advinda de excessivos deslocamentos verticais recuperáveis dos materiais, devido à repetição de cargas, também levava à ruptura das rodovias.

A importância dos trincamentos e das rupturas causadas por cargas repetidas fez com que a Divisão de Rodovias da Califórnia iniciasse, em 1938, uma série de medições de campo dos deslocamentos verticais dos pavimentos causados pela ação da passagem rápida de cargas de rodas. O deslocamento, que é a resposta dada pelo pavimento a uma determinada solicitação, apresenta uma parcela permanente, plástica (não recuperável) e uma parcela resiliente (recuperável) a qual é utilizada na determinação do módulo de resiliência.

A utilização do termo resiliência, energia armazenada em um corpo deformado elasticamente e que é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações, se deve ao fato de que as deformações que ocorrem nos pavimentos são bem maiores do que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro, por exemplo: o concreto e o aço (Hveem⁷, 1955, citado por MEDINA, 1997).

A experiência tem mostrado que a deformação resiliente das camadas subjacentes, em especial o subleito, é responsável, pelo trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos. É a deformabilidade resiliente das camadas do pavimento e do subleito que condiciona a vida de fadiga das camadas superficiais mais rijas.

Aborda-se a seguir, os parâmetros solos, materiais betuminosos e aspectos da estabilização e do comportamento dinâmico dos solos e misturas estabilizadas quimicamente.

⁶ PORTER, O. J. & BARTON, J. E. Description of electric gauge equipment for determining the deflection of pavements, Apêndice B de: Foundations for flexible pavements, de PORTER, O. J.; **Proceedings**, 22. Annual meeting, HRB, Washington, D. C., p.129-36. 1943.

⁷ HVEEM, F. N. Pavement deflection and fatigue, **Bulletim** n. 114, HRB (TRB), Washington, D. C., p. 43-87. 1955.

2. 2. O solo

O solo é um material de estrutura granular, trifásico, constituído por grãos sólidos, água e ar. Os espaços existentes entre os grãos maiores são ocupados pelos menores, sendo os vazios ainda existentes ocupados por água e ar. A parte sólida dos solos é constituída por grãos de vários tamanhos, com dimensões que variam de centímetros a frações de micron (ROCHA, 1963).

Segundo SOUZA (1980), a classificação granulométrica adotada pelo DNER é a que considera a seguinte definição de diâmetros equivalentes das partículas dos solos: Pedregulho (76 – 2 mm); Areia grossa (2 – 0,42 mm); Areia fina (0,42 – 0,074 mm); Silte (0,074 – 0,005 mm); Argila (<0,005 mm) e, Argila coloidal (< 0,001 mm).

2. 2. 1. Granulometria

O solo é constituído por uma fração fina (composta por argila e silte) e por outra granular (composta por areias e pedregulhos). Grande parte das reações que se processam no solo é dependente da superfície específica. Por isso, geralmente, a fração areia é considerada como inativa; a fração silte pode, em alguns casos, apresentar certa atividade; a fração argila é a mais ativa, sendo esta a principal sede dos fenômenos físico-químicos que se processam no solo. As argilas são constituintes da fração coloidal mineral, proveniente da intemperização do material primitivo, e são formadas por argilominerais e óxidos de ferro e alumínio.

As argilas, devido à sua natureza anfótera, têm a capacidade para atrair tanto cátions como ânions (VIEIRA, 1988). Apresentam uma grande área específica o que acaba por facilitar a ação de forças que atuam na superfície. Essas forças são devidas às cargas elétricas que existem na superfície das partículas principalmente em decorrência de substituições isomórficas na estrutura dos argilominerais ou quebra na estrutura com exposição de cargas que, geralmente, são negativas, e capazes de adsorver cátions que, posteriormente, poderão ser substituídos, ocorrendo, assim, uma troca catiônica (RESENDE, 1992). As argilas podem ser silicatadas ou oxídicas.

Entre os constituintes da argila merecem destaque os argilominerais. São formados por duas unidades cristalinas básicas que constam de um tetraedro de

sílica e um octaedro de alumínio ou magnésio, sendo que tanto o silício da unidade tetraédrica quanto o alumínio da octaédrica podem ser substituídos por outros cátions (FERRAZ, 1994). De acordo com Craig⁸ (1980), citado por FERNANDES (2000), no caso de solos de granulometria fina, a plasticidade, que é a propriedade que tem o solo de sofrer deformação irrecuperável e manter o seu volume constante sem fissurar ou quebrar, é uma importante característica que pode ser associada à presença de argilominerais ou de matéria orgânica.

Os siltes correspondem à fração intermediária entre a areia fina e a argila, que exercem pouca influência nas atividades físico-químicas dos solos e possuem reduzida capacidade de troca catiônica.

Na fração granular, encontram-se as areias e os pedregulhos, que são originados dos minerais mais resistentes, herdados das rochas matrizes. A areia, praticamente, não exerce nenhuma influência no comportamento químico ou físico-químico do solo. A única propriedade típica das areias consiste na dificuldade do deslocamento de uma partícula em relação a outra, em virtude do contato intergranular (ROCHA, 1963).

2. 2. 2. A estrutura do solo

Na composição do solo, as partículas, argila, silte e areia, geralmente se encontram agrupadas, formando partículas maiores, os agregados, que são os responsáveis pela estrutura do solo (RESENDE, 1992).

Os solos coesivos apresentam coesão entre suas partículas, e as ligações entre estas existem, eventualmente, mesmo sem a existência de contato pontual entre elas, e são fundamentalmente do tipo elétrico; destaca-se que, nestes solos, a quebra dessas ligações não se processa facilmente (HERRIN e MITCHELL, 1961).

Os solos coesivos, por apresentarem maior área específica, são potencialmente mais reativos e sujeitos às modificações induzidas pelos aditivos químicos.

Os principais fatores que afetam o comportamento destes solos coesivos e conseqüentemente os processos de estabilização química destes, estão

⁸ CRAIG, R. F. **Soil mechanics**. 2. ed. New York, Reinholds Company, 1980. 318p.

relacionados aos mecanismos de interação solo-água tais como a espessura da dupla camada difusa das partículas de argila, que é função da concentração, do tamanho e da valência dos íons presentes na água intersticial, a orientação e estrutura das moléculas de água nas vizinhanças da superfície sólida.

Os solos granulares apresentam maior percentagem das frações areia e pedregulho; sendo assim, o comportamento do conjunto de partículas destes solos passa a ser fundamentalmente controlado pelo atrito entre os grãos.

2. 3. Materiais betuminosos

O termo betuminoso, do ponto de vista de rodovias, está restrito a materiais de caráter cimentício, por si ou pelos seus resíduos, e são incluídos nesta designação os conhecidos asfaltos e alcatrões. Os materiais betuminosos são definidos como sendo hidrocarbonetos, ou uma mistura de hidrocarbonetos, de origens natural e/ou artificial acompanhados ou não de seus derivados não-metálicos e completamente solúveis em bissulfeto de carbono (CS_2) (LIMA e BUENO, 1981), com características aglutinantes e impermeabilizantes, desejáveis na pavimentação, pois promovem a ligação dos agregados e a impermeabilização do pavimento.

2. 3. 1. Alcatrão de madeira

O interesse de se utilizar o alcatrão, em pavimentos flexíveis, se justifica pela: resistência dos alcatrões à ação da água, boa adesividade e poder de umectação. Como desvantagem, apresentam uma maior suscetibilidade térmica e maior oxidação que os asfaltos (LIMA e BUENO, 1981).

A obtenção do alcatrão vegetal baseia-se no aproveitamento das fumaças expelidas pelos fornos durante a carbonização, processo no qual a madeira é submetida a aquecimento em ambiente fechado com atmosfera controlada, pobre em oxigênio. Durante o processo de decomposição térmica da madeira, cada um dos seus componentes sofre degradação pela ação da temperatura, resultando em um produto sólido, carvão vegetal, e em material volátil que por sua vez pode ser condensado gerando o líquido pirolenhoso, constituído por ácido pirolenhoso e alcatrão A (MASUDA, 1983).

O alcatrão A, de interesse para a estabilização, é oleoso, possui cheiro forte e penetrante de fumaça, com composição extremamente variável podendo conter até 50% de derivados fenólicos (Wenz, 1970⁹; Almeida¹⁰, 1982, citados por FERNANDES, 2000).



Fonte: V & M FLORESTAL

Figura 4 - Detalhes de um recuperador de alcatrão

2. 3. 2. Fracionamento do alcatrão insolúvel

O fracionamento de cada um dos compostos do alcatrão pode ser feito empregando a destilação fracionada e a extração com solventes. A destilação fracionada do alcatrão é uma alternativa para a obtenção de frações mais ricas em determinados componentes de interesse, para a estabilização de solos, assim como para a retirada dos componentes que causam a degradação ambiental e das substâncias nocivas à saúde humana.

2. 4. Estabilização de solos para fins rodoviários

A estabilização de um solo compreende qualquer modificação introduzida no seu comportamento natural para adequá-lo às exigências de projeto de uma determinada obra de engenharia.

O emprego da estabilização química, uso de algum aditivo sólido ou líquido capaz de modificar as propriedades do solo, e da estabilização mecânica,

⁹WENZL, H. F. **The chemical technology of wood**. New York, Academic Press, 1970. 672p.

¹⁰ALMEIDA, M.R. Recuperação de alcatrão em fornos de alvenaria. In: CENTRO DE PESQUISA TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS. **Produção e utilização de carvão vegetal**. Belo Horizonte: 1982. p. 175-180.

emprego dos métodos mecânicos de estabilização de solos capazes de melhorar as qualidades geotécnicas destes sem, contudo, causarem alterações sobre suas propriedades inerentes, é um procedimento comum em se tratando de estradas (FERNANDES, 2000; SENÇO, 1997). Esta constatação fundamenta-se em aspectos técnicos e econômicos.

2. 5. Mecanismos de estabilização química dos solos

Para atuar como estabilizante químico de um solo, modificando as suas propriedades físicas e químicas, o material, ao ser adicionado a este, reage como agente impermeabilizante, dispersante, floculante ou agregante dos materiais presentes neste solo (SILVA, 1968).

Na estabilização química, as alterações introduzidas na massa do solo pelo uso de um aditivo químico processam-se através de quatro mecanismos diversos, quais sejam: substituição das moléculas de água e cátions adsorvidos por cátions hidrorrepelentes, estabelecimento de ligações reforçadas entre agregados de partículas pela adição de ligantes, floculação e dispersão (SILVA, 1968). Na estabilização mecânica, originam-se mudanças no seu sistema trifásico, visando conferir ao solo, ou mistura, as características inerentes a determinados critérios de projeto.

2. 5. 1. Estabilização com materiais ligantes ou impermeabilizantes

A adição de betume, em solos granulares, provoca aglutinação entre as partículas, aumentando a parcela de coesão, e, em geral, uma redução do ângulo de atrito interno. Em solos argilosos, provoca bloqueio dos vazios, impermeabilizando o solo e mantendo o seu teor de umidade de compactação. Os betumes mais comuns são os asfaltos e os alcatrões (LIMA e BUENO, 1993).

2. 5. 2. Estabilização com agentes aglutinantes

a) Estabilização solo-cal - técnica empregada em diversos países, na área de pavimentação, visando, principalmente, a melhoria permanente das características dos solos, obtendo, assim, um aumento de resistência à ação da

água, uma melhoria do seu poder de suporte, além de favorecer, em muito, a trabalhabilidade de solos argilosos.

No Brasil, a área de estabilização de solos, vem se mostrando bastante promissora para a utilização da cal em inúmeros tipos de aplicações, com destaque para a construção de sub-bases e bases rodoviárias (FERRAZ, 1994).

Segundo ALCÂNTARA (1995), as alterações que ocorrem nos solos, após a adição de cal, se devem a reações de troca catiônica, de carbonatação e, a mais importante, pozolânicas. No que se refere às reações pozolânicas, a adição de cal a um solo úmido promove o aumento do pH da água existente no mesmo, resultando em um aumento da solubilidade de sua fração sílica e alumina. A presença de maior quantidade desses compostos em solução acelera a ocorrência da reação pozolânica, que é a reação entre a sílica e a alumina do solo com a cal, resultando na formação de vários tipos de agentes cimentantes que são considerados como a maior causa do aumento de resistência mecânica percebida nas misturas solo-cal.

b) Estabilização solo-cimento - Para LIMA et. al. (1993), o efeito do cimento, nos solos granulares, destina-se, principalmente, a criar ligações nos contatos intergranulares, de modo a garantir um aumento da parcela resistente relativa à coesão. Nos solos finos, os grãos de cimento comportam-se como núcleos, aos quais aderem as partículas que o rodeiam formando regiões de material floculado que apresentam ligações oriundas dos fenômenos de cimentação. Para estes autores, o cimento tem a função de desenvolver uma estrutura capaz de minimizar as variações de umidade do solo, que desenvolvem grandes forças de tração e compressão no interior de massas porosas.

FERRAZ (1994) refere, também, que uma das formas de estabilização com cimento é denominada de solo melhorado com cimento: alguns tipos de solos não podem ser, economicamente, estabilizados com cimento, por exigirem grandes quantidades desse aditivo para atingirem as características mínimas de resistência e durabilidade, exigidas por normas, para as misturas solo-cimento. Nesses casos, pequenas quantidades de cimento podem ser adicionadas ao solo, com o objetivo de, simplesmente, modificar algumas de suas propriedades físicas, de forma a possibilitar a utilização do mesmo como material de construção de estradas.

2. 5. 3. Efeito de aditivos nas misturas solo-cimento e solo-cal

a) Adição de aditivos ao solo-cimento - geralmente, causa elevação da resistência mecânica do material estabilizado, viabiliza a utilização de solos considerados inadequados por suas características naturais e promove a elevação do pH (ALCÂNTARA, 1995).

b) Adição de aditivos ao solo-cal - uma vez que o tipo de cal pode ser facilmente selecionado e controlado, diversos pesquisadores têm dado maior importância ao tipo de solo. Dependendo do tipo de solo, obtêm-se respostas diferenciadas na estabilização com a cal, uma vez que o mecanismo de atuação desta mistura consiste na reação da cal com os argilominerais, no caso de solos argilosos, ou com algum outro componente pozolânico, no caso de solos arenosos, para formar um gel de silicatos de cálcio, resistente e insolúvel, que cimenta as partículas de solo (FERRAZ, 1994). Uma abordagem abrangente dos mecanismos, propriedades de engenharia e critérios de projeto de misturas solo-cal pode ser encontrada em LIMA et. al. (1993).

CHOU (1977) afirma que a diferença entre a estabilização solo-cal e a solo-cimento é que a última, praticamente, independe do tipo de solo, enquanto na estabilização solo-cal, obtêm-se respostas bastante diferenciadas, dependendo do tipo de solo.

2. 6. Ensaio triaxial de cargas repetidas

Esse ensaio foi introduzido nos estudos de pavimentação por SEED et. al. (1962), quando da investigação da deformabilidade do solo do subleito da pista experimental da AASHO, em Berkeley, na Universidade da Califórnia, na década de 50.

Neste ensaio, em que a força aplicada atua sempre num mesmo sentido de compressão, de zero a um máximo, e depois diminui até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso, se procura reproduzir as condições de campo. A amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as

tensões e deformações produzidas; a frequência espelha o fluxo de veículos (MEDINA, 1997).

2. 6. 1. O equipamento para a realização do ensaio triaxial cíclico

Consiste de um sistema de ar comprimido com manômetros e válvulas que permitem a aplicação da carga confinante (σ_3) e da tensão desvio (σ_d). Um dispositivo atua numa válvula de solenóide regulando o tempo de atuação da pressão de ar e o intervalo de aplicações sucessivas de cargas. A medição dos deslocamentos verticais é feita através de transdutores de deslocamentos eletromagnéticos (LVDTs) externos à câmara e, mesmo, presos em braçadeiras no terço médio do corpo-de-prova.

O equipamento desenvolvido por SILVA (1998), Figuras 5 e 6 do trabalho de TRINDADE (2002), em seu mestrado concluído junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa segue a linha de construção de equipamentos triaxiais de carga repetida. Este equipamento permite a aplicação de cargas verticais de até 2 kN. A razão de carga pode ser ajustada de 0,33 a 2 Hz, para um carregamento de 0,1 s. As deformações sofridas pelas amostras ensaiadas são medidas por duas LVDTs internas anexadas à amostra por meio de braçadeiras de acrílico.

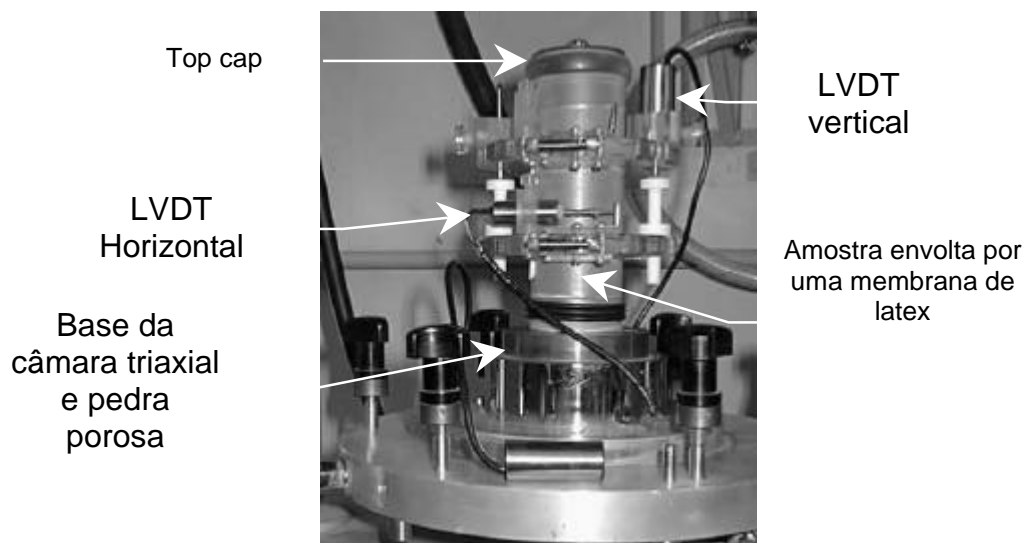


Figura 5 – Amostra preparada na câmara triaxial

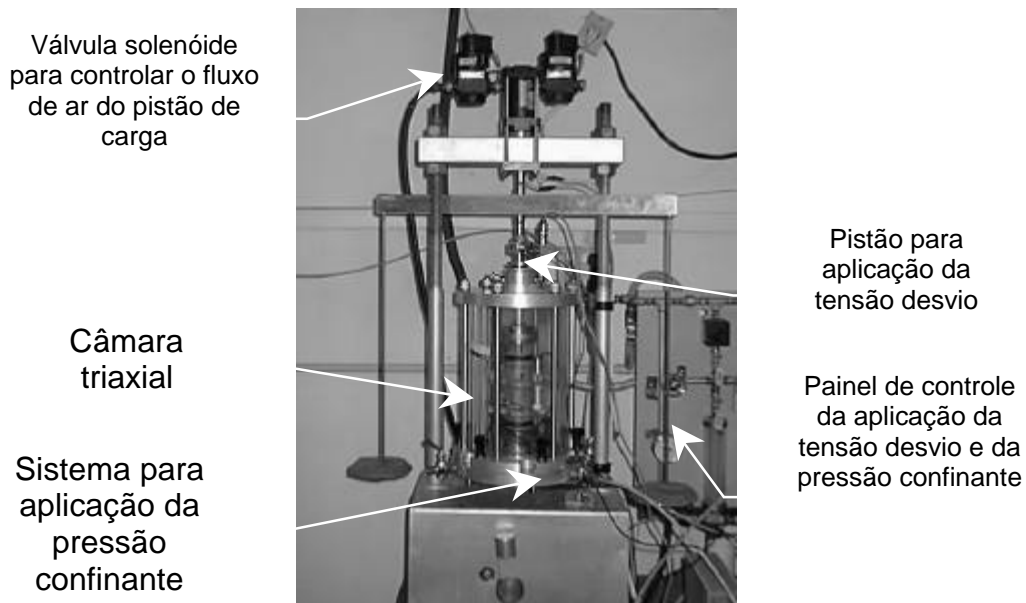


Figura 6 – Câmara triaxial de carga repetida com amostra em seu interior

Recentemente, o Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV) adquiriu junto à Geocomp Corporation, dos Estados Unidos, um novo equipamento (Figura 7) para realização de ensaios triaxiais de carga repetida constituído por um sistema denominado, pelo fabricante, de “Control and Report Software (Windows NT) for Fully Automated RM Tests on LoadTrac II System”.

O sistema consiste de um suporte do LoadTrac II, um atuador hidráulico, uma servo-válvula com um cilindro hidráulico, um controlador externo do condicionamento da amostra e um computador com um sistema de controle e de aquisição de dados. Utiliza alta velocidade e um motor que permite grande precisão na aplicação de cargas verticais e na avaliação dos deslocamentos. As leituras de força e dos deslocamentos são feitas por um controlador presente na CPU. Este sistema é capaz de aplicar uma deformação constante ou tensão na faixa de 0,00003 até 15 mm por minuto; e apresenta um cilindro hidráulico acoplado a uma servo-válvula e um atuador hidráulico para aplicação das cargas verticais. As pressões especificadas são aplicadas e ajustadas automaticamente através de um regulador de pressão da célula eletro-pneumático. A medição de deslocamento é feita através de dois LVDTs posicionados externamente à câmara triaxial.

Uma vez que o corpo-de-prova esteja devidamente posicionado na base da prensa e as condições de teste selecionadas, o sistema LoadTrac II realizará o ensaio do início ao fim. Ao fim do ensaio é possível fazer a redução dos dados e obter o módulo de resiliência do material ensaiado.

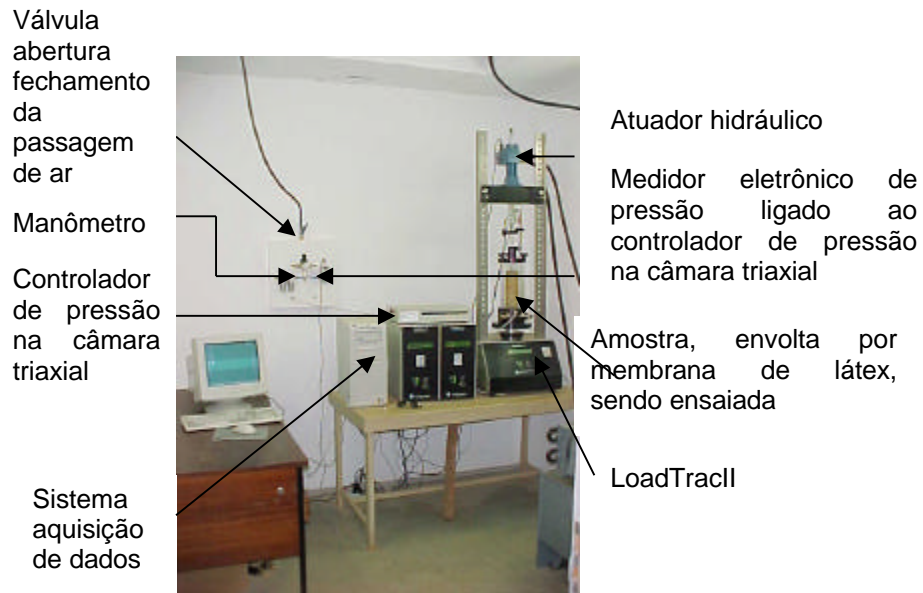


Figura 7 – Equipamento para ensaios triaxiais cíclicos recentemente adquirido pela UFV.

2. 7. Módulo de resiliência

O módulo de resiliência (M_R) é obtido dos resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida, sendo definido como a relação entre a tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e a deformação resiliente axial, ϵ_r , que é entendida como sendo a relação Δ_h por h_0 onde, Δ_h é o deslocamento vertical máximo e h_0 é o comprimento inicial de referência do corpo-de-prova cilíndrico.

Na Mecânica dos Pavimentos, o parâmetro módulo de resiliência (M_R) é comumente empregado em teorias elásticas lineares e não-lineares aplicadas no cálculo da resposta física de pavimentos rodoviários estruturados como sistemas de camadas.

Referindo-se à influência da tensão desvio e da pressão de confinamento no comportamento à resiliência dos solos granulares e coesivos, estabilizados com cal, FOSSBERG (1969) relata que os solos granulares mostram aumentos no

módulo de resiliência com incrementos na tensão de confinamento, sendo, porém, este parâmetro independente da tensão desvio, para níveis de tensão abaixo daquele de ruptura; para os solos coesivos, o módulo de resiliência independe da pressão de confinamento, mas é função da tensão desvio.

CHOU (1977) cita que o módulo de resiliência decresce rapidamente com incrementos em σ_d , para baixos níveis de tensão, e para maiores acréscimos em σ_d , ocorrem, apenas, reduzidos aumentos em M_R . Logo, para os materiais estabilizados que possuam características de atrito e coesão, talvez se possa esperar um comportamento intermédio entre os extremos já enfocados.

FOSSBERG (1969), trabalhando com uma mistura solo-cal submetida a um estado triaxial de tensões em condições drenadas e não drenadas, obteve para a mistura valores de M_R acima de 690 MPa, concluindo que as deformações resilientes aumentam com acréscimos na tensão desvio, ocorrendo, para baixos níveis de tensão, pequenas variações quando a mistura é submetida à ação de cargas repetidas. Esse autor, concluiu, também, que o M_R cresce com incrementos na pressão de confinamento e redução na tensão desvio, apresentando este parâmetro e a razão das tensões principais um desenvolvimento que se assemelha ao linear.

2. 7. 1. Métodos de ensaio de laboratório para a determinação do módulo de resiliência

ARAÚJO (2001) apresenta uma visão histórica dos métodos de ensaio mais importantes para a determinação do M_R de solos. Refere esse autor que o método AASHTO T 274-82 (AASHTO, 1982) deu origem aos métodos AASHTO T 292-91I e T 294-92 (AASHTO, 91; 92). Posteriormente, surgiu o AASHTO TP46-94 (AASHTO, 1997), do qual se originou o método atual, AASHTO T 307/99 (AASHTO, 1999). No Brasil, pode-se referir aos métodos DNER-ME 131/86 (DNER, 1986) e DNER-ME 131/94 (DNER, 1994).

Com referência a estes métodos sabe-se que o posicionamento dos LVDTs para a medição das deformações, a seqüência de aplicação de cargas e o estágio de condicionamento são os principais cuidados envolvidos na realização dos ensaios.

Quanto à forma de instalação do sistema de medição de deformações, os métodos AASHTO T 274-82 e 292-91I empregam LVDTs internos ou externos à célula triaxial; os métodos AASHTO T284-92, TP 46-94 e T 307/99 empregam LVDTs externos à célula triaxial e o método DNER-ME 131/94 - emprega instrumentação interna à célula triaxial para a medida das deformações.

Quanto à seqüência de cargas e a etapa de condicionamento das amostras sabe-se que:

⇒ o método AASHTO T 292-91I adota uma seqüência decrescente de aplicação de tensões confinantes; já os métodos T 294-92 e DNER-ME 131/94 consideram uma seqüência crescente de aplicação dessas tensões, para solos granulares;

⇒ O método T 292-91 adota um nível de tensão confinante e são aplicadas 50 repetições de carga para cada nível de tensão desvio; o método T 294-92 trabalha com três níveis de tensões e 100 aplicações da tensão desvio. Em ambos os métodos, na fase de condicionamento, aplicam-se mil repetições de carga, para solos argilosos;

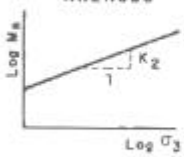
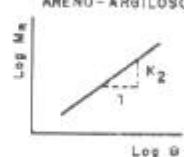
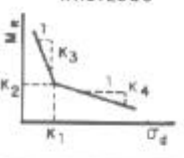
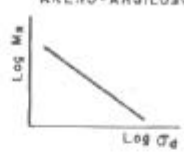
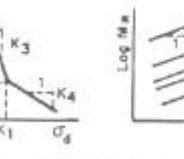
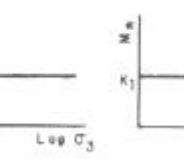
⇒ os métodos TP 46-94 e T 307-99 apresentam seqüências de aplicação de cargas distintas para os materiais de subleito e para os materiais de sub-base e base, bem como preconizam a aplicação de 500 a 1000 e de 100 repetições de carga, respectivamente, nas fases de condicionamento e de aplicação das tensões desvios.

Com relação ao método de ensaio para a determinação do módulo de resiliência de misturas cimentadas, pouca informação encontra-se disponível na literatura nacional e internacional. LIMA et. al. (2000) apresentam uma abordagem abrangente sobre este tópico e recomendam uma seqüência para a realização de ensaios triaxiais com carga repetida em misturas solo-cal de elevada resistência.

2. 7. 2. Modelos para a representação do comportamento resiliente dos solos

O módulo de resiliência depende da natureza do solo, da textura, da plasticidade da fração fina, da umidade, da densidade e do estado de tensões. O ensaio triaxial de cargas repetidas faz-se em solos não saturados quase sempre em condição de drenagem livre; situação esta que simula melhor as condições de campo (MEDINA, 1997).

MEDINA e MOTTA (1988), através de resultados de ensaios triaxiais dinâmicos realizados em solos tropicais, observaram quatro diferentes modelos de comportamento resiliente: granular, coesivo, combinado e constante. Esses modelos, e respectivas equações, encontram-se representados na Figura 8. Eles estabelecem expressões matemáticas que representam relações entre o módulo de resiliência e as tensões atuantes, conforme a natureza dos materiais e suas condições de umidade e densidade. Essas relações são dependentes de constantes k determinadas experimentalmente através de ensaios triaxiais cíclicos.

MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
 <p>ARENOSO</p>	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	 <p>ARENO-ARGILOSO</p>	$M_R = K_1 \theta^{K_2}$ $K_2 > 0$
 <p>ARGILOSO</p>	$M_R = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$	 <p>ARENO-ARGILOSO</p>	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 < 0$
 <p>COMBINADO</p>	$M_1 = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_1 = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$ $M_R = M_1 \sigma_3^{K_5}$	 <p>CONSTANTE</p>	$M_R = K_1 = \text{CONSTANTE}$

Fonte: MEDINA (1997).

Figura 8 – Modelos de comportamento resiliente de solos observados no Brasil.

Entre os modelos de resiliência comumente encontrados no Brasil, destacam-se os modelos argilosos e granulares citados em trabalhos pioneiros como o documento TRB (1975). Os principais modelos são descritos a seguir:

É **modelo granular ou arenoso** - tem sido observado em solos com menos de 50% passando na peneira número 200 (0,074 mm), de origem saprolítica ou laterítica e, também, sedimentar. Nos solos arenosos, o módulo depende principalmente da tensão confinante, σ_3 , ou da soma das tensões principais, θ .

$$M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}; \quad (1)$$

$$M_R = k_1 \cdot q^{k_2} \quad (2)$$

É **modelo argiloso** - ocorre nos solos finos ou com mais de 50% passando na peneira número 200. São, geralmente, solos lateríticos de subleitos ou camada de reforço de subleito, comuns nas rodovias principais.

Com base em estudos realizados em solos argilosos lateríticos usados em subleito e camadas inferiores da estrutura do pavimento, observou-se que nos solos finos, a relação $M_R = f(\sigma_d)$, em escalas aritméticas, é bi-linear, com variação rápida de M_r com σ_d nos valores baixos da tensão desvio, que se verifica a profundidades grandes e pequenas deformações. A determinação do ponto de transição dos parâmetros k_1 e k_2 , da figura bi-linear não é fácil e, por isso, Svenson (1980), citada por MEDINA (1997), propôs o modelo apresentado na equação 3.

$$M_R = k_1 \cdot s_d^{k_2}; \quad (3)$$

Estes comportamentos dos solos quanto a deformabilidade resiliente puderam ser observados a partir de estudos realizados no Brasil com solos compactados no teor ótimo de umidade do ensaio Proctor Normal.

É **modelo combinado ou misto** – MEDINA (1997) cita este modelo proposto por Aranovich¹¹ (1985), a partir de trabalhos realizados com solos lateríticos compactados ou não, de subleito e pavimentos não convencionais de estradas vicinais nos estados de Goiás, Paraná, São Paulo, Mato Grosso e Mato Grosso do Sul. O modelo que apresenta cinco parâmetros k , adequou-se bem para areias finas lateríticas compactadas. Equações 4 e 5:

$$M_R = [k_2 + k_3(k_1 - s_d)] s_3^{k_5}, \text{ para } s_1 < k_1 \quad (4)$$

$$M_R = [k_2 + k_4(s_d - k_1)] s_3^{k_5}, \text{ para } s_d > k_1 \quad (5)$$

⇒ **modelo constante** - proposto para solos saprolíticos silto-arenosos, micáceos, de módulos baixos, como em solos lateríticos fortemente cimentados de módulos altos.

MOTTA e MACEDO (1998) discutem a realização do ensaio triaxial adequando as tensões aplicadas ao tipo de camada para a qual o material se destina. Como conclusão, os autores afirmam que ainda não há consenso quanto ao modelo mais adequado para representar o comportamento tensão versus deformação dos variados tipos de solo usados numa estrutura de pavimento.

2. 7. 3. Correlações para a estimativa do módulo de resiliência dos solos

A publicação AASHTO (1986), sugere o emprego de ensaios mais simples para a determinação do módulo de resiliência dos solos a partir do desenvolvimento de correlações entre este parâmetro e ensaios padrão de engenharia rodoviária.

Entretanto, é necessário observar que algumas das possíveis correlações podem não levar em consideração parâmetros importantes, como a dependência do módulo de resiliência com os níveis de tensão aplicados, o que acaba por restringir seu campo de emprego em estradas.

Como solução, tem-se procurado desenvolver correlações entre o módulo de resiliência e as propriedades índices dos solos; merecendo destaque a resistência não confinada.

LEE et. al. (1995) desenvolveram uma correlação entre o módulo de resiliência e a tensão determinada no ensaio de compressão não confinada para uma deformação de 1% ($S_{U1\%}$), conforme se apresenta na seqüência deste trabalho.

Alguns trabalhos desenvolvidos no Brasil são, como se segue:

- NOGAMI e VILLIBOR (1998) apresentam valores de módulos de resiliência na faixa de 63 a 10.000 MPa, para corpos-de-prova indeformados de subleitos lateríticos, e de 16 a 630 MPa, para corpos-de-prova de solos lateríticos compactados em laboratório.

¹¹ ARANOVICH, L. A. S. **Desempenho de pavimentos de baixo custo no Estado do Paraná.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1985. 374p.

- MEDINA e PREUSSLER (1980) sugerem a correlação observada na equação 6:

$$M_R \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 326 + 67 \text{ CBR (\%)} \quad (6)$$

- BERNUCCI (1995) sugere a relação representada pela equação 7:

$$M_R \text{ (MPa)} = 74 \text{ (CBR)}^{0,50} \quad (7)$$

- CARMO (1998) propõe duas equações para a determinação do módulo de resiliência a partir do módulo tangente inicial determinado em ensaios de compressão não confinada (E_o , em kPa), da tensão desvio (em kPa) e do primeiro invariante de tensões (θ , em kPa). Para solos argilosos e arenosos têm-se respectivamente, as relações apresentadas nas equações 8 e 9.

$$M_R \text{ (kPa)} = 4.523,088 (E_o)^{0,315821} (\sigma_d)^{-0,343628} (\theta)^{0,419295} \quad (8)$$

$$M_R \text{ (kPa)} = 458,8053 (E_o)^{0,491871} (\sigma_d)^{0,542580} (\theta)^{-2,33031} \quad (9)$$

- TRINDADE et. al. (2001) trabalhando com um solo arenoso bem representativo do relevo da cidade de Viçosa-MG, em seu estado natural e estabilizado com 5% de cimento CII-E-32, em relação ao peso de solo seco, encontraram um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,85, quando analisaram a relação entre o módulo de resiliência, a tensão correspondente à deformação de 1% e o estado de tensões. Para a relação entre o módulo de resiliência, o módulo tangente inicial e o estado de tensões, encontraram um (R^2) igual a 0,93. Equações 10 e 11, respectivamente.

$$M_R = \frac{0,047 \cdot (q)^{0,9204} \cdot (S_{U1\%})^{0,9772}}{(s_d)^{0,4125}} \quad (10)$$

$$M_R = \frac{0,1738 \cdot (q)^{0,9110} \cdot (E_o)^{1,0754}}{(s_d)^{0,4044}} \quad (11)$$

2. 7. 3. 1. Metodologia de LEE et. al. (1997) para a determinação do módulo de resiliência dos solos a partir da tensão correspondente à deformação de 1%, ($S_{U1\%}$), obtida no ensaio de compressão simples

LEE et al. (1997) determinaram a correlação entre o módulo de resiliência de três solos finos de subleito do Estado de Indiana, Estados Unidos, e a resistência à compressão simples $S_{U1\%}$. Trabalhando com uma tensão confinante de 21 kPa e tensão desvio de 41 kPa.

Realizaram ensaios em corpos-de-prova com diâmetro de 73 mm e altura de 160 mm, compactados em cinco camadas, empregando-se quatro níveis de energia de compactação e, pelo menos, quatro teores de umidade. Após a compactação, as amostras foram armazenadas em uma câmara úmida por dois dias. Depois foram ensaiadas em compressão não confinada, a uma taxa de deformação de 1% por minuto (0,025 mm/s), encerrando-se o ensaio ao se atingir uma deformação axial de 1%. Em seguida, os corpos-de-prova foram ensaiados no equipamento triaxial dinâmico conforme a norma de ensaio AASHTO T 274-82. Esses autores determinaram uma boa correlação ($R^2 = 0,97$) entre os parâmetros M_R e $S_{U1\%}$, apresentados na equação 12:

$$M_R \text{ (psi)} = 695,4 (S_{U1\%}) - 5,93 (S_{U1\%})^2 \quad (12)$$

Os autores concluíram que a tensão determinada a 1% de deformação no ensaio de compressão não confinada é um bom indicador do módulo de resiliência, sendo que a relação entre esses parâmetros para um determinado solo é única e independente do teor de umidade e da energia de compactação; com base nos dados obtidos sugerem que a mesma relação pode ser empregada para se estimar o módulo resiliente para condições de compactação de laboratório e de campo.

2. 7. 4. Principais fatores que afetam as propriedades resilientes dos solos

A avaliação do comportamento mecânico dos materiais dos pavimentos depende das características do tráfego, das condições ambientais, variáveis de

construção e modalidades dos materiais ensaiados. Na publicação do TRB (1975), com relação aos solos, encontram-se as seguintes considerações:

⇒ para níveis moderados de tensão, as respostas elásticas de materiais do subleito, materiais granulares e estabilizados das outras camadas do pavimento tornam-se relativamente constantes após a aplicação de 100 a 200 repetições de carga;

⇒ o uso de um corpo-de-prova ensaiado a diferentes tensões confinantes e tensões desvios é suficiente para caracterizar a resposta elástica não-linear da maioria dos materiais do pavimento rodoviário;

⇒ estudos com materiais granulares mostram que o módulo dinâmico é dependente das tensões confinantes aplicadas, aumentando significativamente com estas, mas sofrendo apenas variações de pequena monta com aumentos razoáveis nas tensões desvio aplicadas repetidamente.

PREUSSLER (1978) e SVENSON (1980), trabalhando com materiais granulares e com solos finos coesivos, estudaram o comportamento dos solos quando submetidos a cargas repetidas de duração e freqüência comparáveis às que ocorrem nos pavimentos. Estes trabalhos têm demonstrado que os solos finos apresentam uma relação tensão-deformação não linear ocorrendo o predomínio do efeito da tensão desvio axial repetida; o comportamento dos solos ou materiais granulares, sob carregamento repetido, é comprovadamente elástico não linear.

2. 7. 4. 1. Fatores que afetam o módulo resiliente dos solos granulares

No Brasil, PREUSSLER (1978), foi um dos pioneiros na realização de ensaios triaxiais dinâmicos para fins de determinação do módulo de resiliência dos solos. Esse pesquisador trabalhou com um solo de arenito do Rio Grande do Sul sob diferentes condições de umidade, densidade, graus de saturação, tensões de confinamento e de desvio, freqüência e duração da tensão-desvio. Baseado no trabalho deste autor apresenta-se, a seguir, uma descrição sucinta dos principais fatores que afetam o comportamento resiliente dos solos granulares.

a) Número de repetição da tensão desvio

O módulo resiliente tanto aumenta como diminui com o número de repetição da tensão desvio; esta variação é dependente do índice de vazão crítico, da densidade do material, do grau de saturação e do valor da tensão repetida aplicada.

Foi observado que para baixos níveis de tensão, ocorreram pequenas mudanças no módulo após 100 repetições, enquanto para valores altos de tensão, observou-se efeitos de dilatação nas amostras de solo, provocando mudanças no módulo com o número de repetições.

b) História de tensões

Devido ao comportamento não linear apresentado pelos materiais de pavimentação, torna-se necessário ensaiá-los sob condições similares às aquelas encontradas nos pavimentos.

É possível ensaiar uma mesma amostra de solo a vários níveis de tensão e determinar o módulo resiliente correspondente a cada um desses níveis; para isso, é necessário que se elimine, ao máximo, o efeito da história de tensões no comportamento resiliente.

Ao se submeter um solo não coesivo a um carregamento repetido, ocorrem grandes deformações permanentes durante os primeiros ciclos da carga; devido aos movimentos relativos entre partículas ou fratura das mesmas nos pontos de contato. A repetição do carregamento faz com que o material adquira rigidez e, assim, as deformações permanentes, ao final de cada ciclo de carga aplicada, diminuem até tornarem-se muito pequenas ou nulas. A partir deste instante, o solo passa a apresentar um arranjo estável de partículas e um comportamento quase elástico no sentido de que toda a deformação nele causada pelo carregamento é recuperável após, retirada da carga. O módulo torna-se aproximadamente constante.

c) Duração e frequência do carregamento

É em função da velocidade dos veículos e do ponto no interior dos pavimentos onde se deseja calcular o módulo de resiliência que se estabelece o tempo de duração da carga repetida. A frequência de aplicação é determinada em função das condições de tráfego da estrada.

Em um estudo realizado em solo arenoso demonstrou-se que é pequeno o efeito da influência da frequência de aplicação da tensão-desvio no valor do módulo resiliente até 40 aplicações por minuto; porém, para 60 aplicações por minuto os módulos foram bem maiores. Quanto à duração da tensão desvio, observou-se que estas tiveram influência apenas para níveis de tensões elevados, superiores aos comumente existentes nas camadas de um pavimento (PREUSSLER, 1978).

d) Nível de tensão aplicada

Vários estudos sobre o comportamento resiliente dos solos não coesivos têm demonstrado que estes, quando submetidos a tensões axiais repetidas, apresentam um acréscimo em seu módulo resiliente devido à pressão confinante e pouco influência sofre da tensão desvio aplicada repetidamente, desde que esta tensão não cause excessiva deformação plástica.

Para estes materiais, PREUSSLER (1983), cita a seguinte relação (Equação 13):

$$M_R = k_1' \theta^{k_2'} \quad (13)$$

Onde M_R é o módulo de deformação resiliente; θ é a soma das tensões principais; e k_1' e k_2' , são constantes determinadas experimentalmente.

A equação 1, mencionada anteriormente, também é bastante utilizada nesses casos.

2. 7. 4. 1. 1. Outros estudos sobre os fatores que afetam o módulo resiliente dos solos granulares

Devido á importância dos materiais granulares como constituinte de camadas de pavimentos rodoviários flexíveis, tem-se evidenciado maior interesse em se abordar a resposta resiliente destes materiais.

HICKS e MONISMITH (1971) investigaram alguns fatores que influenciam a resposta resiliente destes materiais quando submetidos a ensaios triaxiais com tensão axial repetida usando níveis de tensão aplicados, juntamente com as suas freqüências e durações, representativos daqueles que ocorrem no campo, concluíram que as propriedades resilientes dos materiais granulares foram afetadas por fatores, tais como, densidade, grau de saturação do material e granulometria. Para um dado nível de tensão, os módulos aumentaram com o aumento da densidade, com o aumento da angularidade das partículas ou rugosidades de superfície, com a redução do teor de finos e com a redução no grau de saturação.

Allen e Thompson¹² (1974), citados por CARVALHO (1997), estudaram a resposta resiliente de materiais granulares, submetidos a ensaios triaxiais de carga repetida com tensões confinantes constante e variáveis e concluíram que para os materiais granulares existem diferenças entre as características resilientes determinadas sob σ_3 constante ou variável; a resposta resiliente de materiais granulares bem graduados foi independente da duração do pulso de tensão; a resposta resiliente de uma amostra determinada entre 25 e 100 repetições de tensão foi representativa da resposta resiliente determinada após vários milhares de repetições de tensão; a variável do ensaio que mais afetou a resposta resiliente da amostra granular foi o estado de tensão aplicado; valores encontrados a partir de resultados de ensaios com pressão confinante constante excederam os valores dos módulos resilientes obtidos a partir de ensaios com pressão confinante variável, para a maioria dos níveis de tensão utilizados.

NAZARIAN e FELIBERTI (1993) avaliaram o procedimento de ensaio de módulo resiliente para materiais granulares e reviram o estado-de-arte para obtenção e interpretação dos dados de módulo resiliente. Foram avaliados os

¹² ALLEN, J. J.; THOMPSON, M. R. Resilient response of granular materials subjected to lime-dependent lateral stresses. Transportation Research Record, Washington, DC, n. 510, p.1-13. lateral stresses. **Transportation Research Record**, Washington, DC, n. 510, p.1-13.

procedimentos de ensaio proposto pela AASHTO e pela SHRP, bem como, a proposta de um novo procedimento de ensaio melhorado para materiais granulares, o qual parece induzir a uma quantidade mínima de degradação e distúrbios da amostra. Esses autores referem que o estado de tensão, o índice de vazios e a amplitude das deformações são os principais parâmetros que afetam o módulo resiliente medido em laboratório; quando o índice de vazios decresce, o módulo dinâmico do solo aumenta. Um dos mais importantes fatores que afetam o módulo dinâmico dos solos é a pressão confinante aplicada. Os autores acima concluíram que uma relação logarítmica linear existe entre o módulo e a pressão confinante aplicada.

Os solos granulares, para baixas tensões confinantes, quando compactados no ramo seco apresentam módulo resiliente bem maior que aqueles compactados no ramo úmido. Porém, a variação do módulo resiliente com a tensão confinante é bem maior para os solos compactados mais úmidos. Assim, para tensões confinantes mais altas, os valores dos módulos de resiliência aproximam-se, não se percebendo mais diferenciações de comportamento pela umidade de compactação (PREUSSLER, 1983).

2. 7. 4. 2. Fatores que afetam o módulo resiliente dos solos finos coesivos

LI e SELIG (1994) entendem que este parâmetro é afetado por vários fatores, quais sejam: o estado de tensão aplicado, tipo e estrutura do solo, teor de umidade e massa específica seca. Para LEE et. al. (1997) este parâmetro é função da tensão desvio aplicada; de como se processa a compactação do solo, sendo que amostras compactadas no ramo seco exibem maiores módulos do que aquelas compactadas no ramo úmido, pois acima do ponto ótimo, pelo aumento rápido das deformações resilientes, o valor do módulo diminui; e, de efeitos tixotrópicos nas amostras.

Os principais fatores que afetam o comportamento resiliente dos solos finos coesivos, segundo SVENSON (1980) são:

a) Número de repetição da tensão desvio e história de tensões

Enquanto que nos solos arenosos esses efeitos podem ser diminuídos ou eliminados através de um pré-condicionamento que consiste em ciclos de carregamento e descarregamento, os solos argilosos apresentam deformações resilientes que diminuem com o número de repetições de cargas, produzindo um efeito de enrijecimento atribuído a um acréscimo do peso específico devido ao carregamento repetido e a um provável rearranjo estrutural das partículas.

b) Duração e frequência do carregamento

Para corpos-de-prova moldados próximos ao teor ótimo de umidade e submetidos a frequências de 20 e 60 aplicações e com duração de 0,86 a 2,86 segundos, não foram observadas influências significativas com relação à duração e aplicação destas cargas.

c) Umidade e peso específico de moldagem

As condições de compactação exercem grande influência no módulo de resiliência que diminui muito com o aumento do teor de umidade de compactação. O que justifica a prática de compactação no teor ótimo ou aquém deste, muito recomendável. O método de compactação estático, por impacto, amassamento, etc., faz-se sentir nos solos argilosos acima do teor ótimo, e pouco ou nenhuma influência tem aquém do ótimo, o que se explica pelo tipo de estrutura produzido na compactação.

d) Tixotropia dos solos argilosos

Embora seja discutível analisar-se o fenômeno de tixotropia em materiais de pavimentação rodoviária, a título de informação destaca-se que o ganho tixotrópico de resistência ou rigidez devido à alteração da estrutura em período de cura não é significativo, principalmente após algumas repetições de carga.

e) Nível de tensão

Os solos finos coesivos têm o módulo dependente da tensão-desvio e pouco atingido pela tensão confinante. E os que são compactados próximos ao teor ótimo, mostram uma correlação do tipo bi-linear entre o módulo resiliente e a tensão desvio. As equações 14 e 15 são as mais utilizadas.

$$M_R = k_2 + k_3 \{ (k_1 - (s_1 - s_3)) \}; k_1 > (s_1 - s_3); \quad (14)$$

$$M_R = k_2 + k_4 \{ (s_1 - s_3) - k_1 \}; k_1 < (s_1 - s_3); \quad (15)$$

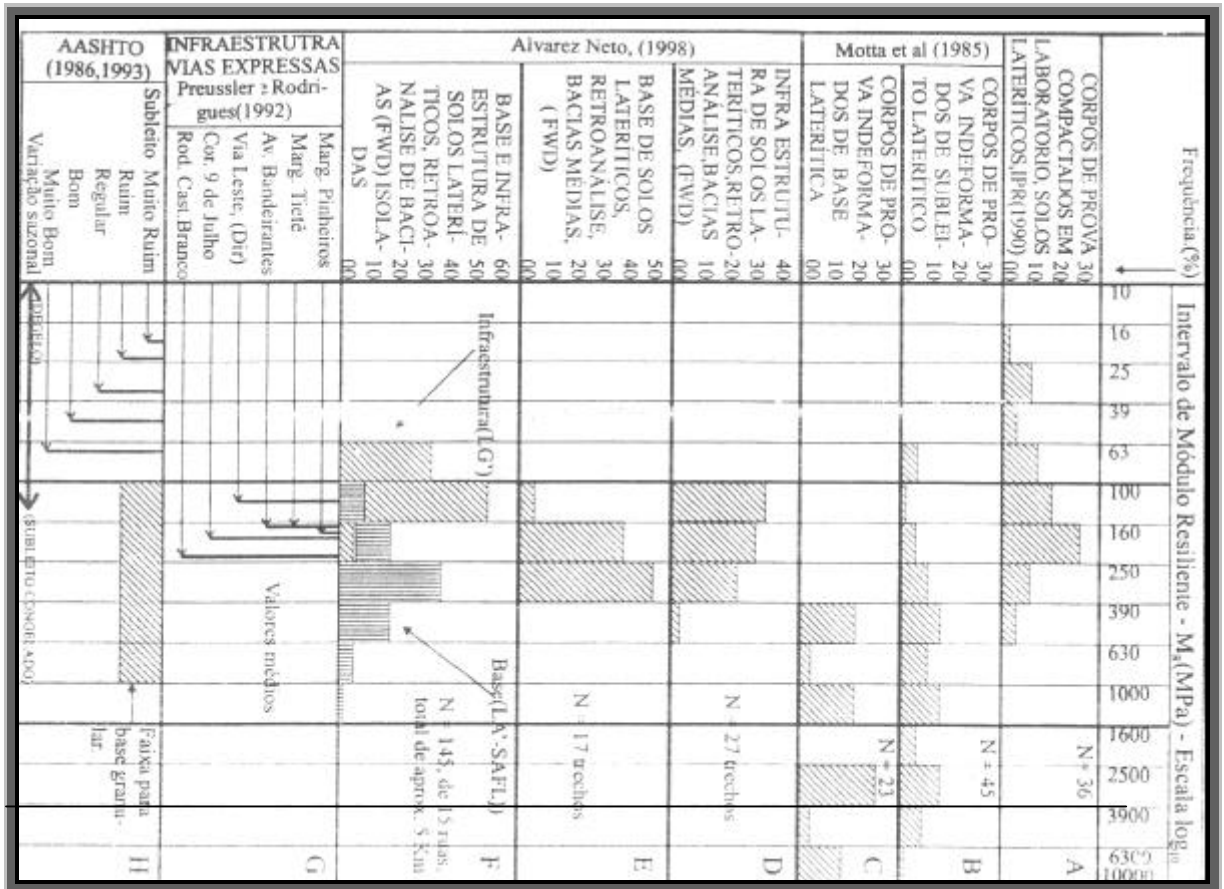
Onde, M_R é o módulo de deformação resiliente; $(\sigma_1 - \sigma_3)$ corresponde a tensão desvio aplicada repetidamente e, k_1 , k_2 , k_3 e k_4 são constantes determinadas experimentalmente.

Em solos lateríticos compactados observam-se importantes variações do módulo resiliente dependendo da umidade, da energia e do método de compactação. A deformação resiliente cresce sensivelmente nos solos compactados no ramo úmido em relação àqueles compactados no ramo seco, com o mesmo peso específico aparente seco. Os solos apresentam um aumento significativo do módulo resiliente com o aumento da energia de compactação (BERNUCCI, 1997). Esta autora destaca que a natureza mineralógica dos solos lateríticos contribui favoravelmente quanto ao seu comportamento resiliente; isso se deve à ação cimentante exercida pelos óxidos hidratados de ferro e de alumínio, que promovem um efeito de maior resistência e estabilidade desses solos, ou seja, menor resiliência.

Concluindo, de uma maneira geral, com relação à magnitude das tensões aplicadas, pode-se afirmar que: a natureza do solo determina o tipo de comportamento resiliente com o qual o material responde às solicitações. Os solos granulares mostram aumentos no módulo de resiliência com incrementos na tensão de confinamento, sendo, porém, este parâmetro pouco ou nada influenciado pela tensão desvio aplicada para níveis de tensão abaixo daquele de ruptura (PARREIRA et. al., 1998). Para os solos coesivos, esses autores comentam que o módulo de resiliência é pouco influenciado pela tensão de

confinamento, sendo a tensão desvio o fator mais marcante no comportamento do solo; o módulo resiliente varia significativamente para baixas tensões desvio, diminuindo sensivelmente essa variação para maiores tensões desvio. Portanto, o solo coesivo no subleito, onde as tensões advindas das cargas de rodas já estão bastante reduzidas, resiste de forma mais eficiente, com maior módulo de resiliência.

2. 8. Módulos de resiliência segundo a experiência brasileira e tentativas de classificação dos solos quanto a este parâmetro



Fonte: (NOGAMI e VILLIBOR, 1998)

Figura 9 – Resumo de dados do módulo resiliente de solos lateríticos e outros referidos na AASHTO (1986; 1993)

A primeira tentativa de classificação de solos quanto a resiliência foi apresentada por MEDINA e PREUSSLER (1980), utilizando solos de estradas federais das regiões sudeste, sul e centro-oeste; fizeram-na com o objetivo de estabelecer um quadro de modelos matemáticos de resiliência dos diferentes tipos de solos encontrados em nossos pavimentos, e de indicar parâmetros experimentais representativos da resiliência dos solos.

Embora o número e a variedade de solos estudados até o presente momento não são suficientes para permitir uma classificação definitiva; entretanto, é comum agrupar os solos arenosos e argilosos em categorias às quais correspondem a determinados modelos matemáticos do comportamento resiliente, gerando subsídios aos projetistas interessados no cálculo de

deformações das estruturas dos pavimentos (MEDINA, 1997).

O Quadro 1 apresenta uma versão mais atualizada do primeiro modelo apresentado por MEDINA e PREUSSLER (1980). Neste estudo, os autores agruparam os solos de acordo com sua granulometria, plasticidade e valor CBR, atribuindo para cada solo ou classe de solo valores típicos dos parâmetros k_1 , k_2 , k_3 e k_4 das equações que correlacionam os módulos de resiliência com as tensões atuantes nas camadas do pavimento e subleito.

Quadro 1 – Características de resiliência de solos – tentativa de classificação

FINOS (poss. nº 200, 0,074 mm.)	GRANULOM.	CARACT. FÍSICAS				CLASSIFIC.		PARÂMETROS DE RESILIÊNCIA K (valores representativos)		AVALIAÇÃO COMO CAMADA DE PAVIMENTO E SUBLEITO
		LL	IP	CBR	exp. %	TRB	USCS	(kgf/cm ²)	(MPa)	
MENOS DE 50% : SOLOS ARENOSOS (Resíduos e Sedimentares)	Bem Gradado					A-1-b # A-2	SM # SC	$K_1 = 5100$ $K_2 = 0,90$	$K_1 = 4000$ $K_2 = 0,90$	Resiliência Moderada Se $K_2 < 0,5$ e compactado no Proctor modificado, ou se $K_2 > 0,5$, nas espessuras = 40cm e sobre solo fino coesivo de subleito de CBR = 10; BDM em camadas de pavimento.
	Mal Gradado, Uniforme	< 45	≤ 14	> 20	< 0,5	A-3	SM	$K_1 = 17000$ $K_2 = 0,75$	$K_1 = 9500$ $K_2 = 0,75$	Resiliência pequena MUITO BOM em camadas de base e sub-base
						A-2-6	SC	$K_1 = 13000$ $K_2 = 0,34$	$K_1 = 2800$ $K_2 = 0,34$	
						A-2-4	SM	$K_1 = 8000$ $K_2 = 0,52$	$K_1 = 2600$ $K_2 = 0,52$	
Intermediária ou Uniforme	NL	HP	= 10	≥ 2	A-4 # A-2-4	SM	$K_1 = 1000$ $K_2 = 0,52$	$K_1 = 320$ $K_2 = 0,52$	Resiliência grande Solos com muito mica MUITO RUIM como subleito	
MAIS DE 50% : SOLOS ARGILOSOS (Lateríticos)	% Silte / Finos ≤ 65	40 a 60	15 a 30	> 12 — < 12	—	A-7 # A-6	CL # CH	$K_1 = 0,07 a 1,1$ $K_2 = 330 + 67 (CBR) -$ $= K_4 (2 - K_1)$ $K_3 = 2280 (CBR) - 7560$ $K_4 = - 2000 a - 3000$ para CBR = 10 = 0 para CBR < 10	$K_1 = 0,07 a 0,11$ $K_2 = 32 + 6,6 (CBR) -$ $= K_4 (0,2 - K_1)$ $K_3 = 2280 (CBR) - 7560$ $K_4 = - 2000 a - 3000$ para CBR = 10 = 0 para CBR < 10	BOM como subleito e reforço de subleito SOFRIVEL como sub-base, depen- dendo de análise específica REGULAR a MAU como subleito SOFRIVEL como reforço de subleito
	% Silte / Finos = 65	35 a 50	15 a 20	> 12 —	—	A-7 # A-6	ML # CL	$K_3 = K_4 = 0$ $M_r = K + 330 + 67 (CBR)$	$K_3 = K_4 = 0$ $M_r = K + 32 + 6,6 (CBR)$	NÃO como camada de pavimento SOFRIVEL como subleito, reque- rendo atenção e ensaios especiais

Fonte: MEDINA e PREUSSLER (1980)

Neste estudo, os solos foram agrupados conforme sua granulometria, plasticidade e valor CBR. A cada solo ou classe de solo atribuiu-se valores típicos dos parâmetros k_1 , k_2 , k_3 e k_4 das equações que correlacionam os módulos de resiliência com as tensões atuantes nas camadas do pavimento e subleito.

• **Solos Granulares** (% que passa na peneira 200 - menos de 50%) - quanto as suas propriedades resilientes e comportamento em estrutura de pavimento, podem ser classificados em:

- i) Solos com grau de resiliência elevado: não devem ser empregados em estruturas de pavimentos e constituem subleitos de péssima qualidade.
- ii) Solos com grau de resiliência intermediário: podem ser empregados em estrutura de pavimentos, como base, sub-base e reforço do subleito, desde que: o valor de K_2 da equação $MR = k_1 d_3^{k_2}$ seja menor que 0,5 e grau de compactação correspondente ao Proctor modificado - BOM comportamento. valor de K_2 maior que 0.5 - comportamento dependente da espessura da camada e da qualidade do subleito. Sugere-se espessura pequena, inferior a 40 cm e subleito coesivo de $CBR > 10$.
- iii) Solos com grau de resiliência baixo: utilizados em base e sub-base, resultam em estruturas de pavimentos que apresentam pequenas deflexões.

• **Solos finos coesivos** (% que passa na peneira 20 – mais que 50%) – quanto as suas propriedades resilientes e comportamento em estrutura de pavimento, podem ser classificados em:

- i) Solos do grupo A – $CBR > 12$ – solos de bom comportamento, quanto a resiliência, como subleito e reforço de subleito; possibilidade de utilização em sub-bases. $CBR < 12$ – solos de comportamento regular a ruim. Sua utilização como reforço de subleito requer ensaios especiais.
- ii) Solos do grupo B – Não é aconselhável a sua utilização em camadas de pavimento; como subleito requer ensaios especiais.

Uma classificação mais atual agrupa estes solos finos coesivos por Tipo (I; II ou III), levando-se em consideração a porcentagem de silte presente na fração que passa na peneira 200.

Os dados apresentados no Quadro 1 dizem respeito às tentativas de classificação de solos quanto a resiliência com base na classificação de solos da HRB e USCS. Entretanto, existem alguns estudos procurando classificar os solos quanto a resiliência a partir da classificação de solos do tipo MCT.

Vários estudos têm demonstrado a dificuldade de associação entre estes métodos de classificação de solos (HRB, USCS e MCT) não permitindo uma análise comparativa entre estes.

Dados extraídos do relatório do DNER (1990) mostram que solos classificados pelo MCT como sendo LG' (mesma classificação apresentada pelo solo 1 utilizado neste trabalho), se enquadram no Tipo I-II, com predominância do Tipo I, apresentando um grau de resiliência baixo. Solos classificados como sendo NS' (mesma classificação apresentada pelo solo 2 utilizado neste trabalho), se enquadram no Tipo II-III, predominando o Tipo II, apresentando um grau de resiliência de médio a alto.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este trabalho foi realizado no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.

A investigação experimental foi conduzida no sentido de se obter o módulo de resiliência de dois solos e de misturas estabilizadas quimicamente em função dos níveis de tensões especificados na norma do DNER-ME 131/94 (DNER, 1994).

3. 1. Materiais

3. 1. 1. Solos

Os solos de interesse para esta pesquisa englobam ocorrências já estudadas por FERNANDES (2000); representam solos residuais característicos da microrregião de Viçosa, Estado de Minas Gerais, Brasil.

Um dos solos apresenta avançada evolução pedológica, sendo classificado como Latossolo Vermelho-amarelo. Localiza-se nos topos de elevações com relevo plano. Apresenta um expressivo horizonte B profundo, poroso e bem drenado, com predomínio da composição mineralógica presente nos argilominerais 1:1 e sesquióxidos de ferro e alumínio. Granulometria argilo-areno-siltosa, podendo ocorrer também como argilo-silto-arenosa. Esta amostra, denominada ETA, foi coletada no Campus da UFV, no terço inferior de um talude

de, aproximadamente, 6 m de altura que se situa na rodovia do DER-MG, a MG 280, que liga as cidades de Viçosa e Paula Cândido, na Usina de Pré-Misturado a Frio da cidade de Viçosa. Este solo será identificado neste trabalho por solo 1. O outro solo é arenoso, compõe o manto saprolítico, horizonte C, dos solos de Viçosa. Apresenta textura arenosa e coloração acinzentada. A amostra, denominada VS, foi obtida no Campus da UFV, entre o Serviço Médico e a Vila Secundino, nas proximidades da Sericicultura, foi coletada na base do talude. Este solo será identificado neste trabalho por solo 2.

3. 1. 2. Aditivos químicos

Como aditivos químicos foram utilizados: (i) o alcatrão de madeira proveniente da V & M Florestal, tratado termicamente a 170° C, denominado Man-170; (ii) uma cal hidratada normalmente empregada em argamassas, denominada comercialmente de “Supercal”, (iii) o cimento Portland comercial CP-II, E-32, marca Barroso.

3. 1. 2. 1. Características das amostras de alcatrão de eucalipto Man-170

Empregou-se, neste estudo, uma amostra de alcatrão insolúvel proveniente da empresa V & M Florestal, obtida da carbonização da madeira de *Eucalyptus cloeziana*, de um povoamento com 93 meses de idade. O tempo de secagem foi de 125 dias, antes da carbonização, à temperatura de 450 a 500°C. No Laboratório de Tecnologia da Madeira da Universidade Federal de Viçosa, a amostra passou por tratamento térmico, fracionamento, à temperatura de 170°C, resultando na amostra denominada de Alcatrão Man-170.

3. 1. 2. 2. Características das amostras de cal e cimento

O Quadro 2 apresenta a composição química da cal e do cimento utilizados neste trabalho.

Quadro 2 - Composição química da cal e do cimento

CAL		CIMENTO	
COMPONENTES	TEOR MÉDIO (%)	COMPONENTES	TEOR MÉDIO (%)
CaO	74,0	SiO ₂	21,87
MgO	0,7	Al ₂ O ₃	5,65
SiO ₂	1,5	Fe ₂ O ₃	3,22
Perda por Calcinação	22,0	CaO	57,29
CaO disponível	70,0	MgO	2,68
Ca (OH) ₂ disponível	92,0	SO ₃	2,89
CaO na base não- volátil	92,0	K ₂ O	0,71
CaO não-hidratado máximo	1,0	Cal livre	1,57
Umidade em excesso máxima	1,0		

Fonte: FERRAZ (1994).

3. 2. Métodos

Após a coleta, as duas amostras de solo foram transportadas para o Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil. Os procedimentos para o processamento dos solos podem ser assim resumidos: peneiramento das amostras na peneira número 4 (4,8mm), secagem das amostras ao ar e armazenamento em tonéis metálicos. Posteriormente, as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos para serem submetidas aos ensaios de laboratório.

3. 2. 1. Metodologia de laboratório

3. 2. 1. 1. Caracterização geotécnica dos solos

Procedeu-se às análises físicas de rotina para caracterização geotécnica dos dois solos. O Quadro 3 contém os ensaios utilizados e as suas respectivas normas.

Quadro 3 - Ensaio para caracterização geotécnica dos solos

ENSAIO	NORMA
Granulometria	NBR 7181/84
Massa específica dos grãos do solo	NBR 6508/84
Limite de Liquidez	NBR 6459/84
Limite de Plasticidade	NBR 7180/84
Compactação (Energia AASHTO Normal)	NBR 7182/86

3. 2. 1. 2. Dosagens

As dosagens de alcatrão de madeira utilizadas foram: 0; 0,25; 0,50; e 1,0% em relação à massa de solo seco ao ar; uma vez que nesta faixa de valores se encontram os melhores resultados obtidos por FERNANDES (2000) quando da estabilização química de solos usando o alcatrão de madeira.

3. 2. 1. 3. Misturas

a) solo-alcatrão: solo mais 0,25; 0,50 e 1,0% de alcatrão por massa de solo seco. Adicionou-se, primeiramente, o alcatrão ao solo e, posteriormente, a água.

b) solo-cal-alcatrão: solo mais 2% de cal e solo-cal mais 0,25; 0,50; e 1,0% de alcatrão por massa de solo seco. Adicionou-se primeiramente a cal ao solo. Para homogeneização da mistura, a amostra foi colocada em repouso por uma hora, uma vez que reações químicas poderiam ocorrer. Em seguida, adicionou-se o alcatrão,

deixando-se a mistura em repouso por mais uma hora e, depois, adicionou-se água à mistura.

c) solo-cimento-alcatrão: solo mais 2% de cimento e solo-cimento mais 0,25; 0,50; e 1,0% de alcatrão por massa de solo seco. Os preparativos para a realização das misturas foram os mesmos aplicados às misturas de solo-cal-alcatrão.

3. 2. 1. 4. Cura

Os períodos de cura utilizados foram de 7 e 28 dias, recomendados, internacionalmente, para as misturas solo-cal e solo-cimento, devido ao ganho de resistência mecânica que ocorre com o passar do tempo, resultante das reações químicas que ocorrem nas misturas. Trabalhou-se, também, com período de cura de 1 dia, além dos períodos de 7 e 28 dias, o que permitiu a análise do aspecto reatividade do alcatrão com os solos no tempo.

3. 2. 2. Ensaios de laboratório realizados com os solos, misturas solo-alcatrão, e misturas solo-cal-alcatrão e solo-cimento-alcatrão

Os resultados dos ensaios de compressão não confinada e triaxial de cargas repetidas referem-se a apenas uma determinação.

• Solos e misturas solo-alcatrão

Os ensaios realizados com as amostras de solo e misturas solo-alcatrão abrangeram as seguintes determinações:

- a) Parâmetros ótimos de compactação, segundo a NBR 7182/82, considerando-se a energia do ensaio de compactação Proctor Normal;
- b) Ensaios triaxiais cíclicos realizados em corpos-de-prova moldados na energia do ensaio de compactação AASHTO Normal no teor ótimo de umidade ($W_{ót}$), segundo a Norma DNER-ME 131/94. Os ensaios realizados no solo 2 obedeceram à modalidade de ensaio “Solo Arenoso ou Pedregulhoso”, enquanto que os ensaios realizados no solo 1 seguiram as recomendações do ensaio “Solo Argiloso ou Siltoso”;

c) No caso das misturas solo-alcatrão, trabalhou-se com os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias. Após cada período de cura, procedeu-se à execução de ensaios de compressão simples, na taxa de deformação de 1% por minuto, encerrando-se os ensaios ao se atingir a deformação axial de 1%, segundo aspectos metodológicos propostos por LEE et. al. (1997). Estes corpos-de-prova, após a execução dos ensaios triaxiais cíclicos, foram rompidos em compressão simples.

• Misturas solo-cal-alcatrão e solo-cimento-alcatrão

Procedimento utilizado para a realização dos ensaios de compressão simples e triaxial cíclico:

- a) preparação e compactação do corpo-de-prova;
- b) extração do corpo-de-prova do molde cilíndrico de compactação;
- c) Os corpos-de-prova, de 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura, moldados nos parâmetros ótimos da compactação na energia proctor normal, foram envoltos numa embalagem plástica para evitar perda de umidade e, colocados em câmara úmida para atingir os períodos de cura pré-estabelecidos, procedeu-se à realização do ensaio de resistência à compressão simples, na taxa de deformação de 1% por minuto, encerrando-se os ensaios ao se atingir a deformação axial de 1%, segundo aspectos metodológicos propostos por LEE et. al. (1997).
- d) o corpo-de-prova foi transportado para o equipamento triaxial de cargas repetidas;
- e) colocação da pedra porosa na base da câmara triaxial (ensaio drenado) e, em seguida, o corpo-de-prova sobre a pedra porosa;
- f) colocação do cabeçote no topo do corpo-de-prova;
- g) colocação de membranas de borracha, fixadas com anéis de vedação, envolvendo a pedra porosa, o corpo-de-prova e o cabeçote;
- h) fixação lateral do par de alças, no terço médio do corpo-de-prova, para recebimento dos LVDTs;
- i) colocação dos LVDTs no par de alças;
- j) fixação e ajuste dos LVDTs nas alças para obtenção do registro dos deslocamentos axiais;

- l) medição e anotação da distância vertical entre as alças, distância esta correspondente à altura de referência do corpo-de-prova para cálculo da deformação resiliente;
- m) colocação e fixação da câmara triaxial sobre o conjunto (pedra porosa, corpo-de-prova - envolto pelas membranas e contendo as alças e LVDTs - e cabeçote), apoiando a célula de carga na superfície superior do cabeçote;
- n) aplicação da pressão de confinamento a ser utilizada no ensaio e, posteriormente, anotações das leituras de deslocamentos axiais registradas nos LVDTs;
- o) número de ciclos de carga previsto para o ensaio igual a 200, numa frequência de 20 aplicações por minuto (1/3 hertz) e duração do carregamento igual a 0,1 segundos;
- p) o corpo-de-prova, ensaiado ciclicamente, foi rompido em compressão simples à velocidade de 1,27 mm/min.

Os ensaios triaxiais de carga repetida foram realizados, segundo a metodologia recomendada pelo DNER (1994).

Trabalhou-se com 100 leituras de deformação por ciclo (4 canais), com ciclo de 0,1 seg. de carregamento e 0,9 seg. de descarregamento, totalizando ciclo de 1 seg. Os ensaios triaxiais cíclicos apresentam duas fases distintas:

- a) Fase de condicionamento: no início de cada ensaio dinâmico fez-se um condicionamento prévio com o objetivo de reduzir a influência das deformações permanentes, aplicando-se 200 vezes a tensão desvio para uma determinada pressão confinante.
- b) Fase de aplicação da tensão desvio: foi feita a aplicação dos carregamentos: 0,1 seg. de carregamento e 0,9 seg. de repouso, totalizando ciclo de 1 seg, com 200 repetições para cada combinação de tensão de confinamento e tensão desvio.

3. 2. 3. Equipamento triaxial cíclico empregado

O equipamento utilizado nesta pesquisa apresenta instrumentação interna à câmara triaxial, tem capacidade para aplicação de incrementos de tensão desvio axial constante sobre o corpo-de-prova instalado no interior de uma câmara triaxial convencional. O nível de carregamento axial pode atingir 2 kN e a

freqüência de aplicação das cargas pode ser ajustada no intervalo de 1/3 a 2 Hertz, para uma duração do carregamento igual 0,1 segundos. Maiores informações sobre o sistema podem ser obtidas em SILVA (1998).

As figuras 10 e 11 mostram detalhes do equipamento triaxial cíclico utilizado no presente trabalho. A Figura 10 apresenta uma amostra sendo preparada para ser ensaiada no equipamento triaxial cíclico.



Sistema de aquisição de dados

Figura 10 - Equipamento triaxial cíclico empregado: câmara triaxial com amostra no seu interior, assentada na base, célula de carga e válvulas solenóides.



Figura 11 - Painel para aplicação da pressão de confinamento e tensão desvio.

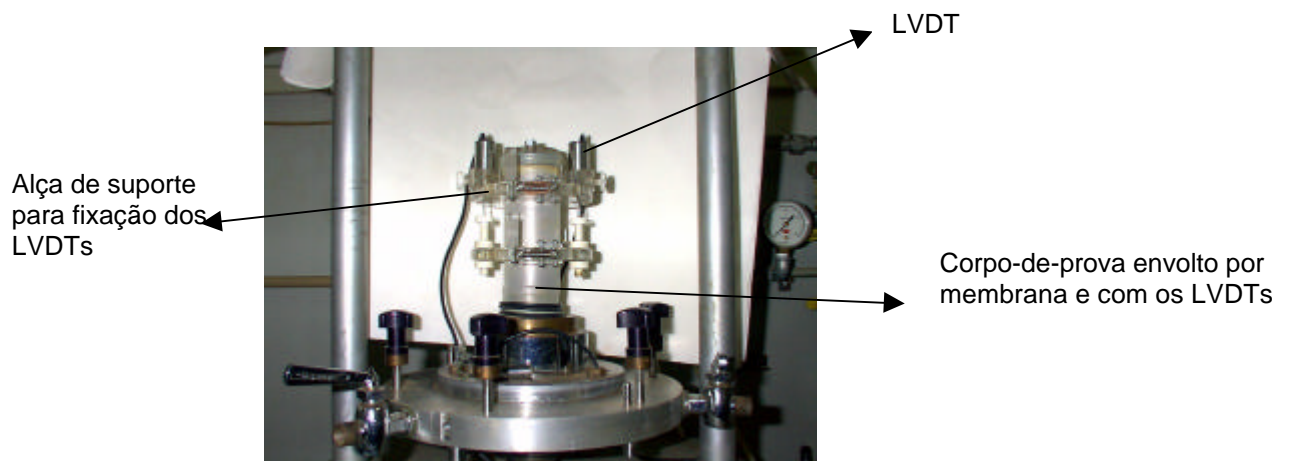


Figura 12. Amostra preparada para ser ensaiada no equipamento triaxial cíclico da UFV.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Granulometria e Classificação

O Quadro 4 contém as frações granulométricas em percentagens de areia, silte e argila, os limites de Atterberg dos solos pesquisados neste trabalho, bem como a identificação desses solos pelas classificações de solos, segundo HRB, USC (FERNANDES, 2000) e a metodologia Miniatura, Compactado e Tropical (MCT), (AZEVEDO et. al. 2000).

Quadro 4 - Granulometria (ABNT), limites de Atterberg (LL e LP) e classificações de solos pelo sistema adotado pelo (HRB), pela (USC) e pelo (MCT).

Solos	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	HRB	USC	MCT
ETA	60	18	22	75	45	30	A-7-5(16)	MH	LG'
VS	10	16	74	27	17	10	A-2-4(0)	CL	NS'

4.2. Compactação

O Quadro 5 contém os teores ótimos de umidade ($W_{ót}$ em %) e pesos específicos aparentes secos máximos (Y_d em kN/m^2) dos solos e das misturas estabilizadas quimicamente, para a energia de compactação AASHTO Normal.

Quadro 5 - Parâmetros de compactação das misturas solo-alcatrão, solo-cal-alcatrão e solo-cimento-alcatrão. ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ em kN/m³ e $W_{\acute{o}t}$ em %).

% ALCATRÃO	SOLO 1 – Energia de compactação AASHTO Normal					
	ALCATRÃO		CAL(2%)		CIMENTO(2%)	
	$W_{\acute{o}t}$ (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	$W_{\acute{o}t}$ (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	$W_{\acute{o}t}$ (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)
0,00	31,8	13,8	30,4	13,72	30,8	14,26
0,25	31,5	14,11	32,0	14,06	29,3	14,26
0,50	30,6	14,15	31,1	13,96	29,4	14,30
1,00	30,5	14,15	31,8	13,98	30,2	14,40
% ALCATRÃO	SOLO 2 – Energia de compactação AASHTO Normal					
	ALCATRÃO		CAL		CIMENTO	
	$W_{\acute{o}t}$ (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	$W_{\acute{o}t}$ (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	$W_{\acute{o}t}$ (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)
0,00	14,0	18,10	14,3	17,73	14,7	17,96
0,25	13,6	18,19	15,5	17,70	15,0	17,96
0,50	13,1	18,32	15,0	17,70	14,6	18,04
1,00	12,8	18,54	15,3	17,70	14,3	18,03

Fonte: FERNANDES et. al. (2000)

4.3. Resistência à compressão simples

Os Quadros A1 a A6, apresentados no anexo A, contêm os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{U1\%}$) dos solos 1 e 2 no estado natural e estabilizados quimicamente, no teor ótimo de umidade ($W_{\acute{o}t}$).

Já os Quadros B1 a B7, apresentados no anexo B, contêm os resultados do parâmetro módulo tangente inicial (E_0), em kPa, extraídos dos gráficos de resistência à compressão simples dos solos 1 e 2 no estado natural e estabilizados quimicamente, no teor ótimo de umidade ($W_{\acute{o}t}$).

As Figuras 13 e 14 contêm dados relacionados à RCS “versus” teor de alcatrão, nos períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para os solos 1 e 2, respectivamente, em seu estado natural e estabilizados quimicamente. Os resultados contidos nessas figuras foram extraídos dos Quadros A1, A2 e A3 para o solo 1 e dos Quadros A4, A5 e A6 para o solo 2. Anexo A.

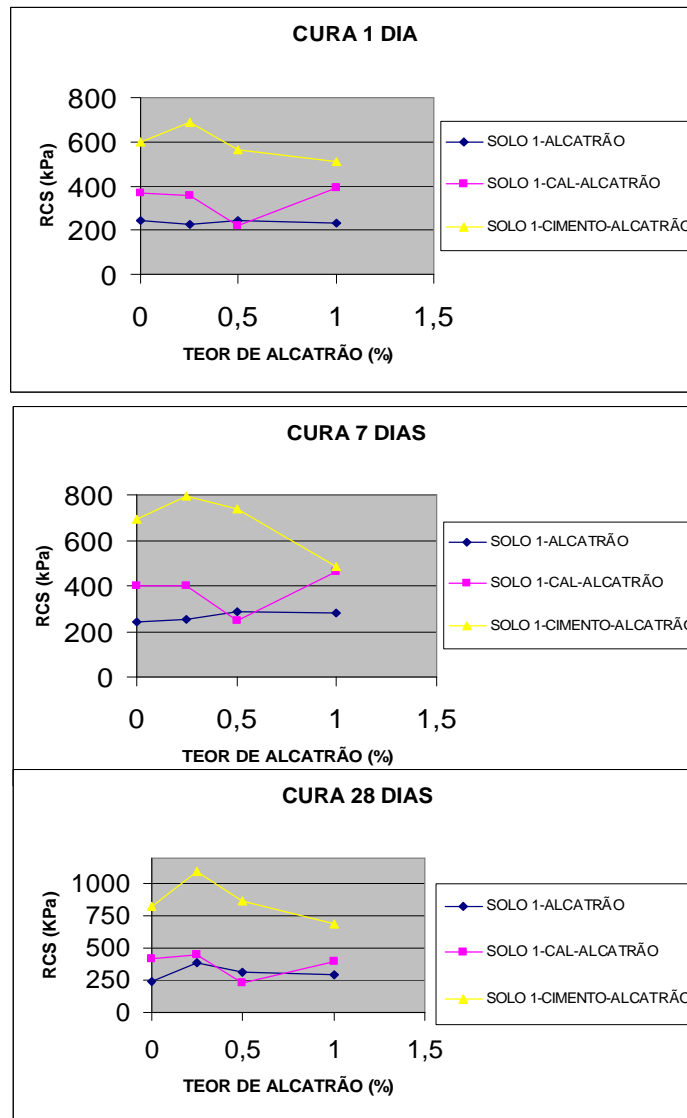


Figura 13 – Variação da resistência à compressão simples em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1 no estado natural e estabilizado quimicamente.

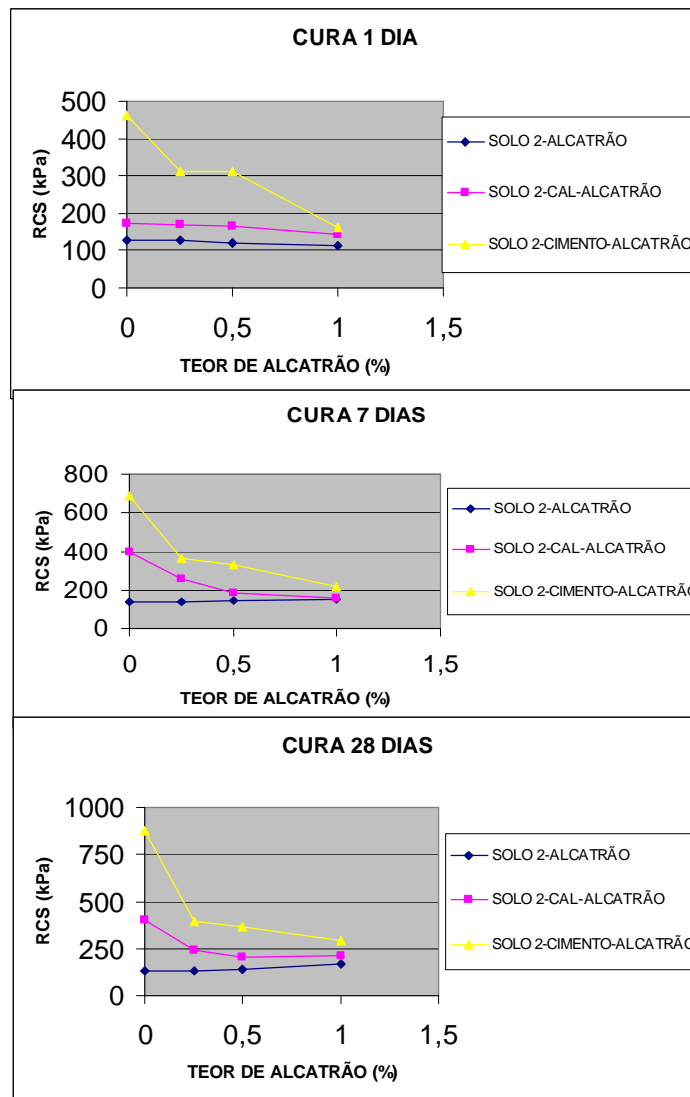


Figura 14 – Variação da resistência à compressão simples em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2 no estado natural e estabilizado quimicamente.

A seguir, são apresentadas as Figuras 15 e 16 contendo a tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{U1\%}$) “versus” o teor de alcatrão, nos períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para os solos 1 e 2, respectivamente, em seu estado natural e estabilizados quimicamente. Os resultados contidos nessas figuras foram extraídos dos Quadros A1, A2 e A3 para o solo 1 e dos Quadros A4, A5 e A6 para o solo 2. Anexo A.

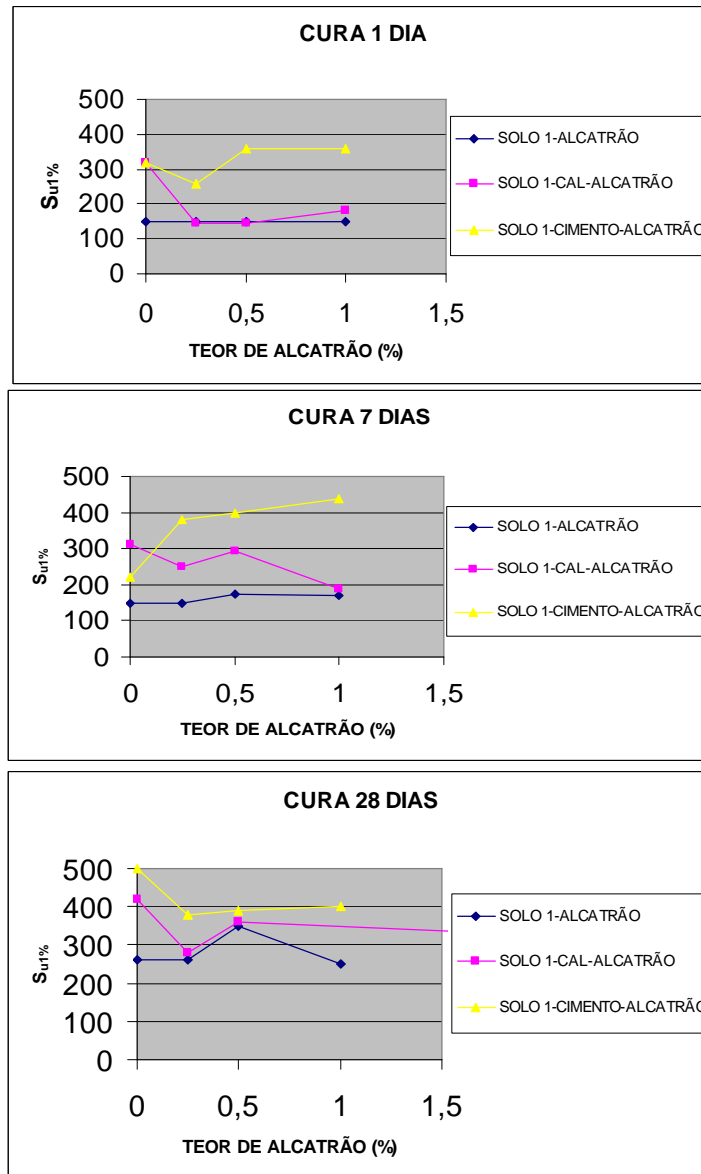


Figura 15 – Variação da tensão correspondente à deformação de 1% em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1 no estado natural e estabilizado quimicamente.

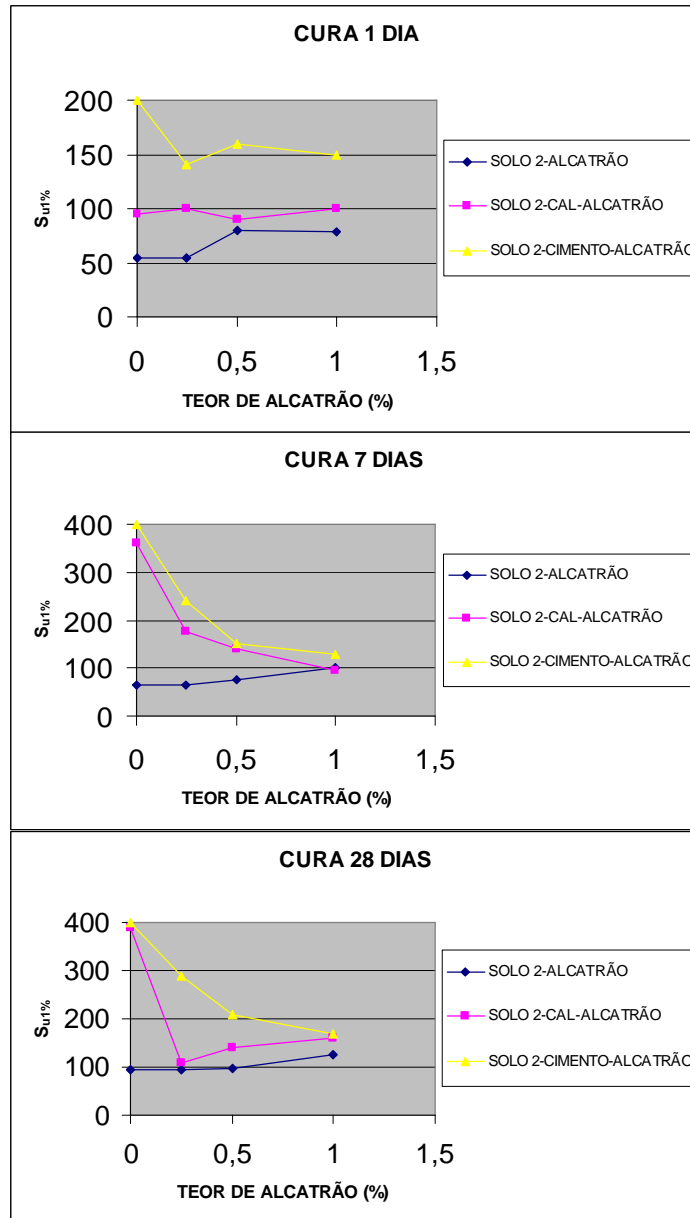


Figura 16 – Variação da tensão correspondente à deformação de 1% em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2 no estado natural e estabilizado quimicamente.

A seguir, são apresentadas figuras contendo o módulo tangente inicial (E_0) “versus” teor de alcatrão, nos períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para os solos 1 e 2, respectivamente, em seu estado natural e estabilizados quimicamente. A elaboração da Figura 17 foi feita com base nos resultados apresentados nos Quadros B1 a B3 e da Figura 18 com base nos dados dos Quadros B4 a B6. Anexo B.

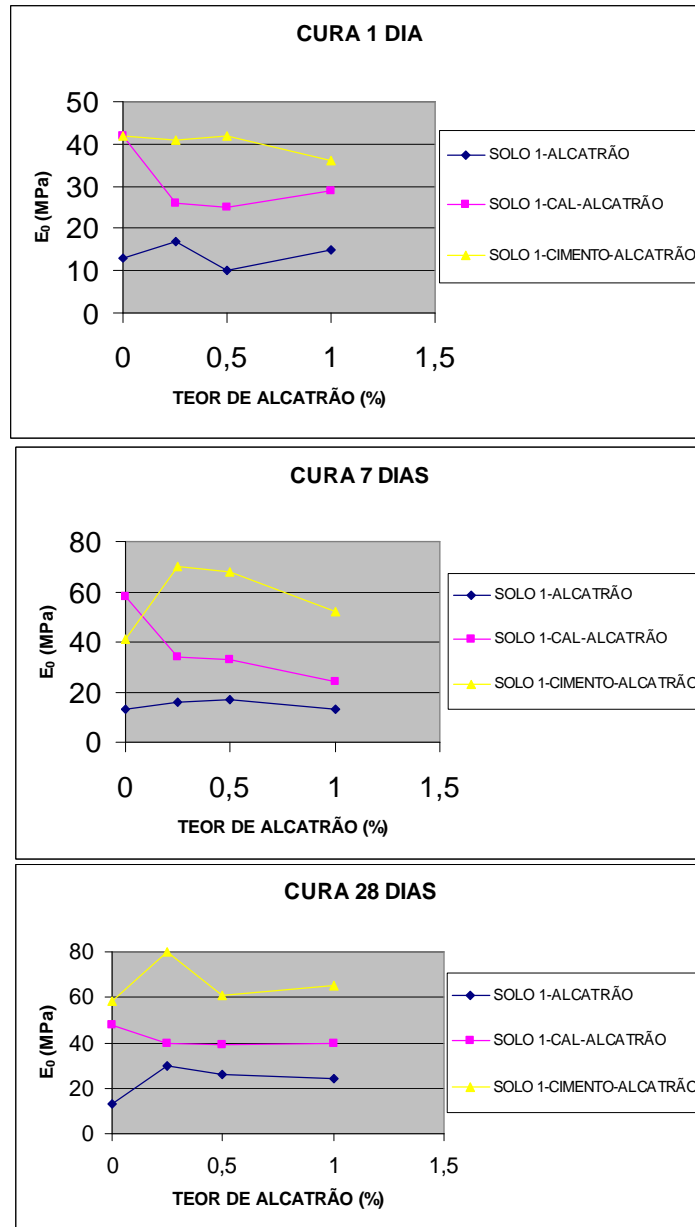


Figura 17 – Variação do módulo tangente inicial em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1 no estado natural e estabilizado quimicamente.

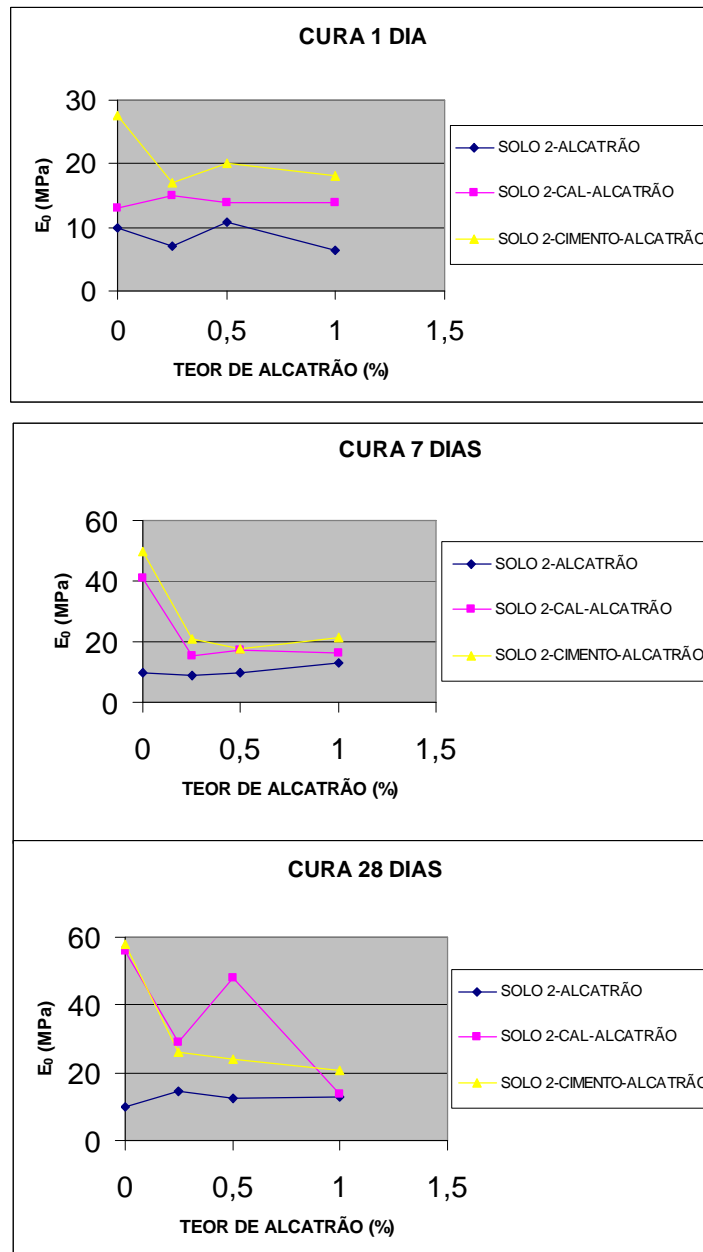


Figura 18 – Variação do módulo tangente inicial em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2 no estado natural e estabilizado quimicamente.

A partir da comparação dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples, realizados em corpos-de-prova dos solos 1 e 2 e de suas respectivas misturas estabilizadas quimicamente (Figuras 13 e 14), verificam-se modificações na resistência mecânica devido à influência do tipo de solo, teor de alcatrão e do estabilizante utilizado (cal ou cimento) e do período de cura utilizado.

O mesmo acontece ao se analisar as Figuras 15 e 16, referentes à tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{U1\%}$) e as Figuras 17 e 18, correspondentes aos resultados dos trabalhos realizados a partir do módulo tangente inicial (E_0).

Ao se analisar o efeito do alcatrão sobre a resistência à compressão simples dos solos (Figuras 13 e 14) observa-se que houve aumento significativo nesta resistência para o solo 1 mais alcatrão no teor de 0,25%, para o período de 28 dias de cura.

Para as misturas solo 1 mais cal-alcatrão, o teor de 1% de alcatrão apresentou o melhor resultado independente do período de cura. Para as misturas solo 2 mais cal-alcatrão, observa-se um maior ganho ao se trabalhar com 0,00% alcatrão, nos períodos de cura de 1 e 7 dias. Com relação às misturas solo 1 mais cimento-alcatrão, observa-se o melhor resultado ao se trabalhar com 0,25% alcatrão, em qualquer período de cura, sendo que para a cura de 28 dias observa-se um ganho superior aos demais. Para as misturas solo 2 mais cimento-alcatrão, observa-se que o melhor resultado se deve à adição de 0,00% alcatrão; sendo que para os períodos de cura de 7 e 28 dias, estes apresentam um comportamento bastante semelhante.

Com relação aos trabalhos envolvendo a tensão correspondente a deformação de 1%, observa-se que para o solo 1 mais alcatrão, no período de 1 dia de cura, nos teores de 0,25; 0,50 e 1,00, um comportamento bem parecido. O solo 1 mais cal apresentou um ganho mais significativo, em relação ao solo 1 mais alcatrão, no período de cura de 7 dias. O solo 1 mais cimento-alcatrão apresentou, para os períodos de cura de 1 e 7 dias, os melhores resultados quando acrescidos de 0,50% alcatrão e, de 0,00% para o período de cura de 1 dia. O solo 2 mais alcatrão apresentou, no período de cura de 28 dias, os seus melhores resultados. Para o período de cura de 7 dias, o comportamento do solo 2 mais cal-alcatrão se aproximou do comportamento do solo 2 mais cimento-alcatrão.

Quanto ao módulo tangente inicial, observa-se que para o solo 1 mais cimento-alcatrão ou solo 1 mais cal-alcatrão, os melhores resultados são obtidos, independentemente do tempo de cura, com o teor de 0,00% de alcatrão. Para o solo 2 mais cal-alcatrão ou solo 2 mais cimento-alcatrão, observa-se um

comportamento bem próximo; sendo que o melhor resultado apresentado para ambos os tratamentos foi obtido quando se trabalhou com 0,00% de alcatrão.

Sobre as Figuras 19 a 22, que serão apresentadas a seguir, é importante observar que:

A Figura 19 contém dados relacionados a RCS ou $S_{U1\%}$ "versus" teor de alcatrão, nos períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1. Os resultados contidos nesta figura foram extraídos dos Quadros A1, A2 e A3. Anexo A.

A Figura 20 contém dados relacionados a RCS ou E_0 "versus" teor de alcatrão, nos períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1. Os resultados contidos nesta figura foram extraídos dos Quadros B1, B2 e B3. Anexo B.

A Figura 21 contém dados relacionados a RCS ou $S_{U1\%}$ "versus" teor de alcatrão, nos períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2. Os resultados contidos nesta figura foram extraídos dos Quadros A4, A5 e A6. Anexo A.

A Figura 22 contém dados relacionados a RCS ou E_0 "versus" teor de alcatrão, nos períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2. Os resultados contidos nesta figura foram extraídos dos Quadros B4, B5 e B6. Anexo B.

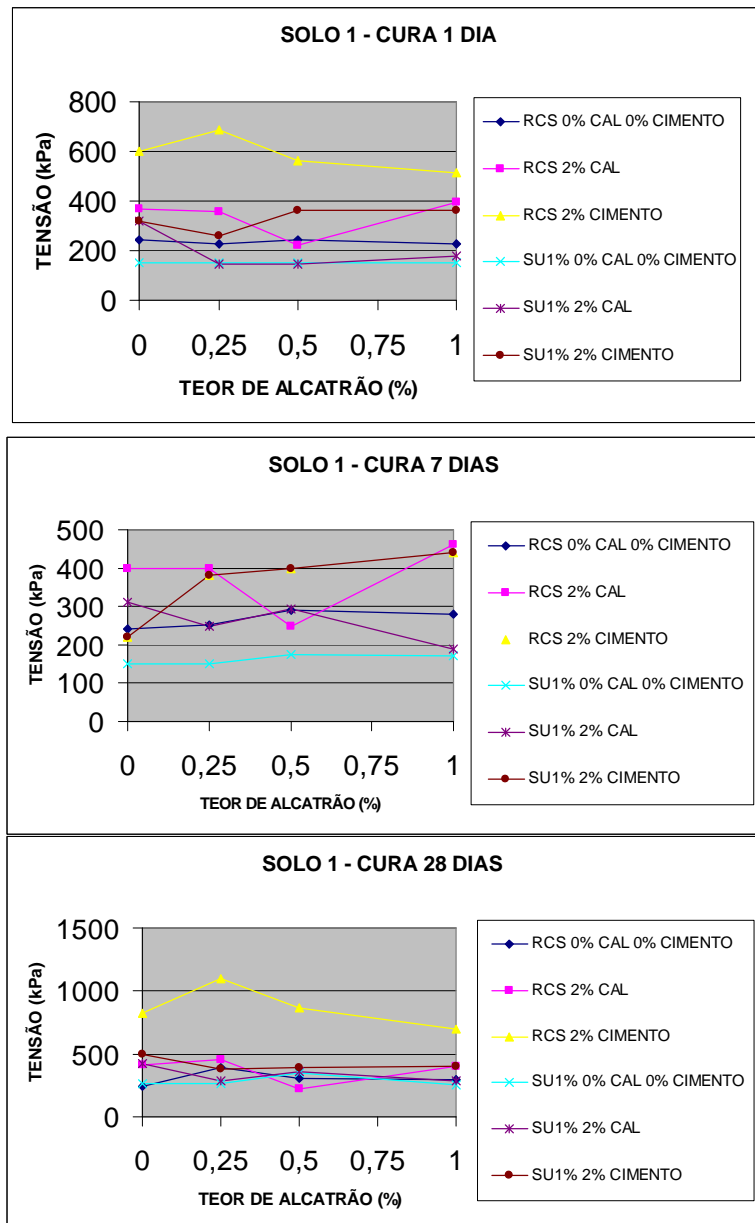


Figura 19 – Efeito da resistência à compressão simples ou da tensão correspondente a deformação de 1% e do teor de alcatrão na tensão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1 no estado natural e estabilizado quimicamente.

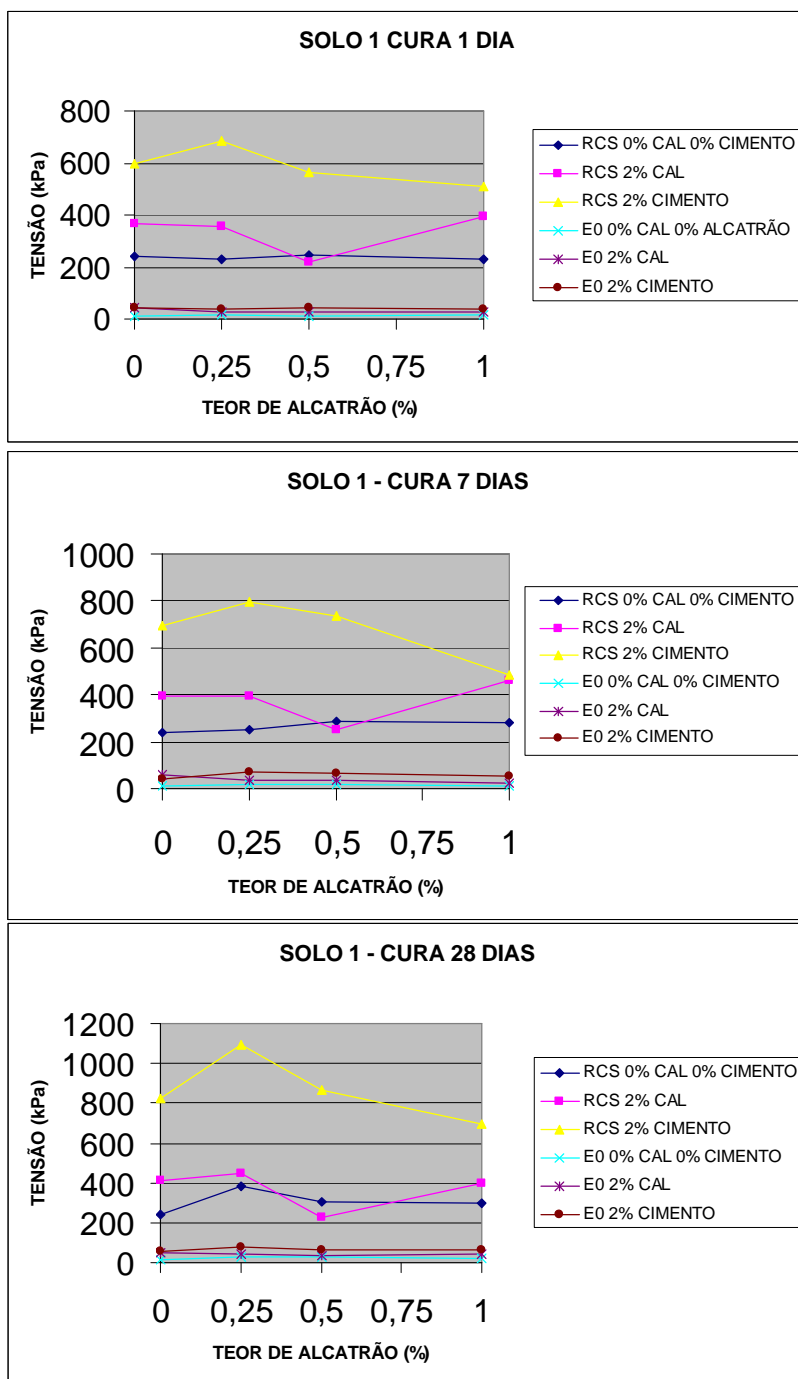


Figura 20 – Efeito da resistência à compressão simples ou do módulo tangente inicial e do teor de alcatrão na tensão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 1 no estado natural e estabilizado quimicamente.

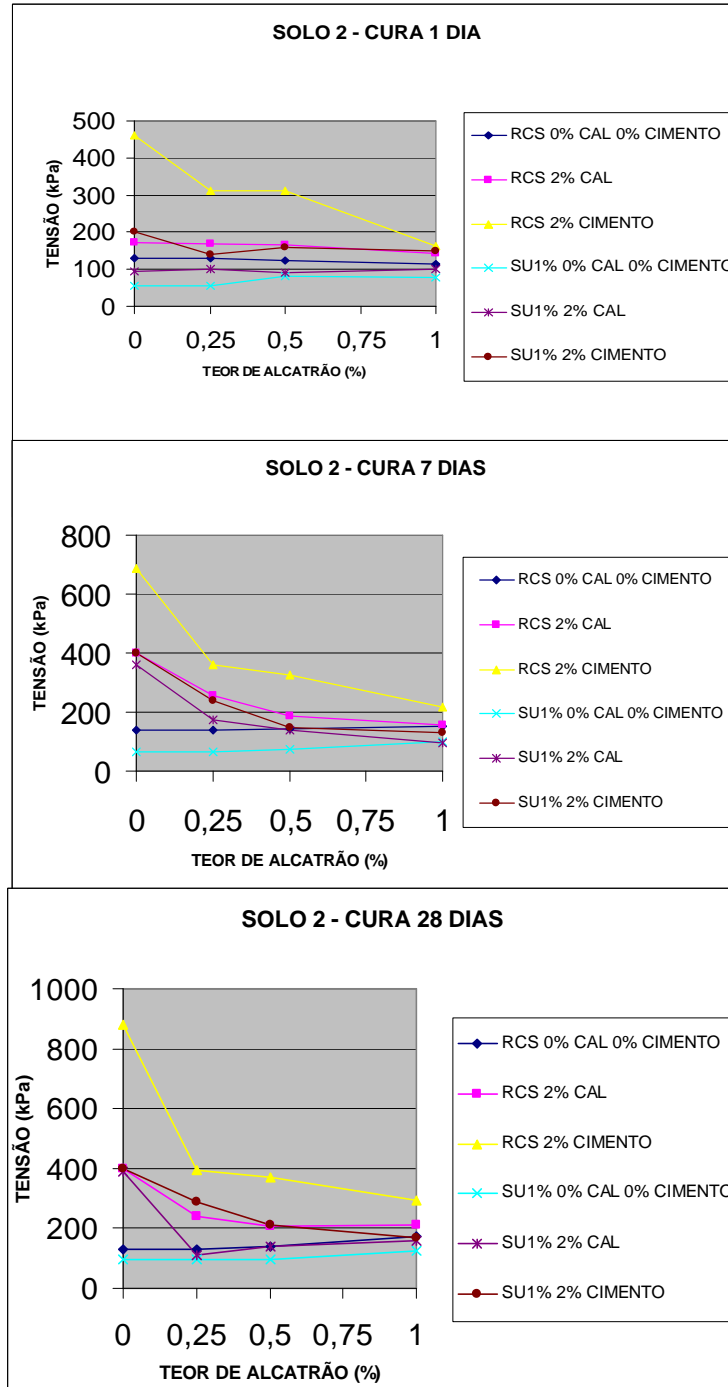


Figura 21 – Efeito da resistência à compressão simples ou da tensão correspondente à deformação de 1% e do teor de alcatrão na tensão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2 no estado natural e estabilizado quimicamente.

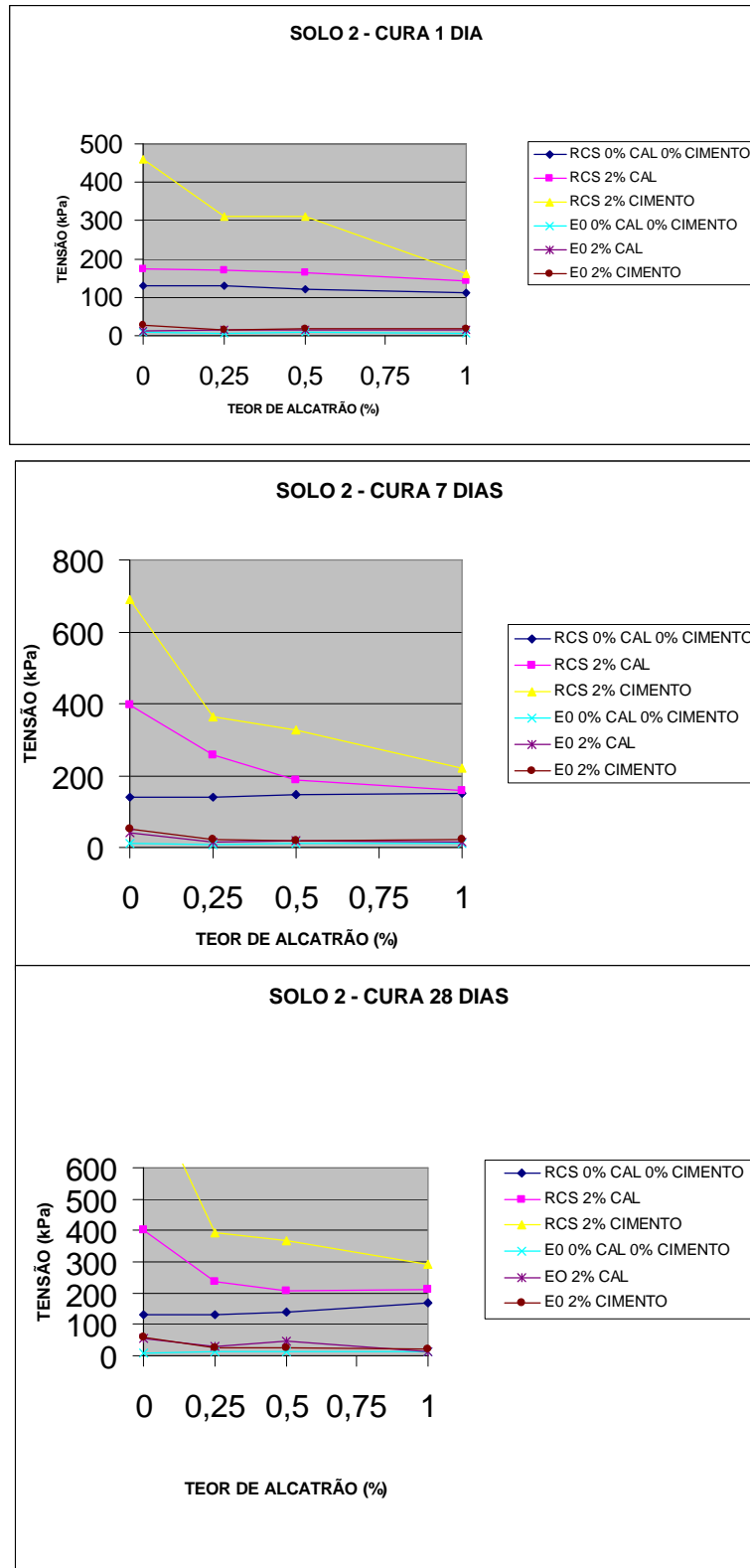


Figura 22 – Efeito da resistência à compressão simples ou do módulo tangente inicial e do teor de alcatrão na tensão para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, para o solo 2 no estado natural e estabilizado quimicamente.

Analisando o solo 1, quanto a RCS e $S_{U1\%}$ ou quanto a RCS e E_0 , observou-se que, quanto ao período de cura, geralmente para o período de cura de 28 dias este solo estabilizado com cimento e sem a utilização de teores de alcatrão apresentou os maiores resultados com relação a estes parâmetros.

Analisando o solo 2, quanto a RCS e $S_{U1\%}$, observou-se que, quanto ao período de cura, geralmente para o período de cura de 28 dias este solo estabilizado com cimento e sem a utilização de teores de alcatrão apresentou os maiores resultados com relação a estes parâmetros. Entretanto, para a RCS e E_0 o melhor resultado foi observado para o período de cura de 7 dias.

A partir da análise dos vários dados contidos nas figuras estudadas, observou-se que a adição de alcatrão às misturas solo-cal e solo-cimento mostrou-se benéfica para alguns tratamentos. O que reforça a necessidade de se proceder à análise do efeito da adição de estabilizantes químicos aos solos, em bases regionais, respeitando-se as características de cada solo, além de definir cuidadosamente o teor ótimo de cada mistura.

4. 4. Módulo de resiliência

Os quadros C1 a C9 e C10 a C27, Anexo C, relativos aos solos 1 e 2 e às suas respectivas misturas estabilizadas quimicamente, apresentados no Anexo C, contêm os parâmetros de modelos ou equações de previsão do comportamento resiliente destes solos e de suas respectivas misturas estabilizadas quimicamente. Esses parâmetros foram obtidos experimentalmente, em laboratório, através da realização dos ensaios triaxiais cíclicos.

Os valores de módulos encontrados têm-se apresentado na faixa dos citados nas referências bibliográficas consultadas.

As Figuras 23 a 28, ilustram alguns comportamentos do módulo de resiliência do solo 1 em seu estado natural e estabilizado quimicamente e a Figura 29, ilustra o comportamento do módulo de resiliência do solo 2 em seu estado natural e estabilizado quimicamente.

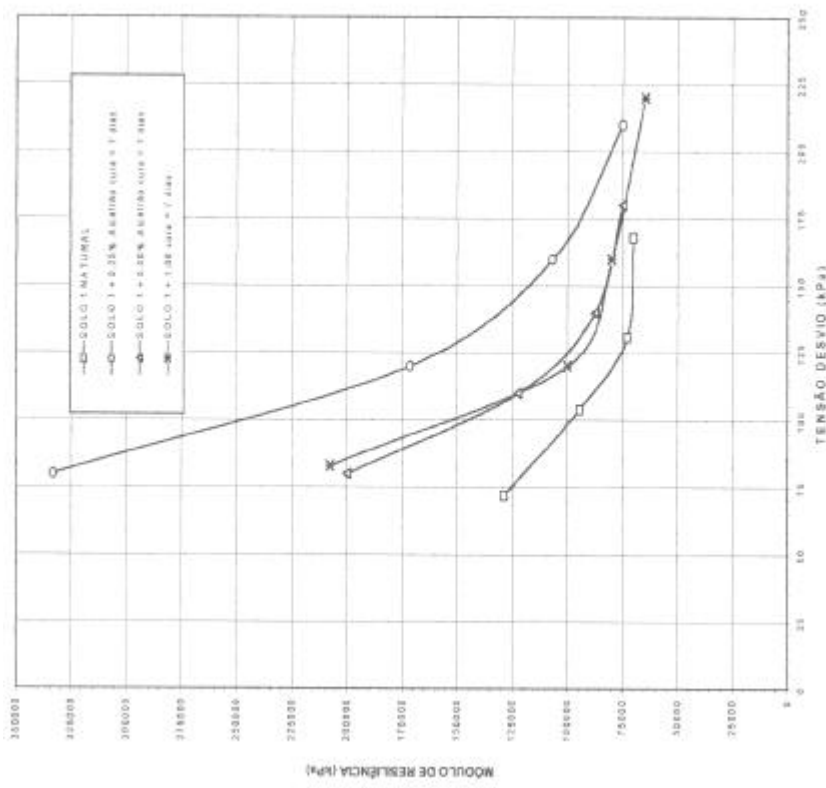
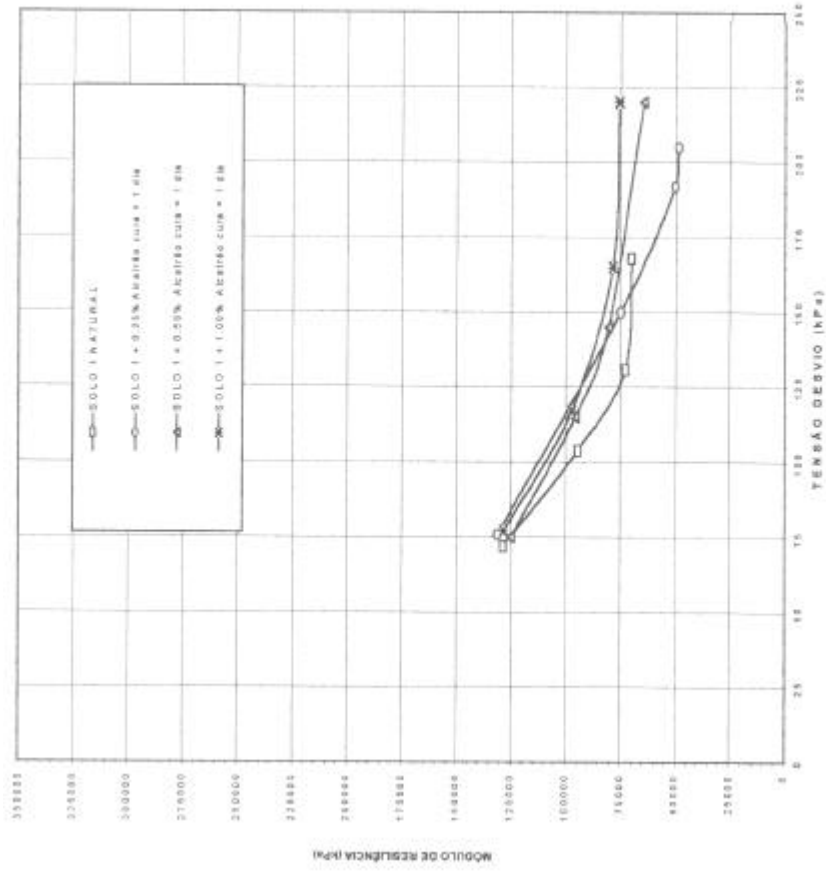


Figura 23 – M_R versus "Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com alcatrão, nos períodos de cura de 1 e 7 dias

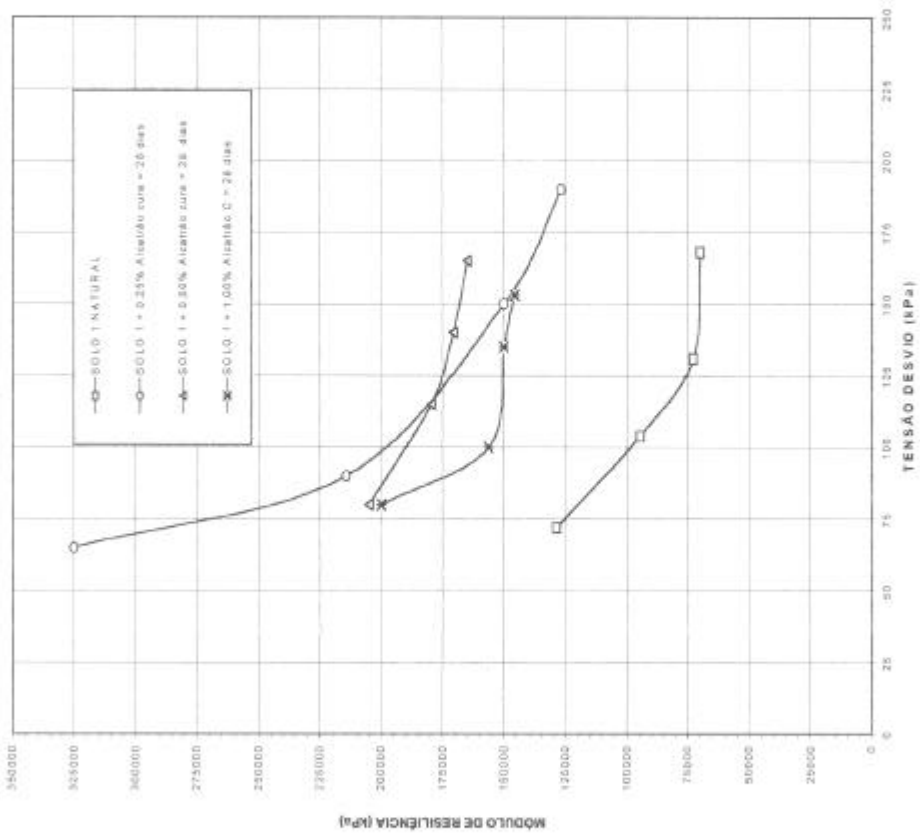


Figura 24 – M_R "versus" Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com alcatrão, período de cura de 28 dias

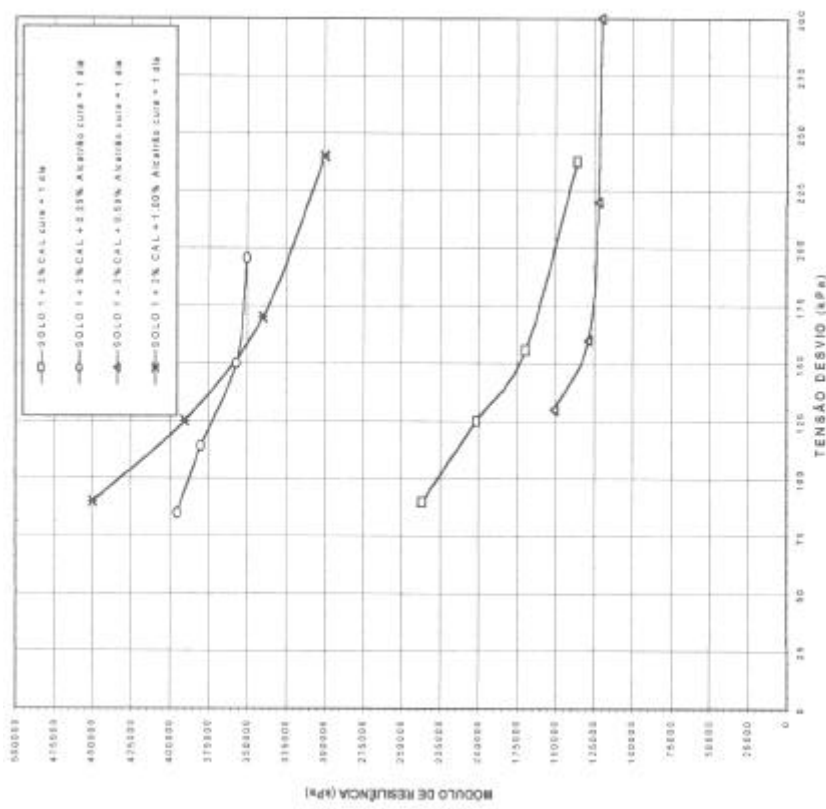
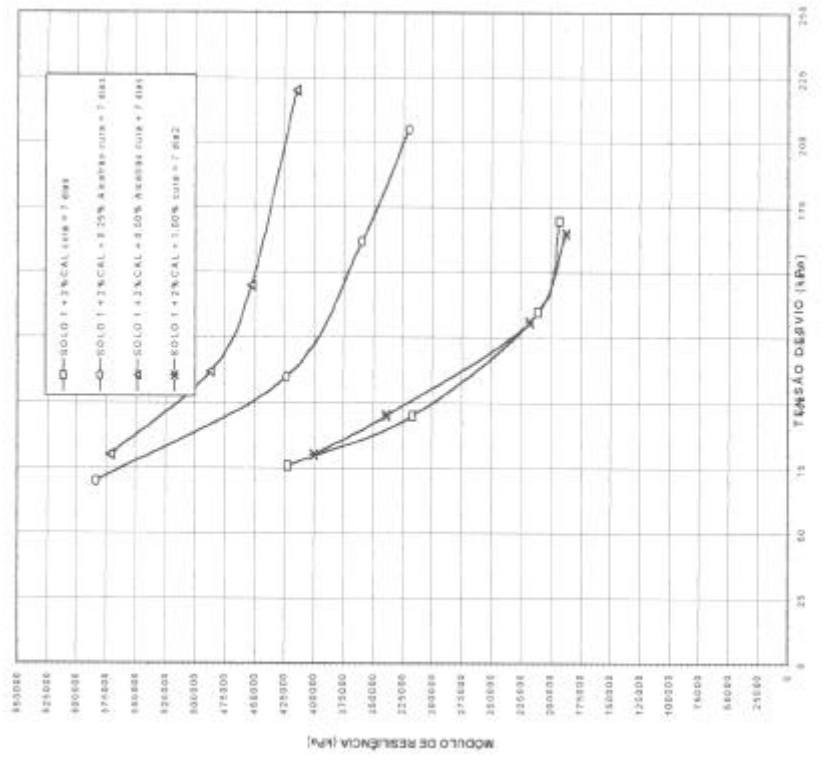


Figura 25 – M_R "versus" Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com cal e alcatrão, nos períodos de cura de 1 e 7 dias

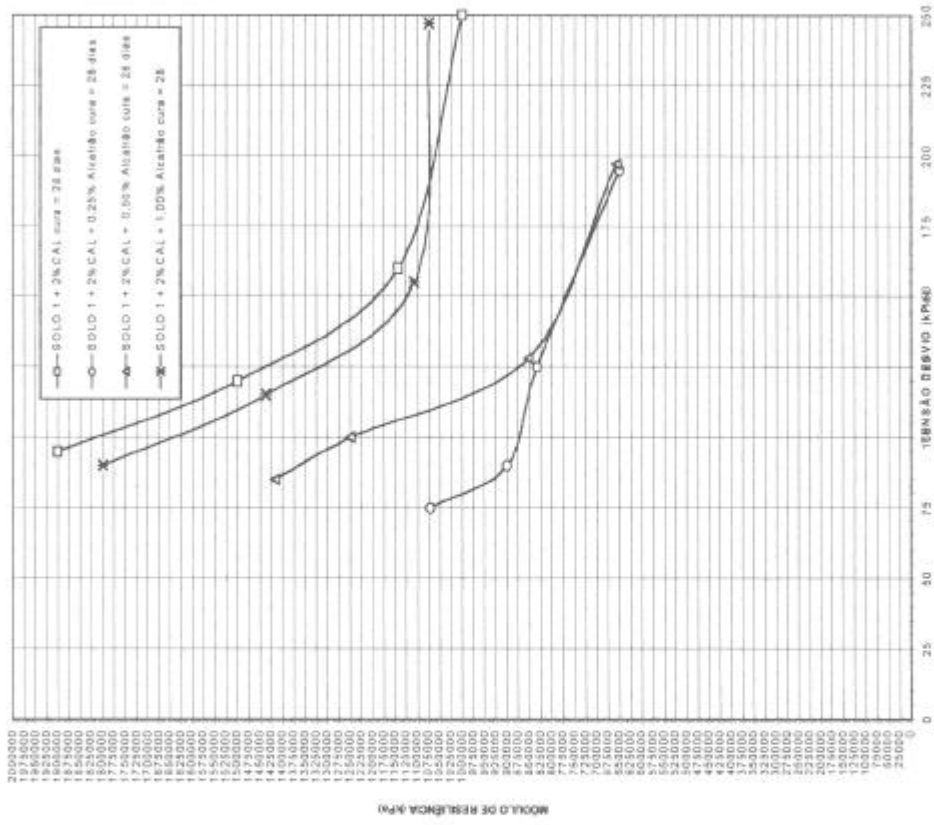


Figura 26 – M_R "versus" Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com cal e alcatrão de cura de 28 dias

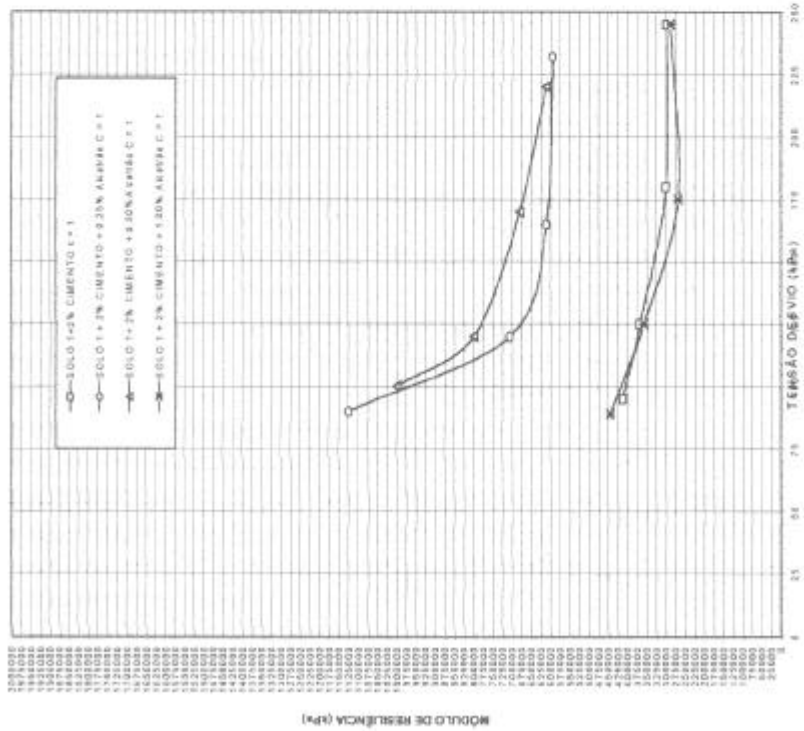
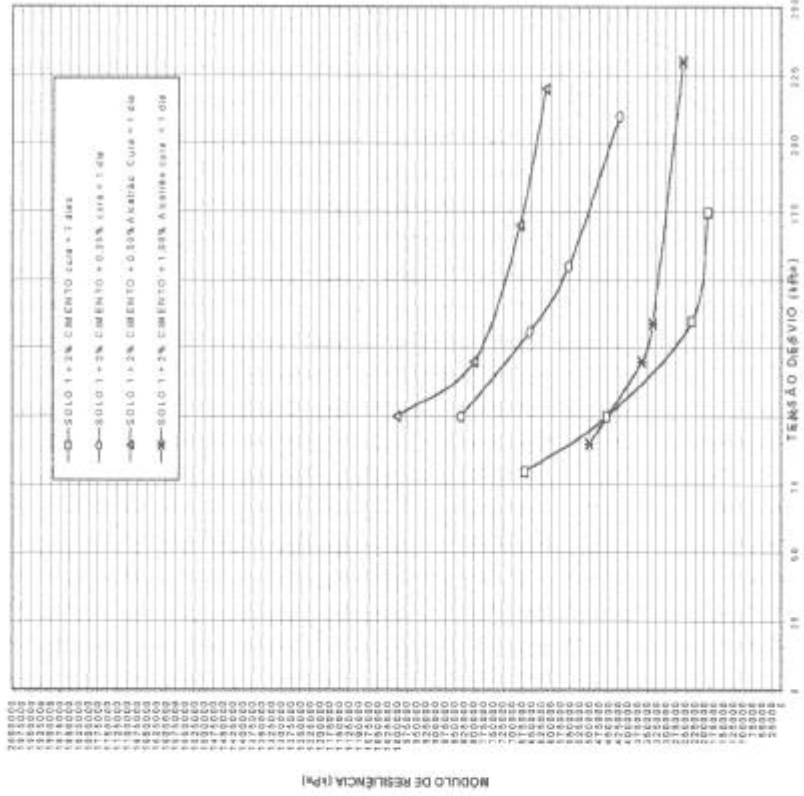


Figura 27 – M_R "versus" Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com cimento e alcatrão, nos períodos de cura de 1 e 7 dias

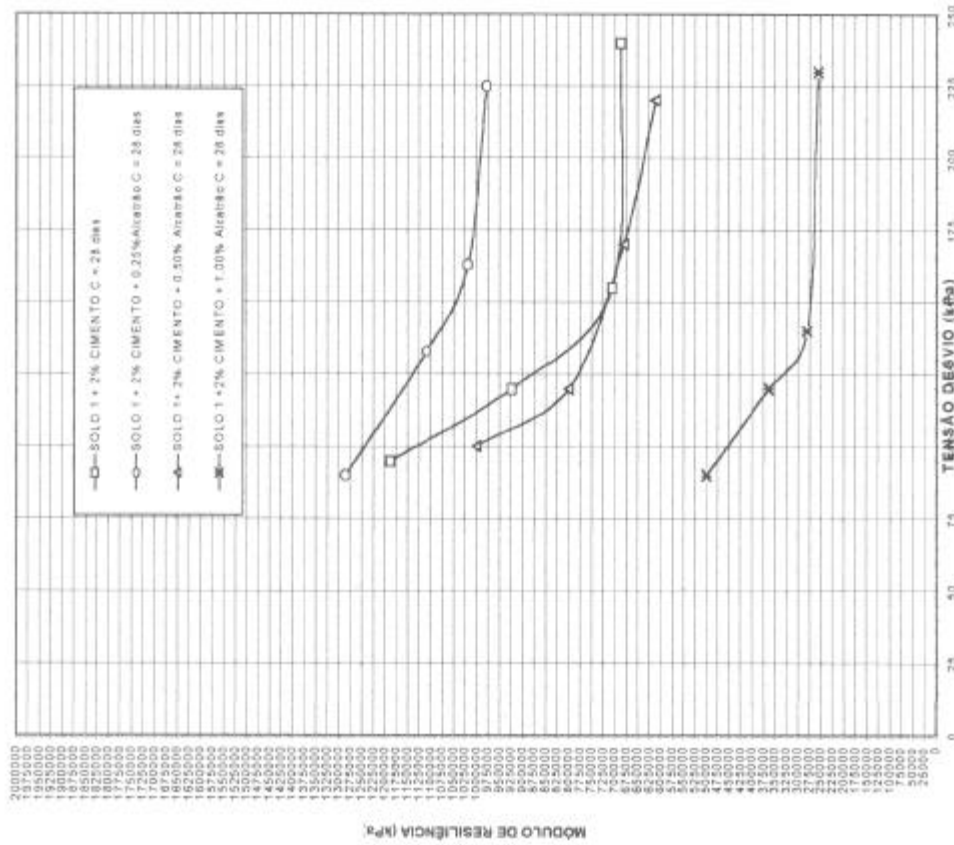


Figura 28 – M_R "versus" Tensão desvio para o solo 1 em seu estado natural e estabilizado com cimento e alcatrão, período de cura de 28 dias

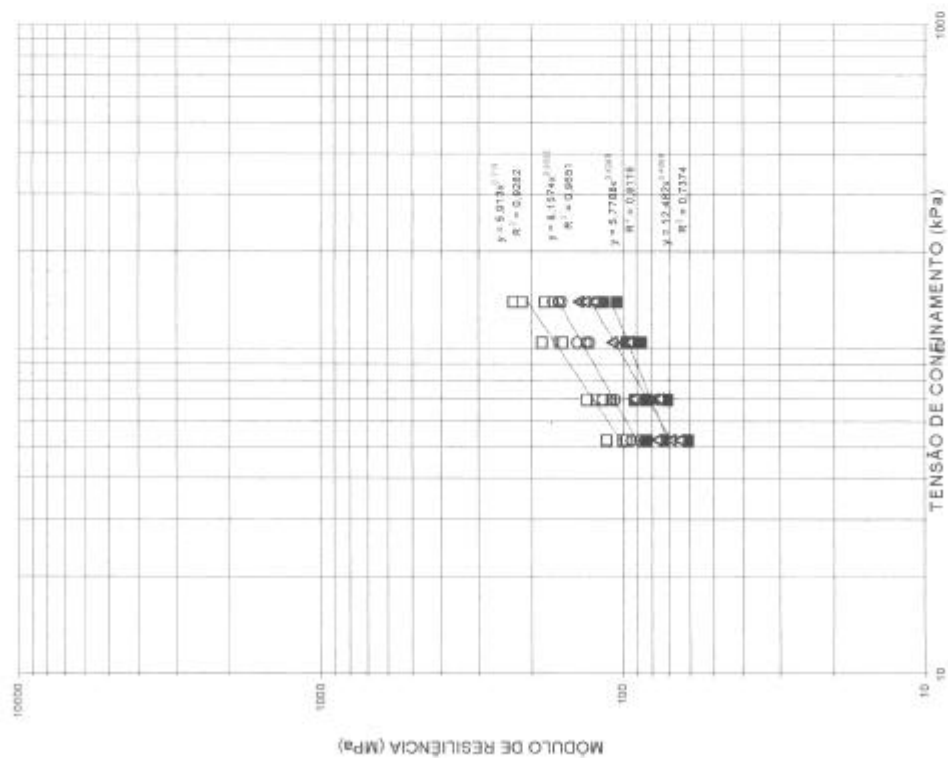
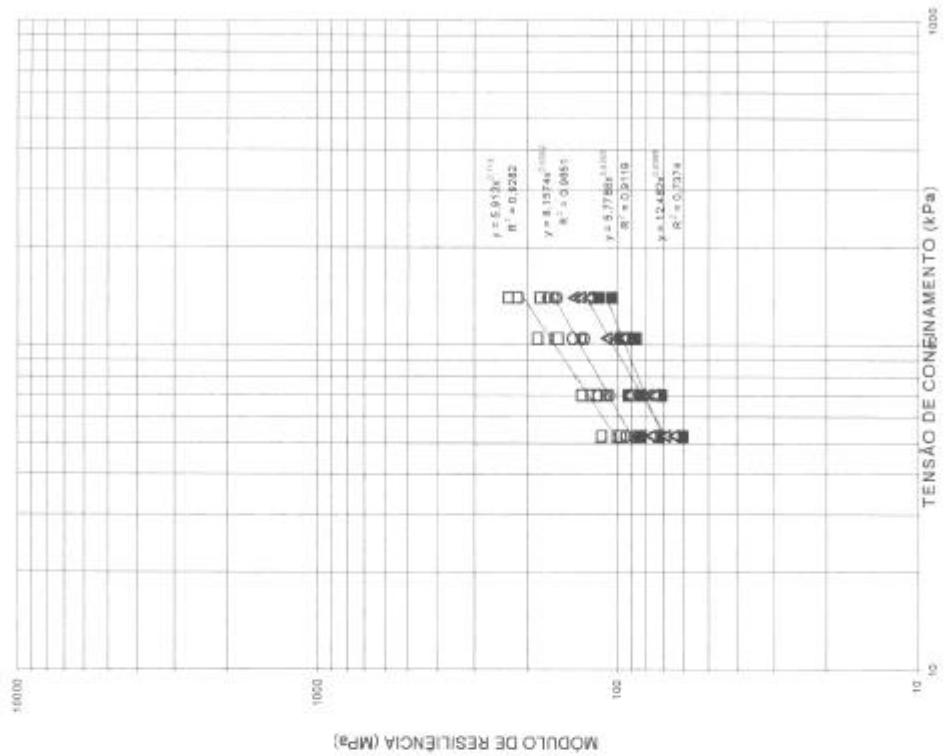


Figura 29 – M_R "versus" Tensão de confinamento para o solo 2 em seu estado natural e estabilizado com cal e alcatrão, período de cura de 28 dias

Com base nas ilustrações (Figuras 23 a 29), observou-se que o comportamento resiliente dos solos é influenciado pelos teores de aditivos químicos adicionados e pelos períodos de cura.

O acréscimo de aditivos químicos, como o cimento, ao solo e o aumento de sua potencialidade devido à aplicação do alcatrão, em alguns casos, parece indicar para a viabilidade de proceder a estudos mais aprofundados com relação às características de cada solo bem como do teor ótimo das misturas dos estabilizantes utilizados.

Observou-se nitidamente o comportamento bi-linear assumido pelo solo 1 em seu estado natural e quando estabilizado quimicamente e um comportamento linear bem característico de solos granulares, para o solo 2 em seu estado natural e quando estabilizado quimicamente.

4. 5. Correlações entre o módulo de resiliência e parâmetros geotécnicos de fácil obtenção

Além da equação de previsão do comportamento resiliente dos solos 1 e 2 em seus estados naturais e estabilizados quimicamente, foram pesquisadas ainda correlações do módulo de resiliência com várias variáveis independentes, quais sejam: E_0 , σ_d , θ e $S_{U1\%}$. As Figuras 30 e 31 ilustram as melhores relações obtidas.

Para o cálculo dos módulos resilientes apresentados neste trabalho, visando a sua correlação com alguns dos parâmetros geotécnicos de fácil obtenção, utilizou-se a tensão desvio de 70 kPa uma vez que tensões inferiores a esta causavam uma série de dificuldades na determinação do módulo de resiliência, com relação ao equipamento triaxial de carga repetida utilizado.

O maior R^2 apresentado pelo solo 1 (Figura 30), foi igual a 0,825, com um erro padrão de 0,168, quando se trabalhou com o solo 1 em seu estado natural mais o solo 1 estabilizado com alcatrão e cimento-alcatrão nos períodos de cura de 1, 7 e 28 dias. Este valor foi observado para a correlação efetuada entre o módulo de resiliência (M_R) e os parâmetros tensão desvio (σ_d), primeiro invariante de tensão (θ) e o módulo tangente inicial (E_0). Esta mesma correlação forneceu para o solo 2 (Figura 31), um R^2 igual a 0,809 e um erro padrão de 0,067. Este foi o maior coeficiente de determinação entre todas as correlações testadas para o

solo 2 em seu estado natural e estabilizado quimicamente. Foi obtido quando se trabalhou com a cal-alcatrão nos períodos de cura de 1, 7 e 28 dias.

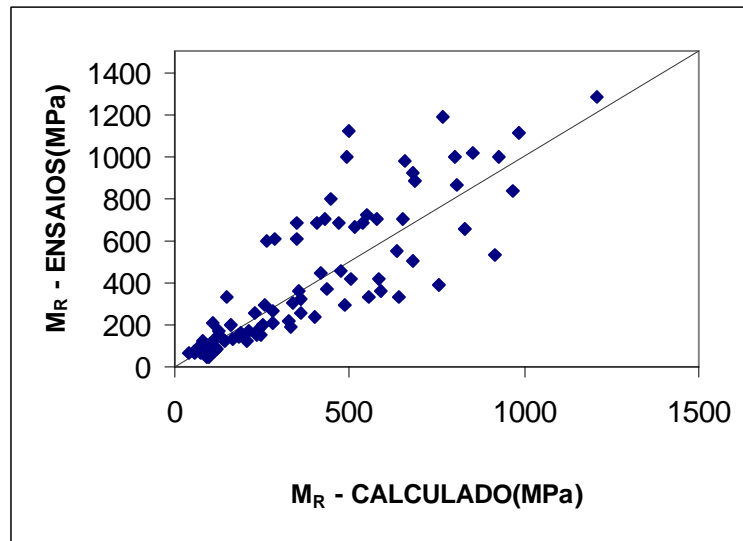


Figura 30 – M_R – Ensaios “versus” M_R – Calculado, solo 1 em seu estado natural e estabilizado quimicamente

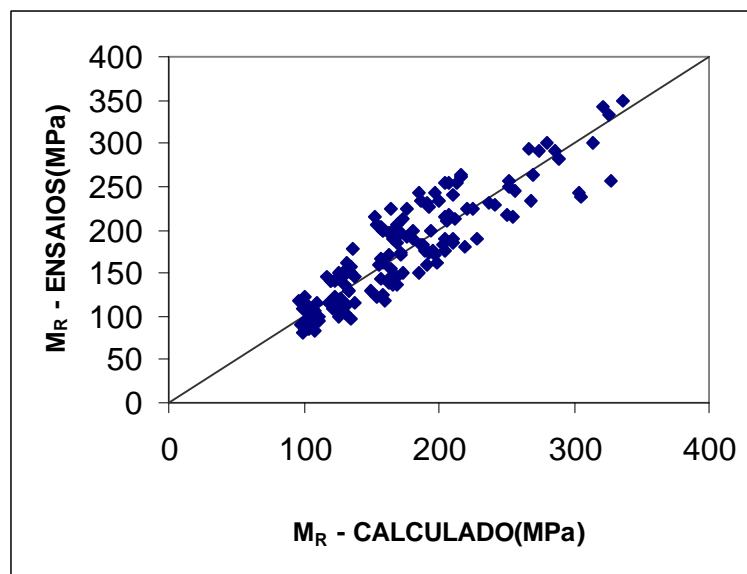


Figura 31 - M_R – Ensaios “versus” M_R – Calculado, solo 2 em seu estado natural e estabilizado quimicamente

5. CONCLUSÕES

Com base nos valores dos coeficientes de determinação (R^2), encontrados para algumas correlações do módulo de resiliência com os parâmetros de tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$) e módulo tangente inicial (E_0), dos solos e/ou misturas estabilizadas quimicamente, apresenta-se as seguintes conclusões:

- a) há uma grande possibilidade de se determinar o módulo de resiliência através do emprego de alguns parâmetros geotécnicos de fácil obtenção; merecendo destaque, a utilização da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$) e do módulo tangente inicial (E_0). Ambos os parâmetros ocorrem no ramo elástico das curvas tensão “versus” deformação e é justamente no regime elástico que o módulo de resiliência atua avaliando a rigidez do material;
- b) conclui-se que a correlação de mais de um parâmetro com o módulo de resiliência também se apresenta bastante promissora, como ficou evidenciado neste trabalho, quando se correlacionou o módulo de resiliência com os parâmetros (σ_d) - tensão desvio, θ - primeiro invariante de tensão e (E_0) - módulo tangente inicial; obtendo-se, para a combinação solo 1, em seu estado natural, mais 2% de cimento, mais alcatrão Man-170 (nos períodos de cura de 1, 7 e 28 dias), um R^2 de 0,825;

c) para esta mesma correlação $M_R = f(\sigma_d, \theta \text{ e } E_0)$, porém para o solo 2 mais 2% de cal mais alcatrão Man-170, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, obteve-se um R^2 de 0,809;

d) conclui-se, também, que com base nos valores obtidos de módulo de resiliência, é possível analisar o comportamento estrutural de um pavimento, empregando-se em algumas de suas camadas, os solos e/ou misturas utilizados neste trabalho, a partir da utilização de métodos racionais aplicados à mecânica dos pavimentos, como por exemplo: o ELSYM5.

6. RECOMENDAÇÕES

Recomenda-se proceder a estes mesmos ensaios, porém, utilizando outras metodologias de determinação do módulo de resiliência e equipamento mais sensível às baixas tensões. E, também, exercer um maior controle de temperatura dentro da câmara triaxial principalmente por se estar trabalhando com um material betuminoso (o alcatrão); para que se possa determinar a influência da temperatura no comportamento mecânico dos corpos-de-prova ensaiados.

Deve-se, também, investigar novos parâmetros que facilitem, ainda mais, a determinação do módulo de resiliência e de modelos mais confiáveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO Guide for Design of Pavement Structures.** American Association of State Highways Officials, Washington, D.C., v.1,1986.
- AASHTO Guide for Design of Pavement Structures.** American Association of State Highways Officials, Washington, D.C., v.2,1993.
- AASHTO Interim Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils and Untreated Base/Subbase Materials.** AASHTO Designation T 292-911, Washington, D.C., 1991.
- AASHTO Standard Method of Test for Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soil-SHRP Protocol P46.** AASHTO Designation T 294-92, Washington, D.C., 1992.
- AASHTO Standard Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Material.** AASHTO Designation TP46-94, Revised in 1996-1997, Edition 1B, June, Washington, D.C.,1997. 33p.
- 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, 1999. p.1084-1109.
- ALCÂNTARA, M.A.M. Estabilização química dos solos para fins rodoviários: técnicas disponíveis e estudo de caso dirigido à estabilização solo-cal de três solos de Ilha Solteira-SP.** Viçosa: UFV, 1995. 91p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, 1995.
- ARAÚJO, J. R. S. S. Estudo do comportamento resiliente de dois solos da região de Viçosa – MG.** Viçosa: UFV, 2001. 72p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 2001.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7181/84**, Solo; análise granulométrica. Rio de Janeiro: 1984a. 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6459/84**, Solo; determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro: 1984b. 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7180/84**, Solo; determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: 1984c. 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6508/84**, Solo; determinação da Massa Específica Aparente. Rio de Janeiro: 1984d. 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7182/86**, Solo; ensaio de Compactação. Rio de Janeiro: 1986. 10p.
- AZEVEDO, M. A. A.; LIMA, D. C.; BUENO, B. S.; MINETTE, E.; SCAEFFER, C. F. Sistemas de classificação aplicados aos solos de Viçosa-MG. In: VII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 2000, Lisboa. **Anais...** Lisboa: 2000. v.1, p.21-28.
- BUENO, B. S.; LIMA, D. C. Técnicas de estabilização de solos com fins rodoviários. In: 2º SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE EXPLORAÇÃO E TRANSPORTE FLORESTAL, SIF/UFV, 1991. Belo Horizonte. **Anais...**Belo Horizonte: 1991. p.143-183.
- BARKSDALE, R. D. Compressive stress pulse times in flexible pavements for use in dynamic testing. **Highway Research Board**, n. 345, p.32-44, 1971.
- BERNUCCI, L. L. B. O módulo resiliente de solos lateríticos e sua aplicação ao dimensionamento de pavimentos de vias de baixo volume de tráfego. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1,1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 1997. p.491-508.
- BERNUCCI, L. L. B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego.** São Paulo: Escola Politécnica da USP, 1995. 237p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Paulo, 1995.
- 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.** São Carlos: EESC-USP, 1998. 131p. Tese (Mestrado) - Universidade de São Paulo, 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: EESC-USP, 1997. 206p. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, 1997.

- CHOU, Y.T. Analysis of permanent deformations of flexible airfield pavements. **Federal Aviation Administration**. Washington, DC, 20591. 116p, 1977.
- DNER. **Relatório final da pesquisa sobre solos tropicais**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1990. 94p.
- DNER-ME 131/86. **Determinação do módulo de resiliência dos solos**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária DNER-ME 131/86, 1986. p.1-8.
- DNER-ME 131/94. **Solos - determinação do módulo de resiliência**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária DNER-ME 131/94, 1994. p.1-8.
- FERNANDES, D. C. M. **Viabilidade do uso de alcatrão de madeira de eucalipto na estabilização de solos residuais para fins rodoviários**. Viçosa: UFV, 2000. 124p. Dissertação (Doutorado em Engenharia Florestal) – Universidade Federal de Viçosa, 2000.
- FERRAZ, R. L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais**. Viçosa: UFV, 1994. 180p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, 1994.
- FOSSBERG, P. E. Some deformations characteristics of a lime stabilized clay. **Highway Research Record**. n. 263, p.19-26, 1969.
- HERRIN, M.; MITCHELL, H. **Lime-soil mixtures**. Washington D.C.: Highway Research Board, 1961. p.99-138. (Bulletin H. R. B.).
- HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. Factors influencing the resilient response of granular materials. **Highway Reserch Record**. Washington, DC, n.345, p.15-31, 1971.
- LEE, W.; BOHRA, N. C.; ALTSCHAEFFL, A. G.; WHITE, T. D. Resilient modulus of cohesive soils and the effect of freeze-thaw. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 32, n. 4, p.559-568, 1995.
- 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, n.2, p.131-136, 1997.
- LI, D.; SELIG, E. T. Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. ASCE, **Journal of Geotechnical Engineering**, v.120, n.6, p.939-957, 1994.
- LIMA, D. C., BUENO, B. S. **Estabilização de solo I - Os solos**. Viçosa-MG: UFV, 1993, 38p.
- LIMA, D. C.; BUENO, B. S. **Pavimentação betuminosa (os materiais betuminosos)**. Viçosa, MG. UFV, 1981, 57p.

- LIMA, D. C.; BUENO, B. S., SILVA, C. H. C. **Estabilização de solo II - Técnicas e aplicação a solos da microrregião de Viçosa-MG.** Viçosa-MG:UFV,1993, 32p.
- LIMA, D. C.; GARCIA, E. R.; CARVALHO, C. A. B.; BARBOSA, P. S. A.; SILVA, W. R. Uma proposta para a análise da resposta de misturas solo-cal a carregamento cíclicos: Aplicações em estradas. In: VI CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE FLORESTAS, SIF/UFV, 2000. Porto Seguro, BA. **Anais...** Porto Seguro: Outubro, 2000, p.375-377.
- LIMA, D. C.; ROHM, S. A.; BARBOSA, P. S. A. **A estabilização dos solos III: Misturas solo-cal para fins rodoviários.** Viçosa, MG. UFV, 1993. 32p.
- MACHADO, C. C. **Manual de práticas para construção de estradas florestais ambientalmente corretas.** Viçosa, Editora UFV, 2002. 250 p. (no prelo).
- MACHADO, C. C. **Sistema brasileiro de classificação de estradas florestais (SIBRACEF):** desenvolvimento e relação com o meio de transporte florestal rodoviário. Curitiba: UFPr, 1989. 188p. Tese (Doutorado em Ciência Florestal) - Universidade Federal do Paraná, 1989.
- MACHADO, C. C.; MALINOVSKI, J. R. **Rede viária florestal.** Curitiba: UFPr, FUPEF, 1986. 157p.
- MASUDA, H. **Carvão e coque aplicados à metalurgia.** Belo Horizonte: ABM, 1983. v1. 130p.
- MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos.** Rio de Janeiro, Editora UFRJ, 1997. 380p.
- MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. Design of asphalt pavements using lateritic soils in Brazil. **Solos e Rochas**, 1988. 11 (único): p.3-9.
- MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. **Solos e Rochas**, São Paulo, 1980. p.3-26.
- MOTTA, L. M. G.; MACÊDO, J. A. G. Ensaio triaxial dinâmico de solos para pavimentos - novas tendências. . In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: 1998. v.1, p.623-628.
- NAZARIAN, S.; FELIBERTI, M. Methodology for resilient modulus testing of cohesionless subgrades. **Transportation Research Record**, n.1406, Washington, D.C., p.108-115, 1993.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. Considerações geotécnicas sobre o bom desempenho de pavimentos envolvendo solos lateríticos. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: 1998. v.1, p.615-622.

- ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. 1993. 368p.
- PARREIRA, A. B.; CUNTO, F. J. C.; CARMO, C. T. e RODRIGUES, J. K. O módulo resiliente de alguns materiais de pavimentação e a sua estimativa a partir de ensaios de compressão simples. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: 1998, v.1, p.149-155.
- PREUSSLER, E. S. **Ensaio triaxiais dinâmicos de solo arenoso**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 1978. 173p. (Tese de Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1978.
- PREUSSLER, E. S. **Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 1983. 257 p. (Tese de Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1983.
- RESENDE, M. **Pedologia**. Viçosa-MG: Universidade Federal Viçosa, Imprensa Universitária, 1992. 100p. (Publicação, 140).
- ROCHA, E. M. **Elementos de mecânica dos solos e fundações**. Belo Horizonte, UFMG, 1963. 153p.
- SANT'ANNA, G. L.; MACHADO, C. C.; LIMA, D. C.; CARVALHO, C. A. B. JUCKSCH, I. Módulo de resiliência de solos e misturas estabilizadas quimicamente. In: VI CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE FLORESTAS, SIF/UFV, 2000. Porto Seguro. **Anais...** Porto Seguro: Outubro, 2000. p411-413.
- SEED, H. B.; CHAN, C. K.; LEE, C. E. **Resistance characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue in asphalt pavements**. Proc. International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, August, 1962.
- SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação**. São Paulo: Pini, 1997.174p.
- SILVA, D. P. **Estudo do comportamento geológico de solos estabilizados com cimento: processos gerais de estabilização**. Lisboa: Ministério de obras públicas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1968, 343p. (Especialização).
- SILVA, W. R. **Comportamento de pré-misturado a frio denso reforçado com fibras sintéticas**. Viçosa: UFV, 1998. 91p. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, 1998.
- SOUZA M. L. **Pavimentação rodoviária**. 2.ed. Rio de Janeiro: DNER instituto de Pesquisa Rodoviária, Livros Técnicos e Científicos, 1980. 362p.

- SVENSON, M. **Ensaio triaxiais dinâmicos em solos argilosos**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 1980. 135p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1980.
- TRB. Test Procedures for characterizing dynamic stress - strain properties of pavement materials. Transportation Research Board, National Research Council, **National Academy of Sciences**, Special Report 162, Edited by Richard D. Barksdale, Washington, D.C., 1975. 40p.
- TRINDADE, T. P.; CARVALHO, C. A. B.; LIMA, D. C. Comportamento resiliente de um solo arenoso da região de Viçosa-MG no estado natural e estabilizado com cimento. In: 33ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2001, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: 2001. p.369-382.
- TRINDADE, T. P.; CARVALHO, C. A. B.; SILVA, C. H. C.; LIMA, D. C. BARBOSA, P. S. A. **Resilient modulus of structures /cemented soil stabilized with cement**, ASTM's resilience modulus testing for pavement components (STP 1437), June 27-28. Salt Lake City, USA. 2002.
- VIEIRA, L. S. **Solos propriedades, classificação e manejo**. Brasília, MEC/ABEAS. 1988. 154p.
- VIEIRA, S. V. **Estabilização de solos com licor negro kraft concentrado para fins rodoviários**. Viçosa: UFV, 1994. 126p. Dissertação (Mestrado em Ciência Florestal) - Universidade Federal de Viçosa, 1994.

ANEXO A

Neste Anexo são apresentados os quadros que ilustram a variação dos ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$) em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, dos solos 1 e 2 estabilizados quimicamente.

O solo 1, em seu estado natural, apresenta uma resistência à compressão simples de 241 kPa e tensão correspondente à deformação de 1% igual a 150 kPa. O solo 2, em seu estado natural, apresenta uma resistência à compressão simples de 148 kPa e tensão correspondente à deformação de 1% igual a 55 kPa.

Quadro A1 - Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$) para solo 1 + alcatrão.

SOLO	ALCATRÃO (%)	CURA = 1 DIA		CURA = 7 DIAS		CURA = 28 DIAS	
		RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)
1	0,25	228	150	251	150	386	260
	0,50	244	150	290	175	308	350
	1,00	229	150	279	170	297	250

Quadro A2 - Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$), para solo 1 + cal + alcatrão.

CAL 2%		CURA = 1 DIA		CURA = 7 DIAS		CURA = 28 DIAS	
SOLO	ALCATRÃO (%)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)
1	0,00	368	320	398	310	415	420
	0,25	358	145	398	250	450	280
	0,50	220	145	250	295	225	360
	1,00	393	180	460	190	397	280

Quadro A3 - Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$) para solo 1 + cimento + alcatrão.

CIMENTO 2 %		CURA = 1 DIA		CURA = 7 DIAS		CURA = 28 DIAS	
SOLO	ALCATRÃO (%)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)
1	0,00	598	320	695	220	826	500
	0,25	685	260	796	380	1096	380
	0,50	564	360	736	400	865	390
	1,00	512	360	483	440	693	400

Quadro A4 - Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$) para solo 2 + alcatrão.

SOLO	ALCATRÃO (%)	CURA = 1 DIA		CURA = 7 DIAS		CURA = 28 DIAS	
		RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)
2	0,25	129	55	140	65	129	95
	0,50	122	80	145	76	139	98
	1,00	113	78	152	100	171	125

Quadro A5 - Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$) para solo 2 + cal + alcatrão.

CAL 2%		CURA = 1 DIA		CURA = 7 DIAS		CURA = 28 DIAS	
SOLO	ALCATRÃO (%)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)
2	0,00	173	95	398	360	400	390
	0,25	170	100	256	175	238	110
	0,50	164	90	186	140	207	140
	1,00	143	100	157	95	212	160

Quadro A6 - Resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) e da tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{u1\%}$), para solo 2 + cimento + alcatrão.

CIMENTO 2 %		CURA = 1 DIA		CURA = 7 DIAS		CURA = 28 DIAS	
SOLO	ALCATRÃO (%)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)	RCS (kPa)	$S_{u1\%}$ (kPa)
2	0,00	461	200	689	400	878	400
	0,25	312	140	362	240	395	290
	0,50	311	160	328	150	368	210
	1,00	162	150	219	130	291	170

ANEXO B

Neste Anexo são apresentados os quadros que ilustram a variação do módulo tangente inicial em função do teor de alcatrão, para os períodos de cura de 1, 7 e 28 dias, dos solos 1 e 2 em seu estado natural e estabilizados quimicamente.

Quadro B1 - Valor do módulo tangente inicial (E_0) para solo 1 + alcatrão.

SOLO	ALCATRÃO (%)	CURA = 1 DIA	CURA = 7 DIAS	CURA = 28 DIAS
		E_0 (kPa)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)
1	0,00	13000	-	-
	0,25	17000	16000	30000
	0,50	10000	17000	26000
	1,00	15000	13000	24000

Quadro B2 - Valor do módulo tangente inicial (E_0) para solo 1 + cal + alcatrão.

CAL 2 %		CURA = 1 DIA	CURA = 7 DIAS	CURA = 28 DIAS
SOLO	ALCATRÃO (%)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)
1	0,00	42000	58000	48000
	0,25	25000	34000	40000
	0,50	25000	33000	39000
	1,00	29000	24000	40000

Quadro B3 - Valor do módulo tangente inicial (E_0) para solo 1 + cimento + alcatrão.

CIMENTO 2 %		CURA = 1 DIA	CURA = 7 DIAS	CURA = 28 DIAS
SOLO	ALCATRÃO (%)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)
1	0,00	42000	41000	58000
	0,25	41000	70000	80000
	0,50	42000	68000	61000
	1,00	36000	52000	65000

Quadro B4 - Valor do módulo tangente inicial (E_0) para solo 2 + alcatrão.

		CURA = 1 DIA	CURA = 7 DIAS	CURA = 28 DIAS
SOLO	ALCATRÃO (%)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)
2	0,00	10000	10000	10000
	0,25	7000	9000	14500
	0,50	10800	10000	12600
	1,00	6500	12800	13000

Quadro B5 - Valor do módulo tangente inicial (E_0) para solo 2 + cal + alcatrão.

CAL 2 %		CURA = 1 DIA	CURA = 7 DIAS	CURA = 28 DIAS
SOLO	ALCATRÃO (%)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)
2	0,00	13000	41000	56000
	0,25	15000	15500	29000
	0,50	14000	17000	48000
	1,00	14000	16500	13500

Quadro B6 - Valor do módulo tangente inicial (E_0) para solo 2 + cimento + alcatrão.

CIMENTO 2 %		CURA = 1 DIA	CURA = 7 DIAS	CURA = 28 DIAS
SOLO	ALCATRÃO (%)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)	E_0 (kPa)
2	0,00	27500	50000	58000
	0,25	17000	21000	26000
	0,50	20000	17500	24000
	1,00	16000	21500	20500

ANEXO C

Neste Anexo são apresentados os quadros que ilustram os parâmetros de modelos ou equações de previsão do comportamento resiliente dos solos 1 e 2, objetos de estudo deste trabalho, no estado natural e estabilizados quimicamente. Esses parâmetros foram obtidos experimentalmente, em laboratório, através da realização dos ensaios triaxiais cíclicos.

Quadro C1 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1, período de cura de 1 dia.

MODELO BI-LINEAR ADOTADO			$M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d) \quad K_1 > \sigma_d$ $M_R = K_2 + K_4 \cdot (\sigma_d - K_1) \quad K_1 < \sigma_d$	
TEOR DE ALCATRÃO (%)	ε_r (%)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	PARÂMETROS K_1, K_2, K_3 e K_4
0,00	0,056	72	128,571	$K_1 = 130$ kPa $K_2 = 73000$ kPa $K_3 = 958$ $K_4 = -79$
	0,110	104	94,545	
	0,180	131	72,778	
	0,240	168	70,000	
0,25	0,058	76	131,034	$K_1 = 132,5$ kPa $K_2 = 70000$ kPa $K_3 = 1080$ $K_4 = -292$
	0,200	150	75,000	
	0,380	192	50,526	
	0,420	205	48,810	
0,50	0,060	75	125,000	$K_1 = 190$ kPa $K_2 = 50000$ kPa $K_3 = 652$ $K_4 = -490$
	0,120	115	95,833	
	0,180	145	80,556	
	0,340	220	64,706	
1,00	0,060	77	128,333	$K_1 = 135$ kPa $K_2 = 80000$ kPa $K_3 = 833$ $K_4 = -49$
	0,120	117	97,500	
	0,210	165	78,571	
	0,290	220	75,862	

Quadro C2 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1, período de cura de 7 dias.

MODELO BI-LINEAR ADOTADO			$M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d) \quad K_1 > \sigma_d$ $M_R = K_2 + K_4 \cdot (\sigma_d - K_1) \quad K_1 < \sigma_d$	
TEOR DE ALCATRÃO (%)	ε_r (%)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	PARÂMETROS K_1, K_2, K_3 e K_4
0,00	0,056	72	128,571	$K_1 = 130$ kPa $K_2 = 73000$ kPa $K_3 = 958$ $K_4 = -79$
	0,110	104	94,545	
	0,180	131	72,778	
	0,240	168	70,000	
0,25	0,024	80	333,333	$K_1 = 130$ kPa $K_2 = 130000$ kPa $K_3 = 4067$ $K_4 = -688$
	0,070	120	171,429	
	0,150	160	106,667	
	0,280	210	75,000	
0,50	0,040	80	200,000	$K_1 = 120$ kPa $K_2 = 98000$ kPa $K_3 = 2550$ $K_4 = -383$
	0,090	110	122,222	
	0,150	140	87,500	
	0,240	180	75,000	
1,00	0,040	83	207,500	$K_1 = 120$ kPa $K_2 = 90000$ kPa $K_3 = 3176$ $K_4 = -253$
	0,120	120	100,000	
	0,200	160	80,000	
	0,340	220	64,706	

Quadro C3 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1, período de cura de 28 dias.

MODELO BI-LINEAR ADOTADO			$M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d) \quad K_1 > \sigma_d$ $M_R = K_2 + K_4 \cdot (\sigma_d - K_1) \quad K_1 < \sigma_d$	
TEOR DE ALCATRÃO (%)	ε_r (%)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	PARÂMETROS K_1, K_2, K_3 e K_4
0,00	0,056	72	128,571	$K_1 = 130$ kPa $K_2 = 73000$ kPa $K_3 = 958$ $K_4 = -79$
	0,110	104	94,545	
	0,180	131	72,778	
	0,240	168	70,000	
0,25	0,020	65	325,000	$K_1 = 95$ kPa $K_2 = 185000$ kPa $K_3 = 4667$ $K_4 = -614$
	0,042	90	214,286	
	0,100	150	150,000	
	0,150	190	126,667	
0,50	0,039	80	205,128	$K_1 = 122,5$ kPa $K_2 = 175250$ kPa $K_3 = 703$ $K_4 = -241$
	0,064	115	179,688	
	0,082	140	170,732	
	0,100	165	165,000	
1,00	0,04	80	200,000	$K_1 = 97$ kPa $K_2 = 160000$ kPa $K_3 = 2353$ $K_4 = -255$
	0,064	100	156,250	
	0,090	135	150,000	
	0,105	153	145,714	

Quadro C4 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cal + alcatrão, período de cura de 1 dia.

MODELO BI-LINEAR ADOTADO			$M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d) \quad K_1 > \sigma_d$ $M_R = K_2 + K_4 \cdot (\sigma_d - K_1) \quad K_1 < \sigma_d$	
TEOR DE ALCATRÃO (%)	ε_r (%)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	PARÂMETROS K_1, K_2, K_3 e K_4
0,00	0,038	90	236,842	$K_1 = 155$ kPa $K_2 = 170000$ kPa $K_3 = 1028$ $K_4 = - 410$
	0,062	125	201,613	
	0,092	156	169,565	
	0,175	238	136,000	
0,25	0,022	85	395,349	$K_1 = 152,5$ kPa $K_2 = 360000$ kPa $K_3 = 524$ $K_4 = - 230$
	0,030	114	380,000	
	0,042	150	357,143	
	0,056	196	350,000	
0,50	0,086	130	151,163	$K_1 = 165$ kPa $K_2 = 128000$ kPa $K_3 = 662$ $K_4 = - 59$
	0,124	160	129,032	
	0,180	220	122,222	
	0,250	300	120,000	
1,00	0,020	90	450,000	$K_1 = 150$ kPa $K_2 = 350000$ kPa $K_3 = 1667$ $K_4 = - 556$
	0,032	125	390,625	
	0,050	170	340,000	
	0,080	240	300,000	

Quadro C5 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cal + alcatrão, período de cura de 7 dias.

MODELO BI-LINEAR ADOTADO			$M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d) \quad K_1 > \sigma_d$ $M_R = K_2 + K_4 \cdot (\sigma_d - K_1) \quad K_1 < \sigma_d$	
TEOR DE ALCATRÃO (%)	ε_r (%)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	PARÂMETROS K_1, K_2, K_3 e K_4
0,00	0,018	76	422,222	$K_1 = 115$ kPa $K_2 = 225000$ kPa $K_3 = 5057$ $K_4 = - 579$
	0,030	95	316,667	
	0,064	135	210,938	
	0,088	170	193,182	
0,25	0,012	70	593,333	$K_1 = 115$ kPa $K_2 = 400250$ kPa $K_3 = 4069$ $K_4 = - 888$
	0,026	110	423,077	
	0,045	162	360,000	
	0,064	205	320,313	
0,50	0,014	80	571,429	$K_1 = 120$ kPa $K_2 = 470000$ kPa $K_3 = 2536$ $K_4 = - 549$
	0,023	112	486,957	
	0,032	145	453,125	
	0,053	220	415,094	
1,00	0,020	80	400,000	$K_1 = 124,5$ kPa $K_2 = 230000$ kPa $K_3 = 3820$ $K_4 = - 1049$
	0,028	95	339,286	
	0,060	131	218,333	
	0,088	165	187,500	

Quadro C6 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cal + alcatrão, período de cura de 28 dias.

MODELO BI-LINEAR ADOTADO			$M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d) \quad K_1 > \sigma_d$ $M_R = K_2 + K_4 \cdot (\sigma_d - K_1) \quad K_1 < \sigma_d$	
TEOR DE ALCATRÃO (%)	ε_r (%)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	PARÂMETROS K_1, K_2, K_3 e K_4
0,00	0,005	95	1900,000	$K_1 = 140$ kPa $K_2 = 1175000$ kPa $K_3 = 16111$ $K_4 = - 1591$
	0,008	120	1500,000	
	0,014	160	1142,857	
	0,025	250	1000,000	
0,25	0,008	81	1012,500	$K_1 = 90$ kPa $K_2 = 920000$ kPa $K_3 = 10278$ $K_4 = - 4635$
	0,010	90	900,000	
	0,015	130	866,667	
	0,045	195	433,333	
0,50	0,006	80	1333,333	$K_1 = 130$ kPa $K_2 = 850000$ kPa $K_3 = 9667$ $K_4 = - 5515$
	0,008	100	1250,000	
	0,015	128	853,333	
	0,041	197	480,488	
1,00	0,005	90	1800,000	$K_1 = 139$ kPa $K_2 = 1125000$ kPa $K_3 = 13776$ $K_4 = - 473$
	0,008	115	1437,500	
	0,014	155	1107,143	
	0,023	247	1073,913	

Quadro C7 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cimento + alcatrão, período de cura de 1 dia.

MODELO BI-LINEAR ADOTADO			$M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d) \quad K_1 > \sigma_d$ $M_R = K_2 + K_4 \cdot (\sigma_d - K_1) \quad K_1 < \sigma_d$	
TEOR DE ALCATRÃO (%)	ε_r (%)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	PARÂMETROS K_1, K_2, K_3 e K_4
0,00	0,023	95	413,043	$K_1 = 170$ kPa $K_2 = 300300$ kPa $K_3 = 1503$ $K_4 = - 20$
	0,034	125	367,647	
	0,060	180	300,000	
	0,082	245	298,780	
0,25	0,008	90	1125,000	$K_1 = 128$ kPa $K_2 = 625000$ kPa $K_3 = 13158$ $K_4 = - 290$
	0,017	120	705,882	
	0,027	165	611,111	
	0,039	232	594,872	
0,50	0,010	100	1000,000	$K_1 = 124,5$ kPa $K_2 = 750000$ kPa $K_3 = 10204$ $K_4 = - 1454$
	0,015	120	800,000	
	0,025	170	680,000	
	0,036	220	611,111	
1,00	0,020	89	445,000	$K_1 = 160$ kPa $K_2 = 274900$ kPa $K_3 = 2396$ $K_4 = - 157$
	0,035	125	357,143	
	0,065	175	269,231	
	0,095	240	252,631	

Quadro C8 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cimento + alcatrão, período de cura de 7 dias.

MODELO BI-LINEAR ADOTADO			$M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d) \quad K_1 > \sigma_d$ $M_R = K_2 + K_4 \cdot (\sigma_d - K_1) \quad K_1 < \sigma_d$	
TEOR DE ALCATRÃO (%)	ε_r (%)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	PARÂMETROS K_1, K_2, K_3 e K_4
0,00	0,012	80	666,667	$K_1 = 120$ kPa $K_2 = 255000$ kPa $K_3 = 10292$ $K_4 = - 1178$
	0,022	100	454,545	
	0,058	135	232,759	
	0,092	175	190,217	
0,25	0,012	100	833,333	$K_1 = 145$ kPa $K_2 = 575000$ kPa $K_3 = 5741$ $K_4 = - 2385$
	0,020	131	655,000	
	0,028	155	553,571	
	0,050	210	420,000	
0,50	0,010	100	1000,000	$K_1 = 125$ kPa $K_2 = 750000$ kPa $K_3 = 10000$ $K_4 = - 1462$
	0,015	130	866,666	
	0,025	175	700,000	
	0,032	220	687,500	
1,00	0,018	90	500,000	$K_1 = 125$ kPa $K_2 = 345000$ kPa $K_3 = 4429$ $K_4 = - 852$
	0,033	120	363,636	
	0,040	134	335,000	
	0,090	230	255,556	

Quadro C9 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 1 + cimento + alcatrão, período de cura de 28 dias.

MODELO BI-LINEAR ADOTADO			$M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - \sigma_d) \quad K_1 > \sigma_d$ $M_R = K_2 + K_4 \cdot (\sigma_d - K_1) \quad K_1 < \sigma_d$	
TEOR DE ALCATRÃO (%)	ε_r (%)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	PARÂMETROS K_1, K_2, K_3 e K_4
0,00	0,008	95	1187,500	$K_1 = 140$ kPa $K_2 = 720000$ kPa $K_3 = 10389$ $K_4 = - 343$
	0,013	120	923,077	
	0,022	155	704,545	
	0,035	240	685,714	
0,25	0,007	90	1285,714	$K_1 = 160$ kPa $K_2 = 1025000$ kPa $K_3 = 3724$ $K_4 = - 719$
	0,012	133	1108,333	
	0,016	163	1018,750	
	0,023	225	978,261	
0,50	0,010	100	1000,000	$K_1 = 124$ kPa $K_2 = 745000$ kPa $K_3 = 10625$ $K_4 = - 1395$
	0,015	135	900,000	
	0,025	180	720,000	
	0,030	220	666,666	
1,00	0,017	90	529,411	$K_1 = 140$ kPa $K_2 = 285000$ kPa $K_3 = 4300$ $K_4 = - 327$
	0,033	130	393,939	
	0,050	165	330,000	
	0,077	230	298,701	

Quadro C10 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 1 dia.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,00	0,060	52,5	68	113,33	K1 5,913 K2 0,719 R ² 0,9282
	0,110	52,5	110	100,00	
	0,180	52,5	175	97,22	
	0,072	70	95	131,94	
	0,115	70	140	121,74	
	0,180	70	210	116,67	
	0,065	105	120	184,62	
	0,130	105	210	161,54	
	0,190	105	300	157,89	
	0,060	140	138	230,00	
	0,130	140	280	215,38	
	0,210	140	380	180,95	
	0,25	0,064	52,5	60	
0,120		52,5	105	87,50	
0,165		52,5	140	84,85	
0,060		70	70	116,67	
0,110		70	120	109,09	
0,160		70	170	106,25	
0,060		105	85	141,67	
0,125		105	165	132,00	
0,190		105	245	128,95	
0,075		140	128	170,67	
0,135		140	220	162,96	
0,220		140	350	159,09	

Quadro C11 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,50 e 1% alcatrão, período de cura de 1 dia.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$	
0,50	0,075	52,5	58	77,33	K1 5,7788	
	0,125	52,5	87	69,60		
	0,200	52,5	130	65,00		
		0,065	70	60	92,31	K2 0,6265
		0,135	70	107	79,26	
		0,220	70	167	75,91	
		0,080	105	87	108,75	R ² 0,9119
		0,160	105	160	100,00	
		0,250	105	240	96,00	
		0,080	140	112	140,00	
		0,150	140	200	133,33	
		0,240	140	300	125,00	
1,00		0,0600	52,5	50	83,33	
	0,1100	52,5	80	72,73		
	0,1900	52,5	115	60,53		
		0,0600	70	55	91,67	K2 0,4389
		0,1200	70	100	83,33	
		0,1900	70	135	71,05	
		0,0700	105	68	97,14	R ² 0,7374
		0,1400	105	125	89,29	
		0,2190	105	190	86,76	
		0,0750	140	90	120,00	
		0,1425	140	165	115,79	
		0,2150	140	225	104,65	

Quadro C12 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 7 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,00	0,060	52,5	68	113,33	K1 5,913
	0,110	52,5	110	100,00	
	0,180	52,5	175	97,22	
	0,072	70	95	131,94	K2 0,719
	0,115	70	140	121,74	
	0,180	70	210	116,67	R ² 0,9282
	0,065	105	120	184,62	
	0,130	105	210	161,54	
	0,190	105	300	157,89	
	0,060	140	138	230,00	
	0,130	140	280	215,38	
	0,210	140	380	180,95	
0,25	0,080	52,5	65	81,25	K1 3,8696
	0,140	52,5	110	78,57	
	0,220	52,5	160	72,73	K2 0,7516
	0,055	70	65	118,18	
	0,150	70	150	100,00	
	0,250	70	240	96,00	R ² 0,8289
	0,080	105	110	137,50	
	0,155	105	200	129,03	
	0,260	105	320	123,08	
	0,080	140	140	175,00	
	0,170	140	285	167,65	
	0,270	140	440	162,96	

Quadro C13 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,50 e 1% alcatrão, período de cura de 7 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,50	0,0520	52,5	53	100,96	K1 6,9293
	0,1100	52,5	105	95,45	
	0,1700	52,5	155	91,18	
	0,0550	70	69	124,55	K2 0,6279
	0,1150	70	140	121,74	
	0,1900	70	220	115,79	R ² 0,7035
	0,0700	105	110	157,14	
	0,1450	105	200	137,93	
	0,2300	105	300	130,43	
	0,0650	140	135	207,69	
	0,1300	140	255	196,15	
	0,1900	140	360	189,47	
1,00	0,100	52,5	80	80,00	K1 5,8524
	0,135	52,5	105	77,78	
	0,220	52,5	160	72,73	
	0,055	70	65	118,18	K2 0,5449
	0,130	70	145	111,54	
	0,190	70	205	107,89	R ² 0,7003
	0,070	105	90	128,57	
	0,160	105	200	125,00	
	0,250	105	300	120,00	
	0,090	140	140	155,56	
	0,200	140	280	140,00	
	0,320	140	420	131,25	

Quadro C14 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 28 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$	
0,00	0,060	52,5	68	113,33	K1 5,913	
	0,110	52,5	110	100,00		
	0,180	52,5	175	97,22		
	0,00	0,072	70	95	131,94	K2 0,719
		0,115	70	140	121,74	
		0,180	70	210	116,67	
		0,065	105	120	184,62	R ² 0,9282
		0,130	105	210	161,54	
		0,190	105	300	157,89	
		0,060	140	138	230,00	
		0,130	140	280	215,38	
		0,210	140	380	180,95	
0,25	0,060	52,5	65	108,33	K1 4,7194	
	0,120	52,5	117	97,50		
	0,200	52,5	190	95,00	K2 0,767	
	0,060	70	80	133,33		
	0,120	70	150	125,00		
	0,25	0,210	70	240	114,29	R ² 0,9431
		0,070	105	113	161,43	
		0,130	105	200	153,85	
		0,215	105	320	148,84	
		0,060	140	140	233,33	
		0,130	140	285	219,23	
	0,210	140	440	209,52		

Quadro C15 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + 0,50 e 1% alcatrão, período de cura de 28 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,50	0,0500	52,5	65	130,00	K1 4,6828
	0,1000	52,5	125	125,00	
	0,1500	52,5	180	120,00	
	0,0400	70	72	180,00	K2 0,8361
	0,0900	70	150	166,67	
	0,1350	70	220	162,96	R ² 0,9753
	0,0500	105	125	250,00	
	0,1050	105	235	223,81	
	0,1500	105	325	216,67	
	0,0600	105	180	300,00	
	0,1050	140	300	285,71	
	0,1400	140	390	278,57	
	1,00	0,090	52,5	80	88,89
0,130		52,5	110	84,62	
0,200		52,5	160	80,00	K2 0,7648
0,040		70	65	162,50	
0,100		70	145	145,00	
0,150		70	210	140,00	R ² 0,8103
0,070		105	120	171,43	
0,120		105	200	166,67	
0,190		105	310	163,16	
0,075		140	160	213,33	
0,150		140	280	186,67	
0,230		140	420	182,61	

Quadro C16 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 1 dia.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,00	0,065	52,5	80	123,08	K1 6,6812
	0,118	52,5	140	118,64	
	0,165	52,5	180	109,09	
	0,060	70	90	150,00	K2 0,7564
	0,117	70	170	145,30	
	0,170	70	240	141,18	
	0,060	105	135	225,00	R ² 0,9745
	0,105	105	225	214,29	
	0,156	105	320	205,13	
	0,060	105	152	253,33	
	0,124	140	300	241,94	
	0,185	140	430	232,43	
	0,25	0,080	52,5	76	95,00
0,160		52,5	140	87,50	
0,210		52,5	180	85,71	
0,070		70	90	128,57	K2 1, 0931
0,140		70	170	121,43	
0,210		70	240	114,29	
0,090		105	135	150,00	R ² 0,9818
0,140		105	200	142,86	
0,230		105	320	139,13	
0,084		140	152	180,95	
0,170		140	300	176,47	
0,250		140		172,00	

Quadro C17 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,50 e 1% alcatrão, período de cura de 1 dia.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,50	0,070	52,5	77	110,00	K1
	0,120	52,5	140	116,67	11,615
	0,170	52,5	180	105,88	
	0,060	70	90	150,00	K2
	0,120	70	170	141,67	0,6445
	0,170	70	240	141,18	
	0,070	105	135	192,86	R ²
	0,110	105	225	204,55	0,9043
	0,160	105	320	200,00	
	0,060	105	152	253,33	
	0,130	140	300	230,77	
	0,190	140	430	226,32	
	1,00	0,075	52,5	68	90,67
0,100		52,5	85	85,00	5,4966
0,170		52,5	138	81,18	
0,075		70	85	113,33	K2
0,105		70	105	100,00	0,7056
0,080		70	78	97,50	
0,110		105	150	136,36	R ²
0,160		105	200	125,00	0,9719
0,290		105	340	117,24	
0,087		140	160	183,91	
0,190		140	340	178,95	
0,250		140	400	160,00	

Quadro C18 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 7 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,00	0,050	52,5	80	160,00	K1 29,455
	0,110	52,5	143	130,00	
	0,160	52,5	195	121,88	
	0,045	70	90	200,00	K2 0,4976
	0,095	70	180	189,47	
	0,140	70	255	182,14	R ² 0,9567
	0,053	105	130	245,28	
	0,108	105	250	231,48	
	0,160	105	365	228,13	
	0,055	105	165	300,00	
	0,106	140	310	292,45	
	0,156	140	440	282,05	
	0,25	0,070	52,5	75	107,14
0,100		52,5	95	95,00	
0,150		52,5	140	93,33	K2 0,4159
0,060		70	90	150,00	
0,080		70	116	145,00	
0,110		70	157	142,73	R ² 0,9299
0,060		105	135	225,00	
0,100		105	200	200,00	
0,180		105	340	188,89	
0,065		140	170	261,54	
0,140		140	340	242,86	
0,185		140	430	232,43	

Quadro C19 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,50 e 1% alcatrão, período de cura de 7 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,50	0,075	52,5	86	114,67	K1 26,814
	0,130	52,5	140	107,69	
	0,200	52,5	200	100,00	
	0,065	70	95	146,15	K2 0,4496
	0,140	70	190	135,71	
	0,200	70	260	130,00	
	0,070	105	140	200,00	R ² 0,9142
	0,130	105	240	184,62	
	0,200	105	345	172,50	
	0,080	105	180	225,00	
	0,158	140	340	215,19	
	0,191	140	400	209,97	
	1,00	0,080	52,5	75	93,75
0,150		52,5	135	90,00	
0,217		52,5	180	82,95	K2 0,726
0,078		70	91	116,67	
0,160		70	175	109,38	
0,234		70	245	104,70	R ² 0,9524
0,080		105	120	150,00	
0,137		105	200	145,99	
0,240		105	330	137,50	
0,080		140	152	190,00	
0,165		140	300	181,82	
0,250		140	440	176,00	

Quadro C20 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 28 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,00	0,060	52,5	80	133,33	K1 36,492
	0,110	52,5	143	130,00	
	0,160	52,5	195	121,88	
	0,050	70	90	180,00	K2 0,4473
	0,100	70	180	180,00	
	0,150	70	255	170,00	
	0,060	105	130	216,67	R ² 0,9382
	0,110	105	250	227,27	
	0,160	105	365	228,13	
	0,060	105	165	275,00	
	0,110	140	310	281,82	
	0,160	140	440	275,00	
	0,25	0,070	52,5	75	107,14
0,100		52,5	95	95,00	
0,150		52,5	140	93,33	
0,060		70	90	150,00	K2 0,5955
0,080		70	116	145,00	
0,110		70	157	142,73	
0,060		105	135	225,00	R ² 0,9011
0,100		105	200	200,00	
0,150		105	340	226,67	
0,060		140	170	283,33	
0,110		140	340	309,09	
0,150		140	430	286,67	

Quadro C21 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cal + 0,50 e 1% alcatrão, período de cura de 28 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,50	0,060	52,5	86	143,33	K1 10,421
	0,100	52,5	140	140,00	
	0,150	52,5	200	133,33	
	0,050	70	95	190,00	K2 0,7127
	0,090	70	190	211,11	
	0,130	70	260	200,00	R ² 0,9396
	0,060	105	140	233,33	
	0,100	105	240	240,00	
	0,160	105	345	215,63	
	0,070	105	180	257,14	
	0,120	140	340	283,33	
	0,140	140	400	285,71	
	1,00	0,080	52,5	75	93,75
0,150		52,5	135	90,00	
0,220		52,5	180	81,82	K2 0,5555
0,080		70	91	113,75	
0,150		70	175	116,67	
0,220		70	245	111,36	R ² 0,8648
0,080		105	120	150,00	
0,140		105	200	142,86	
0,240		105	330	137,50	
0,080		140	152	190,00	
0,170		140	300	176,47	
0,250		140	440	176,00	

Quadro C22 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 1 dia.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,00	0,025	52,5	65	260,00	K1 65,662
	0,050	52,5	120	240,00	
	0,066	52,5	155	234,85	
	0,032	70	100	312,50	K2 0,3462
	0,046	70	140	304,35	
	0,080	70	240	300,00	R ² 0,8406
	0,035	105	120	342,86	
	0,065	105	220	338,46	
	0,090	105	300	333,33	
	0,039	105	140	358,97	
	0,080	140	280	350,00	
	0,118	140	400	338,98	
	0,25	0,060	52,5	90	150,00
0,096		52,5	135	140,63	
0,148		52,5	195	131,76	K2 0,687
0,045		70	105	233,33	
0,080		70	179	223,75	
0,110		70	232	210,91	R ² 0,8608
0,058		105	152	262,07	
0,100		105	253	253,00	
0,138		105	340	246,38	
0,050		140	150	300,00	
0,097		140	285	293,81	
0,140		140	400	285,71	

Quadro C23 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,50 e 1% alcatrão, período de cura de 1 dia.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,50	0,042	52,5	70	166,67	K1 10,07
	0,070	52,5	110	157,14	
	0,110	52,5	160	145,45	
	0,045	70	90	200,00	K2 0,6957
	0,090	70	173	192,22	
	0,126	70	230	182,54	R ² 0,9513
	0,042	105	120	285,71	
	0,087	105	240	275,86	
	0,116	105	310	267,24	
	0,080	105	245	306,25	
	0,100	140	300	300,00	
	0,140	140	405	289,29	
	1,00	0,070	52,5	70	100,00
0,110		52,5	100	90,91	
0,160		52,5	140	87,50	K2 0,4432
0,060		70	70	116,67	
0,110		70	119	108,18	
0,170		70	177	104,12	R ² 0,9135
0,080		105	100	125,00	
0,150		105	180	120,00	
0,210		105	250	119,05	
0,083		140	127	153,01	
0,145		140	215	148,28	
0,225		140	320	142,22	

Quadro C24 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 7 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,00	0,023	52,5	75	326,09	K1 152,02
	0,038	52,5	120	315,79	
	0,053	52,5	160	301,89	
	0,028	70	100	357,14	K2 0,1882
	0,040	70	140	350,00	
	0,070	70	240	342,86	R ² 0,7522
	0,032	105	120	375,00	
	0,060	105	220	366,67	
	0,090	105	300	333,33	
	0,040	105	160	400,00	
	0,075	140	290	386,67	
	0,107	140	400	373,83	
	0,25	0,040	52,5	70	175,00
0,080		52,5	130	162,50	
0,107		52,5	170	158,88	K2 0,4098
0,035		70	75	214,29	
0,080		70	160	200,00	
0,118		70	225	190,68	R ² 0,9138
0,060		105	140	233,33	
0,100		105	220	220,00	
0,144		105	310	215,28	
0,070		140	180	257,14	
0,110		140	280	254,55	
0,160		140	400	250,00	

Quadro C25 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,50 e 1% alcatrão, período de cura de 7 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,50	0,060	52,5	90	150,00	K1 18,904
	0,093	52,5	135	145,16	
	0,130	52,5	187	143,85	
	0,056	70	105	187,50	K2 0,5248
	0,100	70	180	180,00	
	0,130	70	230	176,92	R ² 0,9488
	0,060	105	140	233,33	
	0,110	105	253	230,00	
	0,160	105	340	212,50	
	0,070	105	180	257,14	
	0,120	140	290	241,67	
	0,170	140	400	235,29	
	1,00	0,055	52,5	65	118,18
0,120		52,5	135	112,50	
0,160		52,5	160	100,00	K2 0,3865
0,070		70	95	135,71	
0,135		70	180	133,33	
0,170		70	220	129,41	R ² 0,8705
0,080		105	120	150,00	
0,160		105	230	143,75	
0,240		105	340	141,67	
0,090		140	160	177,78	
0,190		140	310	163,16	
0,270		140	420	155,56	

Quadro C26 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,00 e 0,25% alcatrão, período de cura de 28 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,00	0,020	52,5	70	350,00	K1
	0,035	52,5	120	342,86	106,63
	0,050	52,5	160	320,00	
	0,032	70	120	375,00	K2
	0,040	70	150	375,00	0,2889
	0,070	70	250	357,14	
	0,035	105	140	400,00	R ²
	0,060	105	230	383,33	0,8538
	0,080	105	300	375,00	
	0,035	105	165	471,43	
	0,065	140	300	461,54	
	0,093	140	420	451,61	
	0,25	0,042	52,5	70	166,67
0,070		52,5	110	157,14	10,714
0,110		52,5	160	145,45	
0,045		70	90	200,00	K2
0,090		70	173	192,22	0,7043
0,126		70	230	182,54	
0,042		105	120	285,71	R ²
0,087		105	240	275,86	0,9772
0,116		105	310	267,24	
0,080		140	245	306,25	
0,100		140	300	300,00	
0,140		140	405	289,29	

Quadro C27 - Parâmetros obtidos através do ensaio triaxial cíclico para o solo 2 + cimento + 0,50 e 1% alcatrão, período de cura de 28 dias.

Teor de Alcatrão (%)	ε_r (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_R (MPa)	Modelo $M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2}$
0,50	0,060	52,5	90	150,00	K1
	0,096	52,5	135	140,63	12,836
	0,148	52,5	195	131,76	
	0,045	70	105	233,33	K2
	0,080	70	179	223,75	0,6546
	0,110	70	232	210,91	
	0,058	105	152	262,07	R ²
	0,100	105	253	253,00	0,8527
	0,138	105	340	246,38	
	0,050	105	150	300,00	
	0,097	140	285	293,81	
	0,140	140	400	285,71	
	1,00	0,0580	52,5	75	129,31
0,0900		52,5	115	127,78	30,185
0,1300		52,5	160	123,08	
0,0600		70	80	133,33	K2
0,1350		70	165	122,22	0,3457
0,2000		70	220	110,00	
0,0800		105	120	150,00	R ²
0,1500		105	220	146,67	0,7436
0,2300		105	320	139,13	
0,0870		140	160	183,91	
0,1600		140	280	175,00	
0,2400		140	400	166,67	

ANEXO D

O programa ELSYM5

O programa ELSYM5 (Elastic Layered System) foi desenvolvido na Universidade da Califórnia, em Berkeley, e tem por hipótese um comportamento elástico linear dos materiais constituintes das camadas; é um dos mais utilizados no Brasil em estudos de mecânica dos pavimentos. Este programa utiliza a técnica das diferenças finitas no cálculo das tensões, deformações e deslocamentos, em três dimensões, na estrutura de um pavimento produzidos por um nível de solicitação de carga que pode variar de uma até dez superfícies de carregamento. Para o caso de rodas múltiplas, o que se faz é a superposição do efeito de todas as rodas em cada ponto considerado.

O programa ELSYM5 admite até cinco camadas incluindo o subleito, sendo que para cada camada, são fornecidos o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Como exemplo de sua aplicação, na análise das respostas estruturais de um dado sistema de pavimento em camadas, utilizou-se um pavimento hipotético visando analisar o efeito de superposições de tensões ao longo das posições abaixo identificadas, considerando-se a estrutura do pavimento submetida a um carregamento de um semi-eixo padrão a profundidades (z) iguais a: 0; 8; 28; 42; 43 e 44 (cm). Ver Figura D1.

Duas cargas; carga total = 2050 kgf; carga de contato do pneu = 563 kPa; raio da carga = 0,107 m. Sz = Tensão normal (kPa); r = Distância radial (cm).

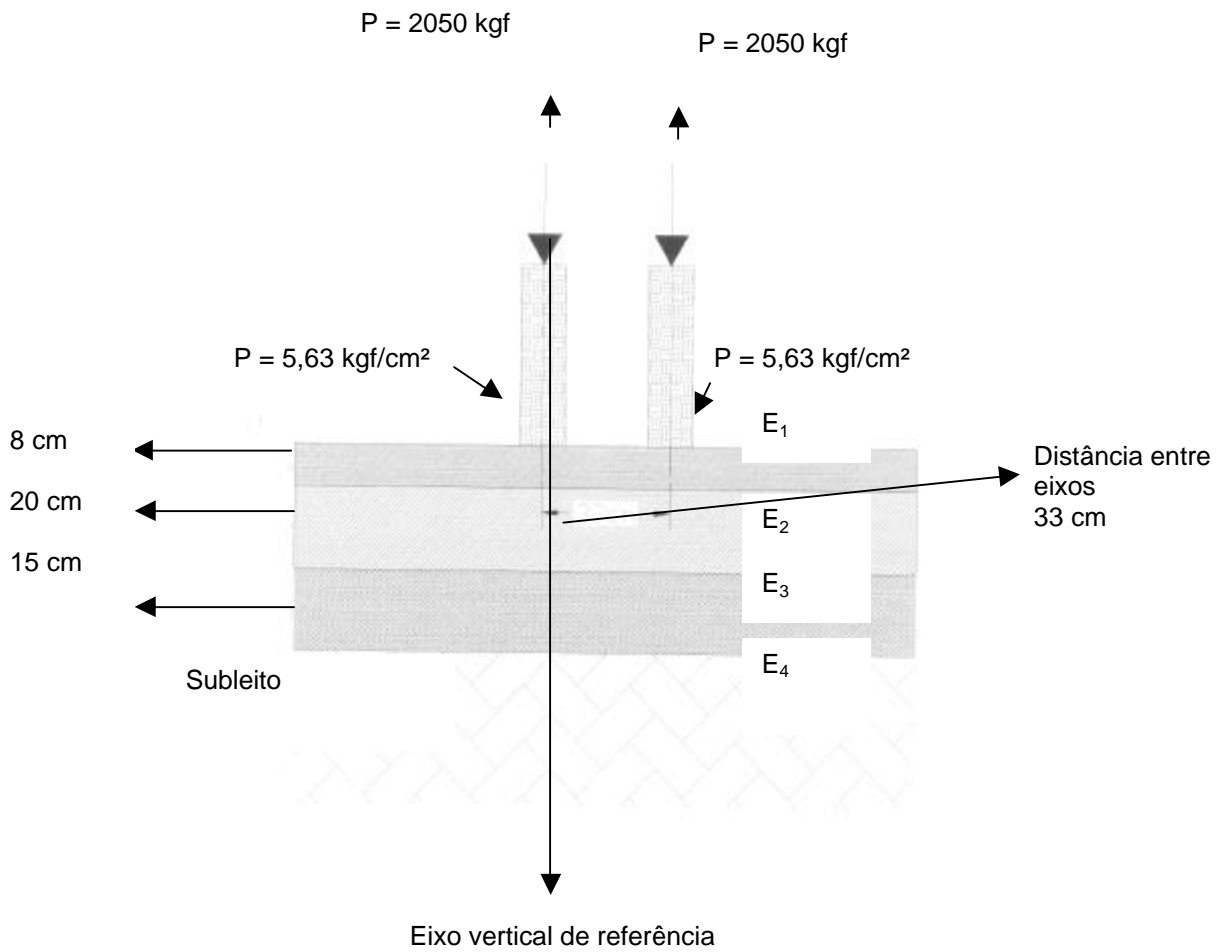


Figura D1 – Pavimento hipotético analisado com o software ELSYM5

$E_1 = 3000000 \text{ kgf/cm}^2$, $\mu_1 = 0,35$, raio = 0,075 m.

$E_2 = 500000 \text{ kgf/cm}^2$, $\mu_2 = 0,40$, raio = 0,20 m.

$E_3 = 170000 \text{ kgf/cm}^2$, $\mu_3 = 0,40$, raio = 0,15 m.

$E_4 = 60000 \text{ kgf/cm}^2$, $\mu_4 = 0,40$, raio = 0 m.

Os resultados obtidos são apresentados a seguir:

Quadro D1 – Valores de raio e de tensão normal em função da profundidade da camada do pavimento.

Z(cm) = 0		Z(cm) = 8		Z(cm) = 28	
r(cm)	Sz (kPa)	r(cm)	Sz (kPa)	r(cm)	Sz (kPa)
-20	2,298	-20	36,22	-20	28,56
-10	563,4	-10	222,4	-10	46,77
0	561,36	0	306,1	0	56,22
8	562,4	8	236,6	8	57,78
17	13,29	17	130	17	57,09
25	562,4	25	236,6	25	57,78
33	561,3	33	306,1	33	56,22
43	563,4	43	222,4	43	46,77
53	2,298	53	36,22	53	28,56

Quadro D2 – Valores de raio e de tensão normal em função da profundidade da camada do pavimento.

Z(cm) = 42		Z(cm) = 43		Z(cm) = 44	
R(cm)	Sz (kPa)	r(cm)	Sz (kPa)	r(cm)	Sz (kPa)
-20	19,7	-20	19,53	-20	19,03
-10	24,69	-10	24,37	-10	23,49
0	28,07	0	27,68	0	26,59
8	29,78	8	29,35	8	28,19
17	30,51	17	30,09	17	28,91
25	29,78	25	29,35	25	28,19
33	28,07	33	27,68	33	26,59
43	24,69	43	24,37	43	23,49
53	19,7	53	19,53	53	19,03

Gerando a Figura D2:

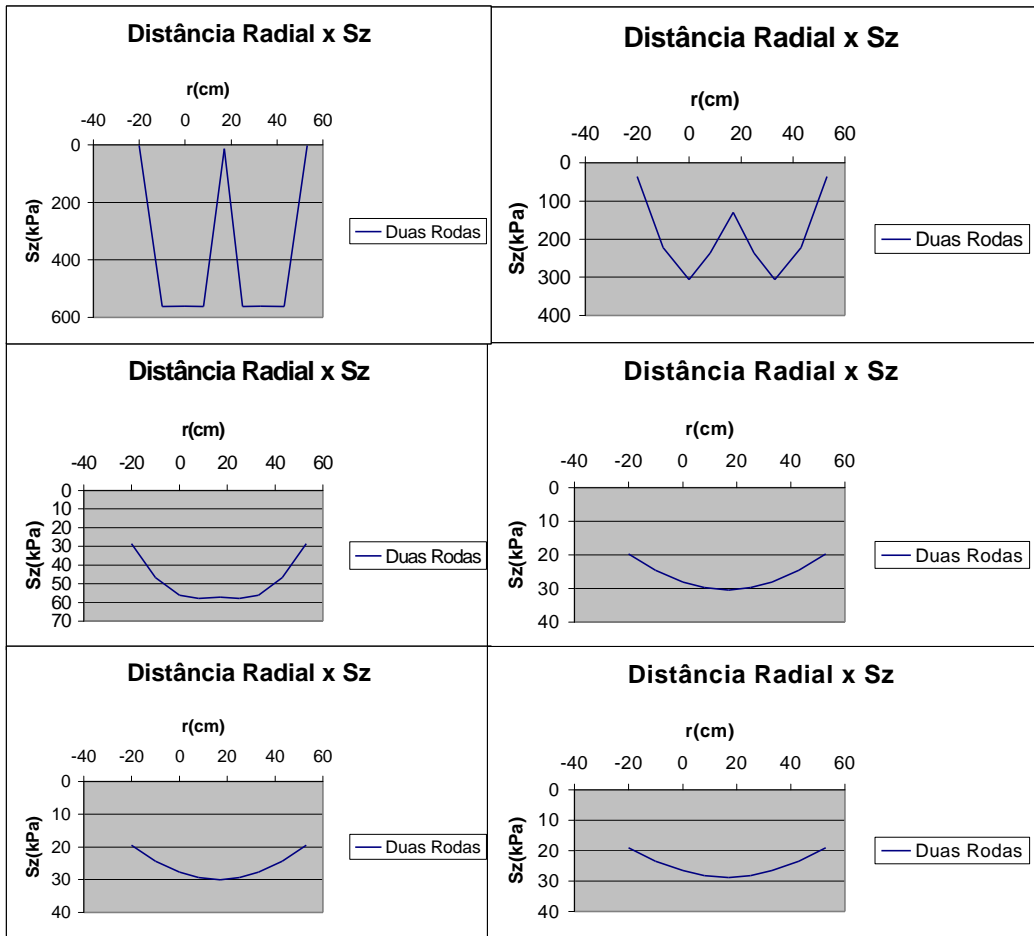


Figura D2 – Distância radial “versus” tensão normal

ANEXO E

O objetivo deste Anexo é ilustrar, a partir da curva de resistência à compressão simples, a obtenção dos parâmetros Tensão correspondente à deformação de 1% ($S_{U1\%}$) e Módulo tangente inicial (E_0).

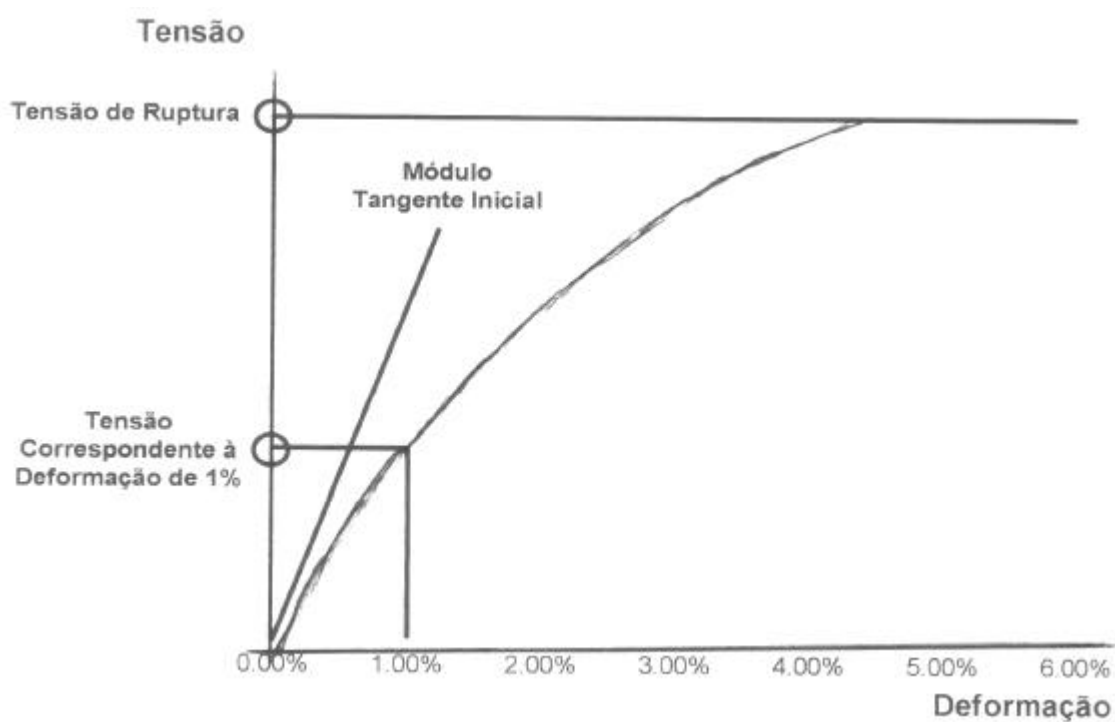


Figura E1 – Modelo de curva tensão “versus” deformação

ANEXO F

O objetivo deste Anexo é apresentar as curvas obtidas a partir dos ensaios triaxiais cíclicos referentes aos solos 1 e 2, na energia de compactação AASHTO Normal e no teor ótimo de umidade, com o objetivo de ilustrar a forma como foi determinada o módulo de resiliência dos materiais em estudo.

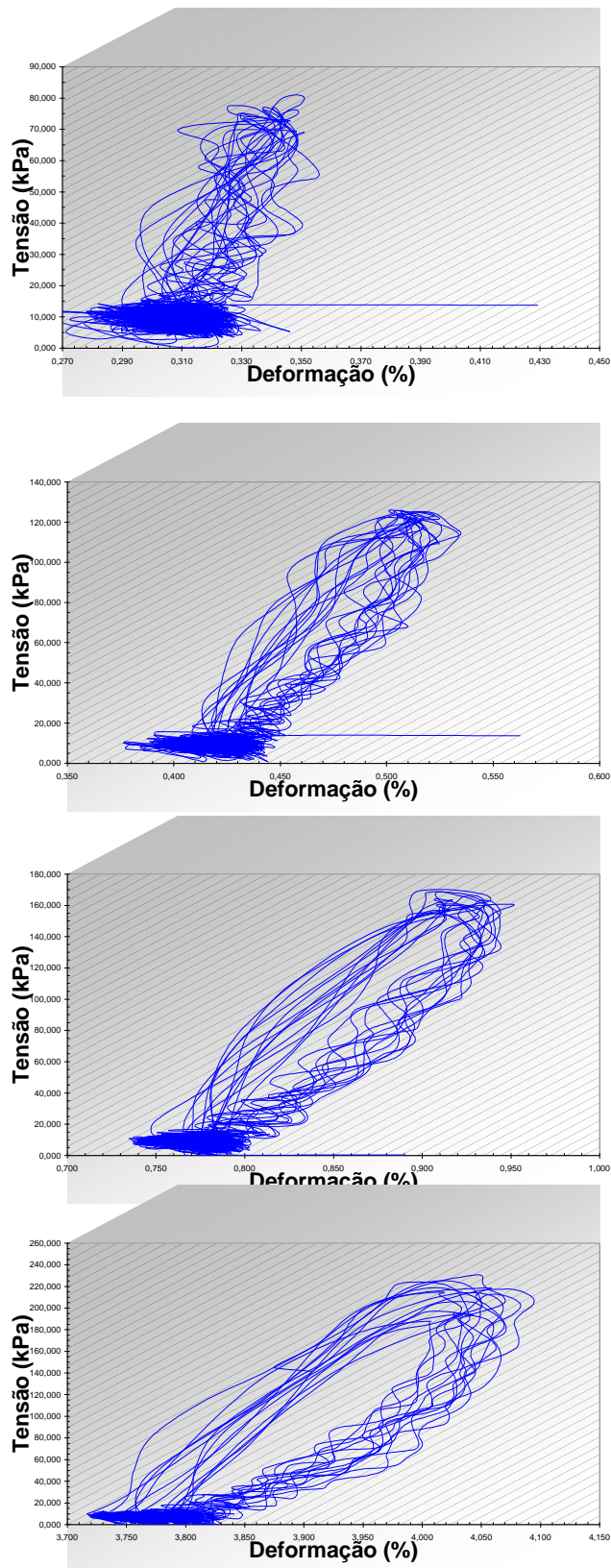
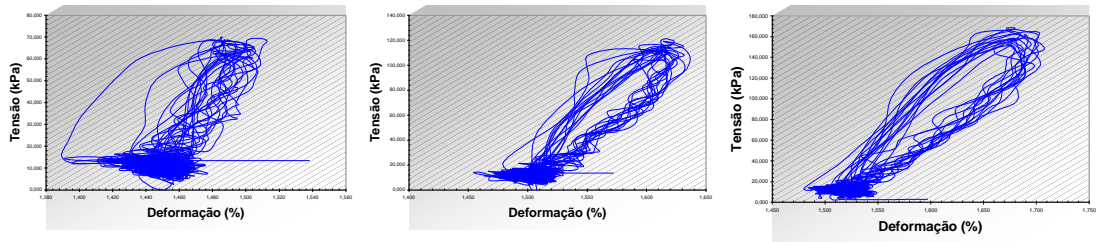
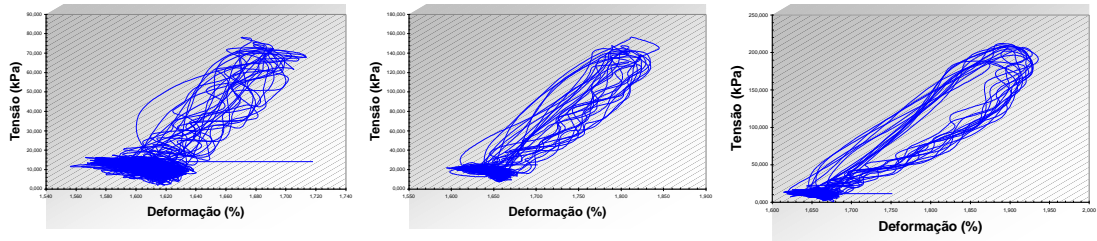


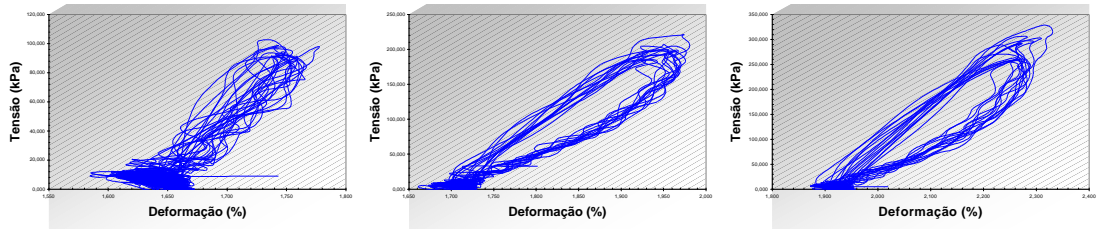
Figura F1 – Curvas tensão “versus” deformação obtidas a partir dos dados coletados pelo equipamento triaxial cíclico de instrumentação interna da UFV, para o solo 1 + 1,00% de Alcatrão no teor ótimo de umidade e na energia de compactação AASHTO Normal.



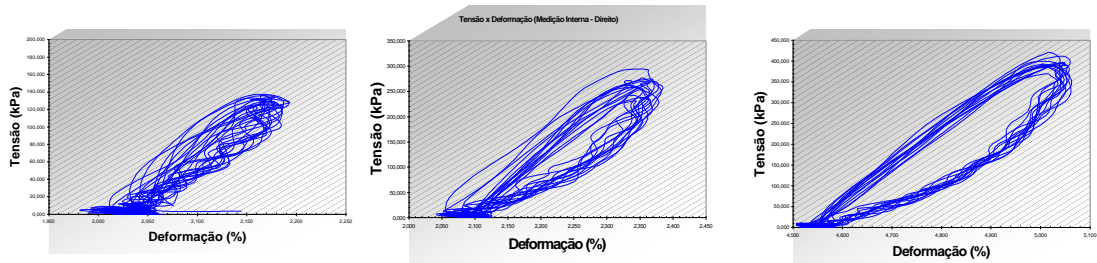
Tensão de confinamento = 52,5 kPa



Tensão de confinamento = 70 kPa



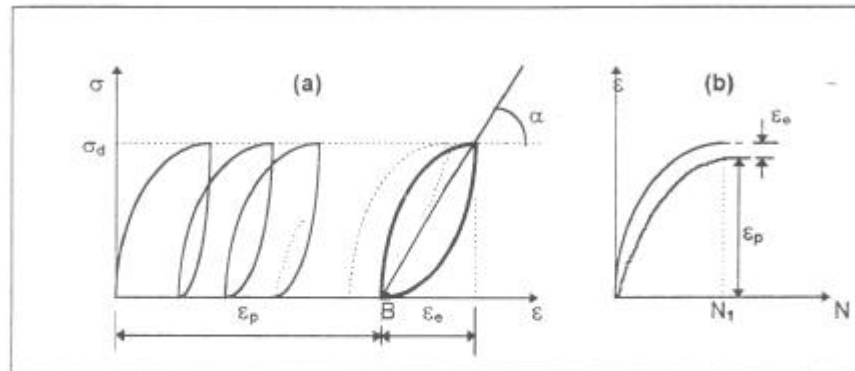
Tensão de confinamento = 105 kPa



Tensão de confinamento = 140 kPa

Figura F2 – Curvas tensão “versus” deformação obtidas a partir dos dados coletados pelo equipamento triaxial cíclico de instrumentação interna da UFV, para o solo 2 + 0,50% Alcatrão no teor ótimo de umidade e na energia de compactação AASHTO Normal.

A Figura F 3 traz uma representação gráfica do módulo de resiliência (M_R) “versus” número de aplicações da tensão desvio.



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),	

Fonte: CARVALHO (1997).

Figura F 3 - M_R “versus” número de aplicações da tensão desvio.