

**QUALIFICANDO SOLOS PARA REVESTIMENTOS
PRIMÁRIOS DE RODOVIAS: UMA ABORDAGEM BASEADA
NAS MECÂNICAS DOS SOLOS E DOS PAVIMENTOS**

Vinicius Peraça

Porto Alegre

Março, 2007

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

VINICIUS PERAÇA

**QUALIFICANDO SOLOS PARA REVESTIMENTOS
PRIMÁRIOS DE RODOVIAS: UMA ABORDAGEM BASEADA
NAS MECÂNICAS DOS SOLOS E DOS PAVIMENTOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em**
Engenharia na modalidade acadêmico

Porto Alegre

Março, 2007

VINICIUS PERAÇA

**QUALIFICANDO SOLOS PARA REVESTIMENTOS
PRIMÁRIOS DE RODOVIAS: UMA ABORDAGEM BASEADA
NAS MECÂNICAS DOS SOLOS E DOS PAVIMENTOS**

Esta Dissertação de Mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do rio Grande do Sul

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD. pelo Imperial College, London, U.K.

Orientador

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cezar Augusto Burkert Bastos (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)
D. Sc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ)

Prof^ª. Wai Ying Yuk Gehling (UFRGS)
Dr. pela Universidade Politécnic da Catalunya

P426q

Peraça, Vinicius

Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias : uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos /Vinicius Peraça. – 2007.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2007.

Orientação: Prof. Dr. Luiz Antônio Bressani e Prof. Dr. Washington Peres Núñez

1. Mecânica dos solos – Ensaios. 2. Pavimentação. 3. Revestimento primário. I. Bressani, Luiz Antônio, orient. II. Núñez, Washington Peres, orient. III. Título.

CDU-624.131(043)

À minha família.

AGRADECIMENTOS

Como não poderia ser diferente começo agradecendo meus familiares, minha Mãe Zélia Peraça, meu Pai Luiz Antonio Peraça e meu Irmão Leandro Peraça por toda a força, carinho, atenção que sempre me dispuseram não só durante esses dois anos do curso de Mestrado, mas no decorrer de toda a minha vida.

Também não posso deixar de agradecer ao meu tio Celito e sua família e a minha prima Cláudia e Andry que de certa maneira, me acolheram logo que vim a Porto Alegre, enquanto procurava um apartamento para morar. Vocês são a minha família aqui em Porto Alegre.

Aos meus dois orientadores, Prof. Luiz Antônio Bressani e Prof. Washington Peres Núñez, dedico um agradecimento muito especial. Primeiramente pela confiança que depositaram em mim, depois pelas orientações e ensinamentos que me prestaram, tanto no meio acadêmico como no pessoal. Os dois são, para mim, exemplos de profissionais sérios, corretos e dedicados por quem tenho enorme respeito e admiração. Aos meus dois orientadores, Prof. Washington e Prof. Bressani, o meu Muito Obrigado!

Agradeço aos meus professores de graduação da UFSM, Rinaldo José Barbosa Pinheiro e Valmir Brondani, pelo apoio que nos foi dado em nossas visitas a Santa Maria, indicação de jazidas e orientação no período em que estive em Santa Maria.

Agradeço também aos meus colegas de Mestrado: José Rojas, Luismar, Julio, Leonardo e Leandro pela parceria e amizade de vocês durante esses dois anos de convivência. Jamais poderia deixar de agradecer as minhas duas colegas, Jucélia e Marcela. Vocês, além de serem minhas colegas, companheiras de estudos e de trabalhos, se mostraram verdadeiras amigas ao me darem força no momento que mais precisei durante este período. Agradeço a sorte de ter conhecido vocês.

Não posso deixar de reconhecer e agradecer por toda ajuda que me foi prestada pelos então colegas de laboratório, hoje amigos, Álvaro Pereira, Carolina Feuerharmel, Rodrigo Malysz e Rodrigo Silveira. Sempre que precisei de algum auxílio na execução dos ensaios pude contar com a experiência e a paciência de vocês.

Agradeço aos bolsistas de iniciação científica que trabalham ou trabalharam no laboratório e me ajudaram nos ensaios: Renan, Gabriela, Ana Carolina, Raquel, Raíssa, João, Diego.

Agradeço a Universidade Federal de Santa Maria, primeiro por me formatar engenheiro depois por permitir que fizesse os primeiros ensaios desta dissertação em seu Laboratório de Solos.

Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela oportunidade que me foi dada. Estendo aqui o agradecimento a todo o pessoal que faz parte da Pós-Graduação em Engenharia Civil, pela atenção prestada.

Agradeço aos professores que foram meus mestres durante o mestrado, Ceratti, Nilo, Fernando, Washington, Bressani, Bica, Way, Carla, pelos ensinamentos de geotecnia.

Agradeço aos laboratoristas com quem trabalhei, o João da UFSM e o Jair da UFRGS, pela colaboração, ensinamentos e dicas para a correta execução dos ensaios. Estavam sempre prontos a auxiliar.

Agradeço a CNPQ pelo apoio financeiro durante toda a pesquisa.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xi
LISTAS DE TABELAS	xv
RESUMO	xvii
ABSTRACT	xviii
1 INTRODUÇÃO	01
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	05
2.1 REVESTIMENTO PRIMÁRIO.....	05
2.1.1 Comentários iniciais	05
2.1.2 Algumas especificações de materiais para revestimento primário	07
2.2 SOLOS DE REGIÕES TROPICAIS E SUBTROPICAIS.....	10
2.3 CONSIDERAÇÕES GEOLÓGICAS E PEDOLÓGICAS.....	13
2.3.1 Características geológicas da região de Santa Maria	14
2.3.2 Características pedológicas da região de Santa Maria	17
2.4 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS.....	18
2.4.1 As classificações tradicionais e suas limitações	19
2.4.2 Classificações alternativas	21
2.4.2.1 Metodologia de classificação MCT.....	21
2.4.2.2 Classificação pelo Método da Resiliência.....	24
2.4.2.2.1 <i>Solos Granulares</i>	24
2.4.2.2.2 <i>Solos finos</i>	25
2.5 COMENTÁRIOS SOBRE ENSAIOS DE CARGA REPETIDA EM SOLOS.....	26
2.5.1 Módulo de resiliência em solos	29
2.5.2 Deformações permanentes sob cargas repetidas	33
2.6 COMENTÁRIOS SOBRE O COMPORTAMENTO DE SOLOS PARCIALMENTE SATURADOS.....	37
2.6.1 Curva característica	39
2.6.1.1 Métodos para obtenção da curva característica.....	44
2.7 COMENTÁRIO FINAL.....	46
3 METODOLOGIA E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS	47
3.1 DEFINIÇÃO DAS JAZIDAS E COLETAS DE AMOSTRAS.....	47
3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	49
3.2.1 Índices físicos e limites de Atterberg	50
3.2.2 Granulometria	51

3.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, ISC E EXPANSÃO.....	52
3.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	52
3.4.1 Equipamento utilizado.....	52
3.4.2 Metodologia do ensaio.....	54
3.4.3 Moldagem dos corpos-de-prova.....	54
3.4.3.1 Moldagem dos corpos-de-prova fofos.....	54
3.4.3.2 Moldagem dos corpo-de-prova fofos.....	55
3.4.4 Execução do ensaio.....	56
3.5 ENSAIO PARA A DETERMIANÇÃO DAS CURVAS RETENÇÃO DE ÁGUA.....	58
3.5.1 Moldagem das amostras e metodologia do ensaio.....	59
3.5.2 Método do papel filtro.....	59
3.5.2.1 Procedimento de ensaio.....	60
3.6 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGA REPETIDA.....	62
3.6.1 Determinação do módulo de resiliência.....	63
3.6.2 Deformações permanentes.....	65
3.7 ENSAIOS PARA CLASSIFICAÇÃO MCT.....	66
3.8 DIFRATOMETRIA DE RAIOS X.....	67
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	70
4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	70
4.2 CARACTERIZAÇÃO MINERALOGICA.....	76
4.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, ISC EXPANSÃO.....	79
4.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	81
4.4.1 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o solo de São Martinho da Serra.....	82
4.4.1.1 Corpos-de-prova fofos.....	82
4.4.1.2 Corpos-de-prova densos.....	85
4.4.1.3 Envoltórias de ruptura para amostras fofas e densas.....	88
4.4.2 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o solo de Silveira Martins.....	89
4.4.2.1 Corpos-de-prova fofos.....	89
4.4.2.2 Corpos-de-prova densos.....	92
4.4.2.3 Envoltórias de ruptura para amostras fofas e densas.....	94
4.5 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA.....	96
4.6 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARREGAMENTO REPETIDO.....	102
4.6.1 Resultados de ensaios de módulo de resiliência.....	102

4.6.1.1 Solo de São Martinho da Serra.....	103
4.6.1.2 Solo de Silveira Martins.....	106
4.6.2 Determinação das deformações permanentes.....	111
4.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	117
5 ANÁLISE MECANÍSTICA.....	118
5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	118
5.2 DETERMINAÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES ADMISSÍVEIS.....	118
5.2.1 Os modelos do Método de Dimensionamento da República Sul-	
Africana.....	119
5.2.1.1 Comportamento de misturas asfálticas.....	119
5.2.1.2 Comportamento de materiais granulares.....	121
5.2.1.3 Proteção do subleito contra acúmulo de deformações permanentes excessivas.....	122
5.3 ANÁLISE MECANÍSTICA COM O SOFTWARE EVERSTRESS 5.0.....	123
5.4 ESTRUTURAS ANALISADAS.....	125
6 CONCLUSOES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	136
6.1 CONCLUSÕES	136
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	143
7 REFERÊNCIAS BIBLIGRÁFICAS	144

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Localização das jazidas no mapa geológico do IBGE (1986).....	15
Figura 2.2: Localização das jazidas no mapa exploratório de solos do IBGE (1986).....	18
Figura 2.3: Comportamento shakedown.....	35
Figura 2.4: Influência da drenagem no desenvolvimento das deformações permanentes (Fonte : Dawson, 1990 <i>apud</i> Werkmeister, 2003).....	36
Figura 2.5: Modelo de cunhas proposto para o cálculo de afundamentos em trilhas de roda em fundações de pavimentos (Fonte: Thom <i>et al.</i> , 1993 <i>apud</i> Brown, 1996).....	37
Figura 2.6: Curva característica típica de um solo compactado mostrando as zonas de dessaturação (Vanapalli <i>et al.</i> , 1999).....	41
Figura 2.7: Curva característica bimodal com formato “Duplo S” típica para solos tropicais e subtropicais (Feuerharmel <i>et al.</i> , 2005).....	42
Figura 2.8: Curva característica típicas de solos canadenses compactados (Vanapalli <i>et al.</i> , 1999).....	43
Figura 2.9: Alguns fatores que influenciam a curva característica – (a) Leong e Rahardio (2002), (b) Galipolli <i>et al.</i> , (2003).....	44
Figura 2.10: Tipos de fluxos entre o solo e o papel filtro (Marinho, 1995).....	45
Figura 3.1: Localização das jazidas no mapa rodoviário.....	47
Figura 3.2: Jazida de São Martinho da Serra.....	48
Figura 3.3: Jazida de Silveira Martins.....	48
Figura 3.4: Localização dos pontos de amostragem – jazida de São Martinho da Serra (sem escala).....	49
Figura 3.5: Localização dos pontos de amostragem – jazida de Silveira Martins (sem escala).....	49
Figura 3.6: Amostras de São Martinho da Serra – amostra 01(a); amostra 02(b); amostra 03(c).....	50
Figura 3.7: Amostras de Silveira Martins – amostra 01(a); amostra 02(b).....	50
Figura 3.8: Equipamento para o ensaio de cisalhamento direto instrumentado.....	53
Figura 3.9: Detalhe do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto instrumentado.....	53
Figura 3.10: Detalhe da montagem do ensaio diretamente na caixa de cisalhamento direto – amostra fofa.....	58
Figura 3.11: Passos para a colocação do papel filtro e isolamento da amostra.....	61
Figura 3.12: Equipamento utilizado para determinação dos módulos de resiliência.....	64
Figura 3.13: Detalhe do posicionamento do transdutor e do pistão de carga.....	66
Figura 3.14: Condições geométricas para a difração de raios X de acordo com a Lei de Bragg (Fonte: Mitchell, 1976).....	68

Figura 4.1: Distribuição granulométrica com e sem defloculante – São Martinho da Serra amostra 1 (chumbinho).....	71
Figura 4.2: Distribuição granulométrica com e sem defloculante – São Martinho da Serra amostra 2.....	71
Figura 4.3: Distribuição granulométrica com e sem defloculante – São Martinho da Serra amostra 3.....	72
Figura 4.4: Distribuição granulométrica com e sem defloculante – Silveira Martins amostra 1 (chumbinho).....	74
Figura 4.5: Distribuição granulométrica com e sem defloculante – Silveira Martins amostra 2 (chumbinho).....	74
Figura 4.6: Análise de difratometria de raios X da amostra 01 (chumbinho) do solo de São Martinho da Serra em amostras orientadas: natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho).....	77
Figura 4.7: Análise de difratometria de raios X da amostra 01 (chumbinho) do solo de Silveira Martins em amostras orientadas: natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho).....	77
Figura 4.8: curvas de compactação e Índice Suporte Califórnia (ISC) para o solo de São Martinho da Serra na energia Proctor normal.....	79
Figura 4.9: Curvas de compactação e Índice Suporte Califórnia (ISC) para o solo de Silveira Martins na energia Proctor normal.....	80
Figura 4.10: Curva expansão versus umidade para o solo de Silveira Martins.....	81
Figura 4.11: Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas no ensaio de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos do solo de São Martinho da Serra.....	83
Figura 4.12: Curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos do solo de São Martinho da Serra.....	83
Figura 4.13: Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos de São Martinho da Serra.....	84
Figura 4.14: Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de São Martinho da Serra.....	86
Figura 4.15: Curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de São Martinho da Serra.....	87
Figura 4.16: Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de São Martinho da Serra.....	87
Figura 4.17: Envoltórias de rupturas no gráfico tensão cisalhante versus tensão normal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas e densas para o solo de São Martinho da Serra.....	88
Figura 4.18: Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas no ensaio de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos para o solo de Silveira Martins.....	90
Figura 4.19: Curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos para o solo de Silveira Martins.....	91

Figura 4.20: Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos Silveira Martins.....	91
Figura 4.21: Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de Silveira Martins.....	93
Figura 4.22: Curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de Silveira Martins.....	93
Figura 4.23: Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de Silveira Martins.....	94
Figura 4.24: Envoltórias de rupturas no gráfico tensão cisalhante versus tensão normal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas e densas para o solo de Silveira Martins.....	95
Figura 4.25: Curvas de retenção de água para o solo de São Martinho da Serra nas condições densa e fofa; setas indicando o aumento de sucção com redução do grau de saturação.....	99
Figura 4.26: Curvas retenção de água para o solo de Silveira Martins nas condições densa e fofa; setas indicando o aumento de sucção com redução do grau de saturação.....	99
Figura 4.27: Comparação entre amostras com índice de vazios alto e baixo para o mesmo tamanho dos grãos (Feuerharmel, 2003).....	101
Figura 4.28: Módulos de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de São Martinho da Serra - (w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$) e ($w_{ot}+2\%$ e $\gamma_{dmáx}$).....	105
Figura 4.29: Módulos de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de São Martinho da Serra - (w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$) e (w_{ot} e $0,9\gamma_{dmáx}$).....	106
Figura 4.30: Módulo de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de Silveira Martins - (w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$) e ($w_{ot}+2\%$ e $\gamma_{dmáx}$).....	108
Figura 4.31: Módulo de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de Silveira Martins - (w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$) e (w_{ot} e $0,9\gamma_{dmáx}$).....	108
Figura 4.32: Módulo de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de Silveira Martins - (w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$) e ($w_{ot}+2\%$ e $0,9\gamma_{dmáx}$).....	110
Figura 4.33: Módulo de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de Silveira Martins - ($w_{ot}+2\%$ e $\gamma_{dmáx}$) e ($w_{ot}+2\%$ e $0,9\gamma_{dmáx}$).....	110
Figura 4.34: Gráfico número de aplicações de carga versus deformação específica permanente São Martinho da Serra.....	114
Figura 4.35: Gráfico número de aplicações de carga versus deformação específica permanente Silveira Martins.....	116
Figura 4.36: Aspecto final do corpo-de-prova de Silveira Martins após ensaio de deformação permanente (γ_{dmax} e $w_{ot}+2\%$)	116
Figura 5.1: Geometria de carregamento.....	124
Figura 5.2: Gráficos fator de segurança versus módulo do subleito e N_c (DNER) versus módulo do subleito dos solos de Silveira Martins e São Martinho da Serra, na condição saturada (estruturas 1,2 e 3).....	128
Figura 5.3: Gráficos fator de segurança versus módulo do subleito e N_c (DNER) versus módulo do subleito dos solos de Silveira Martins e São Martinho da Serra, na condição não saturada (estruturas 1,2 e 3).....	129

Figura 5.4: Proteção do subleito contra deformação permanentes excessivas dos solos de São Martinho da Serra e Silveira Martins.....	130
Figura 5.5: Gráfico módulo do subleito versus deformação de extensão da fibra inferior da camada asfáltica.....	134
Figura 5.6: Gráfico módulo do subleito versus número de aplicações de carga do eixo padrão $N_{\text{ftrincamento}}$ (DNER).....	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1: Situação das estradas no Brasil e no estado do Rio Grande do Sul (Fontes: IBGE, 2000; Sociedade da Coordenação e Planejamento do RS, 2004).....	02
Tabela 2.1: Faixa granulométrica e índice de plasticidade de materiais para revestimento primário (Fonte: South Dakota Local Transportation – USA).	08
Tabela 2.2: Espessuras mínimas sugeridas para camadas de revestimento primário (Fonte: South Dakota Local Transportation - USA).....	09
Tabela 2.3: Curvas de calibração para os papeis Whatman N°. 42 e Schueleicher & Schuell N°. 589.....	46
Tabela 3.1: Cotas dos pontos de amostragem de cada jazida.....	48
Tabela 3.2: Ensaio de cisalhamento direto realizados em corpos-de-prova fofos na condição inundada para diferentes valores de tensão normal.....	56
Tabela 3.3: Ensaio de cisalhamento direto realizados em corpos-de-prova densos na condição inundada para diferentes valores de tensão normal.....	56
Tabela 3.4: Números de ensaios triaxiais de cargas repetidas e condições utilizadas para a determinação do módulo resiliente de cada material.....	63
Tabela 3.5: Identificação dos principais argilominerais através de difratometria de raios X (Fonte: Mitchell, 1976).....	69
Tabela 4.1: Resumo dos ensaios de caracterização e classificação dos solos da jazida de São Martinho da Serra.....	73
Tabela 4.2: Resumo dos ensaios de caracterização e classificação dos solos da jazida de Silveira Martins.....	75
Tabela 4.3: Resultado das análises de difração de Raios x para todas as amostras.....	76
Tabela 4.4: Resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação e $ISC_{máx}$	80
Tabela 4.5: Valores de índice de vazios e peso específico aparente seco obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas do Solo de São Martinho da Serra.....	82
Tabela 4.6: Valores de índice de vazios e peso específico aparente seco obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em amostras densas do solo de São Martinho da Serra.....	85
Tabela 4.7: Resumo dos parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto para amostras fofas e densas do solo de São Martinho da Serra.....	89
Tabela 4.8: Valores de índice de vazios e peso específico aparente seco obtidos para os ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas do solo de Silveira Martins.....	89
Tabela 4.9: Valores de índice de vazios e peso específico aparente seco obtidos para os ensaios de cisalhamento direto em amostras densas do solo de Silveira Martins.....	92
Tabela 4.10: Resumo dos parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto para amostras fofas e densas do solo de Silveira Martins.....	96

Tabela 4.11: Características iniciais das amostras utilizadas para a determinação das curvas retenção de água do solo de São Martinho da Serra.....	97
Tabela 4.12: Características iniciais das amostras utilizadas para a determinação das curvas retenção de água do solo de Silveira Martins.....	98
Tabela 4.13: Condição de compactação e parâmetros dos modelos 4.2 e 4.3 para o solo de São Martinho da Serra.....	104
Tabela 4.14: Condições de compactação e parâmetros dos modelos 4.2 e 4.3 para o solo de Silveira Martins.....	107
Tabela 4.15: Condições de compactação e parâmetros dos modelos de deformação permanente para o solo de São Martinho da Serra.....	112
Tabela 4.16: Condições de compactação e parâmetros dos modelos de deformação permanente para o solo de Silveira Martins.....	112
Tabela 5.1: Valor do parâmetro K sugerido em função das condições de saturação.....	122
Tabela 5.2: Estruturas analisadas.....	125
Tabela 5.3: Condições analisadas do subleito.....	126
Tabela 5.4: Modelos dos módulos resilientes utilizados no programa EVERSTRES 5.0 nas condições analisadas.....	126
Tabela 5.5: Tensões principais obtidas com o programa EVERSTRESS 5.0 para as estruturas analisadas (σ_1 e σ_2 em kPa).....	127
Tabela 5.6: Resultados da análise da estrutura 4 para o solo de São Martinho da Serra..	132
Tabela 5.7: Resultados da análise da estrutura 4 para o solo de Silveira Martins.....	133
Tabela 5.8: Resumo dos mecanismos de degradação nas estruturas 1,2 e 3.....	135

RESUMO

PERAÇA, V. Qualificando Solos para Revestimentos Primários de Rodovias: Uma Abordagem Baseada nas Mecânicas dos Solos e dos Pavimentos. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta dissertação apresenta os resultados do estudo de dois solos saprolíticos de rochas vulcânicas, localizados em jazidas próximas às cidades de São Martinho da Serra e Silveira Martins (região central do RS), para aplicação como revestimento primário em estradas não pavimentadas da região ou como camada de pavimentos delgados. A análise dos materiais procura valer-se dos conhecimentos da Mecânica dos Pavimentos à luz dos conceitos da Mecânica dos Solos. Esta abordagem se justifica porque solos aplicados em revestimento primário estão sujeitos à ação do tráfego, porém seu comportamento será comandado pelos princípios da Mecânica dos Solos. O programa experimental incluiu ensaios de caracterização e classificação dos materiais, além de ensaios para a determinação do ISC e curva de compactação, difratometria de raios X, ensaios de cisalhamento direto na condição inundada, ensaios triaxiais de carga repetida para a obtenção dos módulos resilientes e das deformações permanentes e determinação das curvas de retenção de água dos materiais. Avalia-se a influência do teor de umidade e grau de compactação nos parâmetros de deformabilidade e resistência destes solos. Maior grau de compactação implica para estes materiais, crescimento dos parâmetros de resistência (c' e ϕ'), aumentando a resistência às tensões cisalhantes. O aumento do teor de umidade provoca a redução da sucção que, como consequência, provoca a diminuição das tensões efetivas e aumento das deformações resilientes e plásticas. Verifica-se que o solo de Silveira Martins é mais sensível à umidade se comparado ao solo de São Martinho da Serra, pois com apenas o acréscimo 2% de umidade em relação à ótima, o material sofre enormes deformações permanentes entrando em colapso. O material de São Martinho apresenta-se mais deformável e seu módulo resiliente decresce quando ocorre aumento no seu teor de umidade. Ao final, a análise mecanística apresentada permitiu avaliar algumas alternativas de uso destes materiais, seja como revestimento primário ou como camada estrutural de pavimentos, principalmente, com revestimentos delgados. Como era de se esperar, o grau de compactação exerceu grande influência no desempenho destes materiais em camadas de revestimento primário, explicitando a importância de compactá-los adequadamente.

Palavras-chave: Revestimento primário, mecânica dos solos, pavimentação.

ABSTRACT

PERAÇA, V. Qualifying soils for Road Wearing Courses: An Approach Based on Mechanics of Pavements and Soil Mechanics. 2007. Master Dissertation in Engineering – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This MSc thesis presents the results of a study of two saprolitic soils from volcanic rocks taken from sites near São Martinho da Serra and Silveira Martins towns (central area of RS State), for use as wearing course on unpaved roads of the region or as under layer of thinly surfaced road. The study uses knowledge from Pavement Mechanics with insights of Soil Mechanics concepts. The soils applied on wearing course are subjected to direct traffic action and their behavior will be influenced by Soil Mechanics principles. The experimental program included characterization tests, materials classification, ISC and compaction tests, X Rays diffractogrammetry, direct shear tests on saturated and unsaturated conditions, repeated loading triaxial testing for resilient moduli determination, tests of permanent deformations and characteristic curves of the materials. The influence of the humidity and degree of compaction on the shear strength and deformability of the soils has been evaluated. In these materials a larger degree of compaction results in a growth of the shear strength parameters (c' and ϕ'), increasing the resistance to shearing stress. The increase of the water content causes a reduction of the suction and, as consequence, a reduction of the effective stress and an increase of resilient and plastic deformations. It was verified that the Silveira Martins soil is more affected by water content variation than the São Martinho da Serra soil as an increase of only 2% of humidity above the optimum causes large deformations leading to collapse. The São Martinho da Serra soil is more deformable and its resilient modulus decreases when the water content is increased. The mechanistic analysis presented allowed the evaluation of some alternatives of use of these materials besides as structural layers of pavement with thin structural surfaces. As expected, the degree of compaction exerted great influence in the performance of these soils in wearing course, emphasizing the importance of adequate compaction.

Key words: wearing course, mechanics of soil, pavement, roads.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, a infra-estrutura rodoviária beneficia somente as áreas proeminentemente industriais em detrimento às áreas de produção primária. Isto mostra que há necessidade de uma maior integração da malha rodoviária nacional existente, ligando os centros produtores aos centros de beneficiamento e consumo, através de rodovias secundárias. Estabelecidos estes canais de interligação, os benefícios serão evidentes para ambos os setores já que se estará promovendo o desenvolvimento das regiões dentro da sua área e atuação econômica. Outro ponto importante é a ligação de comunidades mais isoladas, que passarão a ter acesso a um transporte mais fácil, barato e seguro, até os centros com maior desenvolvimento.

Devido à redução dos investimentos em infra-estrutura de transportes ao longo dos últimos anos e, também aos elevados custos os materiais tradicionalmente utilizados em obras viárias, faz-se necessário buscar soluções em termos de materiais para rodovias, que possam suprir as restrições orçamentárias e promover a interligação já evidenciada anteriormente, assegurando-se a qualidade técnica da obra. Assim, para a viabilização econômica de estradas secundárias de baixo volume de tráfego, é necessária uma adequação às condições regionais: seja com a melhoria dos caminhos já traçados ou com a utilização e materiais locais para execução de pavimentos.

Levantamentos realizados pela Fundação IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) (1997, 1999, 2000), mostram que do total da malha viária nacional brasileira, aproximadamente 89,4 % são vias não pavimentadas e apenas 10,6 % são pavimentadas. Além disso, com relação às extensões dessas vias, aproximadamente 91,6 % estão sob a jurisdição de governos municipais, sendo 7,45 % de responsabilidade dos governos estaduais e apenas 0,93 % de responsabilidade do governo federal (FIBDE, 1997, 1999, 2000), conforme mostra a Tabela 1.1.

A situação da malha rodoviária do Estado do Rio Grande do Sul é bastante semelhante ao restante da malha nacional. De acordo com a secretaria de Coordenação e Planejamento do RS (2004), o estado possui mais de 140.000 km de estradas não pavimentadas, sendo que destas 96,61% estão sob a jurisdição dos municípios. O total de estradas pavimentadas no Estado do RS corresponde a cerca de 8,2% do total de vias. Essas rodovias, pelas quais são

transportados grandes volumes de cargas, são caudatárias de uma rede capilar de rodovias de baixo volume de tráfego, em sua grande maioria não pavimentada. A Tabela 1.1 apresenta, também, a situação das estradas do Estado do Rio Grande do Sul.

Tabela 1.1 – Situação das estradas no Brasil e no estado do Rio Grande do Sul
(Fontes: IBGE, 2000; Sociedade da Coordenação e Planejamento do RS, 2004)

Estradas	Brasil					Rio Grande do Sul				
	Extensão (km)	Extensão (%)	Jurisdição (%)			Extensão (km)	Extensão (%)	Jurisdição (%)		
			Fed.	Est.	Mun.			Fed.	Est.	Mun.
Pavimentada	164988	10,6	34	55,7	10,3	12608	8,2	52,30	42,16	5,54
Não pavimentada	1559941	89,4	0,93	7,45	91,6	141352	91,8	3,13	0,26	96,6

Estradas rurais são uma necessidade básica para prover uma determinada localidade com um fluxo regular de mercadorias e serviços. Permitem o desenvolvimento das comunidades por ela atingidas e por conseqüência garantem a melhoria de sua qualidade de vida. Embora possamos dizer que as estradas rurais, por si só, não são capazes de romper as barreiras que levam ao empobrecimento das comunidades, elas podem, por outro lado, serem importantes agentes indutores de crescimento e proporcionar significantes benefícios sociais e econômicos.

Segundo Baesso e Gonçalves (2003) um substancial elenco de evidências constatado em vários países, assegura o vital papel desempenhado pelas estradas rurais no desenvolvimento da agricultura. Estudos do Banco Mundial (1993) concluíram que a implantação de melhoramentos na rede viária rural tem um efeito imediato não somente na redução do custo operacional de veículos, como também permitem a expansão dos serviços públicos nessas regiões.

A região central do Estado do Rio Grande do Sul, abrangendo 35 municípios, se destaca por sua localização geográfica, fazendo ligação entre a região da fronteira oeste do Estado e os municípios da região metropolitana, da serra e do litoral norte. Essa ligação sempre foi de grande relevância tanto histórica como econômica, pois por ela escoava toda a safra agrícola e a pastoril. Elo entre os países vizinhos (Argentina e Uruguai) e a metade norte do estado, a região central do Rio Grande do Sul tornou-se ainda mais estratégica com os

acordos do Mercosul, em virtude de sua expressiva participação no agro-negócio e no crescimento do turismo.

Também na região central do RS a maioria das rodovias não pavimentadas está sob jurisdição de municípios pequenos e médios. O potencial crescimento da região em torno de Santa Maria é ameaçado pela situação de precariedade da malha viária não pavimentada, especialmente em períodos de chuvas mais intensas.

São Martinho da Serra e Silveira Martins são municípios basicamente agrícolas, onde a participação do setor primário na economia dos municípios é de cerca de 90%. Possuem uma população em torno de 3000 (três mil) habitantes com cerca de dois terços vivendo em zonas rurais, em propriedades de pequeno a médio porte. As estradas sob a responsabilidade destes dois municípios são, em sua grande maioria, não pavimentadas, excetuando-se as da área urbana que são revestidas por paralelepípedos.

Observando este contexto, esta dissertação tem por objetivo estudar solos de duas jazidas, uma próxima à Silveira Martins e outra nas imediações de São Martinho da Serra, para o emprego como material de revestimento primário nas rodovias de baixo volume de tráfego da região, à luz de conceitos da Mecânica dos Pavimentos e Mecânica dos Solos.

Solos empregados como revestimento ou camadas estruturais (base, sub-base) de pavimentos muito delgados, estarão sujeitos a carregamentos dinâmicos sucessivos impostos pelo tráfego, porém seu comportamento (deformabilidade e resistência) será governado pelos princípios da Mecânica dos Solos.

Os objetivos específicos do estudo são:

- a) a identificação de jazidas de solos da região com propriedades geotécnicas que possibilitem seu uso como material de revestimento primário;
- b) a classificação dos materiais, bem como a determinação em laboratório das características de resistência e deformabilidade desses solos;
- c) analisar a influência da variação da umidade e do grau de compactação nas características de resistência e deformabilidade dos solos estudados;
- d) avaliar mecanisticamente o comportamento de pavimentos nos quais estes materiais forem utilizados como camada estrutural.

Esta dissertação está dividida em seis capítulos. O Capítulo I consiste na Introdução que apresenta o problema de pesquisa, a sua relevância, os objetivos e a estrutura da dissertação.

O Capítulo II apresenta uma revisão bibliográfica dos assuntos abordados nesta pesquisa: algumas especificações para revestimento primário, a descrição geológica da região de Santa Maria, descrição das peculiaridades dos solos tropicais, influência do grau de compactação e da variação do teor de umidade nas deformabilidades elásticas e plásticas de solos.

A localização das jazidas estudadas bem como a metodologia de ensaios adotada nesta dissertação é apresentada no Capítulo III.

Os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais são apresentados e analisados no Capítulo IV.

O Capítulo V contém uma análise mecânica para quatro estruturas, avaliando, principalmente, a resistência do material contra ruptura por cisalhamento dos materiais estudados.

No Capítulo VI são apresentadas as conclusões obtidas com a pesquisa e sugestões são apresentadas para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 REVESTIMENTO PRIMÁRIO

2.1.1 Comentários iniciais

Estradas não pavimentadas podem ser divididas em diferentes grupos de acordo com o tipo de material que compõem a sua superfície. Segundo Baesso e Gonçalves (2003), as estradas rurais podem ser divididas em quatro categorias distintas, designadas por A, B, C e D. De acordo com os mesmos autores, as estradas da Categoria A correspondem as vias cuja superfície de rolamento é composta por agregados naturais oriundos de jazidas, sendo que estes atendem a determinados parâmetros quanto a composição granulométrica. A Categoria B é composta por estradas que apresentam material produzido artificialmente (britados) na camada superficial de rolamento. Solos naturalmente estabilizados (saibros, areias, piçarras, etc.) oriundos de jazidas, quando utilizados para compor a superfície de rolamento, compreendem as estradas da Categoria C. As vias cuja camada superficial é formada por materiais de seu próprio leito natural, correspondem à Categoria D.

Segundo o Manual de Conservação Rodoviária DNIT (2005), estradas de terra resultam da evolução de trilhas e caminhos precários, remanescentes de épocas pioneiras e primitivamente construídas dentro de características técnicas bastante modestas. Tais rodovias, construídas dentro do enfoque de “minimização” de custos de construção, apresentavam, quando de sua implantação, traçados que buscavam evitar a construção de obras de arte especiais, envolvendo reduzido movimento de terra. Assim frequentemente, os traçados são bastante sinuosos, geralmente aproveitando a disposição das curvas de nível do terreno e os divisores de água.

De uma maneira geral, a grande maioria das estradas situadas nas zonas rurais foi aberta pelos colonizadores de forma inadequada, por terem sido definidas basicamente concebidas em função da estrutura fundiária e das facilidades do terreno. Os traçados favorecem, em períodos de chuvas intensas, o desenvolvimento de processos erosivos

extremamente prejudiciais à pista de rolamento, áreas marginais e a sua plataforma como um todo. Muitas delas, ao terem evoluído originalmente de pequenas trilhas e caminhos, utilizados pelos primeiros grupos de pessoas que se estabeleceram nas regiões, apresentam traçados que cruzam locais cujos solos têm baixa capacidade de suporte. À medida que o tráfego cresce, tais caminhos tornam-se estradas, recebendo, entre outros serviços, melhoramentos graduais na forma de revestimento de sua superfície de rolamento. Os mesmos são executados sem obediência a quaisquer princípio básico de engenharia (Baesso e Gonçalves, 2003).

Segundo os autores Baesso e Gonçalves (2003), a manutenção de estradas rurais construídas dessa forma é de alto custo e de difícil execução, onerando sobremaneira os agentes públicos responsáveis. Reparos freqüentes e adequados são de suma importância para reduzir os custos de reconstrução a longo prazo, particularmente no que se refere ao revestimento primário e às estruturas de drenagem. Assim, a manutenção periódica deve incluir, entre outros serviços, uma conformação da pista de rolamento, a recomposição de pequenos seguimentos onde o revestimento encontra-se deficiente, a limpeza das obras de drenagem, o reparo ou inclusão dos dispositivos de proteção às saídas de drenagem e ainda a recomposição de áreas degradadas através da adoção de técnicas de proteção vegetal, entre outros pequenos serviços.

Rodovias rurais de terra podem ser melhoradas com a utilização de materiais naturais e/ou artificiais com qualidade superior ao de subleito; são os chamados revestimentos primários. De acordo com a especificação técnica do DER/SP ET-DE-P00/013 (2006), revestimento primário compreende a execução de camada granular, composta por agregados naturais (solo) ou artificiais (britados), aplicada sobre o reforço do subleito ou diretamente sobre o subleito compactado em rodovias não pavimentadas, com a função de assegurar condições de rolamento e de aderência do tráfego satisfatória, mesmo sob condições climáticas adversas.

Devido à grande dificuldade na obtenção de recursos, grande parte da rede viária sob a jurisdição dos municípios é composta por rodovias não pavimentadas, sendo que estas representam os principais meios de acesso para o escoamento de sua produção agropecuária. Por este motivo, as solicitações impostas pelo tráfego são de considerável magnitude, o que acaba acelerando o processo de deterioração da superfície das estradas não pavimentadas, tornando-se necessário a execução de obras de manutenção e recuperação.

Para que se possam minimizar estes custos de manutenção rotineira e/ou reabilitação e, ao mesmo tempo, manter uma condição de trafegabilidade ao longo do ano, mesmo nos períodos mais chuvosos, é interessante conhecer as propriedades geomecânicas do material (solo) a ser utilizado como revestimento primário. Uma estrada não pavimentada deve apresentar resistência suficiente para suportar as cargas impostas pelo tráfego, sem que deformações excessivas ocorram. Para Baesso e Gonçalves (2003), a boa capacidade de suporte e boas condições de rolamento são características técnicas essenciais de uma estrada rural. A capacidade de suporte depende das características de resistência, tanto do material utilizado como revestimento quanto do subleito, para que estes possam se manter coesos frente às solicitações repetitivas do tráfego na medida em que ocorrerem variações no teor de umidade, devido aos períodos secos e chuvosos, que ocorrem ao longo do ano.

A escolha de materiais adequados, que preferencialmente deve se basear em estudos geotécnicos prévios, juntamente com a correta utilização do solo como revestimento primário, pode reduzir os custos de manutenção da via e torná-la trafegável durante os períodos do ano mais adversos (chuvosos). Segundo o Manual de Conservação Rodoviária (2005), o material destinado como revestimento primário deverá apresentar melhores características, em termos de deformabilidade e resistência, que o subleito. De acordo com a publicação da República Sul Africana (1992) *Towards Appropriate Standards for Rural Roads: Discussion Document*, a escolha de materiais destinados a rodovias de baixo volume de tráfego deve se basear, primeiramente, na resistência, na relação resistência/umidade/densidade e na durabilidade do material.

2.1.2 Algumas especificações de materiais para revestimento primário

A escolha de materiais para revestimentos de estradas rurais se baseia, principalmente, na determinação da granulometria, plasticidade, consistência ou compacidade, tendo em vista que a maior parte dos conhecimentos tecnológicos e especificações de materiais terrosos utilizados no meio rodoviário são derivadas das normas da AASHTO.

Segundo Charman (1988) citado por D'Ávila (1996), as estradas não pavimentadas constituem área do conhecimento em que muito pouca tecnologia formal foi desenvolvida. Praticamente, a totalidade das especificações existentes se fundamenta nos ensaios tradicionais de classificação de materiais: análise granulométrica e limites de Atterberg.

Segundo Skorseth e Selim (2000) e Baesso e Gonçalves (2003), um bom revestimento é aquele composto por materiais cuja mistura ideal seja formada por três tipos de agregados: (i) agregado graúdo, (ii) areia e (iii) finos. Os agregados graúdos e as areias são essenciais para prover a necessária capacidade de suporte para atendimento da demanda de veículos pesados. Os finos (siltes e principalmente as argilas) promovem a estabilidade da mistura, preenchendo os vazios formados pelas partículas de maior dimensão. As argilas, materiais aglutinantes, produzem uma superfície compacta, cimentando as frações de agregados no seu todo, dando à camada uma boa densidade, fundamental às superfícies de rolamento de estradas situadas em regiões de clima seco.

Skorseth e Selim (2000) sugerem que a escolha de materiais para revestimento primário seja feita através de simples ensaios de Mecânica dos Solos: granulometria e limites de Atterberg. Os autores apresentam uma faixa granulométrica juntamente com os índices de plasticidade máximos que o material deve se enquadrar. Os dados são apresentados na Tabela 2.1. Baesso e Gonçalves (2003) utilizam estes mesmos parâmetros.

Tabela 2.1 – Faixa granulométrica e índice de plasticidade de materiais para revestimento primário (Fonte: South Dakota Local Transportation – USA)

Peneiras	% passante
¾"	100
No. 4	50-78
No. 8	37-67
No. 40	13-35
No. 200	4-15
IP	4 - 12

Para dimensionar a espessura do revestimento primário Baesso e Gonçalves (2003) sugerem, apenas como elemento referencial, uma correlação entre a espessura recomendada para o revestimento em função do percentual de veículos pesados e do ISC do subleito. Esta correlação é apresentada na Tabela 2.2.

Os Departamentos de Estradas de Rodagem de São Paulo e do Paraná apresentam especificações para revestimento primário utilizando a classificação desenvolvida por Nogami e Villibor (1981) como índices classificatórios para os solos tropicais.

Tabela 2.2 – Espessuras mínimas sugeridas para camadas de revestimento primário
(Fonte: South Dakota Local Transportation – USA)

Volume estimado de veículos pesados (VDM)	Condição de suporte do subleito (ISC)	Espessura mínima sugerida (cm)
0 a 5	Baixo	16,5
	Médio	14,0
	Alto	11,5
5 a 10	Baixo	21,5
	Médio	18,0
	Alto	14,0
10 a 25	Baixo	29,0
	Médio	23,0
	Alto	18,0
25 a 50	Baixo	37,0
	Médio	29,0
	Alto	21,5

Observações: Baixo Suporte = $ISC \leq 3\%$; Médio Suporte = $3 < ISC \leq 10\%$; Alto Suporte = $ISC > 10\%$.

A Especificação de Serviço DER/PR ES-T 07/91 (2005) do Estado do Paraná estabelece as seguintes condições para a aceitação de um material como revestimento primário:

- a) material deve ser isento de matéria orgânica;
- b) o diâmetro máximo do agregado graúdo deve ser menor ou igual a 3”;
- c) os solos LA, NA, LA’, NA’ e LG’, de acordo com a classificação MCT (Nogami e Villibor, 1981), apresentam potencial de utilização como revestimento primário atendendo algumas considerações;
- d) avaliação de durabilidade menor que 12% segundo método de ensaio DNER-ME 89/94;
- e) mini-CBR na umidade ótima maior que 13%;
- f) a relação $\text{mini-CBR}_{\text{umidade ótima-3\%}} / \text{mini-CBR}_{\text{umidade ótima}} \geq 1$;
- g) apresentar boa distribuição granulométrica;
- h) a camada a ser compactada deve possuir espessuras entre 10 e 20 cm.

No Estado de São Paulo a Especificação Técnica ET-DE-P00/013 (2006) rege os critérios que orientam a aceitação do material destinado ao revestimento primário, em obras rodoviárias sob a jurisdição do DER/SP. Esta especificação estabelece que um material a ser utilizado como revestimento primário deve atender aos seguintes requisitos:

- a) deve ser isento de matéria orgânica;
- b) o diâmetro máximo do agregado deve ser menor ou igual a 25 mm;
- c) a fração retida na peneira nº. 10 dever ser constituída de partículas duras e duráveis, de difícil desagregação, resistente às ações de compactação e do próprio tráfego; o material

retido deve apresentar perda por abrasão na máquina Los Angeles inferior a 55 %, sendo admitido valores superiores, se comprovado o bom desempenho de material semelhante em outros revestimentos primários;

d) a fração que passa na peneira nº. 10 deve ser constituída de areia natural;

e) o limite de liquidez inferior a 35 % e o índice de plasticidade máximo de 7 %.

Caso haja previsão de aproveitamento do revestimento primário em pavimentação futura como camada estrutural do pavimento, deve ser exigido para o material ISC mínimo de 20 % e expansão máxima de 1 %.

A norma citada do Estado de São Paulo recomenda a classificação do material de acordo com a metodologia MCT, mas não utiliza nenhum tipo de correlação com a classificação obtida para aceitação ou não do material, não indicando quais as classificações são adequadas para revestimento primário.

2.2 SOLOS DE REGIÕES TROPICAIS E SUBTROPICAIS

A região de Santa Maria, situada no centro do Estado do Rio Grande Sul, está localizada numa área de clima subtropical úmido, onde a precipitação média anual é de 1700 mm e a temperatura média é de 19,2 °C. Essas condições (precipitação elevada e altas temperaturas) são típicas para a formação dos chamados solos tropicais.

Segundo Nogami e Villibor (1995), solos tropicais podem ser definidos como sendo aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamentos decorrentes de processos geológicos e/ou pedológicos típicos de regiões tropicais e subtropicais úmidas.

Solos tropicais são tratados normalmente, pela engenharia, como solos residuais. No caso dos solos saprolíticos isso é uma verdade. Contudo, os solos lateríticos geralmente apresentam certo transporte, evidenciando-se a importância dos conhecimentos pedológicos para não estimar erroneamente a origem dos mesmos com relação ao seu substrato geológico. Os minerais primários, nos solos lateríticos, em decorrência do intemperismo, já desapareceram, restando apenas os mais resistentes (Nogami e Villibor, 1981, 1983 e 1995).

Solos, de uma maneira geral, são materiais abundantes e de baixo custo, porém, bastante heterogêneos no que diz respeito à cor, textura, estrutura, granulometria, mineralogia,

etc. Essa heterogeneidade gera no material uma variabilidade em termos de comportamento (resistência, deformabilidade, erodibilidade, condutividade hidráulica, etc.) quando o mesmo é aplicado em obras de engenharia.

Muitos estudos têm sido feitos para aplicação de solos tropicais em obras rodoviárias principalmente utilizados como subleitos de rodovias ou para camadas estruturais de pavimentos de baixo custo. Dentre estas pesquisas podem se citar as realizadas por de Nogami e Villibor (1995), principalmente no estado de São Paulo e por Passos (2000) no Estado do Rio Grande do Sul. Estima-se que solos de regiões tropicais possam dar uma boa resposta, quando utilizados como revestimento primário de estradas vicinais não pavimentadas.

Classicamente o termo solo residual é atribuído a todo solo derivado do intemperismo *in situ* de uma rocha, e que não foi removido do seu local de origem por algum agente transportador como água, vento ou ação da gravidade. Não existe uma terminologia consensual para descrever as várias classes de solos residuais (Bernardes, 2003).

A formação dos solos é oriunda de processos físicos e químicos que dependem de diversos fatores ambientais como o clima, o relevo, os organismos, material de origem e tempo de atuação destes fatores. O relevo suavemente ondulado favorece a penetração de água desenvolvendo os solos, enquanto o relevo fortemente ondulado dificulta a penetração da água e conseqüentemente o desenvolvimento do solo no local.

A decomposição e a desintegração da rocha nos processos intempéricos, em regiões tropicais e subtropicais, têm características próprias, onde o intemperismo químico é intenso, ocasionando a decomposição dos silicatos. A abundância de chuvas e altas temperaturas possibilitam e aceleram os processos de lixiviação destes elementos através da hidrólise, levando à formação de argilas e concentrações de óxidos de ferro e alumínio (Davison Dias, 1988a e 1988b). Estes processos conduzem à formação do horizonte B evoluído, que em alguns casos é denominado laterítico ou residual maduro, ou de um horizonte C menos evoluído, que mantém a estrutura e minerais primários da rocha-mãe, denominado saprolítico ou residual jovem. A pedologia denomina estes solos, respectivamente, como horizonte B, latossólico ou textural e como horizonte C (horizonte saprolítico).

Kalpagé (1974) citado por Davison Dias (1987) diz que o clima é o principal fator de formação dos solos das zonas tropicais. Nas regiões tropicais e subtropicais as altas temperaturas e as pesadas chuvas provocam um intemperismo profundo, havendo

diferenciação entre os perfis conforme o material de origem e a topografia (Davison Dias, 1987).

Solos lateríticos são solos bem intemperizados, característicos de áreas bem drenadas, que ocupam as camadas mais superficiais. Apresentam coloração em que predominam as matizes vermelho e amarelo, com uma macroestrutura aparente homogênea e isotrópica. Sua constituição mineralógica é caracterizada pela presença de quartzo e de outros minerais resistentes mecânica e quimicamente (magnetita, ilmenita, turmalina, zircão) na fração areia. A fração argila é constituída de argilominerais (geralmente a caulinita) e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (Nogami e Villibor, 1983; Cozzolino e Nogami, 1993).

Segundo Nogami e Villibor (1983), os solos saprolíticos (horizonte C) são originados pela decomposição e/ou desagregação de uma rocha consolidada e, em condições naturais, constituem camadas subjacentes às lateríticas. Sua macroestrutura se caracteriza pela heterogeneidade e anisotropia, geralmente com cores variadas, manchas e mosqueamentos herdados da rocha matriz ou desenvolvidos pelo intemperismo. Apresentam uma composição mineralógica muito variada, que depende do tipo de rocha matriz e do seu grau de intemperização. Na fração areia, podem ocorrer minerais como mica e feldspatos e, na fração argila, minerais expansivos da família das ilitas e das montmorilonitas. A fração silte pode apresentar uma mineralogia muito variada e peculiar, como macrocristais de caulinitas e micas, que podem impor comportamento peculiar a estes solos (Cozzolino e Nogami, 1993).

Mitchell (1993) citado por Rigo (2005) definiu solo saprolítico como sendo um solo residual jovem, que se caracteriza pela presença simultânea de minerais secundários e de minerais primários não alterados e/ou parcialmente alterados.

Fookes (1997) caracteriza solos saprolíticos como sendo materiais fracos, friáveis e quimicamente intemperizados (usualmente cristalinos), nos quais a estrutura original do material de origem e a fábrica encontram-se preservados por substituição pseudomórfica dos minerais primários originais, geralmente por argilominerais. Neste tipo de solo, normalmente são visíveis características de estrutura do material de origem, como xistosidades, descontinuidades e textura. Em um perfil de alteração típico de solos tropicais, os solos saprolíticos abrangem as zonas classificadas como rocha altamente intemperizada ou completamente intemperizada (Fookes, 1997; Little, 1969 *apud* Rigo, 2005).

Ao contrário de solos lateríticos, onde predominam os efeitos dos processos pedogenéticos, a influência do material de origem é bastante pronunciada nos solos saprolíticos. Contudo, à medida que o grau de intemperismo aumenta, o material de origem passa a ter pouca ou nenhuma influência sobre o comportamento de solos residuais formados (Townsend, 1985). Assim, o índice de vazios dos solos saprolíticos é altamente dependente da textura da rocha de origem e do processo isovolumétrico de alteração e substituição pseudomórfica dos minerais primários da rocha. A preservação da estrutura original da rocha permite que os solos saprolíticos tenham índices de vazios elevados.

Logo, visando à aplicação dos solos característicos de clima tropical, da região de Santa Maria, como revestimento primário, é de interesse relacioná-los com a geologia e a pedologia local.

2.3 CONSIDERAÇÕES GEOLÓGICAS E PEDOLÓGICAS

Os estudos rodoviários, principalmente em nível de anteprojeto, têm-se baseado historicamente na geologia e na experiência pessoal dos técnicos envolvidos. Estes estudos, se realizados com a utilização de mapas geotécnicos, obtidos a partir de informações pedológicas e geológicas, possibilita a associação de dados de características geomecânicas dos solos com os de sua gênese, principalmente quando se trata de estradas de baixo custo (Marangon *et al.*, 2001).

Segundo Klamt (1989) a pedra fundamental das interpretações das informações de solos em qualquer ramo da ciência, deve ser os estudos pedológicos, ou seja, os estudos de caracterização, gênese e classificação de solos.

Para Vargas (1987) as propriedades dos solos tropicais só serão perfeitamente esclarecidas quando se levar em conta, além dos estudos de Mecânica dos Solos, os ensinamentos da pedologia e da geologia: eis que elas dependem tanto do clima em que os solos são formados, quanto da natureza da rocha de onde provieram.

2.3.1 Características geológicas da região de Santa Maria

De acordo com Arnold (1993), cerca de 40% do território do Estado do Rio Grande do Sul é formado por derrames vulcânicos, estando localizados, principalmente, na porção norte e oeste do Estado. Ao norte da região de Santa Maria predominam os derrames de lavas ácidas provenientes do ciclo final de manifestação vulcânica.

A região da Quarta Colônia está situada na porção central do Estado do Rio Grande do Sul, próxima à cidade de Santa Maria. De acordo com o Levantamento de Recursos Naturais feito pelo IBGE (1986), a área pertence à província geomorfológica Planalto, que cobre toda a região norte do Estado e pertence à Bacia do Paraná. Os dois solos saprolíticos investigados nesta dissertação fazem parte dos produtos de alteração dos derrames vulcânicos que originaram a Formação Serra Geral. No local, as lavas apresentam-se como rochas mantenedoras do rebordo do planalto e de alguns morros testemunhos, alcançando altitudes de 420 a 470 m (Sartori *et al.*, 1975).

A Formação Serra Geral é constituída basicamente por uma sucessão de derrames de lavas que apresenta uma seqüência inferior formada por rochas de composição predominantemente básica, como basaltos e andesitos toléíticos de cor cinza-escura, com intercalações de arenito eólico, e uma seqüência superior formada por rochas de composição predominantemente ácida, como riolitos granofíricos de cor cinza-clara a média e dacitos (Sartori *et al.*, 1975; Maciel Filho, 1990; Rigo, 2005).

Ao inserir-se no mapa geológico apresentado pelo IBGE (1986), verifica-se que as duas jazidas pertencem à Formação Serra Geral e encontram-se sobre uma seqüência de rochas de composição ácida, constituída por riolitos felsíticos, riodacitos felsíticos, dacitos e seus correspondentes termos vítreos. A Figura 2.1 apresenta a localização das jazidas no mapa geológico do IBGE (1986).

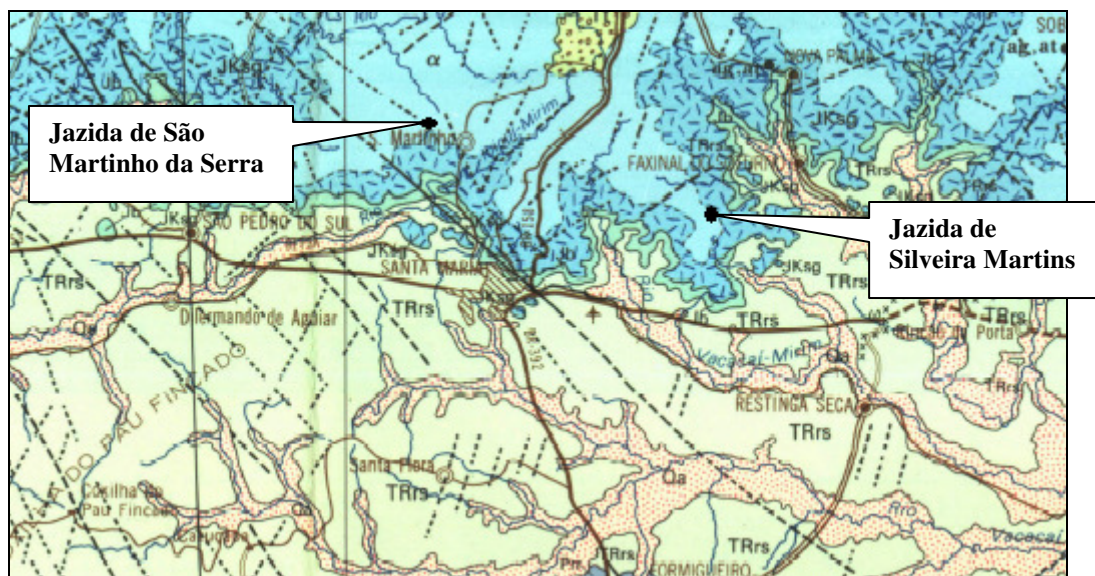


Figura 2.1 – Localização das jazidas no mapa geológico do IBGE (1986)

Sartori *et al* (1975) identificaram na região de Santa Maria quatro derrames de lavas sendo os três primeiros formadores da seqüência inferior de rochas básicas e o último responsável pela formação da seqüência superior de rochas ácidas. Juntamente identificaram três arenitos *intertraps* (interderrames).

Segundo Sartori *et al.*, (1975) os três primeiros derrames, cada um a seu turno, preencheram vales de uma paleotopografia acidentada e, por isso, não constituem camadas contínuas, ocorrendo sim na forma de línguas e cunhas. O primeiro assenta-se sobre os arenitos eólicos da Formação Botucatu. O segundo e o terceiro repousam diretamente sobre as intercalações de arenito ou mesmo sobre a Formação Botucatu, quando o primeiro derrame ou os dois primeiros, respectivamente, são ausentes. O quarto derrame cobriu toda a paleotopografia e forma uma camada de espessura variável, mas, geralmente, grande. Por essa razão, é aquele que apresenta a maior área de exposição.

Os derrames foram delimitados no estudo de Sartori *et al.*, (1975). A base do derrame inferior situa-se na altitude dos 200 a 250 m e o topo entre 275 e 300 m, com a espessura variando de 30 a 70 m. A base do segundo localiza-se entre 280 e 300 m e o topo entre 310 e 325 m, com espessura de 25 a 40 m. O terceiro derrame tem sua base entre as altitudes de 300 e 330 m e o topo entre 350 e 380 m, com espessura de 50 m. Por último, a base do derrame superior está compreendida entre 350 – 390 m, com o topo coincidindo com a atual topografia que, na região da encosta, varia entre 420 – 470 m. Neste caso, a espessura é sempre superior a 50 m podendo, inclusive, ultrapassar os 100 m.

A seqüência ácida é mais abundante no topo do pacote, porém com possibilidades de intercalações locais junto à seqüência básica inferior. Corpos de arenito eólicos, de posição interderrame, ocorrem também na unidade, encontrando-se posicionados preferencialmente na seqüência básica inferior. Termos hipabissais, diques, *sills* e *sheets* de diabásio, relacionados a esta última seqüência, têm ocorrência generalizada na área (IBGE, 1986).

Associadas às lavas, ocorrem algumas intrusões em contato com as fácies da Formação Botucatu. Na subida da serra pela BR-158 aparece um *sill* entre as cotas 149 e 190 m, tendo o contato basal inclinado para o sul de forma irregular, mas aproximadamente concordante com a estratificação das camadas sedimentares. A intrusiva exibe a coloração cinza-escura e, petrograficamente, guarda relação com o primeiro derrame. Apresenta-se muito alterada, principalmente ao longo das diaclases, originando, assim, blocos de pedra circundados por uma matriz argilosa escura que, à primeira vista, dá o aspecto de depósito de talus. A outra intrusão ocorre ao norte da primeira e seu aspecto é semelhante a um colúvio, sendo observados blocos irregulares e esparsos de diabásio imersos em massa argilosa. A intrusão exibe coloração cinza-clara encontrando-se quase totalmente alterada em argila de cor parda escura e a mais afastada, ocre, seguida pela faixa de brecha (Sartori *et al.*, 1975).

Pode-se dizer que a idade de resfriamento final dos derrames de natureza basáltica, que ocorreram na região de Santa Maria, situa-se em torno de 120 milhões de anos.

Do ponto de vista da estrutura das rochas vulcânicas, em linhas gerais, o padrão de fraturamento segue o modelo clássico, isto é, disjunção colunar no meio do derrame devido à contração da lava duramente no resfriamento, associada à disjunção horizontal, próximo à base e ao topo. Com exceção do quarto derrame, o topo dos demais é portador de vesículas e amígdalas.

Mineralogicamente, as rochas vulcânicas que ocorrem na região de Santa Maria contêm plagioclásios, clinopiroxênios e magnetita como constituintes essenciais. Além desses minerais, verificou-se também a presença de um intercrescimento micrográfico de quartzo e feldspato alcalino, vidro vulcânico, quartzo e produtos de alteração (anfíbólio e material argiloso).

De acordo com os mapas geológicos Folha de Camobi (Gaspareto *et al.*, 1971) e Folha de Santa Maria (Gaspareto *et al.*, 1980), tanto a jazida de Silveira Martins quanto a de São Martinho da Serra encontram-se localizadas sobre rochas vulcânicas ácidas.

2.3.2 Características pedológicas da região de Santa Maria

As informações pedológicas fornecem um indexador mais confiável para a organização e troca de conhecimento de regiões distintas. O meio rodoviário vem, cada vez mais, descobrindo esta importante ferramenta que, além de cartograficamente mais evoluída que a Geotecnia, possibilita um maior entendimento da influência da estrutura do solo no seu desempenho geomecânico (Marangon *et al.*, 2001).

Segundo Davison Dias (1987) os levantamentos pedológicos dão indicações, em geral, dos horizontes superficiais; entretanto, pode-se ter uma estimativa dos tipos de solos ou material consolidado que ocorrem a maiores profundidades.

Através dos levantamentos pedológicos, pode-se ter uma estimativa dos tipos de solos que serão solicitados num problema de engenharia. Têm-se indicações do grau de estruturação do solo, da profundidade do lençol freático (se este ocorre nos horizontes superficiais), da macroestrutura, da presença de minerais expansivos, das características de drenagem (problemas de comportamento a curto e longo prazo), da granulometria, das características de plasticidade, da presença de solos lateríticos, da presença de solos saprolíticos próximos da superfície, entre outras (Davison Dias, 1987).

De acordo com Roisenberg (1978), citado por Davison Dias (1987), encontram-se, em vários locais do planalto do Rio Grande do Sul solos oriundos de riolitos. Tem-se constatado que estes solos apresentam horizontes B de pequenas espessuras, e, em geral não são classificados como latossolos. São solos com horizonte B incipiente, textural e solos sem horizonte B, ou pouco desenvolvidos segundo Klampt (1987), *apud* Davison Dias (1987).

Observando o mapa exploratório de solos do IBGE (1986), na jazida de São Martinho da Serra o horizonte B é textural correspondendo a um solo classificado como Podzólico (Argissolo na classificação atual) Vermelho-escuro álico, horizonte A proeminente, textura argilosa, juntamente com solos litólicos distróficos e álicos com horizonte A proeminente, textura média. A rocha de origem é o riodacito. Já na jazida de Silveira Martins o horizonte B também é textural designado como Podzólico (Argissolo na classificação atual) Bruno-acinzentado álico com textura argilosa, ocorrendo juntamente com solos litólicos distróficos e álicos com horizonte A proeminente, textura média, argilosa com pedregulho. A rocha também é o riodacito. Cabe ressaltar que os materiais alvos da pesquisa constituem o

horizonte C no perfil de alteração. São os chamados solos residuais jovens ou saprolíticos. A Figura 2.2 apresenta a localização das jazidas no mapa exploratório de solos.

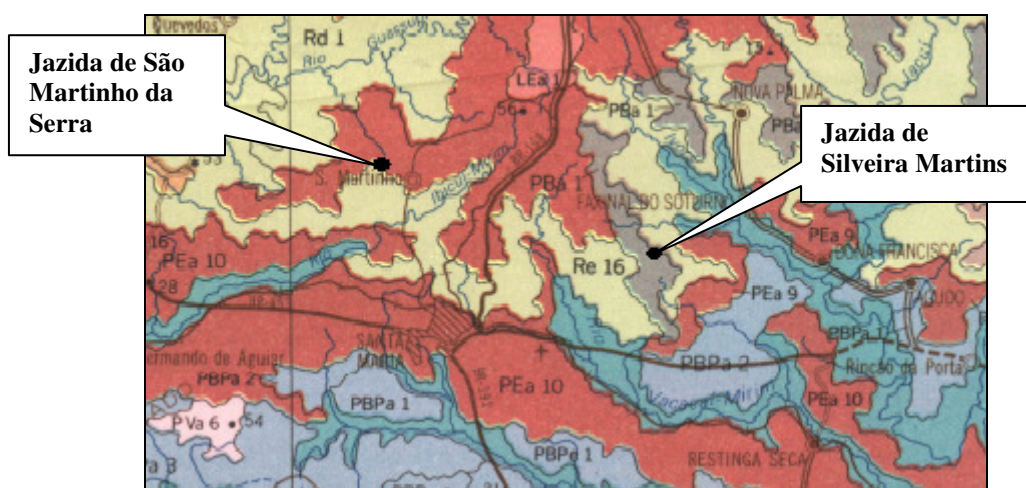


Figura 2.2 – Localização das jazidas no mapa exploratório de solos do IBGE (1986)

De acordo com a generalização cartográfica do levantamento de reconhecimento de solos do Rio Grande do Sul apresentado por Streck *et al.* (2002), os solos das jazidas estudadas podem ser classificados como sendo Chernossolos Argilúvicos férricos associados à Neossolos Litólicos eutróficos. Segundo o autor, os Chernossolos são solos rasos a profundos, apresentando no perfil uma seqüência de horizontes A – B – C. Esses solos se caracterizam por apresentar razoáveis teores de material orgânico, o que confere cores escuras ao horizonte superficial (A), com alta saturação por bases e CTC em todo perfil. A designação de Argilúvicos férricos corresponde à presença de um horizonte B textural ou B nítico com elevado teor de ferro. Já os Neossolos são solos rasos a profundos, apresentando no perfil uma seqüência de horizontes AR, ou A – C – R, ou O – R, ou H – C. São solos de formação muito recente e encontrados nas mais diversas condições de relevo e drenagem. A designação Litólico se refere à presença de horizonte A ou O assentado sobre a rocha parcialmente alterada (horizonte C) ou rocha inalterada (horizonte R). Eutróficos corresponde à alta saturação por bases ($\geq 50\%$).

2.4 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

O solo, sendo um material que ocorre na natureza nas mais diferentes formas, para ser utilizado como fundação ou material de construção, necessita ser classificado de modo que se possam estimar propriedades geotécnicas, a serem empregadas projeto. Deste modo foram

desenvolvidos vários sistemas de classificação, cada um adequado a uma utilização dos solos ou a métodos de projeto (DNIT, 2006).

2.4.1 As classificações tradicionais e suas limitações

Dentre as classificações de solos tradicionalmente utilizadas em pavimentação pode-se citar a da Highway Research Board (H.R.B), designada como classificação da AASHTO, e o Sistema Unificado de Classificação de Solo (SUCS).

No sistema de classificação da antiga H.R.B (o órgão foi substituído pelo de T.R.B - Transportation Research Board), os solos apresentam-se separados em sete grandes grupos em função de sua granulometria, dos limites de consistência e do índice de grupo. Com relação ao comportamento desses solos como subleitos de rodovias, materiais que possuem menos de 35% em peso passando na peneira #200 ($\phi < 0,075mm$) são considerados de excelentes a bons. Já os que possuem mais de 35% passante na #200 são qualificados como solos razoáveis a maus.

A classificação SUCS baseia-se na identificação dos solos de acordo com as suas qualidades de textura e plasticidade, agrupando-os de acordo com seu comportamento, para uso em estradas, aeroportos, aterros e fundações. Este sistema separa os solos em seis grandes grupos (G, S, M, C, O, Pt, respectivamente, pedregulho, areia, silte, argila, solos orgânicos e turfa), acrescentando a estes sufixos que dão idéia de graduação, para solos de graduação grosseira, e da compressibilidade (unicamente em função do limite de liquidez) para solos de granulação fina (Blucher, 1951 *apud* Passos, 2000).

Uma das limitações dos sistemas classificatórios referidos anteriormente é que ambos foram criados para classificar solos em regiões de climas temperados e não trazem considerações a respeito das particularidades fundamentais para a classificação e utilização dos solos ditos tropicais.

Os solos tropicais, conforme já amplamente discutidos na literatura, sofreram processos pedogenéticos que lhe conferem uma estruturação muito peculiar e uma composição química diferenciada, promovendo alterações no seu comportamento sob esforço ou ação da água. Pode-se dizer que nestes solos a natureza da partícula influencia mais o comportamento da massa de solo que seu tamanho (Passos, 2000).

A fração argila de solos lateríticos possui óxidos de ferro e/ou alumínio hidratado, bem como argilominerais que conferem baixa expansibilidade e alta capacidade de suporte quando compactados. Tais óxidos e argilominerais não são encontrados em solos não lateríticos.

A fração arenosa dos solos lateríticos pode conter elevada porcentagem de concreções de resistência inferior à da areia constituída predominantemente por quartzo. A presença de mica e/ou feldspato nos solos saprolíticos reduz a massa específica aparente seca, a capacidade de suporte e o índice de plasticidade, aumentando o teor de umidade ótima e a expansão do solo.

Em solos saprolíticos, os macrocristais das micas e da caolinita, presentes na fração silte, podem conferir-lhes um comportamento peculiar. Mesmo sem apresentar fração argila, os siltes desses minerais podem apresentar plasticidade.

A análise granulométrica, apesar de apresentar uma boa repetibilidade, é muito sensível ao preparo da amostra (Passos, 2000 e Rigo, 2005). Devido à ação de defloculantes e à severa energia de agitação e destorroamento, podem ocorrer a quebra de partículas, de microestruturas e/ou cimentações entre os grãos provocando alterações nos argilominerais e na agregação de partículas finas.

Outra questão importante é a de que solos tropicais diferentes incluídos nas mesmas classificações T.R.B e S.U.C.S, podem apresentar comportamento nem um pouco similar entre si. Nogami e Villibor, (1995) relatam que amostras de solos saprolíticos e de solos lateríticos designados ambos, pela T.R.B, como A-4 (solos siltosos de baixa plasticidade) podem apresentar comportamento geotécnico muito distinto. Solos A-4 lateríticos compactados na condição ótima e na energia normal podem atingir um valor de CBR superior a 30%, enquanto que solos A-4 saprolíticos alcançam um valor de CBR da ordem de 3% para mesma energia.

Outro exemplo refere-se a solos do grupo A-7-5 (solos argilosos moderadamente plásticos) ou MH da classificação SUCS que, quando lateríticos, apresentam propriedades de argila com excelente capacidade de suporte, ao passo que, quando saprolíticos, podem ser altamente expansivos, resilientes e com baixa capacidade de suporte, sendo ainda afetados intensamente pela erosão hidráulica.

2.4.2 Classificações alternativas

Observando as limitações das classificações tradicionais expostas anteriormente, muitos engenheiros geotécnicos, não só no Brasil como também em outros países, têm buscado novas alternativas de classificação que possam expressar de forma simples e direta as peculiaridades dos solos que se desenvolvem nos trópicos. Há um consenso a respeito da importância do substrato, da gênese, do relevo e do clima na formação dos solos. Com base nisso, têm-se utilizado os levantamentos pedológicos e geológicos como ferramenta fundamental para a exploração de propriedades geotécnicas, principalmente em nível de anteprojeto.

A classificação MCT e a classificação resiliente são exemplos de sistemas propostos por autores nacionais. A seguir será apresentado um resumo dos princípios básicos de cada metodologia. Utilizadas em conjunto, estas classificações podem se tornar uma ferramenta indispensável na estimativa de dados com fins de anteprojeto ou na estimativa de hipóteses quanto ao uso e ocupação do solo urbano ou rural (Passos, 2000).

2.4.2.1 Metodologia de classificação MCT

A classificação geotécnica MCT (corpos de prova Miniatura, Compactados e constituídos de solos Tropicais) baseia-se na determinação de algumas propriedades mecânicas e hidráulicas em corpos de prova de 50 mm de diâmetro (Nogami e Villibor, 1995). Esta classificação pode ser considerada como um subproduto da metodologia MCT, desenvolvida com objetivo inicial de permitir o aproveitamento adequado, em bases de pavimento, de solos arenosos finos lateríticos, considerados inapropriados pelas classificações e especificações tradicionais (Cozzolino e Nogami, 1993).

Basicamente, os solos são divididos em duas grandes classes: solos de comportamento lateríticos (classe **L**) e solos de comportamento não laterítico (classe **N**).

O fato de o solo ter comportamento laterítico implica uma série de peculiaridades e propriedades de comportamento, ao passo que quando apropriadamente compactado, adquire elevadas resistência e capacidade de suporte, além de baixa permeabilidade (Nogami e Villibor, 1995). Cabe ressaltar, que nesta classificação o termo laterítico perde o seu significado pedogenético e a vinculação inerente com características genéticas, morfológicas,

mineralógicas, químicas, estruturais, etc. Utilizado como termo tecnológico, comportamento laterítico, significa comportamento geotécnico conveniente para aplicações rodoviárias, enquanto comportamento não laterítico é o oposto (Passos, 2000).

Do ponto de vista pedológico, solos de comportamento laterítico são constituídos pelo horizonte B dos grandes grupos pedológicos conhecidos pelos Latossolos e Argissolos. Os da classe de comportamento não laterítico normalmente correspondem aos solos saprolíticos, considerando-se apenas os solos tropicais (Nogami e Villibor, 1995).

De acordo com Nogami e Villibor (1995), os solos de comportamento não laterítico podem apresentar os seguintes grupos de designação textural:

a) Grupo NA

Os solos deste grupo são areias, siltes e misturas de areias e siltes, nos quais os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica. Praticamente, não possuem finos argilosos coesivos e siltes caulínicos. São representados, em sua maioria, por solos saprolíticos, associados a rochas sedimentares ou metamórficas. As areias e siltes quartzosos são não expansivos ou pouco expansivos, ao passo que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Quando compactados, possuem capacidade de suporte pequena a média e, geralmente, são muito erodíveis.

b) Grupo NA'

Granulometricamente, os solos deste grupo são misturas de areias quartzosas com finos passando na peneira de 0,075mm (#200). Geneticamente, são representados por solos saprolíticos originados de rochas ricas em quartzo tais como granitos, gnaisses, arenitos e quartzitos impuros. Muitas das variedades de solos deste grupo podem ser excessivamente expansivas, muito resiliente e muito sujeitas à erosão hidráulica.

c) Grupo NS'

Este grupo compreende sobretudo solos saprolíticos silto-arenosos peculiares, resultantes do intemperismo tropical nas rochas eruptivas metamórficas, de constituição predominantemente feldspática-micácea-quartzosa. Esses solos caracterizam-se principalmente por terem, quando compactados na umidade ótima e massa específica aparente máxima na energia normal, baixa capacidade de suporte quando imersos em água; baixo

módulo de resiliência; elevada erodibilidade; elevada expansibilidade (porém baixa pressão de expansão); elevado coeficiente de sorção e permeabilidade média.

d) Grupo NG'

Solos saprolíticos argilosos são compreendidos neste grupo, que derivam de rochas sedimentares argilosas (folhelhos, argilitos, siltitos) ou cristalinas, pobres em quartzo e ricos em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcicos. Fazem parte deste os vertissolos e muitos solos transportados. Quando compactados nas condições de umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam características de argilas tradicionais muito plásticas e expansivas. Do ponto de vista de resiliência, apresentam, quando compactados, características bilineares em função da tensão desvio, sendo pouco dependentes da pressão de confinamento.

Já os solos com comportamento laterítico se classificam da seguinte maneira:

a) Grupo LA

Incluem-se nesse grupo, sobretudo areias quartzosas com poucos finos. A porcentagem de finos lateríticos dos solos do grupo **LA** é muito baixa, de maneira que, mesmo quando devidamente compactados, podem ser relativamente permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos. Possuem elevada capacidade de suporte e módulos de resiliência relativamente elevados.

b) Grupo LA'

Os solos deste grupo são tipicamente arenosos e constituintes do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente por latossolos arenosos e argissolos. Quando devidamente compactados, adquirem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água.

c) Grupo LG'

Os integrantes mais freqüentes deste grupo têm sido as argilas e as argilas arenosas, que constituem o horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente por latossolos e argissolos. Quando possuem porcentagem relativamente elevada de areia, tendem a apresentar

menor capacidade de suporte, menores módulos de resiliência, maior plasticidade, menor massa específica aparente seca e maior umidade ótima, para a mesma energia de compactação, e maior contração por perda de umidade em relação aos solos do grupo **LA'**. Por outro lado, são mais resistentes à erosão hidráulica, quando compactados apropriadamente.

2.4.2.2. Classificação pelo Método da Resiliência

O módulo resiliente (M_R), determinado seguindo o método de ensaio DNER – ME (131/94), é o parâmetro fundamental. Esta classificação é baseada nas propriedades resilientes dos solos, permitindo, assim, qualificá-los quanto ao seu comportamento mecânico em termos de deformabilidade elástica. Foi desenvolvida por Preussler e Pinto (1982), quando estes propuseram um método de dimensionamento para pavimentos flexíveis incluindo uma classificação de solos do subleito considerando as propriedades resilientes dos materiais.

A referida classificação separa os solos em dois grandes grupos: solos granulares e solos finos.

Para fins de classificação quanto à resiliência, entende-se por solos granulares como aqueles que apresentam menos de 35% em peso de material passando na peneira 0,075mm (nº. 200). Já os chamados solos finos são os que apresentam mais de 35% em peso de material passando na peneira 0,075mm (nº. 200).

2.4.2.2.1 Solos granulares

De acordo com DNIT (2006), os solos granulares estão divididos em três grupos (**A**, **B** e **C**), de acordo com o seu comportamento mecânico em termo de deformabilidade elástica definido pelo modelo sugerido em função da tensão confinante (σ_3), apresentado na Equação 2.1.

$$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad (2.1)$$

Sendo K_1 e K_2 os parâmetros do modelo determinados em ensaios triaxiais de carregamento repetido sob tensão de confinamento, σ_3 , e M_R o módulo de resiliência correspondente. De acordo com DNIT (2006), cada grupo apresenta as seguintes características quanto à deformabilidade elástica:

Grupo A

Solos com grau de resiliência elevado, ou seja, com elevada deformabilidade elástica. Não devem ser empregados em camadas estruturais do pavimento e constituem subleitos de péssima qualidade.

Grupo B

Solos com grau de resiliência intermediário. Podem ser empregados em estrutura de pavimentos como base, sub-base e reforço de subleito, com seu comportamento dependendo das seguintes condições:

$K_2 \leq 0,50$; bom comportamento.

$K_2 > 0,50$; comportamento dependente da espessura da camada e da qualidade do subleito.

Grupo C

Solos com baixo grau de resiliência. Podem ser usados em todas as camadas do pavimento, resultando em estruturas com baixas deflexões.

2.4.2.2.2 Solos finos

Segundo DNIT (2006) os solos finos são separados em solos Tipo I, Tipo II e Tipo III, de acordo com seu comportamento mecânico em relação à deformabilidade elástica, definido pelos modelos apresentados nas Equações 2.2 e 2.3.

$$M_R = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d) \quad \text{para } \sigma_d < K_1 \text{ ou} \quad (2.2)$$

$$M_R = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1) \quad \text{para } \sigma_d > K_1 \quad (2.3)$$

Sendo K_1 , K_2 , K_3 e K_4 , os parâmetros do modelo determinados em ensaios triaxiais de carregamento repetido sob tensões/desvio, σ_d , e M_R o módulo de resiliência correspondente.

Solo Tipo I

Solo com baixo grau quanto à resiliência. Bom comportamento como subleito e reforço de subleito, podendo ser utilizado também como camada de sub-base. O modelo bi-linear representa a relação entre M_R x σ_d .

Solo Tipo II

Solo com grau intermediário quanto à resiliência. Comportamento regular a ruim como subleito. A relação M_R x σ_d apresenta modelo bi-linear.

Solo Tipo III

Solo com elevado grau quanto à resiliência. Não é aconselhável seu emprego em camadas estruturais do pavimento. Para subleito requer cuidados e estudos especiais. O módulo de resiliência não varia com a tensão desvio.

Na impossibilidade de determinar os valores de M_R , pode-se estimar a classificação indiretamente, a partir da percentagem de silte na fração que passa na peneira #200 (0,075mm), representada por S (%), e do ISC.

2.5 COMENTÁRIOS SOBRE ENSAIOS DE CARGA REPETIDA EM SOLOS

Todo e qualquer material utilizado em pavimentos está sob a ação antrópica do tráfego onde a solicitação dinâmica está sujeita a cargas de diferentes intensidades, magnitudes e frequências ao longo do tempo.

Com o objetivo de se reproduzir, em laboratório, os efeitos impostos pela ação do tráfego nos materiais de pavimentação, foi desenvolvido o chamado ensaio triaxial de cargas

repetidas. O ensaio triaxial com aplicação repetida de cargas consiste em submeter um corpo de prova cilíndrico, envolto por uma membrana de material impermeável, a uma força axial repetidas vezes com tensão resultante abaixo da tensão de ruptura do corpo de prova. As tensões aplicadas são: a tensão vertical (σ_1) e a tensão de confinamento (σ_3) constante a cada ciclo de aplicação da força axial. Os dados obtidos neste ensaio são tensões e deslocamentos. O ensaio pode ser realizado com ou sem drenagem da água contida no corpo de prova (Rodrigues, 1998).

Santos (1998), citado por Silva (2003), identificou que os principais problemas enfrentados na realização de ensaios triaxiais de carregamento repetido em laboratório consistem na preparação ou condicionamento das amostras, na acurácia das medições das cargas aplicadas e das respostas (deformações) do corpo de prova ensaiado. As mudanças das características mecânicas dos materiais, sob a ação de cargas e clima que ocorre ao longo do tempo e a distribuição estatística das propriedades do solo no campo, constituem problemas adicionais de difícil quantificação.

A tensão axial (σ_1) corresponde à soma da parcela da tensão confinante (σ_3) com a tensão desvio (σ_d) sendo, então, $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$.

Verifica-se que a cada aplicação da tensão desvio, ocorrem deformações axiais tanto de natureza elástica (ε_r), como também, uma parcela pequena de natureza plástica ou permanente (ε_p). Segundo a Equação 2.4, a deformação axial (ε_1) é soma das parcelas, elástica e plástica.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_r + \varepsilon_p \quad (2.4)$$

As deformações elásticas são chamadas de deformações resilientes. Segundo Medina (1997), o termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações; corresponde à energia potencial de deformação.

Através da deformação resiliente é possível se determinar o módulo de resiliência. Define-se como módulo de resiliência o parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais sob carregamento cíclico. Segundo Medina (1997), o módulo de resiliência

(M_R) no ensaio triaxial de cargas repetidas é obtido com a relação exposta em 2.5 que relaciona a tensão desvio aplicada com a sua respectiva deformação elástica.

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (2.5)$$

Onde:

σ_d é a tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$);

ϵ_r é a deformação resiliente axial expressa por 2.6.

$$\epsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (2.6)$$

Onde:

Δh é o deslocamento vertical elástico máximo;

h_0 é o comprimento inicial de referência do corpo de prova cilíndrico.

Somente a primeira parcela, ϵ_r , é considerada na determinação do módulo resiliente. O efeito cumulativo das deformações permanentes é estimado em função do número N de aplicações de carga, em corpos-de-prova virgens (sem condicionamento prévio), podendo ser expresso segundo o modelo de Monismith, apresentado a seguir. É a modelagem mais utilizada devido, principalmente, à sua simplicidade e bom ajuste.

$$\epsilon_p = A.N^B \quad (2.7)$$

Onde:

ϵ_p é a deformação plástica específica

A e B são parâmetros a serem determinados no ensaio

N é o número de aplicações de carga

2.5.1 Módulo de resiliência em solos

Os solos apresentam deformações resilientes, podendo assim, em se determinando estas deformações, estimar-se o seu módulo de resiliência. Preussler (1978) foi o pioneiro na determinação laboratorial de módulos de resiliência de solos no Brasil, pesquisando um solo areno-siltoso. Svenson (1980) estudou o comportamento resiliente de solos argilosos.

Preussler (1978), Medina e Preussler (1980), Svenson (1980); Seed et al. (1967) e Li e Seling (1994) citados por Rodrigues (1997), identificaram os seguintes fatores que podem afetar o comportamento resiliente dos solos: intensidade de tensões; razão das tensões principais (σ_1 / σ_3); número de repetições da tensão desvio; história de tensões; duração e frequência de aplicação da tensão desvio; tipo de agregado; percentagem de material que passa na peneira 200 (0,075mm); massa específica aparente seca e umidade de compactação; grau de saturação; método de compactação.

Estudos sobre o comportamento resiliente de solos não coesivos (areia e pedregulhos) submetidos a tensões axiais repetidas, indicam que o módulo resiliente aumenta muito com a tensão confinante (σ_3) e relativamente pouco afetado pelo valor da tensão desvio cíclica (σ_d), desde que esta tensão não cause excessiva deformação plástica.

Em seu estudo, Preussler (1978) apresenta modelos citados por Hicks (1970) que relacionam os módulos resilientes com as tensões principais. Os modelos são a seguir apresentados. Os mesmos modelos são propostos por Medina (1997) para modelar o comportamento resiliente em solos granulares.

$$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad (2.8)$$

$$M_R = K_3 \theta^{K_2} \quad (2.9)$$

Onde

M_R é o módulo de resiliência

σ_3 é a tensão confinante

θ é o Primeiro invariante de tensões ($\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$)

K_1 , K_2 , K_3 e K_4 são os parâmetros dos modelos, determinados no ensaio.

A história de tensões pouco afeta a resiliência de solos granulares, segundo Brown e Hyde (1975) citados por Rodrigues (1998).

Medina (1997) afirma que o módulo resiliente depende da natureza do solo (condição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina), da umidade, peso específico aparente seco e estado de tensões atuantes (peso próprio mais as tensões causadas pelas cargas atuantes dos veículos).

Preussler (1978), ao estudar o comportamento resiliente de um solo saprolítico de arenito feldspático usado como sub-base em parte da BR-290/RS, trecho Osório – Porto Alegre (Freeway), observou que em materiais granulares o módulo resiliente aumenta sensivelmente com a pressão confinante (σ_3) e é relativamente pouco afetado pela tensão desvio (σ_d). No mesmo estudo, o autor verificou que o módulo resiliente do material em questão é sensível ao grau de saturação e as condições de umidade e densidade de compactação; o módulo tende a diminuir quando a saturação se aproxima dos 100% e com o aumento da umidade ao longo da curva de compactação. As magnitudes destas variações dependem do valor das tensões confinantes. O módulo resiliente deste material diminui com o aumento da umidade de compactação, sendo que esta diminuição no módulo era tanto maior quanto menor fosse a pressão confinante (σ_3). O autor concluiu que, para este material, quanto maior a tensão confinante menos se faziam sentir os efeitos das condições de compactação nas propriedades resilientes.

Valle e Trichês (1995) avaliaram a influência do teor de umidade e da recompactação no comportamento de solos saprolíticos de rocha granítica e observaram que as recompactações provocavam um afinamento da granulometria do material sem diminuir a sua capacidade de suporte, porém com uma melhora pouco significativa em relação ao comportamento resiliente do material. A variação da umidade, segundo os autores, não trouxe nenhuma melhora ou piora significativa ao material ensaiado.

Guimarães *et al.*, (2001) realizaram ensaios de carga repetida com duas frequências, 1 e 2 Hz, sendo que o módulo resiliente obtido com a frequência de 2 Hz foi menor.

No caso de solos saturados, cada aplicação de tensão desvio pode causar um acréscimo ou decréscimo na poro-pressão da água. Estas variações ocorrem devido às condições do

material e do valor das tensões aplicadas. Os estudos de laboratório têm demonstrado que em amostras saturadas, ou próximas à saturação, os ensaios de longa duração podem provocar variações na poro-pressão e, conseqüentemente, variações no módulo de resiliência. A variação da poro-pressão é parcialmente dissipada por ocasião da remoção da tensão desvio, e será totalmente nula se houver um intervalo de tempo suficiente entre duas aplicações sucessivas. A drenagem completa não ocorrerá se as tensões são repetidas a curtos intervalos, resultando uma variação cumulativa de poro-pressão (Preussler, 1978 e Rodrigues, 1997). Portanto, mesmo em um ensaio drenado, o desenvolvimento de pressões neutras pode ocorrer, dependendo da freqüência do carregamento e da permeabilidade do material.

Brown (1996) afirma que dificilmente o subleito permanecerá na condição saturada se o mesmo estiver acima do nível da água. Nesta condição, o autor relata que as passagens dos eixos dos veículos resultarão em pulsos de tensões transientes que serão transmitidos para o elemento de solo. Desde que este carregamento seja rápido, não haverá variação na tensão efetiva, desenvolvendo-se uma poro-pressão (δ_u).

Fredlund *et al.* (1975), citado por Ceratti *et al.* (1996), executaram ensaios triaxiais de cargas repetidas e utilizando a curva característica, definiram uma relação entre sucção e módulo de resiliência. Eles mostraram através de uma análise de estado de tensões que o módulo de resiliência é uma função de três variáveis que podem ser expressas da seguinte maneira: $M_R = f(\sigma_3 - u_a)(\sigma_1 - \sigma_3)(u_a - u_w)$, onde:

$(\sigma_3 - u_a)$ é tensão de confinamento;

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ é a tensão desvio;

$(u_a - u_w)$ é a sucção mátrica;

u_a e u_w são, respectivamente, pressão de ar e pressão de água.

Diversos estudos realizados no PPGEC/UFRGS confirmaram nos últimos anos a significativa influência da sucção no comportamento elástico de solos (Gehling *et al.*, 1998; Werk, 2000; Rodrigues, 1997; Núñez, 1997)

Hornych *et al.* (1996) citado por Silva (2003), em um trabalho relacionado a equipamentos e procedimentos de ensaios triaxiais de solos de subleitos europeus relacionado a um estudo interlaboratorial europeu que visava desenvolver padrões para ensaios triaxiais, cita alguns fatores que influenciam o comportamento resiliente de solos finos de subleito. O autor observou que poro-pressões podem ocorrer até mesmo em ensaios drenados, devido à

baixa permeabilidade dos solos que impedem a drenagem completa durante o ensaio. Essa poro-pressão tende a reduzir o módulo, podendo causar até mesmo o rompimento do corpo-de-prova. Ainda, segundo o autor, devido à baixa permeabilidade, solos finos parcialmente saturados podem desenvolver altos níveis de sucção, o que lhe pode conferir altos módulos resilientes. Por essa razão, a medida da sucção parece essencial para se entender o comportamento de amostras de solo fino.

Zaman (1994) cita vários fatores que influenciam o módulo de resiliência e dentre eles destaca que a magnitude do estado de tensões (expressa pelas tensões principais, θ) como sendo o fator mais significativa na determinação do módulo em materiais granulares, visto que o módulo resiliente aumenta com o incremento das tensões principais. Segundo o autor, isto é muito similar ao aumento das tensões cisalhantes com o aumento das tensões normais principais pelos princípios da envoltória de ruptura de Mohr Coulomb. Assim, Zaman (1994) formulou um modelo linear relacionando a coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ) com o módulo resiliente em termos da tensão principal maior (σ_1) e das tensões principais, expresso 2.10.

$$M_R = A_0 + A_1 \cdot c + A_2 \cdot \sigma_1 \cdot \tan \phi + A_3 \cdot \theta \quad (2.10)$$

Onde:

M_R é o módulo resiliente em psi;

A_0, A_1, A_2 e A_3 são os parâmetros do modelo;

θ é a soma das tensões principais ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).

Para os materiais que estudou, Zaman (1994) obteve como parâmetros do modelo os seguintes valores: $A_0 = 2860,94$; $A_1 = 275,0$; $A_2 = 128,0$ e $A_3 = 118,0$. Os valores de c e ϕ dos materiais por ele estudados variaram, respectivamente, entre 11 e 18 psi (c), 41 e 46° (ϕ) (1psi \cong 0,007 MPa).

Brown (1996) sugere a utilização do modelo 2.11 para determinar o comportamento resiliente de solos. O modelo leva em conta o estado de tensões efetivo inicial do corpo-de-prova.

$$M_R = D + E \cdot p_0' - F \cdot q_r \quad (2.11)$$

Onde:

D, E e F são parâmetros do modelo;

p_0' é a tensão efetiva normal inicial;

q_r é a tensão desviadora repetida.

2.5.2 Deformações permanentes sob cargas repetidas

Segundo Svenson (1980), a deformação permanente em pavimentos é combinação de dois diferentes mecanismos, ou seja, a densificação (redução do volume) e deformações cisalhantes repetidas (deformação plástica sem variação do volume). A autora explica que, à época, início da década de 1980, em vista da dificuldade de se determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento sob a ação de cargas repetidas, estes são, na maioria das vezes, determinados estaticamente.

Segundo Preussler (1978), quando um determinado solo não coesivo (areia ou pedregulho) é submetido a um carregamento repetido, grandes deformações permanentes ocorrem durante os primeiros ciclos de aplicação de carga, como consequência dos movimentos rotatórios entre partículas, ou fratura das mesmas nos pontos de contato. Com a repetição do carregamento, o material torna-se menos deformável e as deformações permanentes ao final de cada ciclo da carga aplicada diminuem até tornarem-se muito pequenas ou nulas. A partir deste instante, o solo apresenta um arranjo estável de partículas e um comportamento quase elástico no sentido de que toda a deformação, nele causada pelo carregamento, é recuperável quando este é retirado.

Guimarães et al. (2001) citam que outros autores, tais como Wermeister et al. (2001), Collins e Boulbibante (2000) e Faria (1999), classificam a resposta de uma estrutura elasto-plástica submetida a carregamento cíclico em quatro categorias, conforme apresentado a seguir:

Puramente elástica: quando a carga repetida aplicada é suficientemente pequena de modo a não produzir deformações plásticas. Todas as deformações são totalmente recuperadas;

Shakedown elástico: quando a estrutura é submetida a cargas maiores, a resposta inicial é elástica, e deformações permanentes são induzidas, acompanhadas de tensões residuais. Desde que a amplitude do carregamento cíclico aplicado não seja demasiadamente alta, as tensões residuais podem ser tais que as tensões resultantes no ciclo sejam acomodadas aquém da superfície de plastificação. A tensão resultante num ponto é o somatório entre a tensão residual e a tensão elástica induzida no novo ciclo. Quando ocorre este acomodamento a estrutura é dita estar em shakedown, ou sob shakedown elástico, e o máximo valor de carregamento para o qual esta situação ocorre é o carregamento shakedown (elástico);

Shakedown plástico: quando a estrutura é submetida a carregamento acima do shakedown elástico pode entrar em shakedown plástico, no qual a resposta última é um ciclo fechado repetido. Nesta situação a energia continua a ser dissipada mas o crescimento da deformação permanente cessa após certo número de ciclos. Este fenômeno também é conhecido por plasticidade cíclica ou alternante;

Colapso: quando a carga repetida aplicada é relativamente alta, tal que as deformações permanentes continuem a crescer indefinidamente.

A Figura 2.3 apresenta os quatro tipos de comportamento de uma estrutura elasto-plástica sob ciclos de carga repetidos: (i) 1 – shakedown elástico; (ii) 2 – shakedown plástico; (iii) 3 – colapso incremental; (iiii) 0 – puramente elástico, ou seja, não ocorrem neste caso deformações permanentes.

Cardoso (1988) verificou que a deformação permanente aumentou em 263,2% com o incremento da tensão desvio, σ_d , de 106 para 352 kPa em solos granulares. Neste mesmo trabalho o autor observou as deformações permanentes decresceram com o aumento da relação σ_3 / σ_d até a faixa de 0,4 a 0,6, a partir da qual começaram a crescer.

Guimarães *et al.* (2001) também observaram em seus ensaios que as deformações permanentes aumentam com o incremento da tensão desvio (σ_d) e com acréscimo do teor de umidade de compactação.

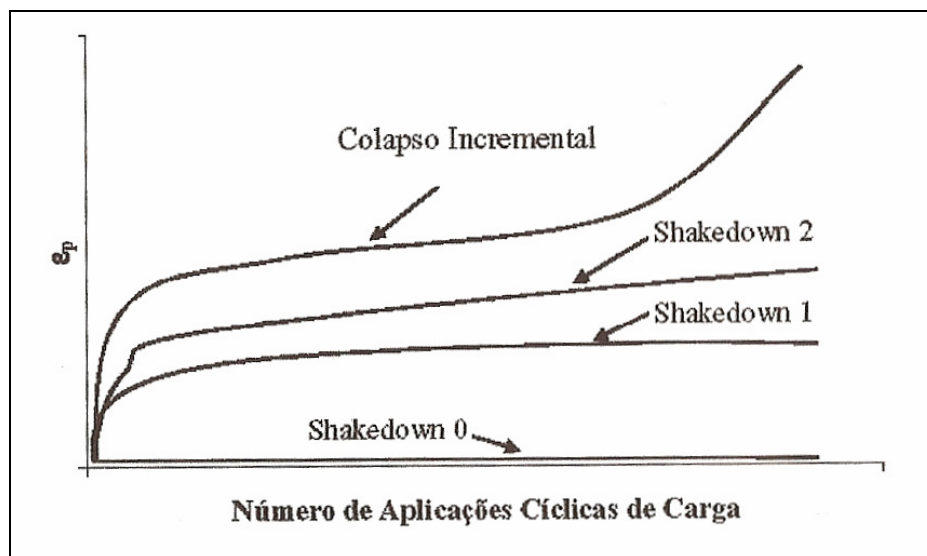


Figura 2.3 – Comportamento shakedown

Os solos saturados ou próximos da saturação, quando ensaiados à compressão axial em condições não drenadas, têm a resistência ao cisalhamento e o módulo de deformação atingidos pelo desenvolvimento de pressões neutras. Em carregamentos dinâmicos, a elevados níveis de tensão, a aplicação de cargas repetidas em solos saturados pode levar à ruptura do mesmo. No caso de carregamentos dinâmicos a níveis de tensão relativamente baixos, também se manifesta o efeito das pressões neutras transientes (Preussler, 1978).

Segundo Hicks (1970), *apud* Preussler (1978), o comportamento de areias saturadas com drenagem livre difere muito pouco do comportamento das areias secas. Entretanto, as amostras saturadas apresentam uma tendência de mostrarem maiores deformações permanentes e recuperáveis. O mesmo autor esclarece que as maiores deformações permanentes correspondem aos maiores graus de saturação, devido ao desenvolvimento de pressões transientes.

Werkmeister (2003) cita o teor de umidade como um dos fatores que influenciam no comportamento de materiais quanto a deformações permanentes. O autor apresenta dois ensaios em condições diferentes de drenagem (drenado e não drenado), onde ambos iniciaram com o mesmo teor de umidade. No ensaio não drenado, o corpo-de-prova sofreu sucessivas deformações plásticas que segundo o autor foram causadas pelo surgimento de poro-pressões, que resultaram na redução das tensões efetivas. A Figura 2.4 apresenta os resultados dos ensaios.

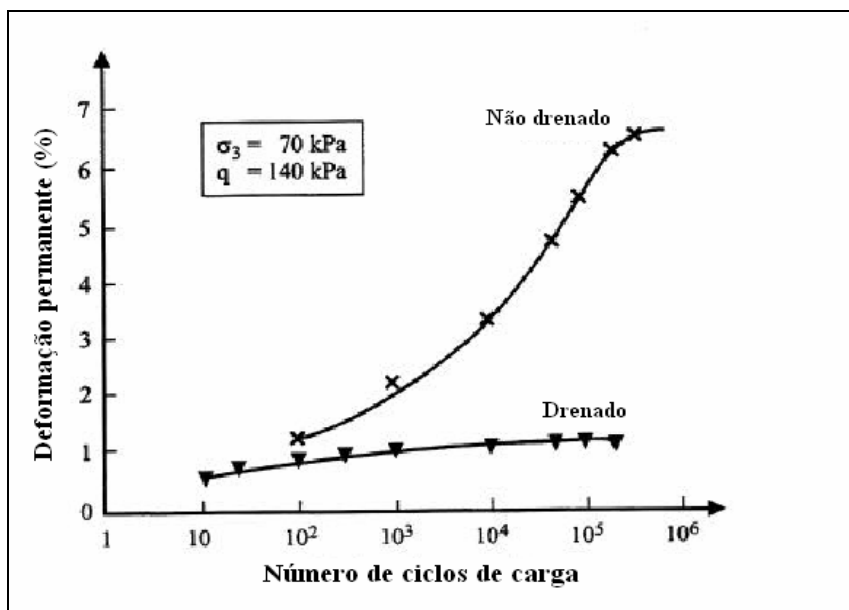


Figura 2.4 – Influência da drenagem no desenvolvimento das deformações permanentes (Fonte: Dawson, 1990 *apud* Werkmeister, 2003)

Brown (1996) propôs o modelo apresentado em 2.12 para expressar as deformações permanentes em função número N de aplicações de carga, da tensão desvio e da sucção. O autor sugere que se correlacione a resistência a deformações permanentes com o ângulo de atrito (ϕ'). Com isso, segundo o autor, somente ensaios de resistência serão necessários para se determinar a resistência do material em relação a deformações plásticas.

$$\epsilon_p(N) = A \cdot \log N (q_r/s)^B \quad (2.12)$$

Onde:

- $\epsilon_p(N)$ é deformação permanente específica para um determinado número N de carregamentos;
- A e B são os parâmetros do modelo;
- q_r é a tensão desviadora;
- s é a sucção do solo.

O modelo das cunhas de Thom *et al.* (1993) é sugerido por Brown (1996) e (1997) para a análise de ruptura levando em conta o afundamento de trilhas de roda em pavimentos, como mostrado na Figura 2.5. A força P requerida para empurrar a cunha central para baixo até um afundamento admissível (digamos 40 mm), é calculada através das equações de equilíbrio estático. A resistência mobilizada pela carga P depende dos valores de coesão

aparente (c) e do ângulo de atrito (ϕ) para as camadas granulares e da tensão desvio admissível no subleito, dada por q_a . Essa pode ser determinada pelo modelo 2.12 usando uma deformação plástica admissível de 0,6% para o requerido número de aplicações de carga N . Maiores detalhes sobre o modelo de cunhas são descritos por Thom *et al.* (1993), *apud* Brown (1996).

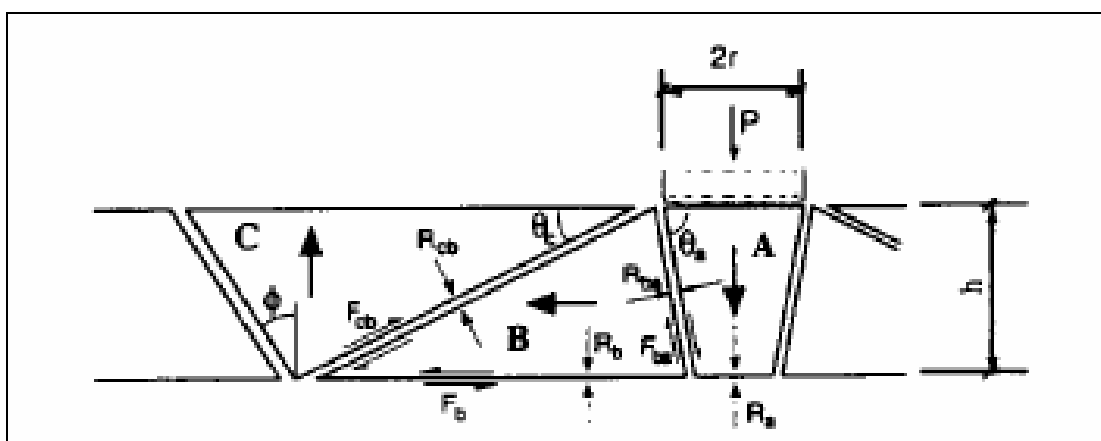


Figura 2.5 – Modelo de cunhas proposto para o cálculo de afundamentos em trilha de roda em fundações de pavimentos. (Fonte: Thom *et al.*, 1993 *apud* Brown, 1996)

Nos últimos anos vem-se realizando no LAPAV ensaios de deformação permanente com cargas repetidas, tanto em agregados (Malysz, 2004; Retore, 2005), quanto em solos (Bernardes *et al.*, 2006), comprovando-se a influência do estado de tensões e do grau de compactação.

2.6 COMENTÁRIOS SOBRE O COMPORTAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Dependendo das condições climáticas predominantes nas regiões onde os solos se desenvolvem, os mesmos podem ter seu comportamento mecânico governado pelos princípios da Mecânica dos Solos Saturados ou da Mecânica dos Solos Não Saturados. Abaixo do nível da água, a poro-pressão é positiva e os solos estão, normalmente, saturados. Acima deste nível, a poro-pressão é, em geral, negativa e os solos são ditos não saturados. Em pavimentos, o solo do subleito pode ficar sujeito a estas duas condições ao longo do ano devido à, principalmente em países de climas tropicais, variação sazonal das chuvas. Brown (1996)

avalia que o subleito pode trabalhar nas condições saturadas ou parcialmente saturadas. Mesmo este sendo beneficiado por estar acima do nível da água e protegido por uma superfície selada, o ingresso da água não é completamente inibido.

É óbvio, entretanto, que na condição saturada a resistência e o módulo de elasticidade dos solos sofrem notável e indesejável redução.

Um solo utilizado como revestimento primário, dificilmente em campo, estará na condição saturada, para condições normais de construção. Sendo assim, seu comportamento será governado pela Mecânica dos Solos Não Saturados. Ao longo do tempo, este material sofrerá com variações de umidade e a conseqüente variação na sucção, parâmetro este que influenciará nas características de resistência e deformabilidade do solo.

A sucção é um dos parâmetros mais importantes para se entender o comportamento dos solos não saturados, uma vez que a resistência e a deformabilidade destes são fortemente influenciadas pela pressão negativa de água intersticial (Beneveli, 2002). Basicamente a sucção é uma grandeza energética que avalia a capacidade do solo de reter água. Quando a água livre migra dentro de um solo não saturado, será adsorvida ou retida por ele. Para desprender esta água é necessária a aplicação de uma força externa. O valor da energia aplicada para esta remoção por unidade de volume de água é a sucção (Lee e Wray, 1995 *apud* Feuerharmel, 2006).

Especificações construtivas de pavimentação geralmente requerem que os solos utilizados em pavimentos sejam compactados no campo próximos à sua umidade ótima e máxima massa específica aparente seca. Neste caso, esses materiais deveriam ser tratados como solos não saturados, segundo Khoury e Zaman (2004). Os autores citados estudaram a correlação entre módulo de resiliência, variação da umidade, e sucção para um solo argiloso e outro arenoso. Os autores constataram que a relação módulo resiliente versus teor de umidade de argilas compactadas, apresenta uma histerese devido ao processo de umedecimento e secagem. Para um dado teor de umidade, o valor do módulo resiliente é maior para o ciclo de secagem do que para o ciclo de umedecimento em uma argila compactada. Um comportamento similar foi observado para o solo arenoso embora a influência do processo de secagem e umedecimento, neste caso, não tenha sido tão expressiva.

Subleitos compactados são solos não saturados, onde a sucção desempenha um claro papel na sua resistência e na sua deformabilidade. O módulo resiliente é sensível ao estado de

tensão no interior do subleito e a sucção controla o estado de tensões em solos não saturados (Ceratti *et al.*, 2004). Assim se torna importante quantificar a influência deste parâmetro no módulo resiliente. Isto tem sido feito em diversos estudos realizados no PPGE/UFGRS, como os relatados por Rodrigues (1997), Núñez (1997), Werk (2000).

Relações teóricas e empíricas são utilizadas para modelar propriedades dos solos não saturados, como o coeficiente de permeabilidade e a resistência ao cisalhamento, usando a curva característica e as convencionais propriedades dos solos saturados. Esses procedimentos são um atrativo para a prática de engenharia geotécnica porque os ensaios realizados em solos não saturados são difíceis, consomem tempo e são custosos (Vanapalli *et al.*, 1999).

Segundo Ceratti *et al.* (1996), a partir de determinação da curva característica de um solo, é possível relacionar o módulo de resiliência e sucção, além de se obter outras propriedades mecânicas deste material. Esta curva permite prever a magnitude de variação do módulo de resiliência devido a alterações ambientais (umidade).

Os efeitos das trajetórias de secagem e umedecimento no comportamento elástico de um solo residual de folhelho foram detalhadamente analisados por Gehling *et al.* (1998).

2.6.1 Curva característica

A curva característica é uma das relações constitutivas mais importantes utilizadas para entender e interpretar a resposta de um solo não saturado ou parcialmente saturado. Essa curva representa uma função que correlaciona a quantidade de água dentro dos poros do solo com a energia necessária para que esta seja retirada (Feuerharmel, 2006). Esta energia é denominada de sucção. Vanapalli *et al.* (1999) definiram a curva característica como sendo a medida da capacidade de retenção da água do solo conforme a variação do seu teor de umidade quando sujeitos a vários níveis de sucção. A quantidade de água no solo pode ser expressa pelo teor de umidade gravimétrico (w), teor de umidade volumétrico (θ) ou grau de saturação. A sucção determinada pode ser a mátrica ou a total.

A sucção total é a soma de duas parcelas. A primeira delas é a matricial ou mátrica (devida a forças capilares e de adsorção) e a segunda é a osmótica (devida as diferentes concentrações de sais dissolvidos na fase líquida). A sucção mátrica é definida quantitativamente pela diferença entre a poro-pressão de ar (u_a) e a poro-pressão de água (u_w)

(Feuerharmel, 2003). A sucção mátrica é usualmente atribuída a fenômenos capilares e está fortemente relacionada com fatores geométricos, como tamanho e forma do poro. Já a tensão adicional causada pelos diferentes teores de sal de um ponto a outro dentro do fluido dos poros é conhecida como sucção osmótica.

Uma típica curva característica de um solo compactado, tradicionalmente conhecida na literatura geotécnica, é apresentada na Figura 2.6 para valores de sucção entre 0 e 1.000.000 kPa (Vanapalli *et al.*, 1999). Características chave desta curva característica são explicadas usando a Figura 2.6. Esta curva se apresenta no formato unimodal (formato “S”) e exibe três estágios de dessaturação identificados: zona de efeito limite de entrada de ar, zona de transição e zona residual de não saturação. Na zona limite de entrada de ar quase todos os poros do solo estão preenchidos com água. Quando o solo dessatura além do valor de entrada de ar atinge a zona de transição. Nesse estágio, o solo seca rapidamente com o aumento da sucção. A conectividade da água dentro dos vazios ou poros do solo continua a reduzir com o aumento dos valores de sucção e eventualmente, grandes incrementos no valor da sucção conduzem a variações relativamente pequenas no grau de saturação (Vanapalli *et al.*, 1999). A zona residual de não saturação pode ser considerada como aquela em que o decréscimo da saturação faz com que a fase líquida torne-se descontínua. Consequentemente, a zona residual de não saturação representa o decréscimo do valor de saturação além do qual se torna difícil remover água da amostra por drenagem. O ponto no qual o estado de saturação residual é alcançado, nem sempre é claramente definido.

Conceitualmente, o valor de entrada de ar representa a pressão diferencial entre o ar e a água que é requerida para causar a dessaturação dos grandes poros do solo (Vanapalli *et al.*, 1999). Segundo esses autores, o valor de entrada de ar pode ser obtido graficamente estendendo-se a porção com declividade constante da curva característica até interceptar o eixo da sucção onde a saturação é de 100 %. O valor correspondente de sucção obtida representa o valor de sucção de entrada de ar do solo.

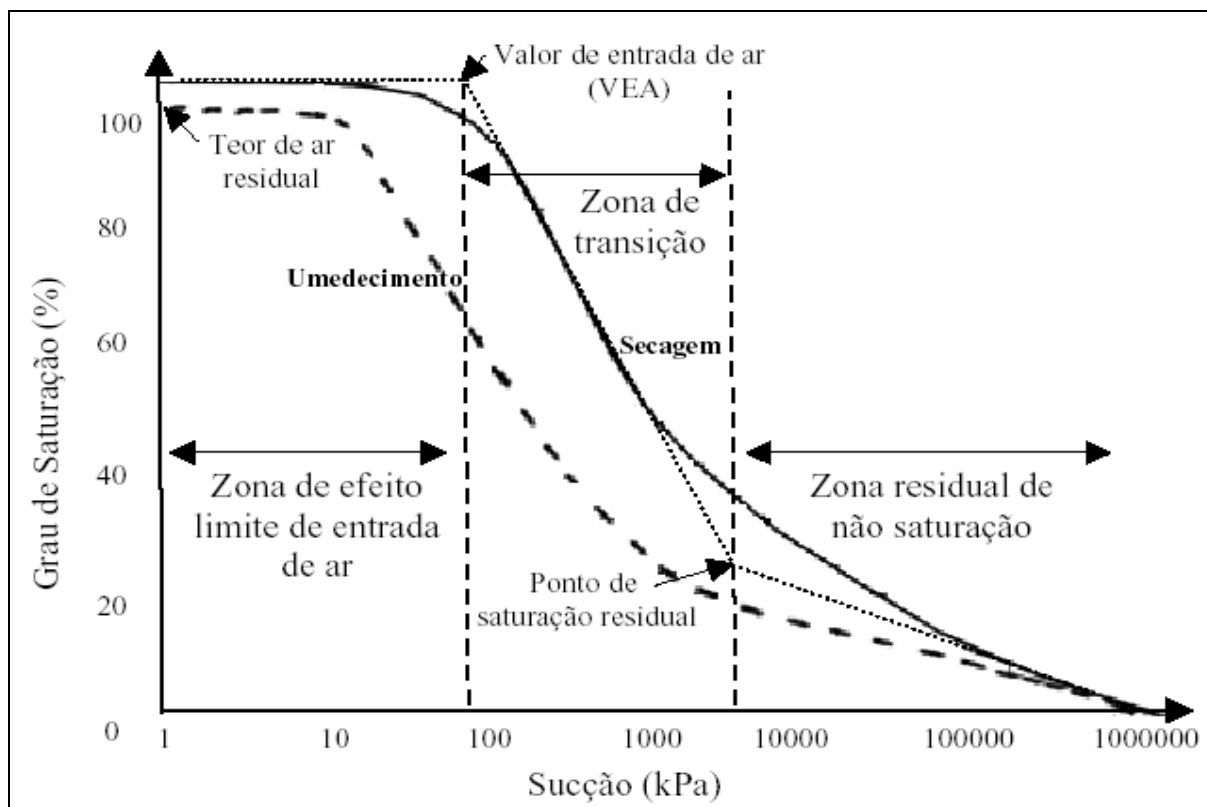


Figura 2.6 – Curva característica típica de um solo compactado mostrando as zonas de dessaturação (Vanapalli *et al.*, 1999)

A maioria das curvas características publicadas na literatura geotécnica apresenta a forma similar à curva mostrada na Figura 2.6. Entretanto, as curvas características com formato “S” não representam o comportamento de dessaturação de muitos solos de origem residual ou sedimentar encontrados em regiões de clima tropical e subtropical (Feuerharmel *et al.*, 2006). Estes solos freqüentemente apresentam macroestrutura e microestrutura bem definidas, sendo compostos por partículas de argila agregadas de tal forma que se assemelham, em tamanho, a grãos de silte ou areia. A forma da curva característica destes solos sugere uma distribuição bimodal de tamanho de poros: macroporos, entre os “grumos” de agregações de argilas, e microporos no interior destes grumos (Feuerharmel, 2006). Uma curva característica com formato duplo “S” é apresentada na Figura 2.7 e três estágios de dessaturação são propostos: estágio de dessaturação dos macroporos, patamar intermediário e estágio de dessaturação dos microporos (Feuerharmel *et al.*, 2005).

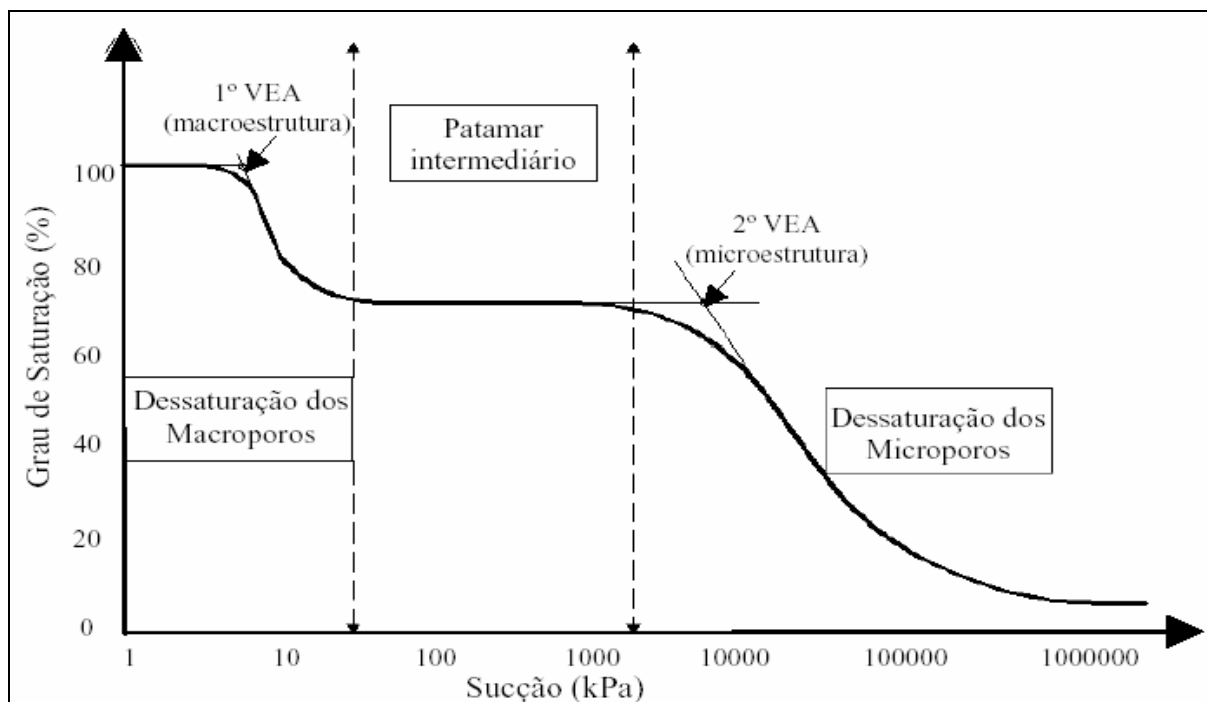


Figura 2.7 – Curva característica bimodal com formato “Duplo S” típica para solos tropicais e subtropicais (Feuerharmel *et al.*, 2005)

Diversos fatores influenciam na curva característica de acordo com estudos publicados por diversos autores (Tinjum *et al.*, 1997; Vanapalli *et al.*, 1999; Ng e Pang, 2000; Marinho e Stuermer, 2000; Galipolli *et al.*, 2003; Zhou e Yu, 2005). Alguns destes fatores incluem o tipo e estrutura do solo, teor de umidade inicial, energia de compactação, índice de vazios, história de tensões, história de umedecimento e secagem, entre outros.

A Figura 2.6 apresenta diferença de comportamento da curva característica com relação às trajetórias de umedecimento e secagem. Para um mesmo grau de saturação, o valor da sucção correspondente obtido na trajetória de secagem é maior que na trajetória de umedecimento.

Quatro curvas características típicas de solos canadenses compactados são apresentadas na Figura 2.8 (Vanapalli *et al.*, 1999). Os solos de granulometria mais grossa, como pedregulhos e as areias, apresentam largos poros interconectados e uma brusca variação no grau de saturação com a sucção (curva mais íngreme). O início do estágio residual de não saturação nesses solos é bem definido. Os solos com teor de finos maior, como as argilas, tendem a apresentar uma curva mais suave e conseqüentemente uma maior capacidade de armazenar água. Já os solos siltosos apresentam um comportamento intermediário. Observa-se que o valor de entrada de ar e o ponto de saturação residual aumentam com o aumento do

teor de finos do solo. Além disso, quanto maior o teor de finos, mais difícil é a determinação do ponto de saturação residual (Feuerharmel, 2003).

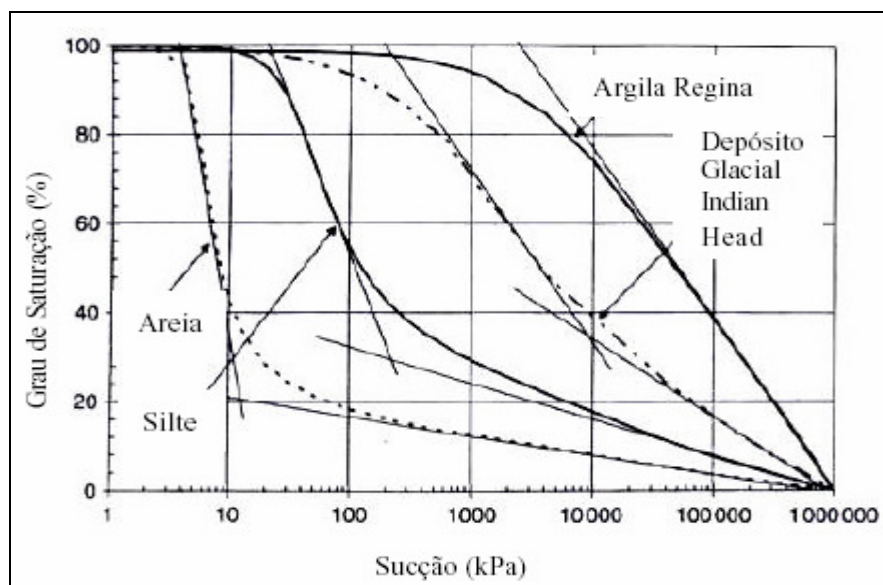


Figura 2.8 – Curvas características típicas de solos canadenses compactados (Vanapalli *et al.*, 1999)

A Figura 2.9 mostra como a energia de compactação e a variação do índice de vazios influenciam na curva característica. Tinjum *et al.* (1997) verificaram a influência da energia de compactação sobre a curva característica de argilas compactadas. Os autores observaram que o valor de entrada de ar é geralmente maior e a inclinação da curva é ligeiramente mais íngreme para amostras compactadas com energia de compactação maior. Segundo Marinho e Stuermer, (2000) a energia de compactação parece afetar o nível de sucção que é controlado pelo fenômeno de capilaridade (sucções altas).

Em relação à variação do índice de vazios, Gallipoli *et al.* (2003) apresentaram uma relação para a variação do grau de saturação com a variação do índice de vazios (expressa através do volume específico, v , sendo $v = 1 + e$). A hipótese adotada pelos autores é de que existe uma única relação entre grau de saturação (S_r), sucção (S) e volume específico (v). A Figura 2.9b apresenta uma série de curvas características para diferentes valores de v . Os autores verificaram que quando o volume decresce, a dimensão dos vazios e a conexão entre esses vazios diminuiu e o solo requer um valor de sucção mais alto para produzir um dado grau de saturação, ou seja, para um valor fixo de grau de saturação a sucção obtida é tanto maior quanto menor for o volume específico.

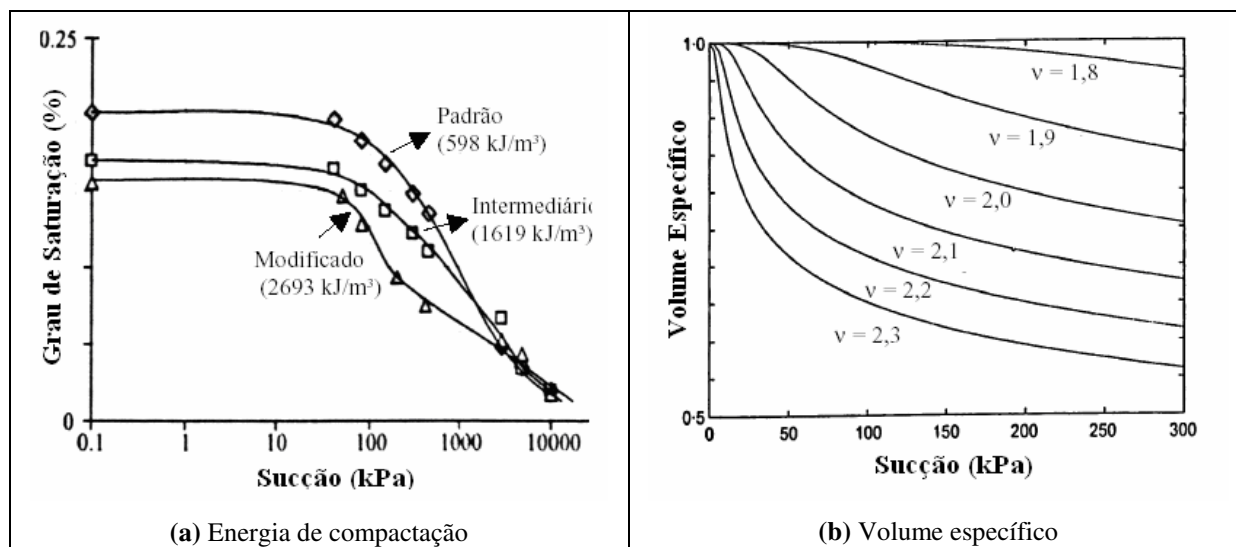


Figura 2.9 – Alguns fatores que influenciam a curva característica – (a) Leong e Rahardjo (2002), (b) Galipolli *et al.*, (2003).

2.6.1.1 Métodos de obtenção da curva característica

Diversos equipamentos e técnicas têm sido utilizados para a obtenção da curva característica de um solo, em campo ou em laboratório. Os métodos de medição se dividem em duas categorias, os métodos diretos e os métodos indiretos. Considera-se um método direto quando a energia existente entre o poro e a água (sucção) é medida diretamente (por um sensor, por exemplo). Por outro lado, quando a sucção é estimada a partir de correlações com outras propriedades ou parâmetros do solo (umidade, por exemplo), o método é considerado indireto. Feuerharmel (2006) apresenta algumas das técnicas freqüentemente utilizadas para obtenção de sucção do solo. A seguir é apresentada uma descrição da técnica do papel filtro visto que esta foi a técnica utilizada para a determinação das curvas características nesta dissertação.

Método do papel filtro

A técnica do papel filtro tem sido muito utilizada no meio geotécnico para a determinação da curva característica de solos não saturados em função de sua simplicidade, do baixo custo e da possibilidade de medir sucção total ou mátrica em amplos limites. A divulgação dos procedimentos também tem contribuído para uma maior aceitação e confiabilidade da técnica (ASTM D5298-94; Marinho, 1995 e 2006; Feuerharmel, 2003; Feuerharmel *et al.*, 2006).

Este método é baseado no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso com deficiência de umidade é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor em um ambiente fechado. Desta forma, o papel filtro em contato com o solo úmido absorvera água até que o sistema entre em equilíbrio de sucção. Na condição de equilíbrio o fluxo de água cessa. Supõe-se, então, que o valor da sucção é igual para os dois materiais, embora seus teores de umidade possam ser diferentes. A água absorvida pelo papel filtro pode ser utilizada como indicador da sucção do sistema (Feuerharmel, 2006; Marinho, 1995 e 2006).

O fluxo de água, entre o papel filtro e o solo, pode ocorrer de duas maneiras: por fluxo de vapor ou por fluxo capilar (Figura 2.10). Na situação de fluxo de vapor as moléculas de água têm de escapar da água do poro vencendo as forças capilares no solo e eventualmente forças osmóticas que agem devido à presença de sais. O espaço deixado entre o solo e o papel filtro (Figura 2.10) fornece uma barreira para os sais, permitindo apenas o fluxo de vapor de água (*i.e.* água pura) (Marinho, 1995). O fluxo capilar ocorre através das partículas de solo e das fibras do papel filtro sem que a água perca continuidade. O fluxo capilar implica uma interação entre o papel filtro e a água de poro (*i.e.* com sais, etc.). Se o fluxo ocorre apenas através de vapor o papel filtro medirá a sucção total, uma vez que estará incorporando forças osmóticas e capilares que retêm a molécula de água. Quando o fluxo ocorre apenas por capilaridade, a sucção matricial é medida. Neste caso o componente osmótico não age como força adicional que impede o fluxo de água para o papel filtro (Marinho, 1995).

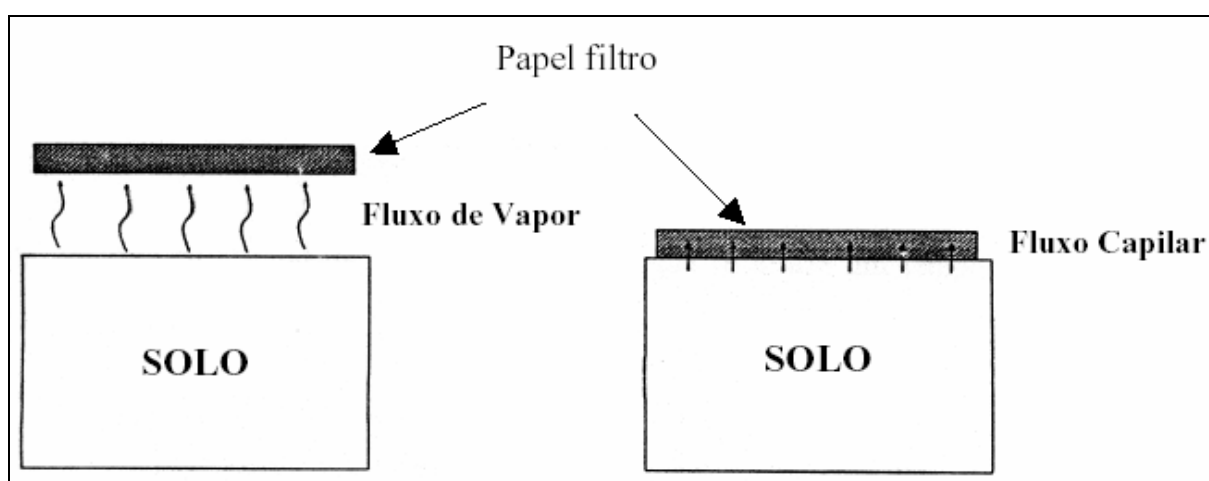


Figura 2.10 – Tipos de fluxo entre o solo e o papel filtro (Marinho, 1995)

A sucção de equilíbrio é estimada a partir do teor de umidade do papel filtro usando sua curva de calibração. A curva de calibração é determinada permitindo-se que o papel filtro

entre em equilíbrio com um material ou solução de sucção conhecida e medindo-se a sua umidade.

A curva de calibração é influenciada pelo tipo de papel filtro utilizado. Para os papéis filtro mais usados, Whatman No. 42 e Schleicher & Schuell No. 589, diversos modelos de calibração foram propostas na literatura. A Tabela 2.3 resume alguns dos modelos de calibração propostas para estes papéis (Feuerharmel, 2006).

Tabela 2.3 – Curvas de calibração para os papéis Whatman No. 42 e Schleicher & Schuell N°. 589

Referência	Curva de Calibração	
	Whatman N°. 42	
Chandler e Gutierrez (1986)	$\log \psi = 4,84 - 0,0622w_f$	$w_f < 47$
Chandler <i>et al.</i> (1992)	$\log \psi = 6,05 - 2,48\log w_f$	$w_f \geq 47$
Greacen <i>et al.</i> (1987) <i>apud</i> (Marinho (1995))	$\log \psi = 5,327 - 0,0779w_f$	$w_f < 45,3$
ASTM (1994)	$\log \psi = 2,413 - 0,0135w_f$	$w_f \geq 45,3$
Schleicher & Shuell N°. 589		
Al-Khalaf e Hanks (1974)	$\log \psi = 4,136 - 0,0337w_f$	$w_f < 85$
	$\log \psi = 2,0021 - 0,009w_f$	$w_f \geq 85$
McKeen (1980)	$\log \psi = 4,9 - 0,0624w_f$	$w_f < 66$
	$\log \psi = 1,25 - 0,0069w_f$	$w_f \geq 66$
Greacen <i>et al.</i> (1987) <i>apud</i> (Marinho (1995))	$\log \psi = 5,056 - 0,0688w_f$	$w_f < 54$
	ASTM (1994)	$\log \psi = 1,882 - 0,0102w_f$

2.7 COMENTÁRIO FINAL

Na literatura internacional mais recente encontram-se relatos de estudos que procuram analisar o comportamento de solos para pavimentação empregando os conceitos básicos da Mecânica dos Solos. Neste sentido se destaca a Rankine Lecture apresentada pelo Prof. Stephen Brown (1996).

No LAPAV tem-se analisado em pesquisas laboratoriais e de campo o efeito da sucção no módulo de resiliência de solos de subleitos.

Procurando avançar, nesta dissertação, empregam-se conceitos da Mecânica dos Solos e Mecânica dos Pavimentos para qualificar solos residuais da região de Santa Maria, para o emprego em revestimentos primários.

3. METODOLOGIA E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS

Este capítulo apresenta a metodologia utilizada nesta dissertação bem como uma descrição dos procedimentos adotados em todos os ensaios geotécnicos de laboratório realizados para esta pesquisa: descrição dos equipamentos utilizados, preparação e moldagem dos corpos de prova. Todos os ensaios foram realizados a partir de amostras deformadas.

3.1 DEFINIÇÃO DAS JAZIDAS E COLETA DE AMOSTRAS

Duas jazidas de solo foram definidas para o estudo; uma próxima a São Martinho da Serra e outra nas imediações de Silveira Martins. Ambas as prefeituras destes municípios já utilizam os respectivos locais como fonte de material para a execução e manutenção das suas rodovias vicinais. A Figura 3.1 apresenta as localizações dessas jazidas no mapa rodoviário.



Figura 3.1 – Localização das jazidas no mapa rodoviário

Em visita de reconhecimento definiram-se os pontos de retirada de amostra em cada jazida. Ficou estabelecido que os materiais para a execução de todos os ensaios propostos para a pesquisa seriam extraídos de um mesmo local sendo que, na existência de outros solos visualmente diferentes na jazida, estes apenas seriam caracterizados. Da jazida de São Martinho da Serra três pontos de retirada de amostras foram definidos, sendo um local de amostragem para execução de todos os ensaios e outros dois para somente a caracterização.

Na jazida de Silveira Martins duas amostras foram retiradas, uma para execução de todos os ensaios e outra para a somente caracterização. As Figuras 3.2 e 3.3 apresentam as fotos das jazidas de São Martinho da Serra e Silveira Martins, respectivamente, e as Figuras 3.4 e 3.5 mostram os pontos de retirada das amostras. A Tabela 3.1 apresenta cotas de onde os materiais foram retirados. A amostra 2 de São Martinho da Serra não apresenta valor para a cota por que, aparentemente, fora um material transportado para o local da amostragem.



Figura 3.2 – Jazida de São Martinho da Serra



Figura 3.3 – Jazida de Silveira Martins

Nas amostras destinadas somente à caracterização foram realizados os ensaios clássicos de mecânica dos solos (Limites de Atterberg, granulometria e peso específico real dos grãos) e também difratometria de raios-X. Nas amostras destinadas ao estudo os ensaios executados são todos os descritos neste capítulo.

Tabela 3.1 – Cotas dos pontos de amostragem de cada jazida

Jazidas	Amostras	Cotas
São Martinho da Serra	01	de - 1,5 a -4,0 m
	02	-
	03	- 2,5
Silveira Martins	01	de - 2,5 a -3,5 m
	02	de - 1,5 a 2,0 m

Das jazidas, os materiais foram retirados em sacos plásticos e transportados ao Laboratório de Solos da UFSM sendo, então, guardados em local seco e protegidos das

intempéries. Cerca de 350 kg de solo foi retirado de cada jazida, de modo que suprisse a demanda dos ensaios. As amostras de cada jazida foram todas retiradas no mesmo dia.

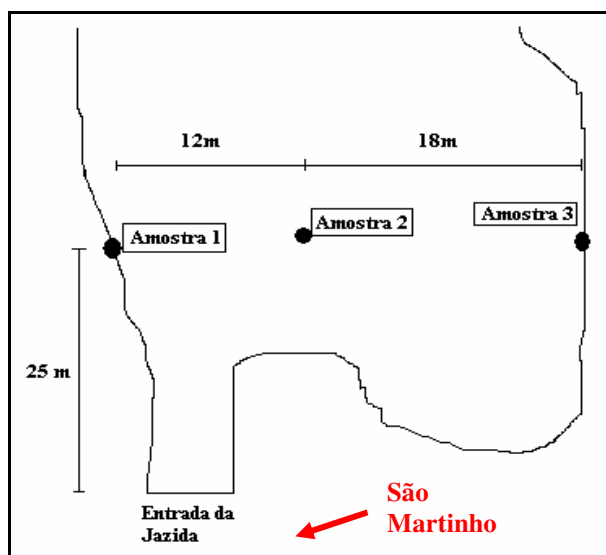


Figura 3.4 – Localização dos pontos de amostragem – jazida de São Martinho da Serra (sem escala)

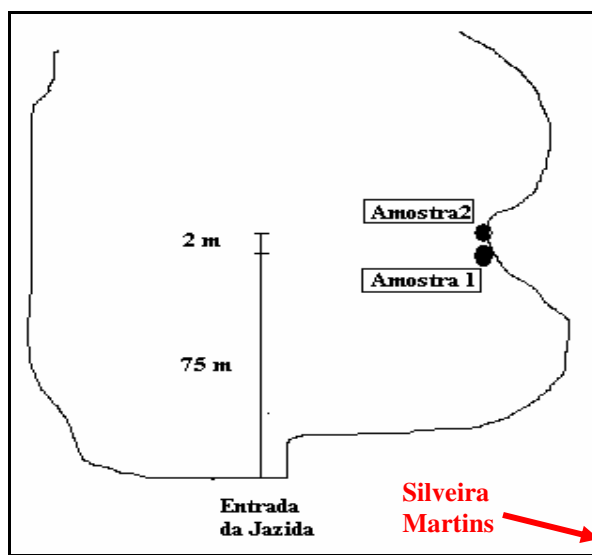


Figura 3.5 – Localização dos pontos de amostragem – jazida de Silveira Martins (sem escala)

3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização seguiu as recomendações da Norma Brasileira NBR 6457/86; Amostras de solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização.

Para a realização de todos os ensaios, os solos foram secos ao ar, dispostos sobre uma lona preta até atingirem a umidade próxima à higroscópica. Após, o material foi destorroado manualmente, peneirado nas peneiras adequadas e ensacado novamente. Os sacos foram, então, amarrados e acondicionados em local adequado. As Figuras 3.6 e 3.7 apresentam os materiais constituintes das amostras 01, 02 e 03 de São Martinho da Serra e das amostras 01 e 02 de Silveira Martins, respectivamente.

Como os solos estavam todos ensacados e o volume de material ser elevado, o quarteamento foi executado retirando-se uma quantidade aproximadamente igual (medida com um recipiente de metal) de cada saco e misturando-as para formar as amostras a serem ensaiadas.

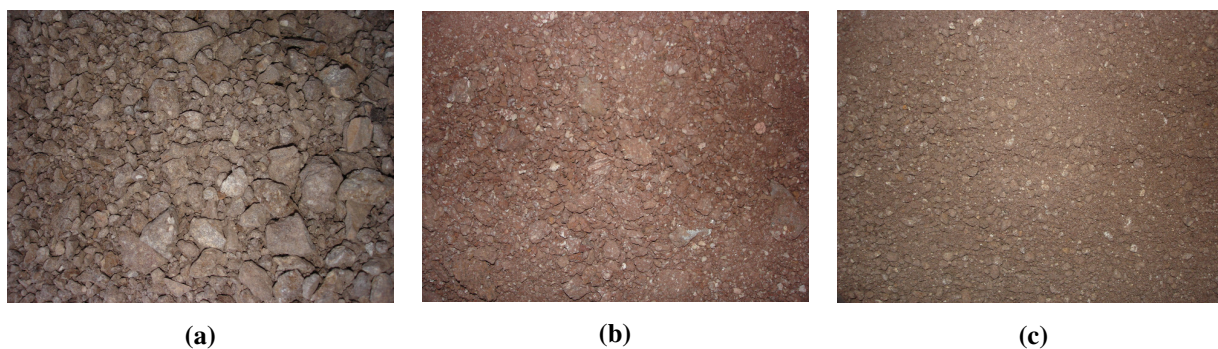


Figura 3.6 – Amostras de São Martinho da Serra – amostra 01 (a); amostras 02 (b); amostra 03 (c)

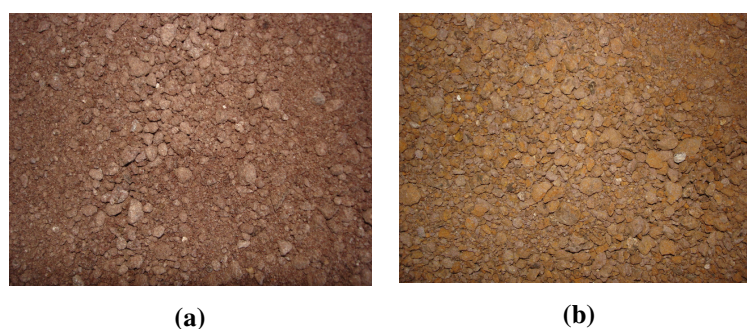


Figura 3.7 – Amostras de Silveira Martins – amostra 01 (a); amostra 02 (b)

3.2.1 Índices físicos e limites de Atterberg

A partir de um peso total (P), correspondente a um volume total (V) conhecido, do teor de umidade (w) e do peso específico real dos grãos (γ_s), foram determinados os demais índices físicos de interesse das amostras estudadas: peso específico aparente úmido (γ_t), peso específico aparente seco (γ_d), grau de saturação (S) e índice de vazios (e). Os valores P , V e w foram determinados em amostras deformadas. O peso específico real dos grãos foi determinado a partir de amostras secas ao ar, destorroadas e peneiradas na peneira 4,8 mm. Para o ensaio seguiram-se as recomendações da Norma Brasileira NBR 6508/84; Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica.

Os limites de Atterberg foram realizados com amostras secas ao ar, destorroadas e peneiradas na peneira 0,42 mm, de modo a obter-se a quantidade de material necessária à execução dos ensaios. Este material era, então, misturado com água destilada, formando-se

uma pasta. Os ensaios foram executados obedecendo aos procedimentos descritos nas Normas Brasileiras NBR 6459/84; Solo – Determinação do limite de liquidez, e NBR 7180/84; Solo – Determinação do limite de plasticidade.

Para todas as amostras realizaram-se no mínimo dois ensaios de limites devido à variabilidade deste ensaio. Não havendo uma boa repetibilidade, então um terceiro ensaio era executado.

3.2.2 Granulometria

Os ensaios de granulometria, feitos em todas as amostras retiradas, foram realizados de acordo com as especificações da Norma Brasileira NBR 7181/84; Solo – Análise granulométrica. Para a determinação da granulometria das amostras realizaram-se os peneiramentos grosso e fino e sedimentação com e sem o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio). A lavagem do material (suspensão) proveniente do ensaio de sedimentação foi realizada na peneira 0,075 mm com água potável a baixa pressão, com movimentos circulares de peneiramento e sem auxílio das mãos do operador.

Conforme recomenda a norma citada anteriormente, para os ensaios de sedimentação, o material passante na peneira #10 era imerso em uma solução com defloculante por 24 horas. Após, colocava-se a mistura num dispersor durante 15 minutos. Ao final do ensaio de sedimentação, o material era lavado na peneira de 0,075 mm e seco em estufa com temperatura aproximada de 105°C. Amostras ensaiadas sem uso de defloculante permaneciam imersas apenas em água destilada, também por 24 horas. Os demais procedimentos seguiam o descrito anteriormente. Com a amostra seca em estufa, foi feito o peneiramento fino utilizando-se as peneiras recomendadas pela norma. O material retido na peneira #10 foi lavado com água potável, seco em estufa a 105 °C de temperatura e, posteriormente, realizado o peneiramento grosso utilizando as peneiras recomendadas pela norma NBR 7181/84.

A Norma Brasileira NBR 7181 não especifica o procedimento a ser adotado na lavagem do solo na peneira 0,075 mm. Silveira (1991) e Rigo (2000) observaram que, durante a lavagem da suspensão, a utilização da mão do operador como auxílio à lavagem resulta em perdas consideráveis de solo devido à quebra de partículas resultando em descontinuidades na curva granulométrica. Este manuseio foi evitado nos ensaios aqui apresentados.

3.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, ISC E EXPANSÃO

A moldagem dos corpos de prova, tanto para o ensaio de compactação quanto para os ensaios de ISC e expansão, foi realizada de acordo com a norma brasileira NBR 9895/87; Solo – Índice de Suporte Califórnia e a norma do DNER – ME 049/94, empregando-se a energia normal do ensaio de Proctor.

De acordo com a norma brasileira NBR 6457/86: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, deve-se verificar se a amostra passa integralmente na peneira 4,8 mm. No caso da amostra apresentar material retido na peneira 4,8 mm, é necessário passá-la na peneira 19,1 mm com o objetivo de desmanchar os torrões eventualmente ainda existentes. Executado este procedimento, verifica se o material retido na peneira 4,8 mm é superior a 7% em peso. Se não for superior despreza-se o material, caso contrário, passa-se novamente na peneira 19,1 mm. Se a amostra retida for inferior 10% em peso, despreza-se o material. Analisando estas condições, todas as amostras de Silveira Martins passaram na peneira 4,8 mm (tiveram a porcentagem de material retido inferior a 7% em peso). Já para as amostras de São Martinho da Serra, duas (amostras 2 e 3 com fins somente de caracterização) passaram todas na peneira 4,8 mm e a outra, destinada à execução de todos os ensaios (amostra 1), teve porcentagem retida em peso inferior a 10% na peneira 19,1 mm, desprezando-se o material retido.

3.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Em relação aos procedimentos do ensaio foram seguidas as recomendações feitas por Head (1982), além das normas BS 1377 – 90 (“*British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes – part 7 Shear strength tests (total stress)*”) e ASTM D3080 – 90 (“*Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*”).

3.4.1 Equipamento utilizado

Uma prensa de cisalhamento convencional produzida pela empresa Wykeham Farrance Int, do tipo deformação controlada, foi o equipamento utilizado para a execução dos ensaios.

Maiores detalhes da prensa podem ser observados nas Figuras 3.8 e 3.9. O equipamento ensaia corpos de prova com 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura que ficam posicionados no centro de uma caixa bipartida. Sobre a face superior do corpo de prova de solo se aplica a tensão vertical desejada. Através da imposição de um deslocamento horizontal da parte inferior, com velocidade constante, em relação a superior da caixa surgem forças cisalhantes no plano de ruptura imposto ao corpo de prova pela divisão da caixa. No ensaio, são medidas as forças cisalhantes através de uma célula de carga e determinado o deslocamento horizontal da parte inferior em relação à parte superior da caixa e a deformação vertical do cabeçote de carga durante o ensaio, por meio de medidores de deslocamento. Uma descrição mais detalhada de uma prensa de cisalhamento direto similar pode ser encontrada em Head (1982).

A aquisição dos dados foi feita de forma automática controlados por um microcomputador. O software utilizado para o gerenciamento do processo de aquisição de dados foi o *Hewlett Packard HP-Vee*. Para a medição da força de cisalhamento aplicada ao corpo de prova utilizou-se a célula de carga *Kratos MM* (capacidade de 2 kN) com a devida calibração. O deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento foi medido por meio de um transdutor de deslocamentos *Gefran PY2 F10 S*, também com as corretas calibrações. Os deslocamentos verticais foram medidos com um transdutor também da *Gefran* do tipo RDT (*Rectilinear Displacement Transducer*) de especificação LTM 50 S. Os transdutores e a célula de carga foram conectados ao microcomputador.



Figura 3.8 – Equipamento para o ensaio de cisalhamento direto instrumentado

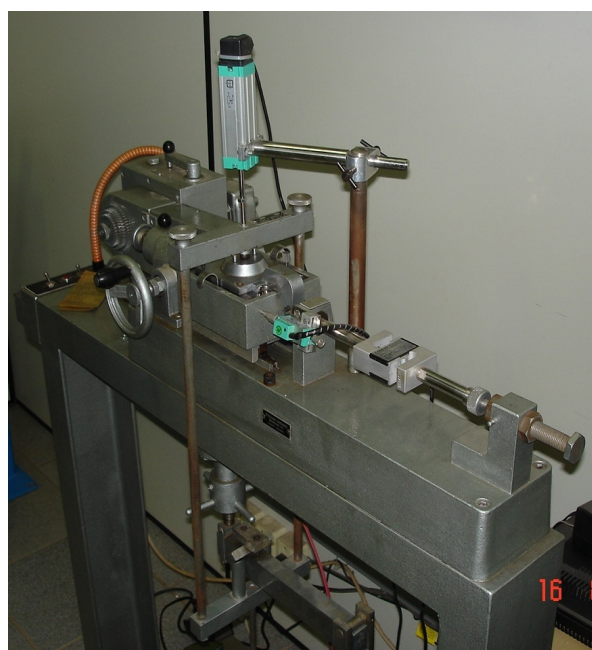


Figura 3.9 – Detalhe do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto instrumentado

3.4.2 Metodologia do ensaio

Todos os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com amostras remoldadas. Para determinar a influência da variação do grau de compactação (índice de vazios) na resistência ao cisalhamento do solo, foram ensaiados corpos-de-prova com duas massas específicas diferentes; índice de vazios alto (amostras fofas) e índice vazios baixo (amostras densas). Com a finalidade de simular a condição mais desfavorável ocorrida em campo, os ensaios foram todos feitos com amostras na condição inundada.

Foram ensaiados 9 corpos-de-prova na condição de solo fofo, sendo utilizados 3 para cada nível de tensão normal aplicada. As tensões normais usadas nos ensaios foram 200, 400 e 600 kPa. Devido à boa repetibilidade obtida nos resultados das amostras fofas, optou-se por reduzir a quantidade de corpos-de-prova nos ensaios das amostras densas, executando-se 6 ensaios para cada material com duas amostras para cada nível de tensão normal. Novamente utilizaram-se tensões normais de 200, 400 e 600 kPa.

3.4.3 Moldagem dos corpos-de-prova

Apresentam-se a seguir os procedimentos utilizados na moldagem dos corpos de prova para a execução dos ensaios de cisalhamento. As moldagens dos corpos de prova densos e fofos foram feitas de forma diferenciada e serão descritos a seguir.

3.4.3.1 Moldagem dos corpos-de-prova fofos

Os corpos-de-prova foram moldados com 60 mm de diâmetro e aproximadamente 20 mm de altura, de acordo com o equipamento utilizado no ensaio (prensa de cisalhamento convencional), descrito anteriormente. Com o auxílio de um anel cilíndrico metálico com 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura foi determinado a quantidade de massa de solo para preencher todo seu volume. No anel, o material era depositado com a utilização de um funil pequeno de plástico. O anel era disposto sobre uma placa de vidro lisa. No centro do anel, encostava-se a parte inferior do funil sobre a placa de vidro e preenchia-se o funil com uma quantidade qualquer de solo com umidade conhecida (próxima à higroscópica). O funil era

levantado com movimentos circulares e o material era depositado dentro do anel até superar a sua altura. O material em excesso era rasado, com o máximo de cuidado, e o solo contido dentro do anel era pesado, em uma balança com precisão de 0,01 g, determinando a massa de solo para o menor grau de compactação obtido em laboratório com este método. Este procedimento foi repetido 4 vezes para verificar a repetibilidade deste método de moldagem. Constatada pequena a variação entre as densidades das amostras, adotou-se este procedimento para a moldagem dos corpos-de-prova fofos.

Os corpos-de-prova na condição fofa foram moldados diretamente dentro da célula de cisalhamento utilizando-se o mesmo procedimento do funil descrito anteriormente, porém com a massa de solo pré-determinada no procedimento já descrito. Tanto para o solo de Silveira Martins quanto para o solo de São Martinho da Serra, as amostras foram moldadas com o material passante na peneira 4,8 mm. Depois de peneirado, o material era acondicionado em sacos plásticos em quantidade adequada para a execução da série de ensaios. Deste material, era separado cerca de 300 g para a moldagem do corpo-de-prova e para determinação da umidade.

3.4.3.2 Moldagem dos corpos-de-prova densos

Para a moldagem dos corpos-de-prova densos se utilizou como base os parâmetros extraídos da curva de compactação. As amostras foram moldadas na máxima massa específica aparente seca e umidade ótima da curva de compactação na energia normal do ensaio de Proctor.

Da mesma maneira que para os corpos-de-prova fofos, ambas as amostras foram peneiradas na peneira 4,8 mm e separou-se amostra necessária para execução das séries de ensaios. As amostras, então, eram acondicionadas em sacos plásticos após a correção do teor de umidade para deixá-las na condição de umidade ótima. Para cada corpo-de-prova se retirava cerca de 300 g de material para a moldagem e determinação de umidade.

Para moldar os corpos-de-prova foi utilizado um anel cilíndrico metálico como molde com 60 mm de diâmetro de 20 mm de altura, de acordo o equipamento do laboratório. Para facilitar a compactação, utilizou-se uma prensa (prensa CBR), de modo que as amostras foram compactadas por pressão. Para não haver perda de material, fez-se necessário o uso de um

anel auxiliar colocado sobre o anel molde. Os anéis ficavam sobre uma superfície metálica lisa. A quantidade de massa calculada era colocada dentro dos anéis e com a prensa o material era pressionado para o interior do anel molde preenchendo totalmente o seu volume. Após, o corpo-de-prova era transferido do molde para a caixa de cisalhamento com o auxílio de um soquete de mesmo diâmetro.

3.4.4 Execução do ensaio

As amostras foram cisalhadas, na condição inundada, com três níveis de tensão normal: 200, 400 e 600 kPa. A montagem do ensaio foi a mesma para todos os corpos-de-prova (densos e fofos), diferindo somente na moldagem. As tabelas 3.2 e 3.3 apresentam o número de ensaios executados, com as respectivas tensões utilizadas, para as duas condições estudadas. Optou-se por realizar menos ensaios nos corpos-de-prova densos, devido à boa repetibilidade dos resultados obtidos para as amostras fofas.

Tabela 3.2 – Ensaios de cisalhamento direto realizados em corpos-de-prova fofos na condição inundada para diferentes valores de tensão normal

Ensaio	Tensão Normal (kPa)
01	200
02	
03	
04	400
05	
06	
07	600
08	
09	

Tabela 3.3 – Ensaios de cisalhamento direto realizados em corpos-de-prova densos na condição inundada para diferentes valores de tensão normal

Ensaio	Tensão Normal (kPa)
01	200
02	
03	400
04	
05	600
06	

Normalmente, a célula de cisalhamento é montada utilizando uma base de aço, uma pedra porosa e uma placa metálica perfurada com ranhuras dispostas no sentido contrário ao deslocamento em contato com a amostra, que envolvem o corpo-de-prova na parte inferior e superior. Na pesquisa relatada nesta dissertação, optou-se por executarem-se ensaios sem a utilização da placa com ranhuras, deixando a amostra em contato direto com a pedra porosa. A Figura 4.5 apresenta os detalhes da montagem do ensaio descrita. Utilizou-se uma pedra porosa mais rugosa que a comumente usada no ensaio. Essa escolha foi feita para permitir à medição mais correta da altura do corpo-de-prova e conseqüentemente a determinação mais precisa do índice de vazios, principalmente para as amostras fofas.

Com a amostra colocada dentro da célula de cisalhamento e tendo ajustado o cabeçote, ligava-se o microcomputador, iniciava-se o programa para a aquisição de dados e posicionava-se o transdutor de deslocamento vertical sobre o cabeçote, como mostra em detalhe na Figura 3.10(d). Este ponto era considerado a altura inicial (h_0). A seguir, dava-se o espaçamento de 1 mm entre a parte superior e inferior da célula. Após as deformações terem se estabilizado, a caixa de cisalhamento era inundada com água destilada permanecendo neste estado por no mínimo 12 horas. Passado este período mínimo, o pendural era colocado sobre o cabeçote e aplicava-se a tensão normal referida para o ensaio. Vale salientar que o transdutor de deslocamento vertical era posicionado sobre o cabeçote de modo a não atrapalhar a colocação do pendural, efetuando as leituras das deformações à medida que a tensão normal era aplicada. Quando as deformações verticais se estabilizavam, esse transdutor era trocado de posição, passando para o centro do pendural e o ensaio era iniciado. A velocidade de cisalhamento utilizada foi 0,048 mm/min.

Os corpos-de-prova foram cisalhados até sofrerem deslocamento horizontal de aproximadamente 6,5 mm. Todos os ensaios foram realizados utilizando-se a técnica de estágio único. Não foi utilizada a correção da área efetiva do corpo-de-prova no cálculo das tensões verticais e das tensões cisalhantes. Segundo Silveira (2003), foi verificado que, se a tensão cisalhante e a tensão vertical forem corrigidas conjuntamente, não ocorre variação significativa nos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos.

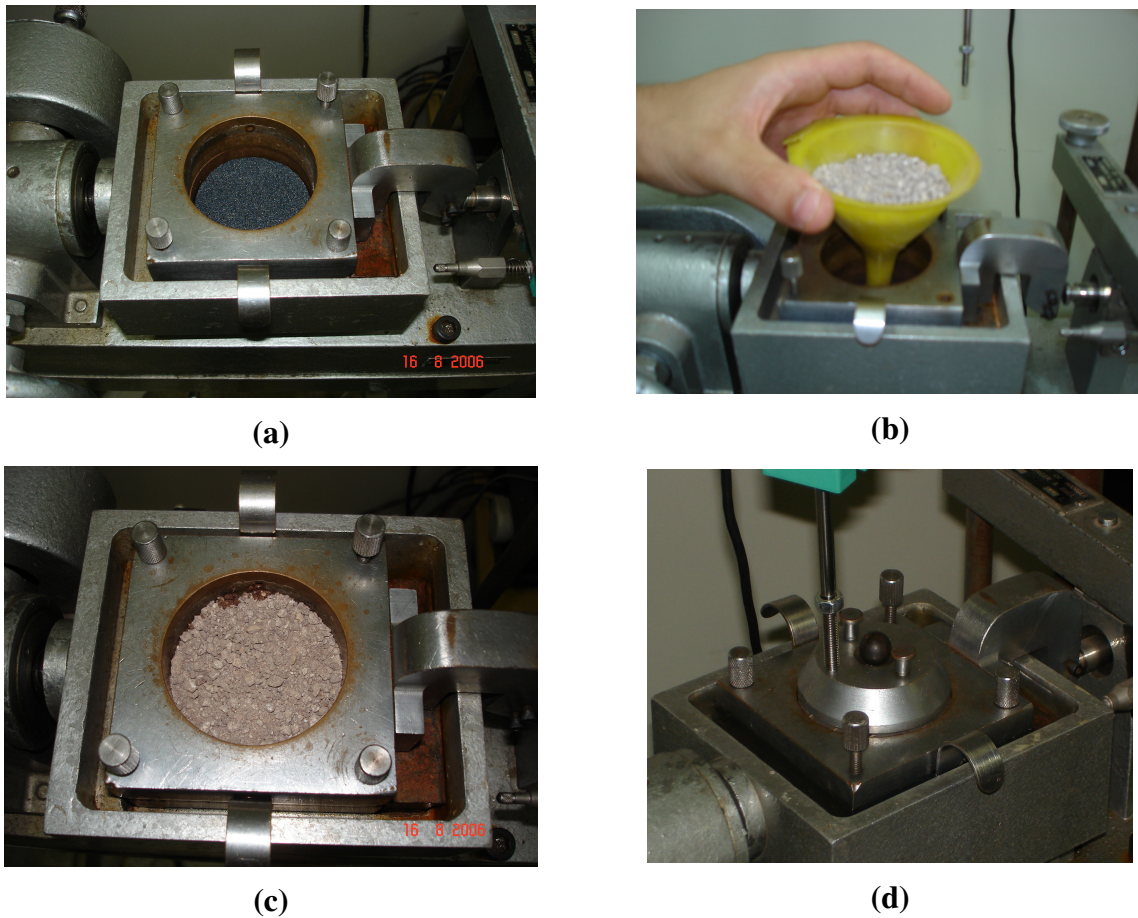


Figura 3.10 – Detalhe da montagem do ensaio diretamente na caixa de cisalhamento direto – amostra fofa

3.5 ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA

Para determinar as curvas de retenção de água dos solos estudados foi utilizado o método do papel filtro, que mede sucções mátricas entre 5 kPa e 30000 kPa. A seguir são descritos os procedimentos de moldagem dos corpos-de-prova, a metodologia dos ensaios e os procedimentos adotados para a determinação da curva característica através da técnica do papel filtro.

3.5.1 Moldagem das amostras e metodologia do ensaio

Da mesma maneira que no ensaio de cisalhamento, foram determinadas curvas características para amostras densas e fofas dos dois solos. Para cada curva moldaram-se oito corpos-de-prova nos quais variou-se a umidade (umedecimento ou secagem) e determinou-se a sucção relacionando-se-a sua variação de umidade.

Para este ensaio, as amostras densas foram moldadas seguindo o mesmo procedimento descrito no item 3.4.3.2, onde a única diferença foi que os anéis cilíndricos utilizados tinham dimensões menores: 50 mm de diâmetro e 19 mm de altura.

Nas amostras fofas, a idéia inicial era moldá-las com o mesmo índice de vazios usado no ensaio de cisalhamento, porém, em virtude destas amostras serem muito pouco compactas e este método de ensaio exigir um manuseio excessivo dos corpos-de-prova, optou-se por executar corpos-de-prova com um índice de vazios menor. A referência utilizada foi o índice de vazios médio medido nas amostras fofas do ensaio de cisalhamento direto, imediatamente antes de dar-se início ao processo de cisalhamento do corpo-de-prova. O procedimento de moldagem foi semelhante ao descrito no item 3.4.3.1, porém foi necessário compactação, executada com um soquete de madeira.

3.5.2 Método do papel filtro

Esta técnica consiste em colocar um pedaço de papel em contato direto com uma amostra de solo, com certo teor umidade, até que seja estabelecido o equilíbrio de sucção mátrica entre o papel e a amostra. Considera-se que as sucções, na condição de equilíbrio, do papel filtro e do solo sejam as mesmas independentemente do teor umidade destes materiais serem diferentes. O papel filtro utilizado nesta dissertação foi o Whatman nº 42, cuja umidade seco ao ar é de aproximadamente 6%, o que permite determinar sucções no solo de 0 a 29 MPa, correlacionando-se-as com a umidade determinado no papel filtro utilizando uma curva de calibração. O modelo de calibração do papel filtro utilizado foi o proposto por Chandler *et al.* (1992). Marinho (1995) recomenda a utilização do modelo proposto por Chandler, por ter sido obtido com maior número de pontos, em relação aos de outros autores. O modelo proposto por Chandler *et al.* (1992) é apresentado em 3.1.

$$\begin{aligned}
 S(kPa) &= 10^{(6,05-2,48 \log wp)} & \rightarrow & wp > 47\% \\
 S(kPa) &= 10^{(4,84-0,0622 wp)} & \rightarrow & wp \leq 47\%
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

Onde: S = sucção e wp = umidade do papel filtro.

3.5.2.1 Procedimento de ensaio

O procedimento de ensaio utilizado foi baseado no método proposto por Feuerharmel (2003). A metodologia do ensaio foi desenvolvida pela autora após experiências de tentativa e erro.

A preparação das amostras foi executada de acordo com o item 3.5.1. Os anéis metálicos receberam na parte inferior um fundo com duas camadas de filme plástico de PVC, o qual foi preso com fita isolante nas laterais do anel. Este procedimento tinha por objetivo evitar a perda de material durante o manuseio do anel e impedir que, em caso de contração da amostra durante a trajetória de secagem, esta caísse do anel.

As curvas características foram obtidas somente em uma trajetória e cada corpo-de-prova obedeceu somente a um processo, ou de secagem ou de umedecimento. Foram moldados oito corpos-de-prova na umidade ótima da curva de compactação obtida na energia Proctor normal para a condição densa, sendo que destes, seis sofreram o processo de secagem e dois de umedecimento. Para as amostras fofas moldaram-se, também, oito corpos de provas de modo que seis obedeceram ao processo de umedecimento e dois de secagem. Neste caso, a umidade de moldagem foi próxima a umidade higroscópica (solo de São Martinho da Serra – w = 4,19 %; Silveira Martins - w = 7,34 %).

No ensaio, dois pedaços de papel filtro, com área aproximada de 2 cm² cada, eram colocados em contato com o solo na parte superior dos corpos de prova, sem sobreposição. O papel filtro era retirado da caixa, cortado em tamanho adequado e colocado sobre o solo. O seu manuseio durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica, para evitar qualquer alteração nas suas características originais. O conjunto anel, amostra e papel filtro foi envolto por papel alumínio e filme plástico de PVC, colocado em um saco plástico e lacrado, tudo isso para garantir que o fluxo de umidade ocorresse somente entre o solo e o papel filtro, sem interferência do ambiente externo. A Figura 3.11 ilustra os passos para a

colocação do papel filtro e o isolamento da amostra, de modo que o fluxo de água ocorresse somente entre o papel e o solo. Os corpos-de-prova já embrulhados foram armazenados em uma sala climatizada, com temperatura mantida em $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. O tempo adotado para a equalização dos valores de sucção entre o papel filtro e a amostra foi de sete dias. Ao final do período, os papéis filtro foram retirados rapidamente da amostra e colocados em um recipiente de vidro com tampa. Esta operação obedeceu à recomendação da norma ASTM D5298-94 que estabelece que o tempo para a retirada do papel da amostra seja de 3 a 5 segundos. O peso úmido do papel filtro foi determinado usando uma balança com resolução 0,0001g.

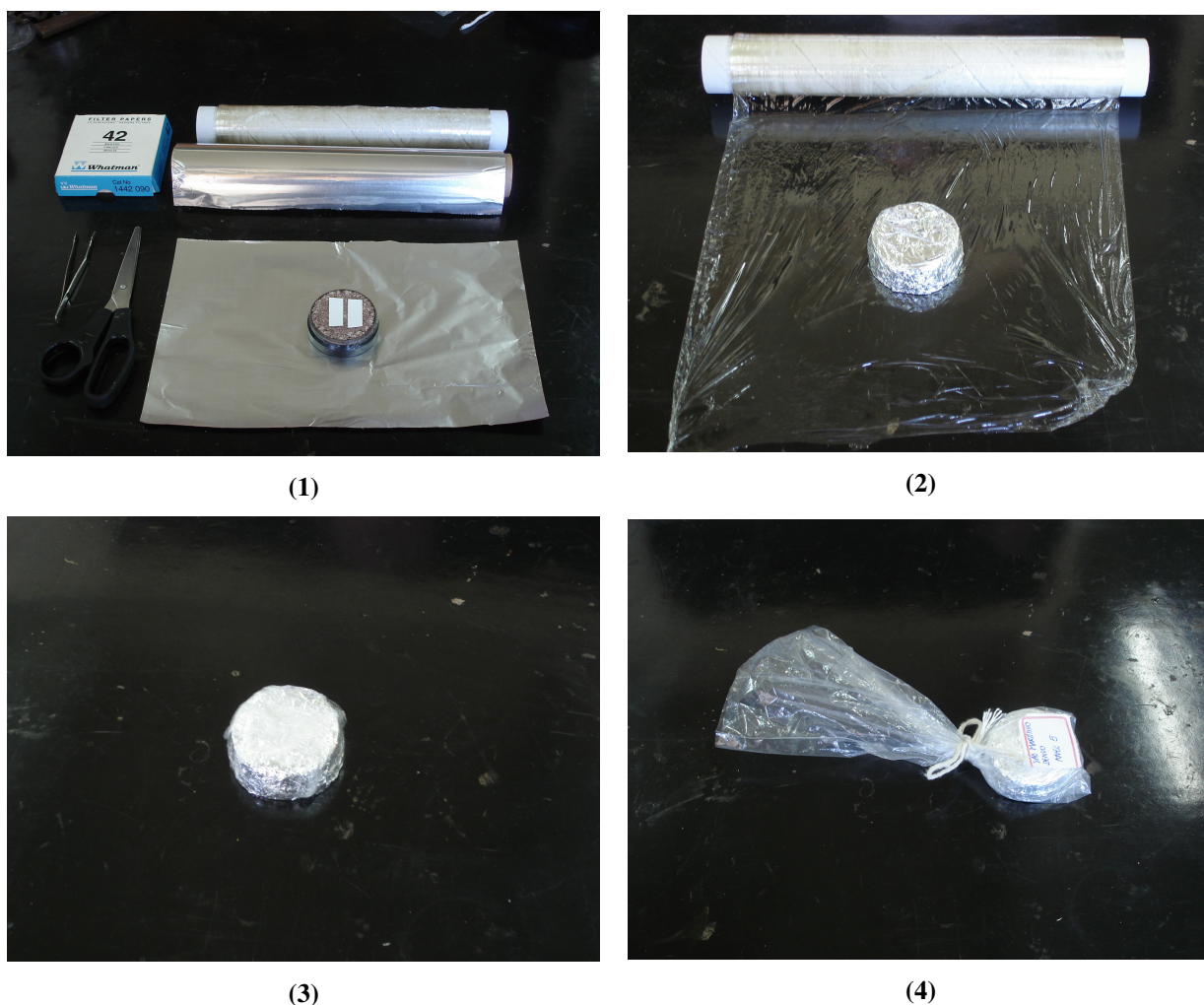


Figura 3.11 – Passos para colocação do papel filtro e isolamento da amostra

Após a determinação do peso úmido do papel, este foi retirado do frasco de vidro, colocado em uma tampa de cápsula identificada e levado à estufa de 60°C durante 48 horas.

Devido a sua menor utilização dentro do laboratório e conseqüentemente uma menor probabilidade do papel filtro ser contaminado por partículas de outros solos, optou-se por se usar a estufa de 60° C. Ao final do período de 48 horas, o papel filtro foi retirado da estufa e rapidamente recolocado no mesmo frasco de vidro, sendo, então, o conjunto pesado utilizando-se uma balança com resolução de 0,0001g para a determinação do peso seco do papel. Cabe ressaltar que a tara do recipiente de vidro sempre foi determinada antes do início de cada processo (pesagem do papel filtro úmido e seco). Com estes dados calculou-se o teor de umidade do papel sendo que, através da curva de calibração do papel filtro, determinava se a sucção. Considera-se que a sucção no papel filtro seja igual à sucção mátrica que ocorre na amostra. A relação teor de umidade ou grau de saturação com a sucção corresponde a um ponto na curva de retenção.

Para a determinação do ponto seguinte da curva, a amostra foi umedecida ou seca sempre se controlando o peso da mesma em uma balança com precisão de 0,01g. Adotou-se como hipótese que o peso dos grãos sólidos não varia (perda de solo) e que qualquer variação que ocorresse no peso do corpo de prova é devida à perda ou ganho de água. Foi considerado, também, que o teor de umidade inicial correspondia à umidade de moldagem dos corpos de prova. Para o cálculo dos pesos subseqüentes, o grau de saturação foi variado em 1 % na fase inicial passando a 3 % posteriormente.

O umedecimento das amostras foi feito com água desaerada com o auxílio de um conta-gotas. Após umedecer-se o corpo-de-prova esperava-se no mínimo uma hora para a colocação do papel filtro e posterior fechamento da amostra, para garantir que a água penetrasse no solo e o papel filtro não absorvesse água em quantidade maior que a gerada pelo fluxo entre os dois materiais. Os corpos-de-prova destinados ao processo de secagem foram expostos ao ar, para que perdessem umidade até atingirem os pesos previamente calculados para cada anel. Após, colocava-se um novo papel filtro em contato com a amostra e esta novamente era fechada.

3.6 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGA REPETIDA

Os ensaios triaxiais de cargas repetidas foram realizados para a determinação do módulo de resiliência e para análise das características de deformações permanentes.

Executaram-se todos os ensaios na mesma câmara triaxial. A seguir será apresentada a metodologia aplicada no ensaio, uma descrição do equipamento utilizado e a moldagem dos corpos-de-prova.

3.6.1 Determinação do módulo de resiliência

Para ambos os solos (São Martinho da Serra e Silveira Martins) foram determinados os módulos de resiliência para quatro condições, variando-se o grau de compactação e o teor de umidade. Utilizaram-se como referência os parâmetros extraídos da curva de compactação na energia Normal do ensaio de Proctor. A tabela 3.4 estabelece as condições utilizadas para a determinação do módulo resiliente e o número de ensaios realizados para cada condição.

Tabela 3.4 – Número de ensaios triaxiais de cargas repetidas e condições utilizadas para a determinação do módulo resiliente de cada material

	Condição	nº de ensaios
01	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ e w_{ot}	3
02	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{ot} - 2\%$	3
03	$0,9\gamma_{dm\acute{a}x}$ e w_{ot}	2
04	$0,9\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{ot} - 2\%$	2

Os corpos-de-prova foram compactados em um molde de metal tripartido, com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Devido à dificuldade na medida das dimensões dos corpos-de-prova mesmo após serem compactados (apresentavam-se facilmente desagregáveis), a altura inicial foi considerada como igual à altura do molde, tomando cuidado especial na confecção dos corpos de prova de modo que os mesmos ficassem com a superfície no mesmo nível da altura do molde. Para todos os corpos-de-prova do solo de São Martinho utilizou-se no fundo do molde uma placa metálica perfurada com 10 cm de diâmetro e 5 mm de espessura, sendo esta medida descontada da altura inicial do corpo de prova. Devido às dificuldades de manuseio deste solo, a retirada das laterais do molde era feita depois do corpo-de-prova ter sido posicionado na câmara triaxial.

Na execução dos ensaios triaxiais com carregamentos repetidos, as cargas foram aplicadas por um sistema pneumático de ar comprimido. As pressões aplicadas eram controladas automaticamente por um sistema ligado a um microcomputador, gerenciado pelo programa SEEPAV 8200 (Sistema de Ensaio Especial de Pavimentação). Através de uma rotina computacional fazia-se a aquisição dos dados (tensão desvio aplicada e deformação elástica) e também calculava os módulos de resiliência para cada estado de tensão. A visualização do equipamento utilizado pode ser feita na Figura 3.12.

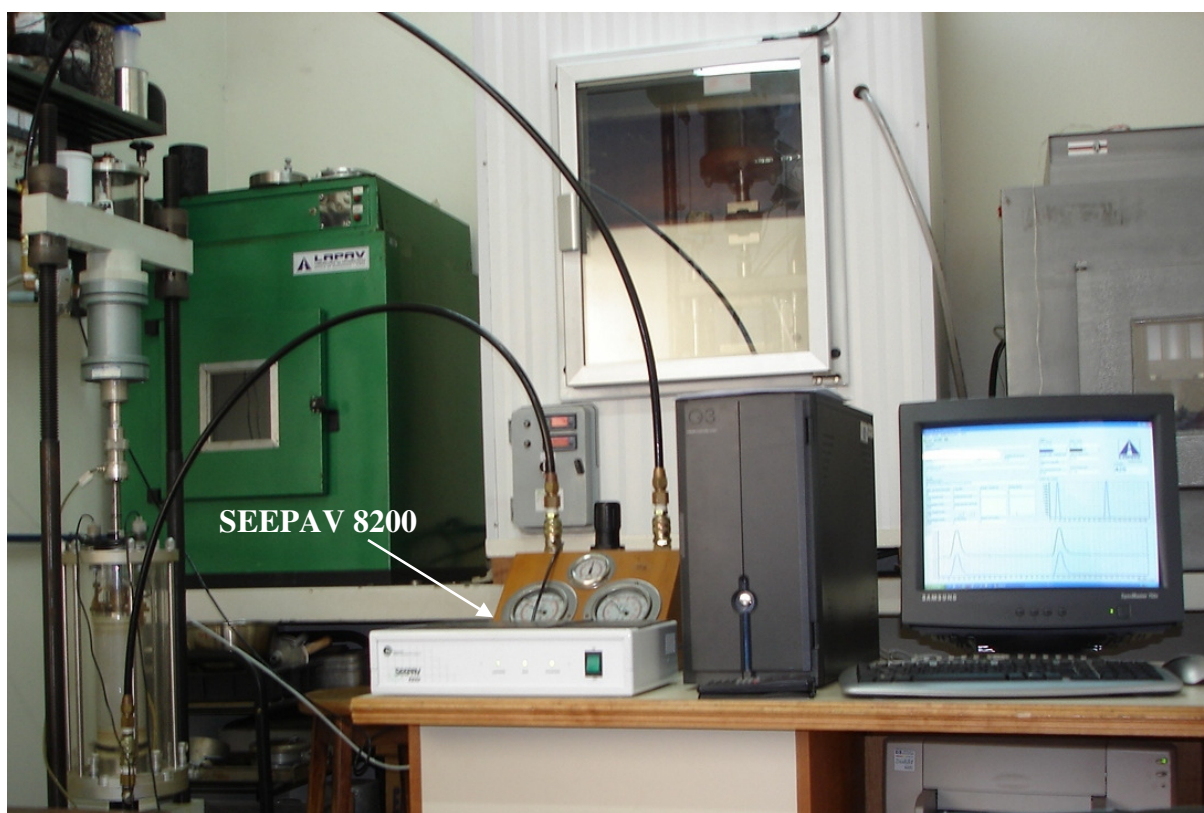


Figura 3.12 – Equipamento utilizado para determinação dos módulos de resiliência

A tensão desvio imposta ao corpo-de-prova dentro da câmara triaxial era lida por uma célula de carga que ficava na parte externa, na ponta do pistão de aplicação de carga. As deformações elásticas eram medidas por dois transdutores de deslocamento do tipo LVDT (*Linear Variable Differencial Transformer*), posicionados no interior da câmara apoiados em “parafusos extensores” fixados no *topcap*. A determinação do módulo de resiliência é padronizada pelo método de ensaio DNER-ME 131/94 e pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) TP46-94.

O método de ensaio do DNER estabelece uma fase de condicionamento inicial do corpo-de-prova antes de iniciar o ensaio propriamente dito para, segundo Medina (1997), eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de tensão desvio e reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo resiliente.

O condicionamento inicial é composto por três estados diferentes de tensões, com aplicação de 200 ciclos de carga para cada estado de tensões. Na execução do ensaio (medida dos módulos resilientes) são aplicados 200 ciclos de carga para cada estado de tensões, e o valor da deformação resiliente é dado pela média das deformações medidas nos últimos cinco pulsos de carga de cada estado de tensão. Para se adequar a procedimentos internacionais, a frequência das cargas repetidas utilizada pelo equipamento do LAPAV foi de 1 Hz (60 ciclos por minuto) com duração de cerca de 0,10 segundos diferentemente ao que prescreve o método do DNER, que é 0,33 Hz (20 ciclos por minuto) com duração de 0,1 segundos.

3.6.2 Deformações permanentes

Os ensaios de deformação permanente sob cargas repetidas foram executados para três condições: umidade ótima e peso específico aparente seco máximo na energia Normal do ensaio de Proctor (w_{ot} e γ_{dmax}), peso específico máximo e umidade 2% acima da ótima ($w_{ot+2\%}$ e γ_{dmax}) e grau de compactação a 90% do peso específico máximo e umidade 2% acima da ótima ($w_{ot+2\%}$ e $0,9\gamma_{dmax}$). Este procedimento foi utilizado para os dois solos do estudo.

O estado de tensões escolhido para medir as deformações foi: $\sigma_3 = 105$ kPa e $\sigma_d = 315$ kPa. Este era o estado de tensões mais severo que o equipamento do LAPAV conseguia atingir. Definiram-se estes níveis de tensão levando-se em conta que estes materiais, utilizados como revestimento primário, fossem sujeitos a cargas impostas pelo tráfego muito elevadas se comparadas com camadas mais inferiores de pavimentos asfálticos (sub-base, reforço e subleito).

Para a determinação das deformações permanentes foi utilizado a mesma câmara triaxial e sistema pneumático dos ensaios de módulo de resiliência, porém com tensões controladas por reguladores de pressão. Um transdutor de deslocamento resistivo foi empregado para registrar as deformações permanentes. O transdutor era do tipo RDT

(*Rectilinear Displacement Transducer*) de especificação LTM 50 S da *Gefran*, com curso de 50 mm e é ilustrado na Figura 3.13. O sensor foi posicionado na parte externa da câmara como mostra a Figura 3.13. Isto pode causar a leitura acumulada das deformações decorrentes de um eventual acomodamento do topo e/ou da base do corpo-de-prova nas leituras iniciais.

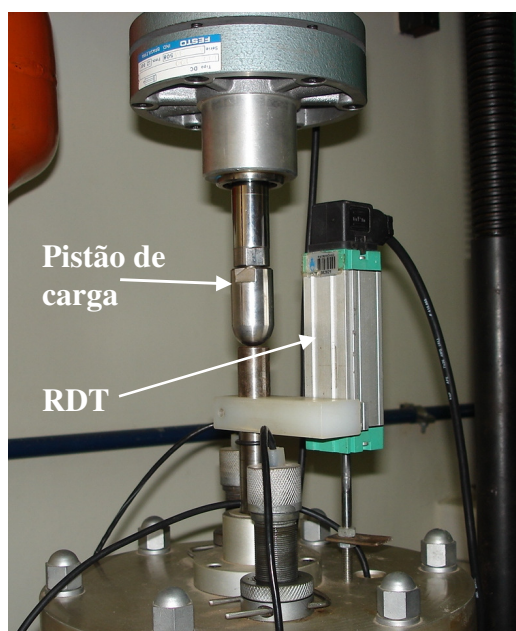


Figura 3.13 – Detalhe do posicionamento do transdutor e do pistão de carga

Os corpos-de-prova virgens, ou seja, sem condicionamento prévio, foram submetidos a mais de 80 mil ciclos de carga para o referido estado de tensão. A duração do ensaio era de aproximadamente um dia.

3.7 ENSAIOS PARA CLASSIFICAÇÃO MCT

Os ensaios executados para a classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) atenderam as normas rodoviárias do DNER: método de ensaio DNER-ME 256/94 – Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão; e método de ensaio DNER-ME 258/94 – Solos compactados com equipamento miniatura – Mini-MCV (*Moisture Conduction Value*).

Os materiais ensaiados tinham 100% em massa passante na peneira de abertura 2 mm. A moldagem dos corpos-de-prova foi feita em cilindros com diâmetro e altura de 5cm. As curvas de compactação foram determinadas somente para 12 golpes de modo a se determinar o parâmetro d' .

Para a classificação geotécnica MCT de solos tropicais são utilizados coeficientes empíricos obtidos em dois ensaios: compactação segundo Mini-MCV e perda de massa por imersão (P_i). O coeficiente c' é dado pela inclinação das curvas de deformabilidade. Já o índice classificatório e' é calculado em função da perda de massa por imersão (P_i) em conjunto com o coeficiente d' , dado pela seguinte fórmula:

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}}$$

Os ensaios para classificação MCT foram realizados no Laboratório de Solos da CIENTEC (Fundação da Ciência e Tecnologia do Estado do Rio Grande do Sul).

3.8 DIFRATOMETRIA DE RAIOS X

Ensaio de difratometria foram executados em todas as amostras: nas três amostras extraídas da jazida de São Martinho da Serra e nas duas amostras de Silveira Martins. Foi feita a análise mineralógica total dos materiais e a análise da fração fina sendo ensaiadas amostras naturais, calcinadas e glicoladas, preparadas a partir do método orientado. A análise mineralógica total tem por objetivo principal identificar os minerais não argilosos que compõem a fração silte e argila da amostra. A análise das amostras naturais, glicoladas e calcinadas tem como objetivo principal identificar os argilominerais presentes. Todos os ensaios foram executados no Laboratório de Difratometria de Raios X do Instituto de Geociências da UFRGS.

O equipamento utilizado é um difratômetro de marca *SIEMENS*, Modelo D5000, ano 1992, com goniômetro $\theta-\theta$. A radiação é $K\alpha$ em tubo de Cobre nas condições de 40 kV e 25 mA. O software utilizado para identificação das amostras foi o *DifffracPlus® Siemens-Bruker-Axs*, Versão 11.

O ensaio consiste na incidência de um feixe monocromático de raios X sobre o material a ser analisado, onde o feixe de raios X interage com os átomos presentes na amostra, originando o fenômeno de difração. De acordo com Santos (1989) *apud* Lovato (2004), a relação $n \times \lambda = 2 \times d \times \sin \theta$ (Lei de Bragg) é a condição para a ocorrência de raios X difratados, de comprimento de onda (λ), por planos cristalinos de distância interplanar (d). Assim, com o auxílio da Lei de Bragg, usando raios X de comprimento de onda (λ) conhecido, mede-se o ângulo de difração (θ), e calcula-se a distância interplanar (d) entre os planos que originaram o fenômeno de difração. O fenômeno de difração de raios X é ilustrado na Figura 3.14.

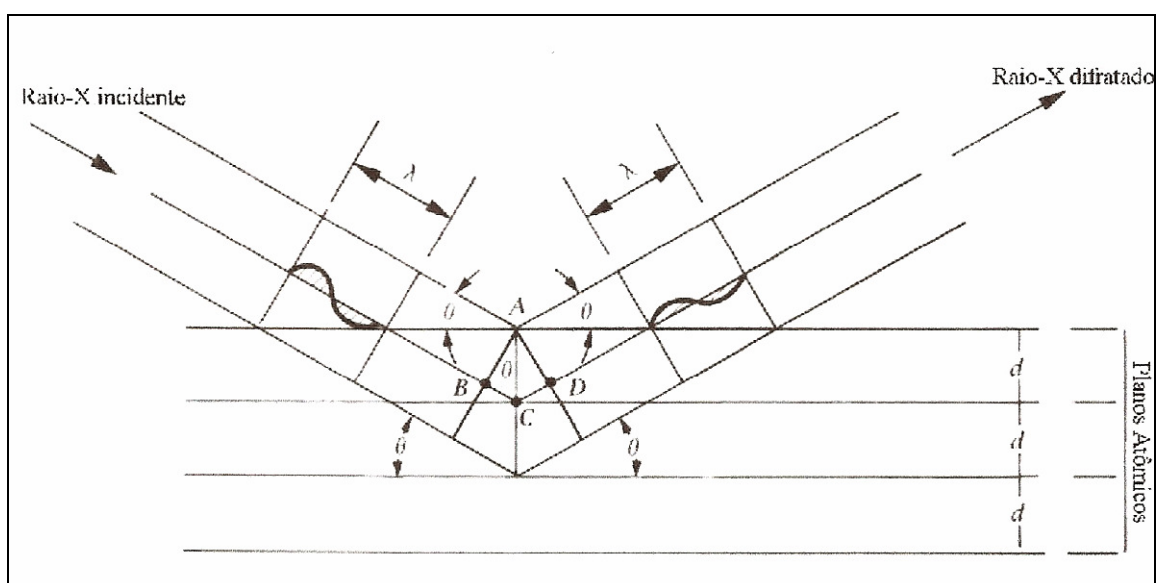


Figura 3.14 – Condições geométricas para a difração de raios X de acordo com a Lei de Bragg (Fonte: Mitchell, 1976)

A identificação de argilominerais por difração de raios X é realizada através de amostras nas formas orientadas natural, glicolada e calcinada. Parte da amostra natural é saturada com etileno-glicol (ou glicerol) para verificar a existência ou não de argilominerais expansivos (montmorilonita, por exemplo). Outra parte da amostra é aquecida a 550 °C durante duas horas para identificar a presença de argilominerais que colapsam sua estrutura quando calcinados (caulinita, por exemplo).

Os argilominerais são identificados a partir de suas distâncias interplanares (d) características, através dos picos principais e secundários, e de seu comportamento quando submetidos à glicolagem e calcinação, conforme apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 3.5 – Identificação dos principais argilominerais através de difratometria de raios X (Fonte: Mitchell, 1976)

Argilomineral	Distância Interplanar (Å) (pico principal (001) e secundário (002))	Efeito da glicolagem	Efeito da calcinação
Caulinita	7,15 (001); 3,57 (002)	Nenhum	Torna-se amorfa
Ilita	10,0 (001); 5,0 (002)	Nenhum	(001) mais intenso
Clorita	14,0 (001); 7,0 (002)	Nenhum	(001) mais intenso
Montmorilonita	14,0 (001)	(001) expande a 17 Å	A 300 °C passa para 9,6 Å
Vermiculita	14,0 (001); 7,0 (002)	Nenhum	Perde o pico (001), entrando em colapso

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados de ensaios realizados de acordo com metodologia referida no Capítulo III. Vale ressaltar novamente que todos os ensaios foram realizados em amostras deformadas.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Como mencionado no capítulo anterior, os ensaios de caracterização foram realizados em todas as amostras coletadas. Tanto para a jazida de São Martinho da Serra como para a jazida de Silveira Martins, a amostra 1 corresponde ao material alvo da pesquisa designado nos locais de extração pelo termo “chumbinho”, sendo as demais amostras da jazida somente caracterizadas.

Nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 são apresentadas as curvas granulométricas obtidas para as três amostras da jazida de São Martinho da Serra. É possível perceber que as amostras 2 e 3 apresentam uma distribuição granulométrica bastante semelhante, diferenciando-se da amostra 1 que conta com porcentagem mais elevada de partículas de maior dimensão.

A Tabela 4.1 apresenta um resumo de todos os ensaios de caracterizações com a porcentagem de cada fração, os Limites de Atterberg, peso específico real dos grãos e classificação de acordo com a SUCS, AASTHO e MCT. A classificação MCT foi executada somente na amostra alvo da pesquisa.

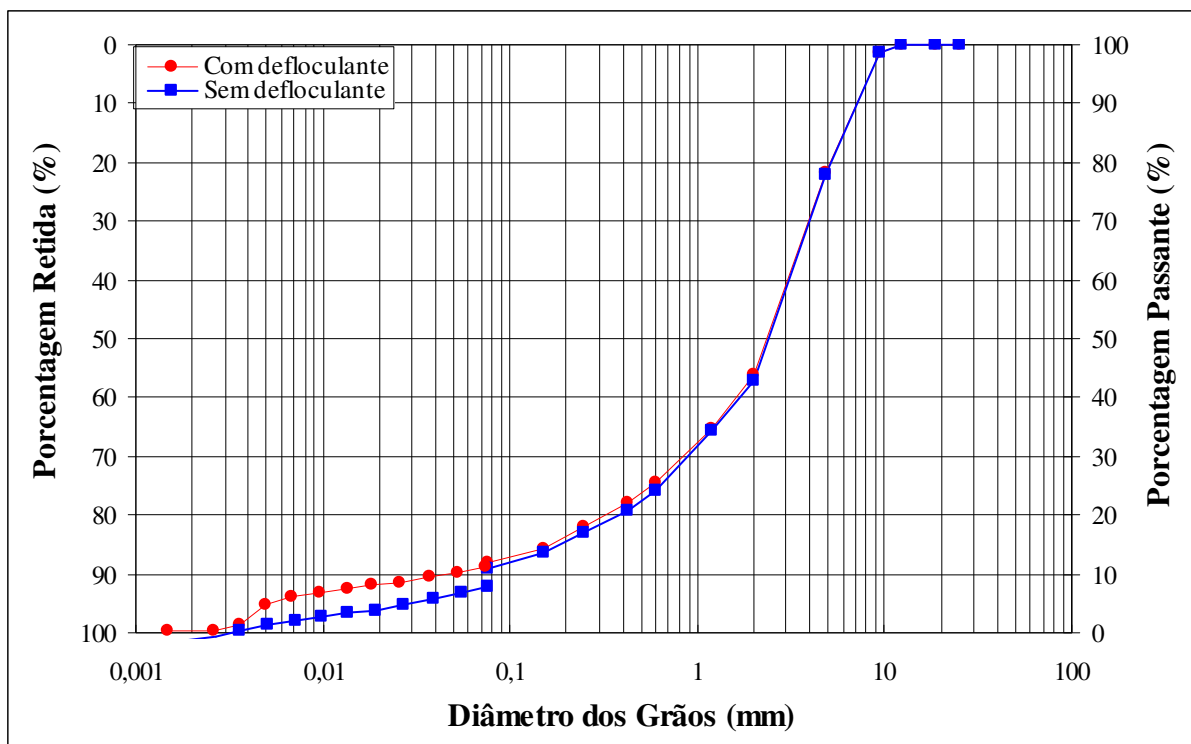


Figura 4.1 – Distribuição granulométrica com e sem defloculante – São Martinho da Serra amostra 1 (chumbinho).

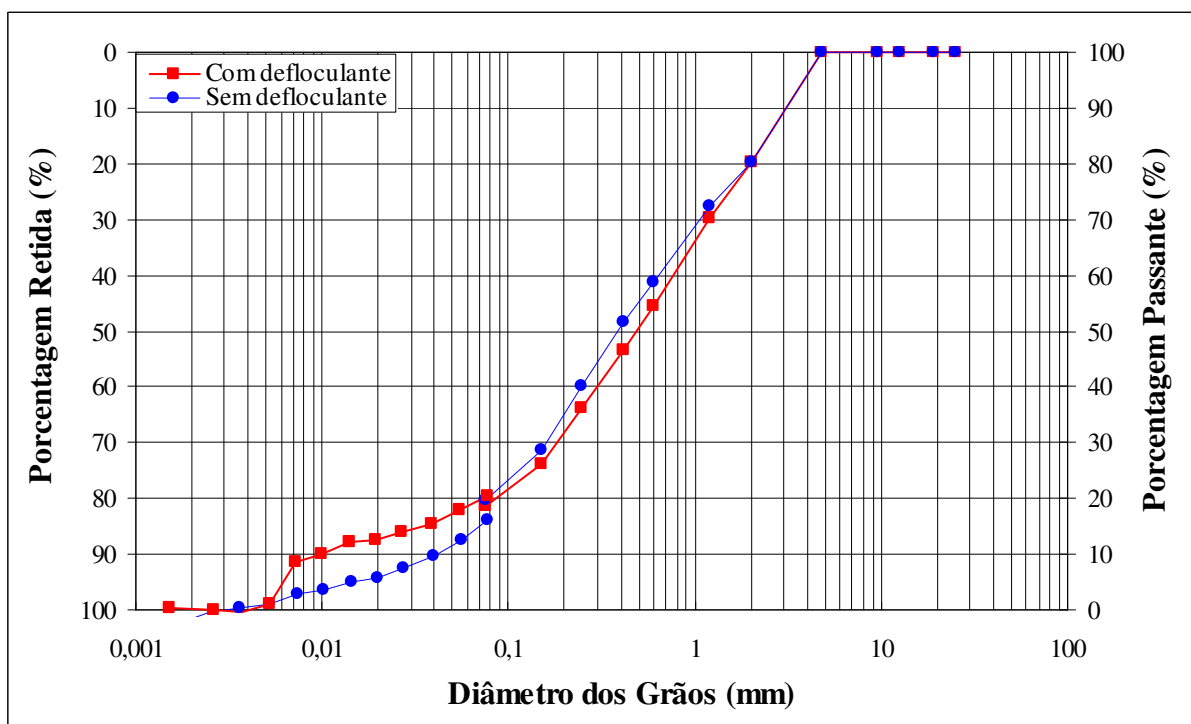


Figura 4.2 - Distribuição granulométrica com e sem defloculante – São Martinho da Serra amostra 2.

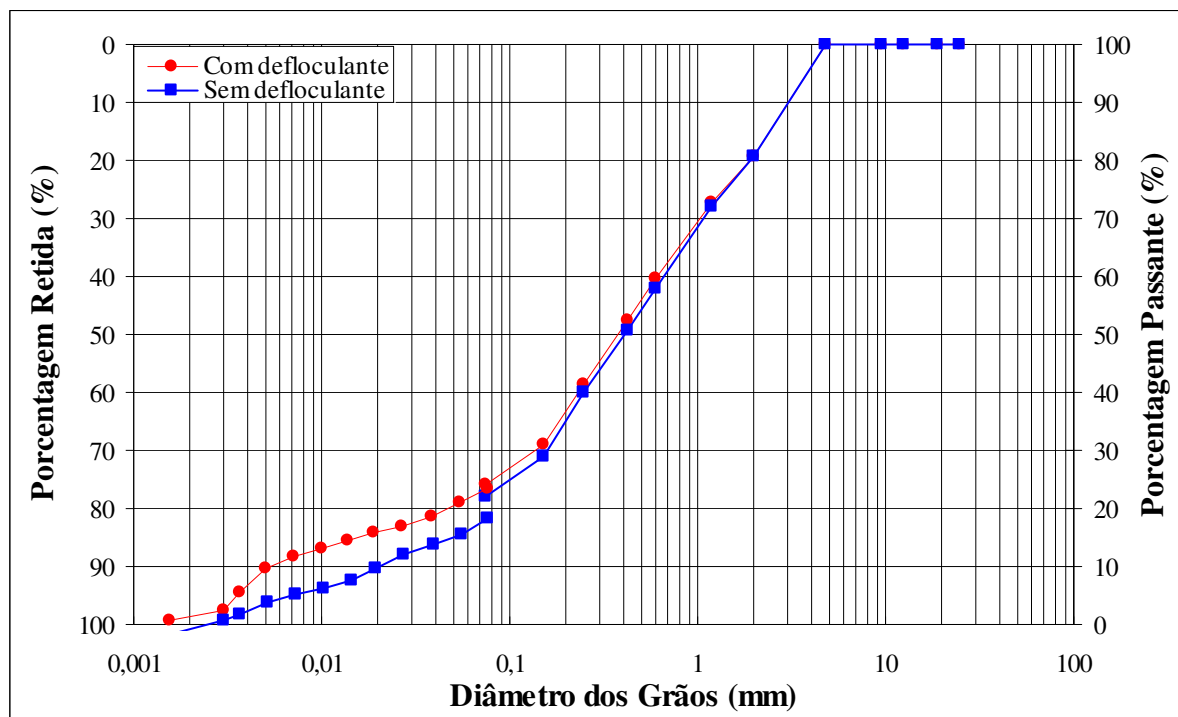


Figura 4.3 – Distribuição granulométrica com e sem defloculante – São Martinho da Serra amostra 3.

Mesmo com a baixa porcentagem da fração argila (quase inexistente), as amostras apresentaram valores expressivos para os Limites de Atterberg, como verificado na Tabela 4.1. Isto pode ser um indicativo de que o material contém argilas ativas, o que é comprovado pelos difratogramas de raios X. Uma possível justificativa para este acontecimento pode ser atribuída à deficiente dispersão das agregações dos minerais argilosos. Analisando as características de plasticidade verifica-se que os solos apresentam índice de plasticidade entre 11 e 16%, o que caracteriza os materiais como medianamente plásticos.

De acordo com a classificação da SUCS as amostras 1, 2 e 3 da jazida de São Martinho da Serra são designadas, respectivamente, como pedregulho argiloso com areia, areia siltosa com pedregulho e areia argilosa com pedregulho. O sistema classificatório da AASHTO descreve os materiais como sendo solos granulares com finos argilosos de alta plasticidade para as amostras 1 e 2 e solos granulares com finos argilosos de média plasticidade para a amostra 3. Observando a classificação MCT, o “chumbinho” é classificado como solo de comportamento não laterítico arenoso (NA’), podendo ser expansivo, muito resiliente e erodível. De acordo com a Especificação de Serviço do DER/PR ES-T 07/05, solos tropicais com esta classificação podem ser utilizados como revestimento primário de rodovias.

Os resultados dos ensaios de caracterização em amostras de Silveira Martins são mostrados a seguir. As Figuras 4.4 e 4.5 correspondem às distribuições granulométricas com e sem a utilização de defloculante. A Tabela 4.2 apresenta a porcentagem das frações para as duas amostras, os valores para os Limites de Atterberg e peso específico real dos grãos (γ_s) juntamente com as respectivas classificações de acordo com SUCS, AASHTO e MCT.

Tabela 4.1 – Resumo dos ensaios de caracterização e classificação dos solos da jazida de São Martinho da Serra

	Amostra 01 (chumbinho)	Amostra 02	Amostra 03
% pedregulho (>2,0 mm)	56/57*	20/20*	19/19*
% areia grossa (0,6 – 2,0 mm)	19/19*	26/22*	21/23*
% areia média (0,2 – 0,6 mm)	9/9*	23/24*	24/23*
% areia fina (0,06 – 0,2 mm)	5/7*	13/19*	14/16*
% silte (2 μm – 0,06 mm)	11/8*	18/15*	21/19*
% argila (< 2 μm)	0/0*	0/0*	1/0*
LL (%)	48	57	39
LP (%)	32	46	26
IP (%)	16	11	16
γ_s (kN/m³)	27,81	27,10	26,76
Classificação SUCS	GC-GH	SM	SC
Classificação AASHTO	A-2-7	A-2-7	A-2-6
Classificação MCT	NA'	-	-

* Resultados dos ensaios de análise granulométrica sem uso de defloculante.

As amostras de Silveira Martins apresentam distribuições granulométricas bastante semelhantes, como se observa nas Figuras 4.4 e 4.5 e nas frações apresentadas na Tabela 4.2, onde predomina a fração areia. Observando as características de plasticidade percebe-se que se tratam de materiais medianamente plásticos, com índices de plasticidade iguais a 13 e a 15%. Da mesma maneira que para solo de São Martinho, este apresentou índices de plasticidade elevados para um solo que não apresenta fração argila, cabendo a mesma justificativa apresentada anteriormente.

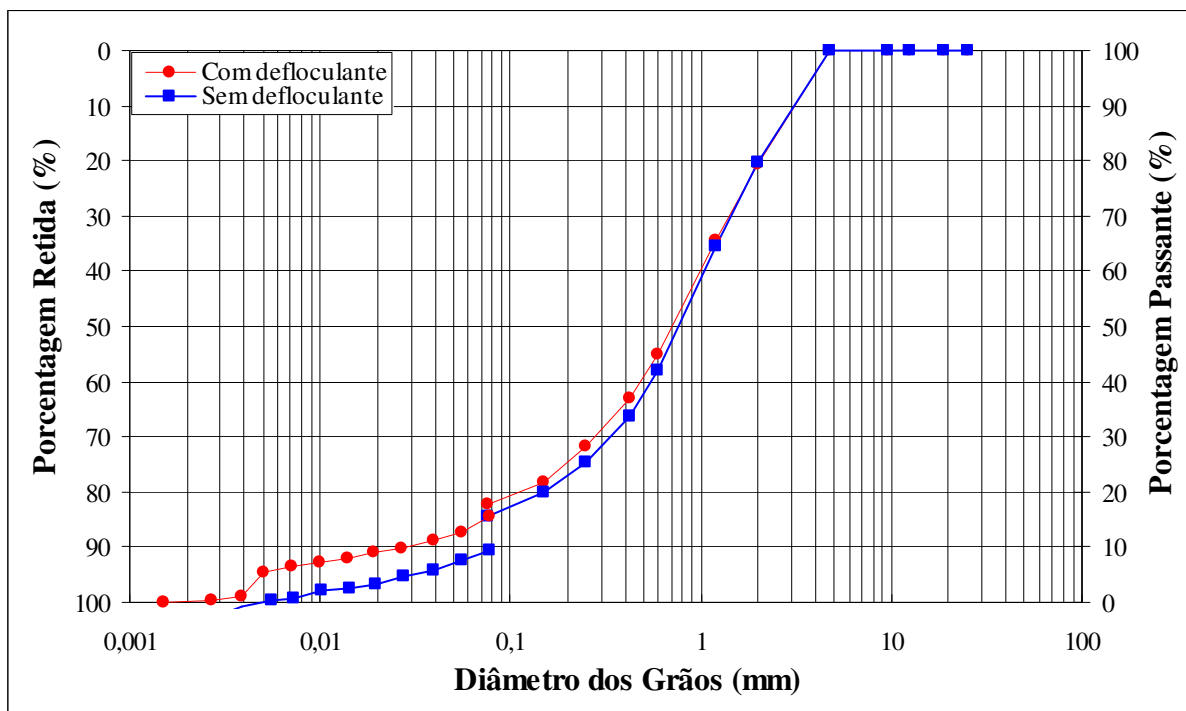


Figura 4.4 – Distribuição granulométrica com e sem defloculante – Silveira Martins amostra 1 (chumbinho)

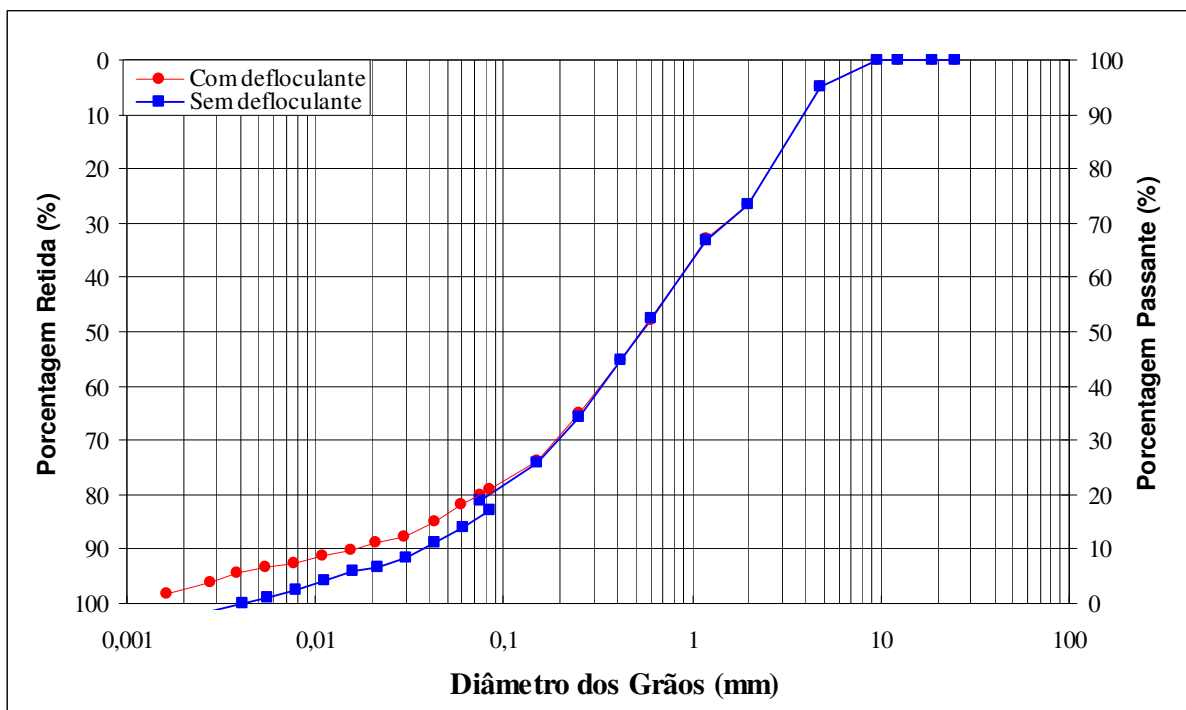


Figura 4.5 – Distribuição granulométrica com e sem defloculante – Silveira Martins amostra 2.

Tabela 4.2 – Resumo dos ensaios de caracterização e classificação dos solos da jazida de Silveira Martins

	Amostra 01 (chumbinho)	Amostra 02
% pedregulho (>2,0 mm)	21/20*	27/27*
% areia grossa (0,6 – 2,0 mm)	34/37*	21/21*
% areia média (0,2 – 0,6 mm)	20/19*	22/22*
% areia fina (0,06 – 0,2 mm)	10/11*	13/15*
% silte (2 µm – 0,06 mm)	15/13*	15/15*
% argila (< 2 µm)	0/0*	2/0*
LL (%)	46	53
LP (%)	33	38
IP (%)	13	15
γ _s (kN/m ³)	27,83	25,55
Classificação SUCS	SC	SM
Classificação AASHTO	A-2-7	A-2-7
Classificação MCT	NA'	-

* Resultados dos ensaios de análise granulométrica sem uso de defloculante.

De acordo com o sistema de classificação SUCS, as amostras 1 e 2 de Silveira Martins classificam-se, respectivamente como sendo areia argilosa com pedregulho e areia siltosa com pedregulho. De acordo com a AASHTO, as duas amostras são de solos granulares com finos argilosos de alta plasticidade. Na classificação MCT, o “chumbinho” foi designado como solo de comportamento não laterítico arenoso (NA'), podendo ser expansível, muito resiliente e sujeito a erosão hidráulica. De acordo com a Especificação de Serviço do DER/PR ES-T 07/05, solos tropicais com esta classificação podem ser utilizados como revestimento primário de rodovias.

Em todas as amostras observou-se uma leve diferença na parte final da curva granulométrica nos ensaios de sedimentação realizados com e sem defloculante. Isto ocorreu devido às partículas menores (principalmente argilas) ficarem aderidas umas as outras, formando grumos, nos ensaios realizados sem defloculante. Essa diferença nas curvas

granulométricas em ensaios com e sem defloculante é bastante característico em solos tropicais.

4.2 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

Ensaio de difratometria de raios X foram utilizados para determinar os principais argilominerais presentes nas amostras dos solos de São Martinho da Serra e Silveira Martins. Análise do pó (mineralogia total) e as análises natural, glicolada e calcinada foram executadas.

Tabela 4.3 Resultado das análises de difração de raios X para todas as amostras

São Martinho da Serra	Mineralogia total	Análise das amostras orientadas (natural, glicolada e calcinada)	
Amostra 01	Esmectita	Esmectita Caolinita Plagioclásio	
	Quartzo		
	Feldspato alcalino		
	Hematita		
Amostra 02	Plagioclásio	Esmectita	
	Esmectita		
	Quartzo		
	Hematita		
Amostra 03	Plagioclásio	Esmectita Caolinita Quartzo	
	Esmectita		
	Quartzo		
	Feldspato alcalino		
	Hematita		
	Plagioclásio		
Silveira Martins	Goethita	Esmectita	
	Caolinita		
	Amostra 01		Esmectita
	Esmectita		
Quartzo			
Feldspato alcalino			
Amostra 02	Hematita	Esmectita	
	Plagioclásio		
	Esmectita		
	Feldspato alcalino		

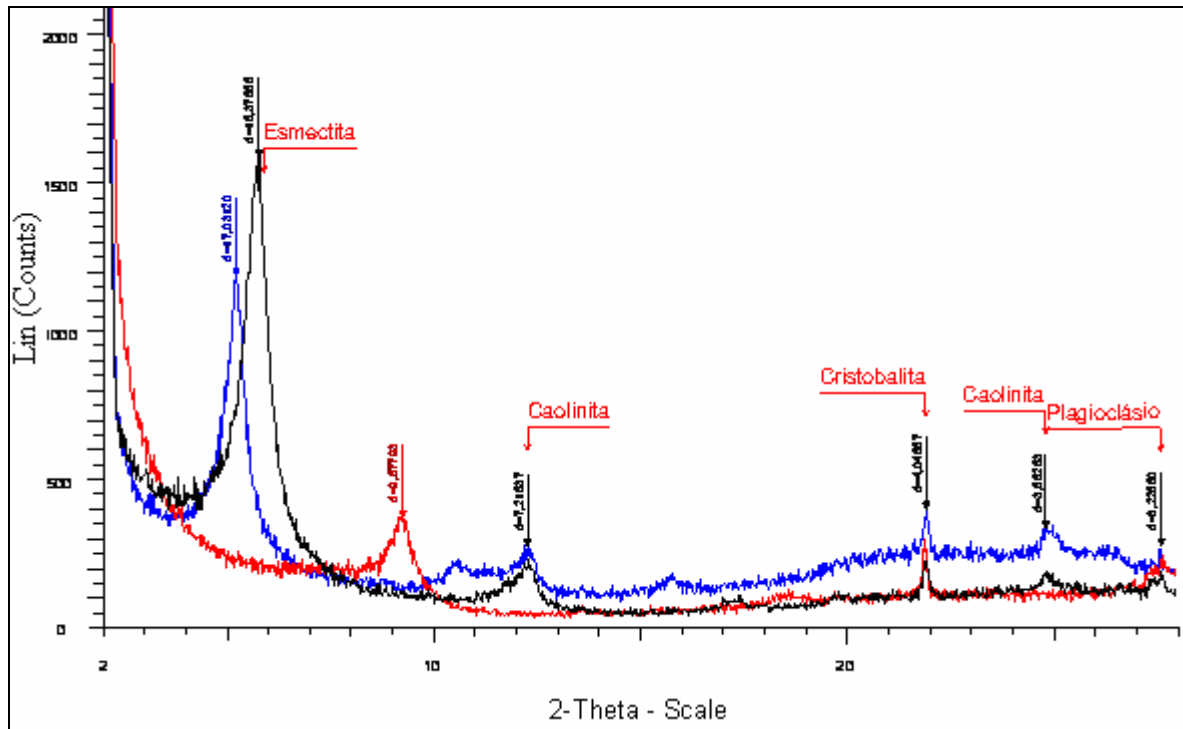


Figura 4.6 – Análise de difratometria de raios X da amostra 01 (“chumbinho”) do solo de São Martinho da Serra em amostras orientadas: natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho)

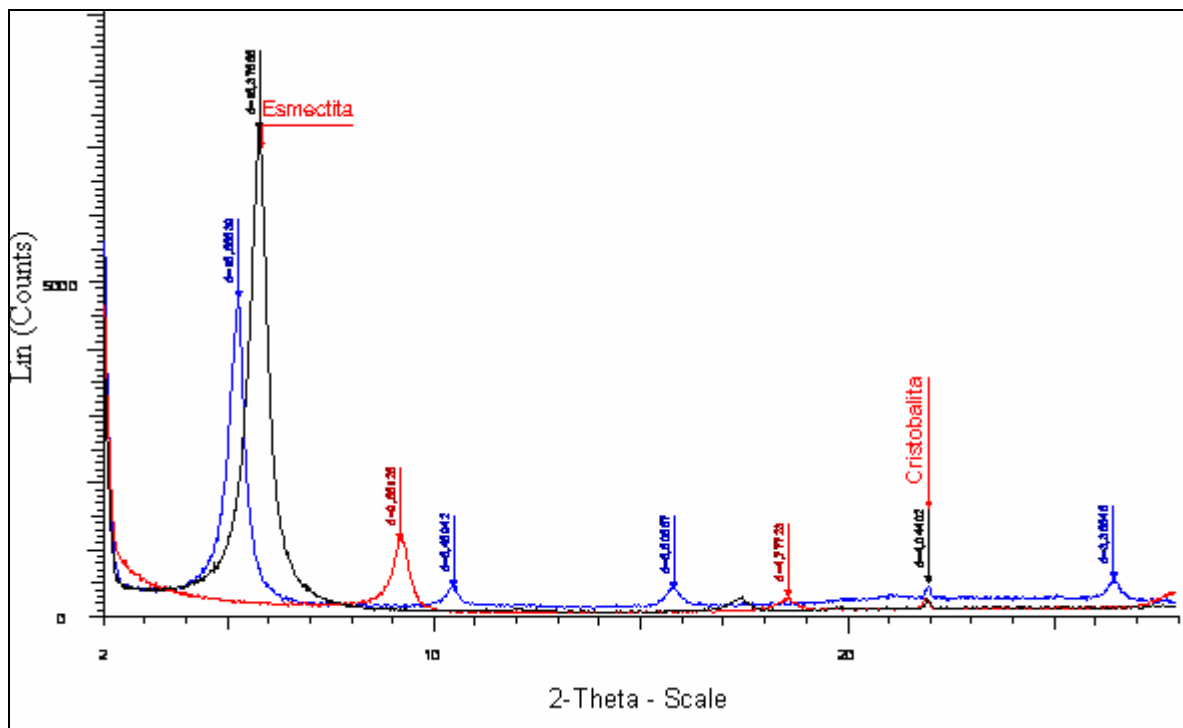


Figura 4.7 - Análise de difratometria de raios X da amostra 01 (“chumbinho”) do solo de Silveira Martins em amostras orientadas: natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho)

De acordo com os ensaios realizados, argilominerais expansivos do grupo das esmectitas foram indicados como principal constituinte da fração silte e argila. Argilominerais caoliníticos também estão presentes, porém em menor quantidade, o que é indicado pela baixa intensidade da banda de primeira ordem desse grupo. Fazem parte também da fração fina dos solos estudados a hematita, plagioclásio, feldspato alcalino, quartzo. A Tabela 4.3 apresenta um resumo dos resultados das análises de difração de raios X das amostras ensaiadas para as duas jazidas estudadas.

Nas Figuras 4.6 e 4.7 são apresentados os resultados obtidos nas análises de difratometria de raios X em amostras orientadas para as amostras 01 (“chumbinho”) das duas jazidas estudadas. É possível perceber a predominância dos argilominerais do grupo das esmectitas, reveladas pela maior intensidade de seus picos. Os dois materiais apresentam picos bem definidos de esmectitas o que caracteriza melhor a presença destes argilominerais.

No solo de São Martinho é possível perceber a presença de caolinita, indicada pela calcinação da amostra natural a 550 °C. Com a calcinação a banda da caolinita desapareceu em função da destruição deste argilomineral quando o mesmo é aquecido a temperaturas superiores a 500 °C. Para ambos os solos observam-se a presença significativa de esmectita (maior pico). A presença deste argilomineral é corroborada pelo ensaio de amostras saturadas em etileno glicol. O tratamento com esta substância aumentou o pico da banda de 15 Å para aproximadamente 17 Å nos dois solos.

A presença de esmectita na fração fina destes solos justifica o fato deles apresentarem limites de liquidez e plasticidade elevados mesmo o ensaio de granulometria não demonstrar que há fração argila nestes materiais. As esmectitas são argilominerais muito plásticos, possuem pequenas dimensões (da ordem de 0,01µm) possuindo uma grande superfície específica, podendo atingir 840 m²/g. Então, mesmo estando distribuídas no solo em pouca quantidade, as esmectitas conseguem apresentar altos índices de limites e alterar o comportamento do material devido a sua alta atividade.

O grupo de argilominerais das esmectitas apresenta a capacidade de aumentar seu volume em presença de água (expansão). Em revestimentos primários esse efeito não é deletério ao pavimento, porém, se estes materiais forem empregados em camadas estruturais, sua expansão pode danificar a estrutura (trincamentos excessivos na camada de revestimento),

principalmente, se em cima deste solo forem empregadas camadas muito delgadas (TS, por exemplo).

4.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, ISC E EXPANSÃO

Os resultados de ensaios para a determinação do Índice Suporte Califórnia (ISC) e de compactação dos solos de São Martinho da Serra e Silveira Martins são apresentados, respectivamente, nas Figuras 4.8 e 4.9.

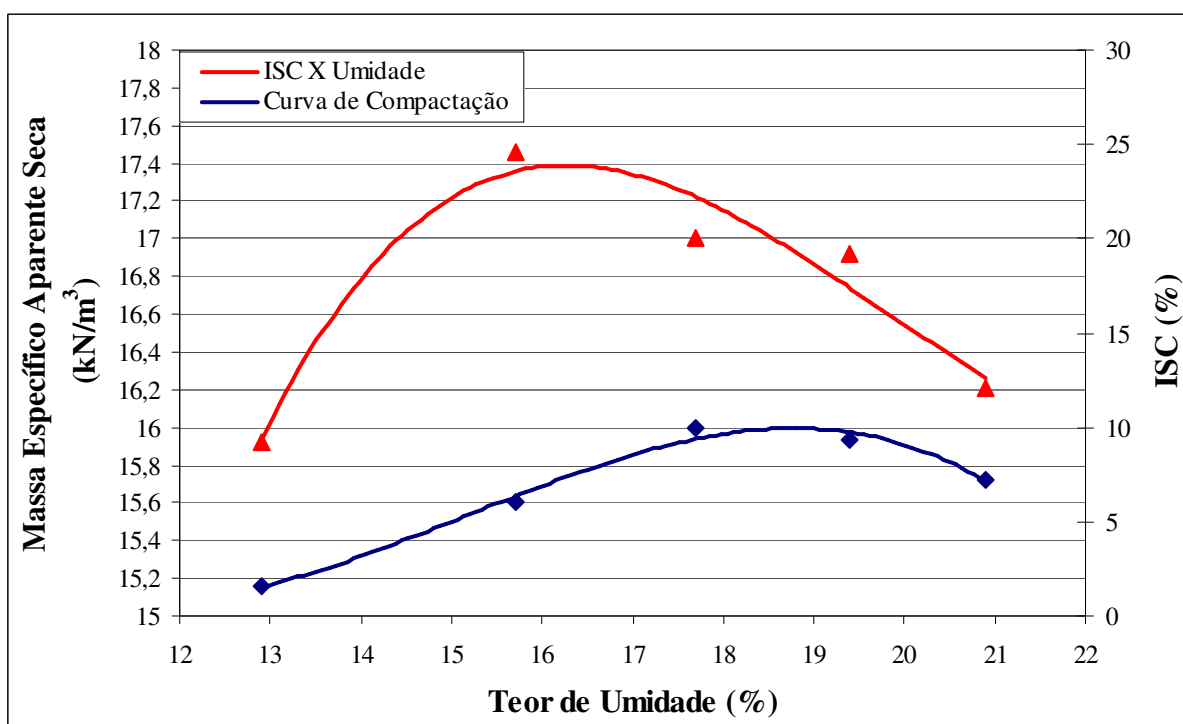


Figura 4.8 – Curvas de compactação e Índice Suporte Califórnia (ISC) para o solo de São Martinho da Serra na energia Proctor normal

Os parâmetros obtidos no ensaio de compactação e determinação do Índice Suporte Califórnia (ISC) são resumidos na Tabela 4.4. Analisando os resultados percebe-se que os pesos específicos aparente seco dos solos apresentam valores bem próximos. Em relação à umidade ótima (w_{ot}) o valor obtido para o material de São Martinho da Serra foi inferior a do solo de Silveira Martins devido principalmente, à sua granulometria mais graúda. Os Índices Suporte Califórnia (ISC) máximo obtidos para os solos de São Martinho da Serra e Silveira Martins foram, respectivamente, 24 e 21 %.

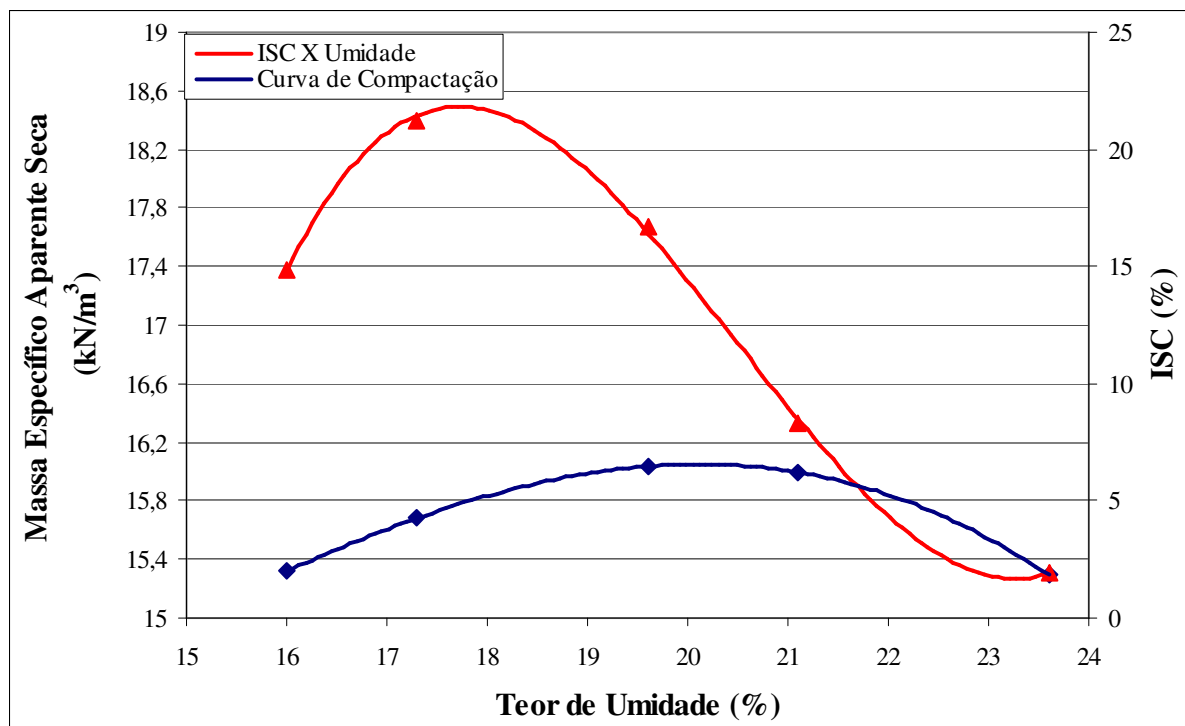


Figura 4.9 – Curvas de compactação e Índice Suporte Califórnia (ISC) para o solo de Silveira Martins na energia Proctor normal

A Figura 4.10 apresenta a curva expansão versus umidade para o solo de Silveira Martins. A expansão foi pouco expressiva, sendo inferior a 1 %. O solo de São Martinho da Serra não apresentou expansão no ensaio de CBR. Vale lembrar que o ensaio de expansão, neste caso do ISC, é feito com sobrecarga. Mesmo apresentando baixas expansões, é preciso ter cuidado para empregar estes materiais como camada estrutural de pavimento, principalmente se estas forem camadas delgadas, como um tratamento superficial. É preciso uma avaliação mais criteriosa sobre a expansão desses materiais tendo em vista os argilominerais expansíveis que a fração fina destes solos contém.

Tabela 4.4 – Resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação e ISC_{máx}

Jazida	w _{ot} (%)	γ _d (kN/m ³)	ISC _{máx} (%)
São Martinho da Serra	18,8	16,00	24
Silveira Martins	20,1	16,05	21

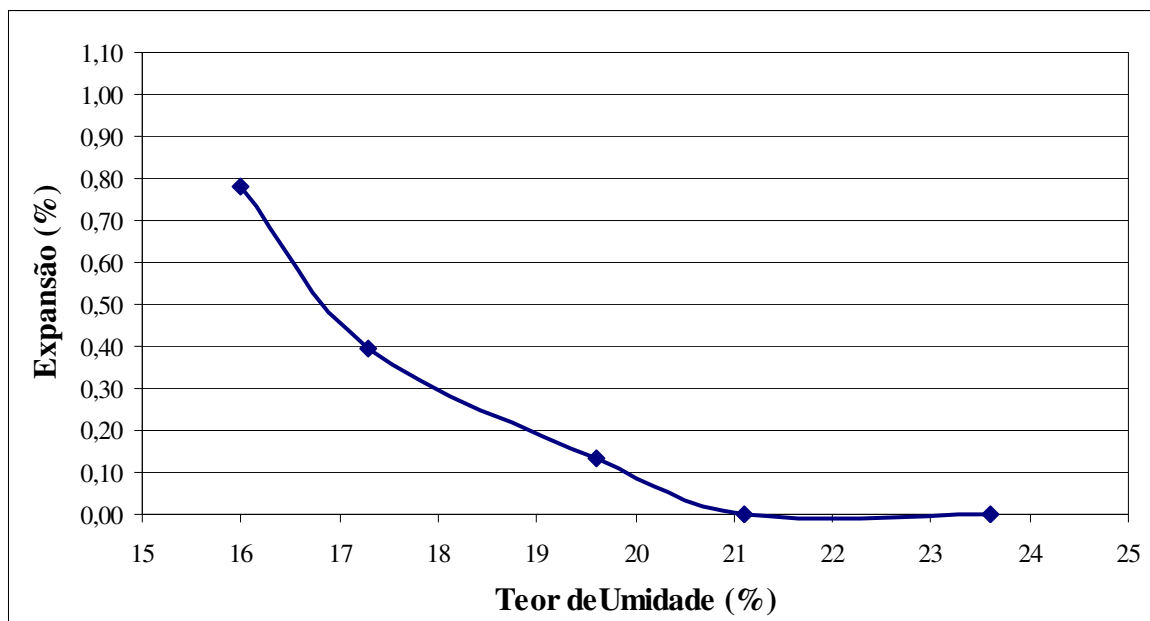


Figura 4.10 – Curva expansão versus umidade para o solo de Silveira Martins

De acordo com a norma DNER-ES 301/97 ambos os materiais estudados poderiam ser utilizados como sub-base de pavimentos por apresentaram $ISC > 20$ e expansão menor que 1,0 %. Observando a Figura 4.8, no solo de São Martinho da Serra se estabeleceu o intervalo de umidade de 14,5 a 18,5 % para que ao ISC fosse maior ou igual a 20 %. No solo de Silveira Martins este intervalo ficou compreendido entre 16,8 e 18,6 % de umidade de acordo com a Figura 4.9.

4.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto realizados neste trabalho seguiram a metodologia de moldagem e de execução descrita no Capítulo III. Foram ensaiados corpos-de-prova moldados em duas densidades, denominados de fofos e densos. As Tabelas 4.5, 4.6, 4.8 e 4.9 apresentam os valores característicos de índice de vazios (e), peso específico aparente seco (γ_d) e o grau de compactação (GC) para os corpos-de-prova ensaiados dos solos de São Martinho da Serra e de Silveira Martins. Os dados a e_1 , γ_{d1} e GC_1 são os valores obtidos na moldagem dos corpos-de-prova de acordo com metodologia apresentada no Capítulo III e foram estimados a partir da medida final da altura do corpo-de-prova somadas as deformações medidas em todo ensaio. Já os dados a e_2 , γ_{d2} e GC_2 referem-se aos valores calculados após a aplicação da respectiva tensão normal, sendo considerados como parâmetros iniciais de

ensaio, também estimados por retro-análise. O cálculo do grau de compactação foi em função do peso específico aparente seco máximo obtido na curva de compactação na energia Normal do ensaio de Proctor.

4.4.1 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o solo de São Martinho da Serra

4.4.1.1 Corpos-de-prova fofos

Os valores dos índices de vazios (e_1 e e_2), juntamente com seus respectivos pesos específicos aparentes secos (γ_{d1} e γ_{d2}) e graus de compactação (GC_1 e GC_2) para as amostras fofas são expostos na Tabela 4.5. Os valores e_1 , γ_{d1} e GC_1 são os parâmetros obtidos de acordo com o processo de moldagem descrito anteriormente. As Figuras 4.11, 4.12 e 4.13 apresentam graficamente os resultados obtidos nestes ensaios, sendo que cada figura mencionada representa, respectivamente, o gráfico tensão-deformação, a variação volumétrica e a tensão cisalhante normalizada versus o deslocamento horizontal.

Tabela 4.5 – Valores de índice de vazio e peso específico aparente seco obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas do solo de São Martinho da Serra

	Tensão Normal (kPa)	e_1	γ_{d1} (kN/m ³)	GC_1 (%)	e_2	γ_{d2} (kN/m ³)	GC_2 (%)
Ensaio 01	200	1,50	11,13	69,38	1,20	12,62	78,75
Ensaio 02	200	1,58	10,78	67,50	1,17	12,83	80,00
Ensaio 03	200	1,55	10,89	68,13	1,19	12,69	79,40
Ensaio 04	400	1,51	11,09	69,38	1,04	13,62	85,00
Ensaio 05	400	1,54	10,97	68,75	1,12	13,11	81,88
Ensaio 06	400	1,53	10,99	68,75	1,07	13,44	83,75
Ensaio 07	600	1,53	10,97	68,75	0,99	13,96	87,50
Ensaio 08	600	1,48	11,20	70,00	1,02	13,74	85,63
Ensaio 09	600	1,63	10,58	66,25	1,03	13,67	85,63

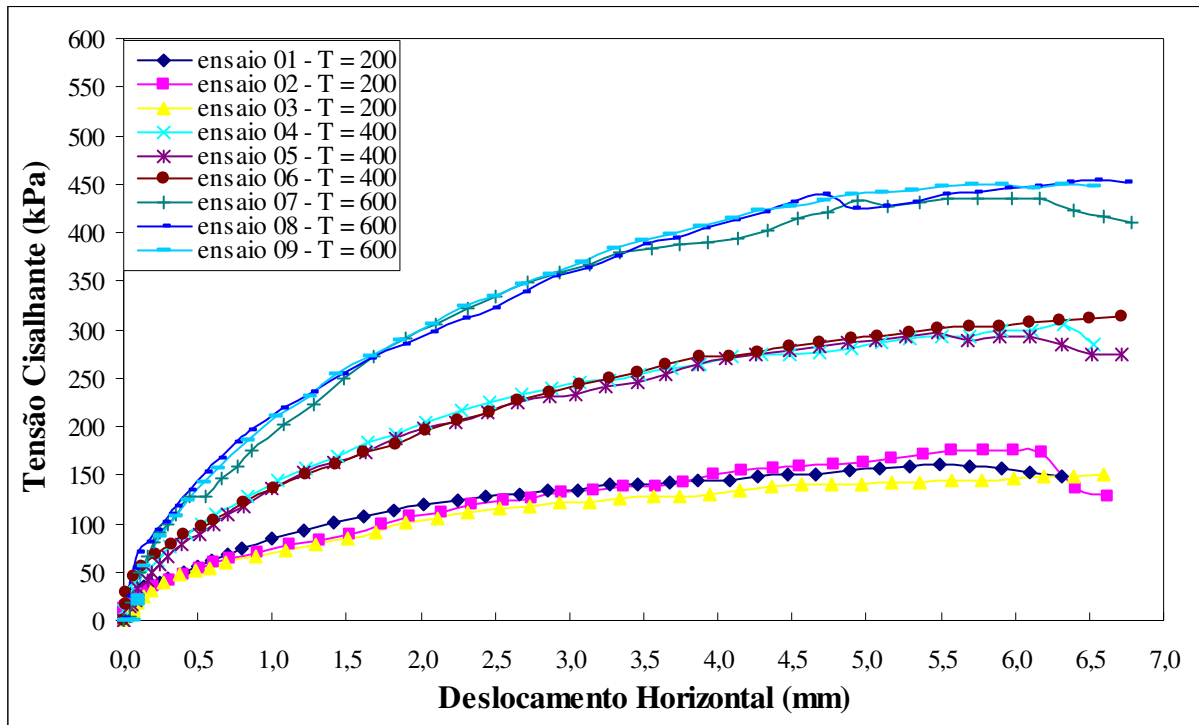


Figura 4.11 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas no ensaio de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos do solo de São Martinho da Serra

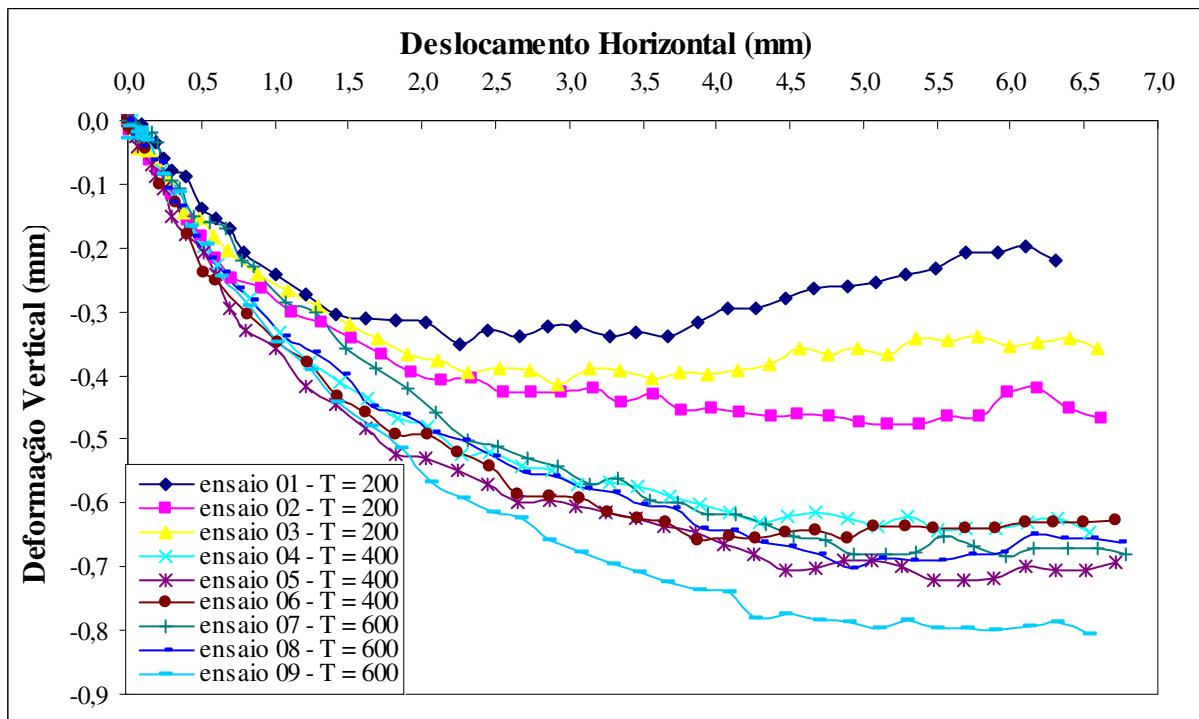


Figura 4.12 – Curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos do solo de São Marinho da Serra

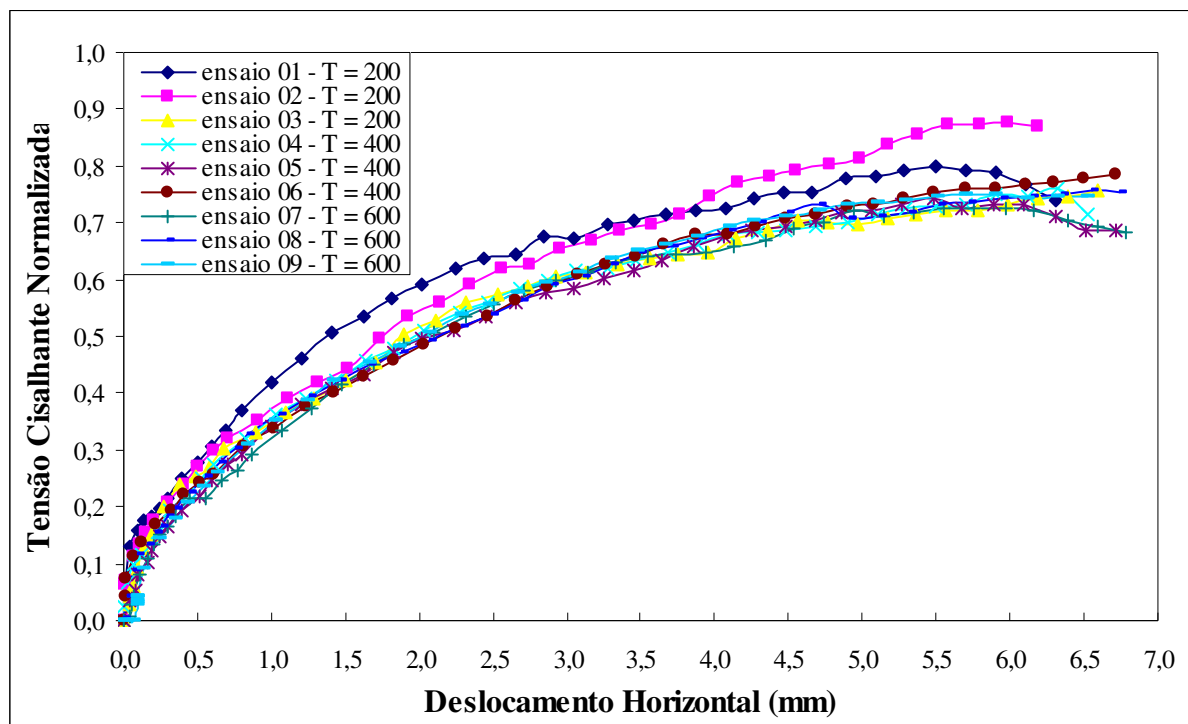


Figura 4.13 - Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos do solo de São Marinho da Serra

Nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas do solo de São Marinho da Serra é possível observar que há um claro crescimento na tensão cisalhante com a tensão normal, como mostra o gráfico tensão cisalhante versus deslocamento horizontal na Figura 4.11. Verifica-se, também, que seu comportamento tensão-deformação é bastante similar entre os três níveis de tensão normal aplicados, aumentando as tensões cisalhantes com deslocamento horizontal, até próximo de 6 mm, onde, a partir daí, as tensões tenderam a permanecer constantes. É interessante notar que mesmo havendo uma significativa variação no índice de vazios durante a aplicação da carga vertical do ensaio (e_2), a forma das curvas tensão-deformação é muito semelhante. Isto indica que o uso da mesma técnica de moldagem dos corpos-de-prova, e valores de e_1 similares, foi importante nos resultados. A Figura 4.13 ratifica esta afirmação mostrando que, ao se desconsiderar o efeito da tensão normal, as curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento praticamente se sobrepõem. A tensão cisalhante normalizada é a razão da tensão cisalhante determinada no ensaio pela sua respectiva tensão normal.

A Figura 4.12 mostra que somente os corpos-de-prova ensaiados com tensão normal de 200 kPa mostraram um comportamento diferenciado em relação à deformação

volumétrica, apresentando redução e aumento de volume durante o cisalhamento. Isto não ocorreu para tensões maiores (400 e 600 kPa), onde houve somente redução de volume dos corpos-de-prova ensaiados.

4.4.1.2 Corpos-de-prova densos

Os índices de vazios referidos (e_1 e e_2) juntamente com seus respectivos pesos específicos aparentes secos (γ_{d1} e γ_{d2}) e graus de compactação (GC_1 e GC_2) para as amostras densas estão expostos na Tabela 4.6. Os valores e_1 , γ_{d1} e GC_1 são parâmetros obtidos da curva de compactação para a umidade ótima (w_{ot}). Os resultados dos ensaios, apresentados graficamente, são mostrados nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14, na mesma ordem utilizada para as amostras fofas.

Tabela 4.6 – Valores de índice de vazios e peso específico aparente seco obtidos para os ensaios de cisalhamento direto em amostras densas do solo de São Martinho da Serra

	Tensão Normal (kPa)	e_1	γ_{d1} (kN/m ³)	GC_1 (%)	e_2	γ_{d2} (kN/m ³)	GC_2 (%)
Ensaio 01	200	0,74	15,95	100	0,69	16,45	102,50
Ensaio 02	200	0,74	15,96	100	0,68	16,52	103,13
Ensaio 03	400	0,74	16,01	100	0,66	16,76	105,00
Ensaio 04	400	0,74	16,00	100	0,67	16,67	104,38
Ensaio 05	600	0,74	16,00	100	0,63	17,11	108,87
Ensaio 06	600	0,74	16,03	100	0,66	16,79	105,00

Da mesma maneira que nas fofas, nas amostras densas também se observou um aumento da tensão cisalhante para cada incremento da tensão normal. No gráfico tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, apresentado na Figura 4.14, notou-se que a resistência de pico ocorreu para valores crescentes de deslocamento horizontal acompanhando o incremento das tensões verticais aplicadas no ensaio. Além disso, o ganho de resistência ao cisalhamento deste material na condição densa não é linear em relação ao crescimento da tensão normal. Na Figura 4.16, gráfico tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal, estas afirmações são melhores visualizadas. O solo apresenta um baixo grau de fragilidade devido à queda suave nos valores de resistência após esta atingir seu valor máximo.

Com relação à variação volumétrica estimada a partir do gráfico deslocamento vertical versus deslocamento horizontal (Figura 4.15), os resultados dos ensaios em corpos-de-prova densos mostraram redução de volume no início do ensaio (até 1,0 a 1,5 mm de deslocamento horizontal) e expansão para deslocamentos maiores. A exceção foi o ensaio 04 que apresentou um comportamento diferenciado. Durante este ensaio ocorreu falta de energia elétrica durante o ensaio, por um período de dez minutos, o que talvez tenha interferido no resultado.

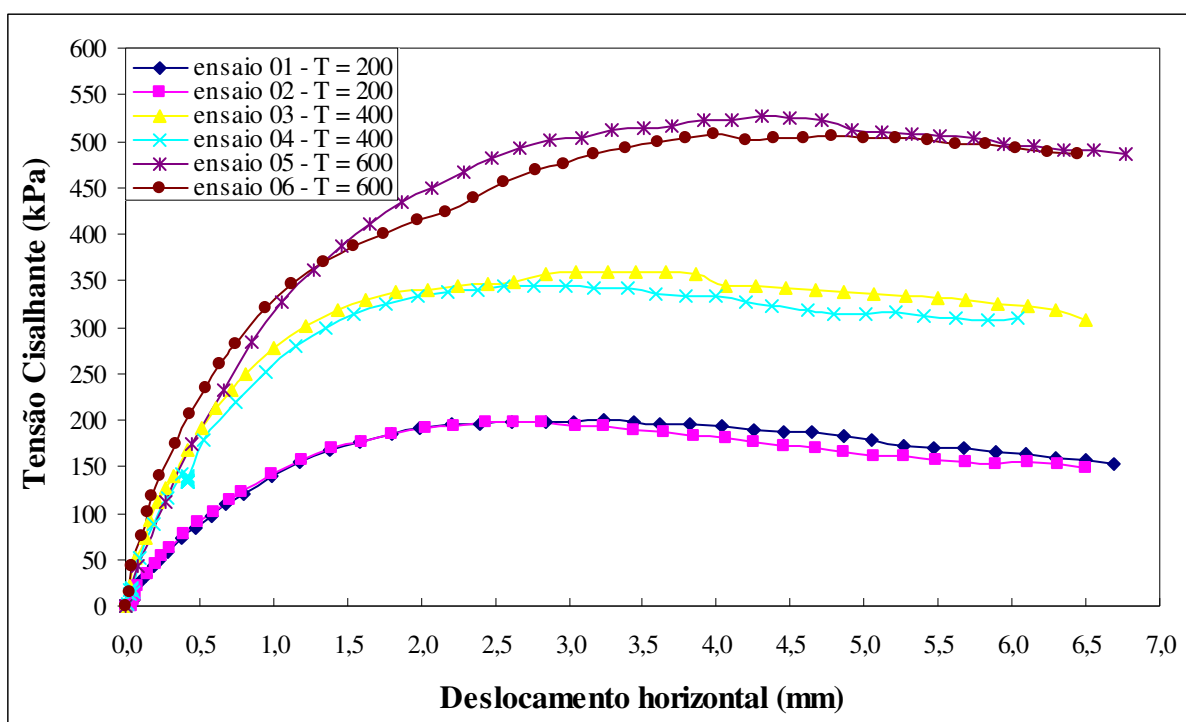


Figura 4.14 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de São Martinho da Serra

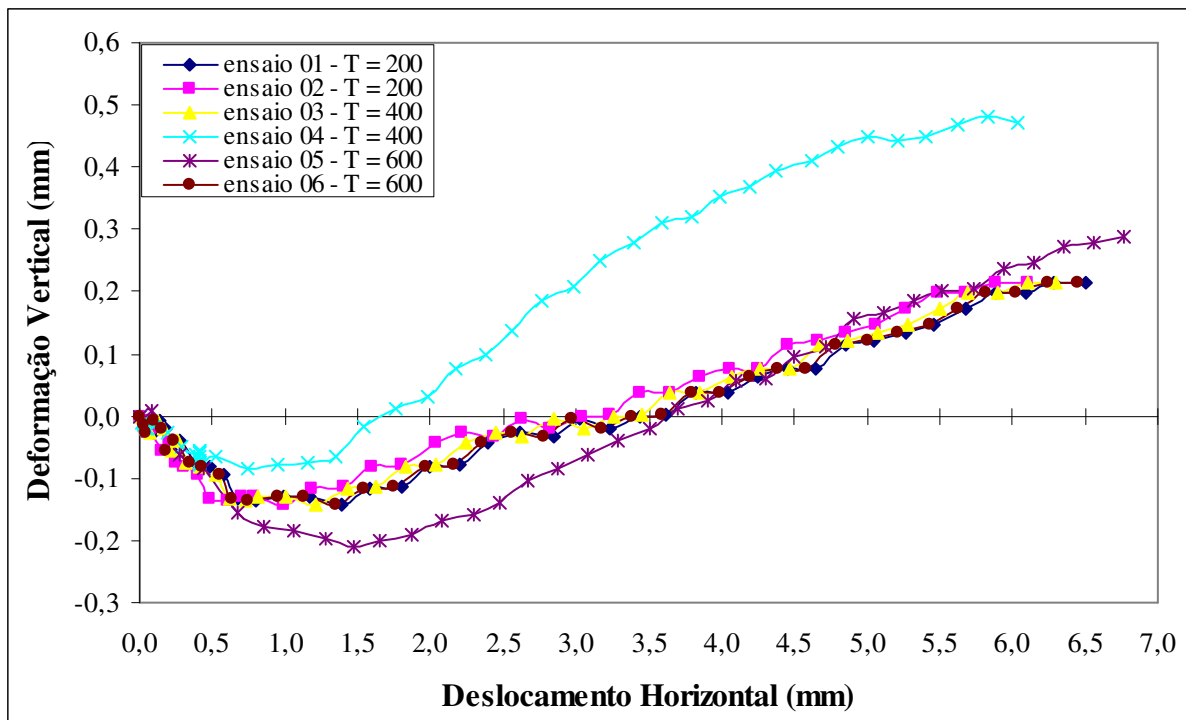


Figura 4.15 – Curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de São Marinho da Serra

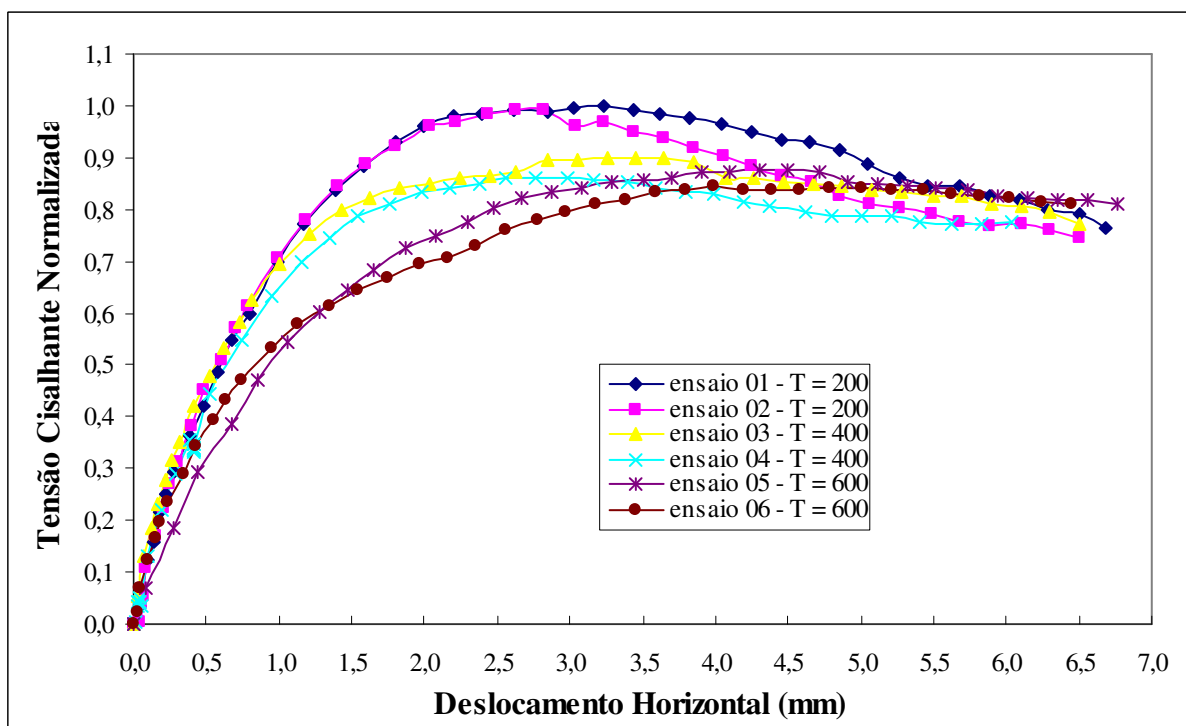


Figura 4.16 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de São Martinho da Serra

4.4.1.3 Envoltórias de ruptura para amostras fofas e densas

Com os ensaios de cisalhamento direto, realizados em corpos-de-prova fofos e densos, foi possível definir a envoltória de ruptura de pico em termos de tensões efetivas. Os valores máximos de resistência obtidos nas curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal foram plotados em gráfico com as suas respectivas tensões normais. Desta forma, foi possível determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos. A Figura 4.17 apresenta as envoltórias de ruptura para as amostras densas e fofas do solo de São Martinho da Serra.

Analisando as envoltórias de ruptura apresentadas observa-se um aumento nos parâmetros de resistência com a redução do índice de vazios (compactação) para o solo analisado. De acordo com os resultados, consegue-se um ganho de 3° em relação ao ângulo de atrito interno (ϕ') deste solo e um aumento do intercepto coesivo (c') na ordem de 18 kPa com a compactação deste material na energia Proctor normal. Vale ressaltar que estas constatações valem para tensões verticais elevadas, superiores a 200 kPa, e amostras ensaiadas na condição inundada. A Tabela 4.6 apresenta o resumo dos parâmetros de resistência obtidos.

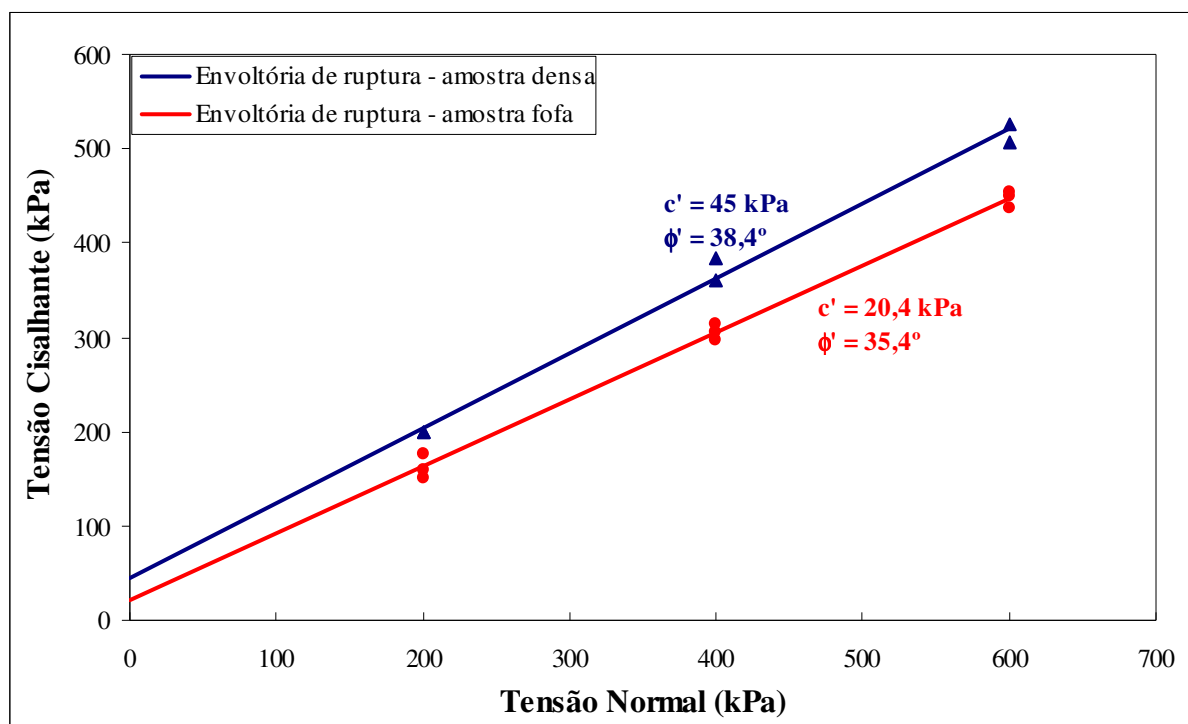


Figura 4.17 – Envoltórias de ruptura no gráfico tensão cisalhante versus tensão normal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas e densas para o solo de São Martinho da Serra

Tabela 4.7 – Resumo dos parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto para amostras fofas e densas do solo de São Martinho da Serra

Amostra	c' (kPa)	ϕ' (°)
Densa	38,4	38,5
Fofa	20,4	35,4

4.4.2 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o solo de Silveira Martins

4.4.2.1 Corpos-de-prova fofos

Os valores dos índices de vazios referidos (e_1 e e_2) juntamente com seus respectivos pesos específicos aparentes secos (γ_{d1} e γ_{d2}) e graus de compactação (GC_1 e GC_2) para as amostras fofas são expostos na Tabela 4.7. Os valores e_1 , γ_{d1} e GC_1 são parâmetros obtidos de acordo com o processo de moldagem descrito anteriormente. As Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 apresentam graficamente os resultados obtidos nestes ensaios sendo que cada figura mencionada representa, respectivamente, o gráfico tensão-deformação, a variação volumétrica e a tensão cisalhante normalizada versus o deslocamento horizontal.

Tabela 4.8 – Valores de índice de vazios e peso específico aparente seco obtidos para os ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas do solo de Silveira Martins

	Tensão Normal (kPa)	e_1	γ_{d1} (kN/m ³)	GC_1 (%)	e_2	γ_{d2} (kN/m ³)	GC_2 (%)
Ensaio 01	200	1,77	10,04	62,50	1,16	12,91	80,63
Ensaio 02	200	1,68	10,39	65,00	1,08	13,36	83,75
Ensaio 03	200	1,73	10,18	63,75	1,10	13,23	82,50
Ensaio 04	400	1,65	10,50	65,63	1,07	13,45	84,38
Ensaio 05	400	1,78	10,02	62,50	1,08	13,37	83,75
Ensaio 06	400	1,65	10,48	65,63	1,01	13,83	86,25
Ensaio 07	600	1,67	10,44	65,00	0,99	14,02	87,50
Ensaio 08	600	1,67	10,41	65,00	1,03	13,72	85,63
Ensaio 09	600	1,70	10,32	64,38	1,00	13,90	86,88

Analisando as curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos corpos-de-prova fofos do solo de Silveira Martins observou-se o crescimento da tensão cisalhante com o incremento da tensão vertical sem apresentar pico de resistência (Figura 4.18). O comportamento tensão-deformação é bastante similar entre os três níveis de tensão normal aplicados, aumentando as tensões cisalhantes com o deslocamento horizontal, até próximo de 6 mm, onde, a partir daí, as tensões tenderam a permanecerem constantes. Mesmo com uma significativa variação no índice de vazios inicial do ensaio (e_2), mas utilizando a mesma técnica de moldagem dos corpos-de-prova, a forma das curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal tende a ser a mesma. Da mesma maneira que nas amostras fofas do solo de São Martinho da Serra, quando plotadas a tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal, as curvas formadas praticamente se sobrepõem como pode ser observado na Figura 4.20.

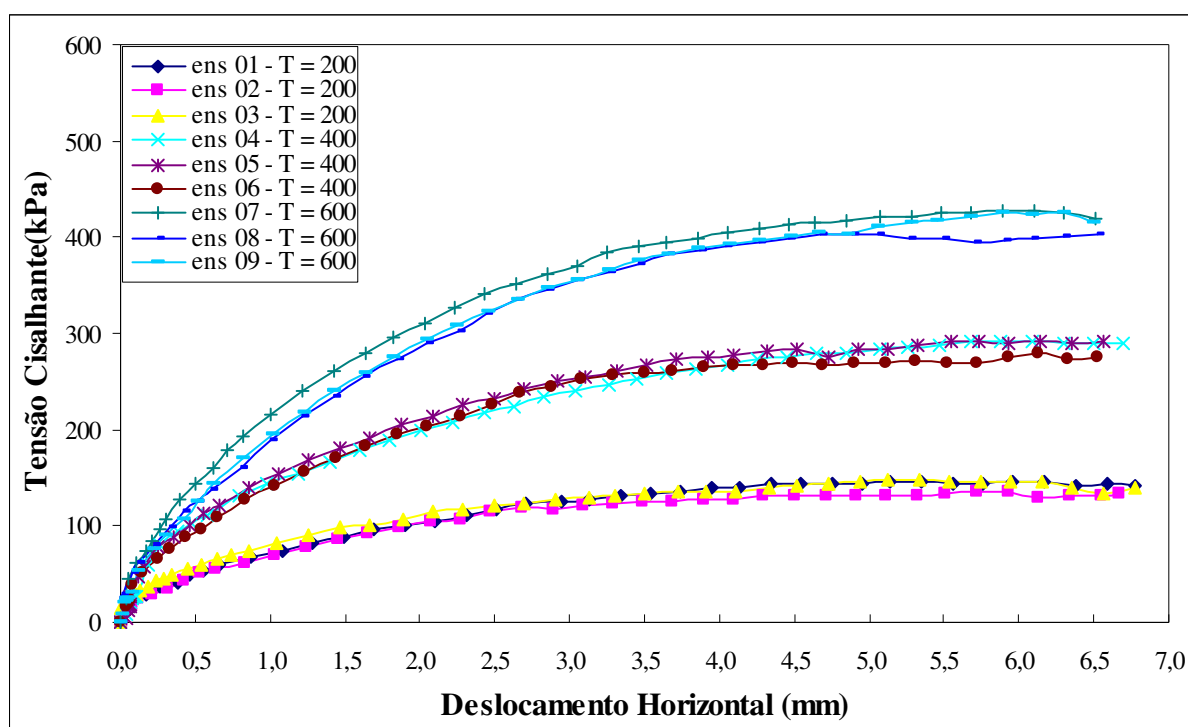


Figura 4.18 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos para o solo de Silveira Martins

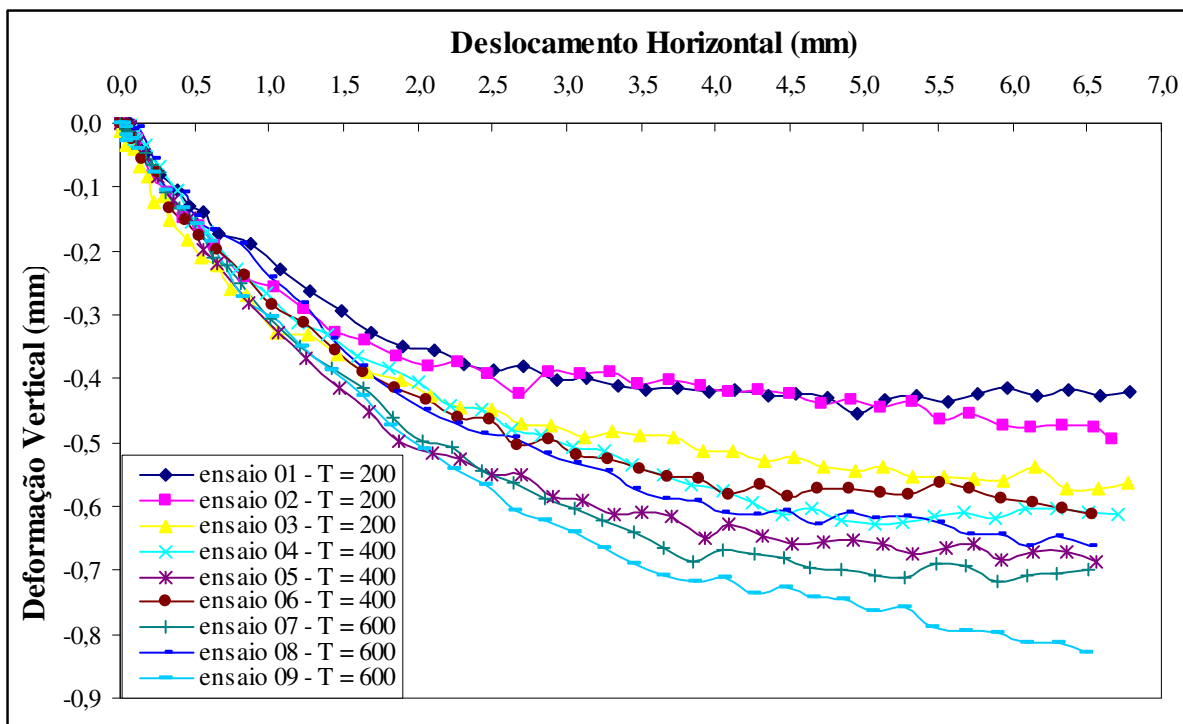


Figura 4.19 – Curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos para o solo de Silveira Martins

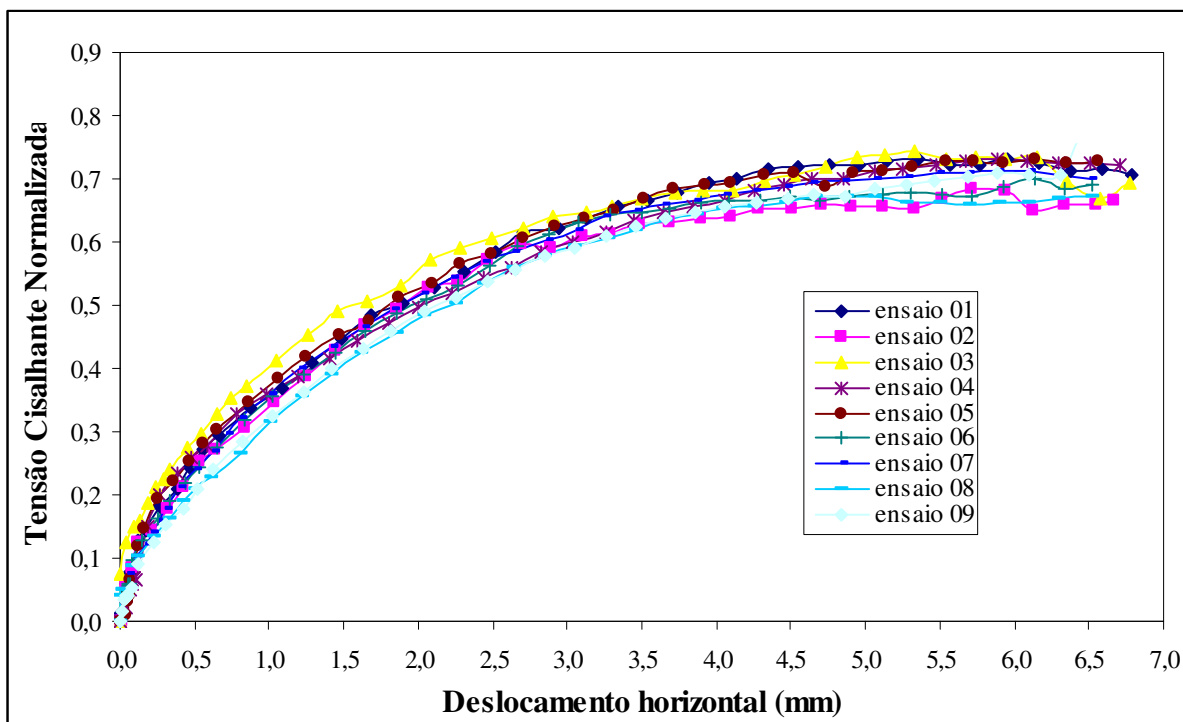


Figura 4.20 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova fofos para o solo de Silveira Martins

Observando as curvas de deformação vertical versus deslocamento horizontal notou-se que as amostras fofas do solo de Silveira Martins apresentaram somente comportamento de contração para todas as tensões verticais aplicadas. Existe uma clara tendência dos corpos-de-prova fofos sofrerem maior deformação vertical à medida que se aumenta a tensão normal, como pode ser observado na Figura 4.19.

4.4.2.2 Corpos-de-prova densos

Os índices de vazios referidos (e_1 e e_2) juntamente com seus respectivos pesos específicos aparentes secos (γ_{d1} e γ_{d2}) e graus de compactação (GC_1 e GC_2) para as amostras densas estão expostos na Tabela 4.8. Como referido anteriormente os valores e_1 , γ_{d1} e GC_1 correspondem aos parâmetros obtidos da curva de compactação. Os resultados dos ensaios, apresentados graficamente, são mostrados nas Figuras 4.21, 4.22 e 4.23, na mesma ordem utilizada para as amostras fofas.

Tabela 4.9 – Valores de índice de vazios e peso específico aparente seco obtidos para os ensaios de cisalhamento direto em amostras densas do solo de Silveira Martins

	Tensão Normal (kPa)	e_1	γ_{d1} (kN/m ³)	GC_1 (%)	e_2	γ_{d2} (kN/m ³)	GC_2 (%)
Ensaio 01	200	0,74	16,03	100,00	0,66	16,74	104,38
Ensaio 02	200	0,76	15,80	98,75	0,70	16,38	102,50
Ensaio 03	400	0,75	15,91	99,38	0,68	16,60	103,75
Ensaio 04	400	0,74	16,03	100,00	0,66	16,75	104,38
Ensaio 05	600	0,74	15,98	100,00	0,64	16,93	105,63
Ensaio 06	600	0,75	15,88	99,38	0,65	16,87	105,63

Analisando as curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal observa-se que a tensão cisalhante aumenta diretamente com o crescimento da tensão vertical. A máxima tensão foi atingida com deslocamentos da ordem de 2,5 a 3,0 mm para todos os ensaios realizados, com exceção do ensaio 06 que atinge a resistência de pico com mais de 5,0 mm de deslocamento. Nota-se também, uma queda suave na resistência ao cisalhamento após esta atingir seu valor máximo, o que caracteriza um solo com baixa fragilidade quando compactado em termos de resistência ao cisalhamento.

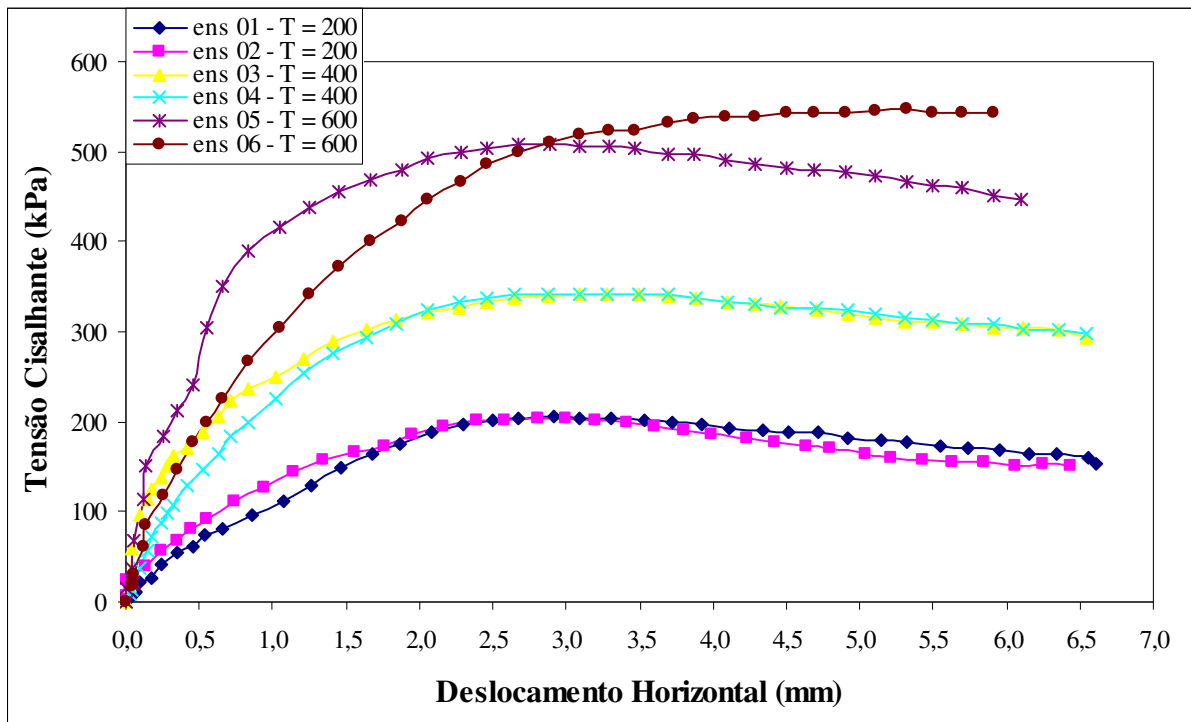


Figura 4.21 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de Silveira Martins

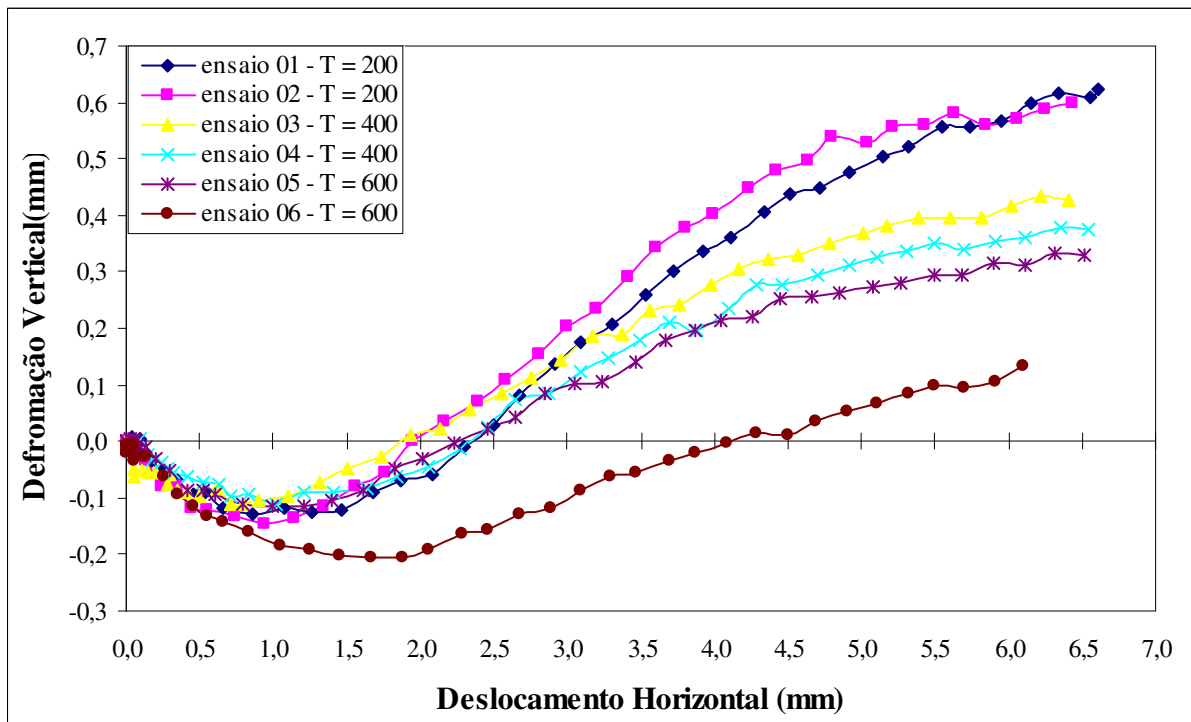


Figura 4.22 – Curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de Silveira Martins

Observando as curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal constatou-se que até um deslocamento em torno de 1,0 mm ocorre contração nos corpos-de-prova. A partir deste valor passa a predominar o comportamento de expansão nestas amostras densas. A exceção foi o ensaio 06 onde o comportamento de contração ocorre até cerca de 2,0 mm tendo a partir daí um comportamento de expansão. Conforme se aumenta a tensão vertical, embora a redução do volume inicial tenda a ser a mesma, porém a posterior expansão é menor para as tensões normais mais altas.

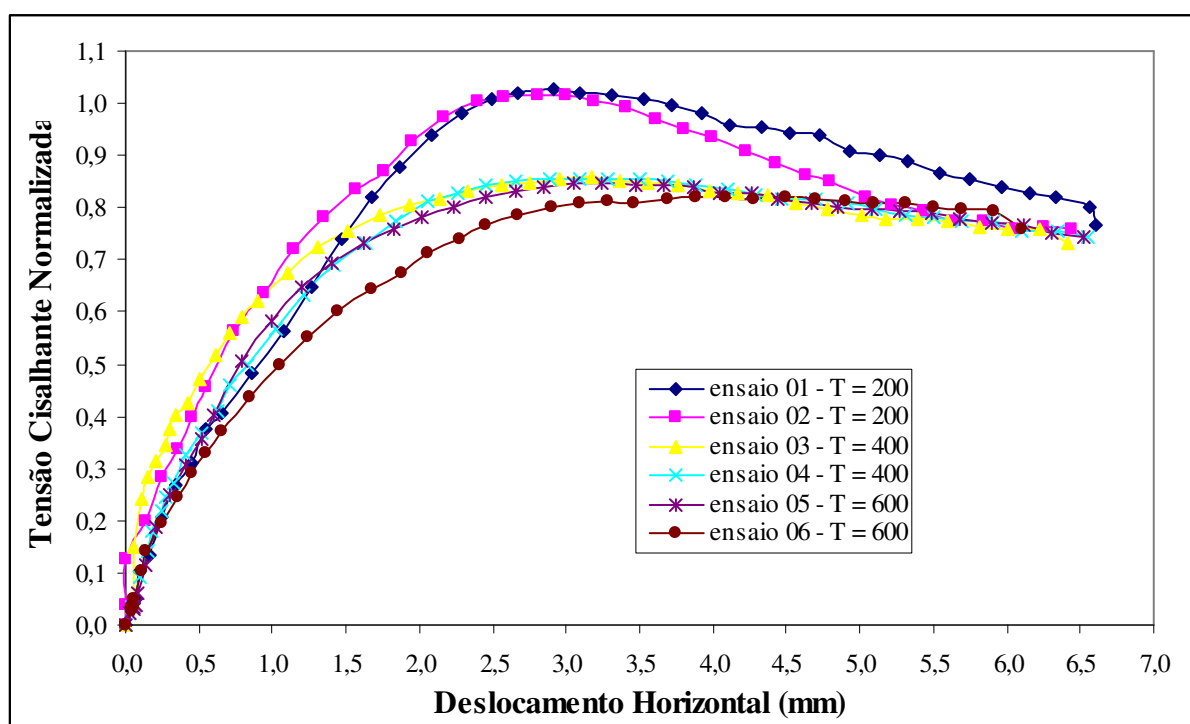


Figura 4.23 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova densos para o solo de Silveira Martins

4.4.2.3 Envoltórias de ruptura para amostras fofas e densas

Com os ensaios de cisalhamento direto, realizados em corpos-de-prova fofos e densos, foi possível definir a envoltória de ruptura de pico em termos de tensões efetivas. Os valores máximos de resistência obtidos nas curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal foram plotados em gráfico com as suas respectivas tensões normais. Desta forma, foi possível

determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento destes solos. A Figura 4.24 apresenta as envoltórias de ruptura para as amostras densas e fofas do solo de Silveira Martins.

Analisando as envoltórias de ruptura apresentadas, observa-se um ganho nos parâmetros de resistência ao cisalhamento com a redução do índice de vazios (compactação) para o solo analisado. De acordo com os resultados, consegue-se um ganho pouco significativo de 2° em relação ao ângulo de atrito interno (ϕ') e um aumento mais expressivo do intercepto coesivo (c') na ordem de 45 kPa com a compactação deste material na energia Proctor normal. Vale ressaltar que estas constatações valem para tensões verticais altas, acima de 200 kPa, e o solo ensaiado na condição inundada. A Tabela 4.10 apresenta o resumo dos parâmetros de resistência obtidos.

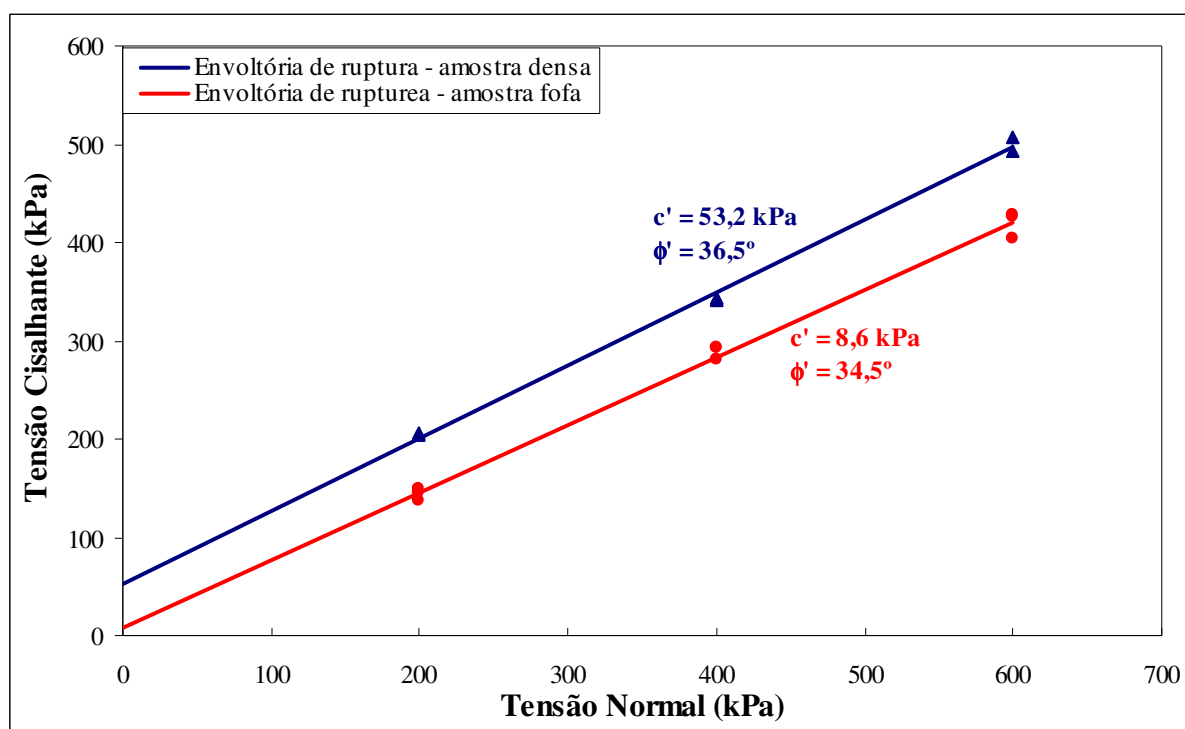


Figura 4.24 – Envoltórias de ruptura no gráfico tensão cisalhante versus tensão normal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas e densas para o solo de Silveira Martins

Observando as envoltórias de ruptura obtidas para os dois solos, nota-se que o comportamento do solo de Silveira Martins tende a se aproximar de um solo coesivo com o aumento do seu peso específico aumentando o intercepto coesivo. Já para o solo de São Martinho da Serra, não ocorreu um aumento tão importante do valor do intercepto coesivo e há um maior aumento do ângulo de atrito interno do material.

Tabela 4.10 – Resumo dos parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto para amostras fofas e densas do solo de Silveira Martins

Amostra	c' (kPa)	ϕ' (°)
Densa	53,2	36,5
Fofa	8,60	34,5

Os resultados obtidos mostram, principalmente, um aumento expressivo nos parâmetros de resistência (c' e ϕ') das amostras na condição densa em relação às amostras fofas. Isto implica, de forma direta, uma maior resistência as deformações cisalhantes (plásticas) para revestimentos primários compactados, tendo em vista que a resistência ao cisalhamento é definida pelos parâmetros c' e ϕ' . A importância do grau de compactação no parâmetro de resistência é quantificada no Capítulo V desta dissertação, ao verificar-se a segurança da camada de solo contra a ruptura por cisalhamento.

Outro ponto importante é que quanto maiores são as forças coesivas totais no solo (que incluem a sucção), menor a tendência deste material sofrer com a erosão e com o arrancamento das partículas devido à abrasão entre pneu e a camada de rolamento. Com maior resistência às deformações e ao desgaste e sendo menos erodível, o revestimento primário tende a ser mais durável ao longo do tempo quanto exposto as intempéries e ao tráfego, diminuindo as intervenções nas rodovias e reduzindo os custos de manutenção.

Outra questão não menos importante, é que o solo quanto compactado apresenta menor permeabilidade. Desde que o perfil longitudinal seja executado corretamente e também as obras de drenagem, o solo menos permeável facilita o escoamento superficial das águas impedindo que esta se infiltre demasiadamente no material e atinja camadas mais profundas, não saturando o subleito.

4.5 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA

A curva retenção de água descreve a capacidade de armazenamento de água do solo quando o mesmo é submetido a diferentes níveis de sucção, trajetórias de umedecimento e/ou secagem. Esta curva é uma das principais relações constitutivas para entender e interpretar a resposta de um solo na condição não saturada. A quantidade de água contida nos vazios do

solo pode ser expressa pelo teor de umidade (gravimétrico ou volumétrico) ou pelo grau de saturação. Nesta dissertação as curvas características dos materiais analisados foram representadas pela sucção do solo versus grau de saturação. A técnica do papel filtro foi a utilizada para determinar a sucção no solo.

Os índices físicos iniciais das amostras ensaiadas (e_0 , γ_{d0} , w_0 e S_{r0}), a equação utilizada para o ajuste das curvas características e os resultados obtidos para os solos estudados serão apresentados nesta seção.

As Tabelas 4.11 e 4.12 apresentam os parâmetros iniciais obtidos na moldagem das amostras utilizadas para a determinação das curvas retenção dos solos de São Martinho da Serra e de Silveira Martins, nas condições fofa e densa. As amostras fofas e densas foram moldadas de acordo com seus respectivos procedimentos descritos no Capítulo III desta dissertação. Com o principal objetivo de analisar a influência do índice de vazios na sucção dos solos analisados, moldaram-se, então, amostras nas duas condições referidas anteriormente.

Tabela 4.11 – Características iniciais das amostras utilizadas para a determinação das curvas de retenção de água do solo de São Martinho da Serra

Amostra	e_0	γ_{d0} (kN/m^3)	w_0 (%)	S_{r0} (%)	Trajatória
Densa 01	0,74	16,00	19,37	72,79	Secagem
Densa 02	0,74	16,00	19,37	72,79	Secagem
Densa 03	0,74	16,00	19,37	72,79	Secagem
Densa 04	0,74	16,00	19,37	72,79	Secagem
Densa 05	0,74	16,00	19,37	72,79	Secagem
Densa 06	0,74	16,00	19,37	72,79	Secagem
Densa 07	0,74	16,00	19,37	72,79	Umedecimento
Densa 08	0,74	16,00	19,37	72,79	Umedecimento
Fofa 01	1,03	13,70	4,19	11,33	Secagem
Fofa 02	1,03	13,70	4,19	11,33	Umedecimento
Fofa 03	1,03	13,70	4,19	11,33	Umedecimento
Fofa 04	1,03	13,70	4,19	11,33	Umedecimento
Fofa 05	1,03	13,70	4,19	11,33	Umedecimento
Fofa 06	1,03	13,70	4,19	11,33	Umedecimento
Fofa 07	1,03	13,70	4,19	11,33	Umedecimento
Fofa 08	1,03	13,70	4,19	11,33	Umedecimento

Tabela 4.12 – Características iniciais das amostras utilizadas para a determinação das curvas retenção de água do solo de Silveira Martins

Amostra	e_0	γ_{d0} (kN/m^3)	w_0 (%)	S_{r0} (%)	Trajectoria
Densa 01	0,74	16,01	20,39	76,68	Secagem
Densa 02	0,74	16,01	20,39	76,68	Secagem
Densa03	0,74	16,01	20,39	76,68	Secagem
Densa 04	0,74	16,01	20,39	76,68	Secagem
Densa 05	0,74	16,01	20,39	76,68	Secagem
Densa 06	0,74	16,01	20,39	76,68	Secagem
Densa 07	0,75	16,01	20,39	76,68	Umedecimento
Densa 08	0,74	16,01	20,39	76,68	Umedecimento
Fofa 01	1,06	13,51	7,34	19,27	Secagem
Fofa 02	1,06	13,51	7,34	19,27	Secagem
Fofa 03	1,06	13,51	7,34	19,27	Umedecimento
Fofa 04	1,06	13,51	7,34	19,27	Umedecimento
Fofa 05	1,06	13,51	7,34	19,27	Umedecimento
Fofa 06	1,06	13,51	7,34	19,27	Umedecimento
Fofa 07	1,06	13,51	7,34	19,27	Umedecimento
Fofa 08	1,06	13,51	7,34	19,27	Umedecimento

As curvas características dos dois solos estudados foram determinadas para duas condições de índices de vazios como mostrados nas Tabelas 4.11 e 4.12. Os dados experimentais apresentaram, de maneira geral, pouca dispersão nas quatro curvas características obtidas. As Figuras 4.25 e 4.26 apresentam as curvas características para o solo de São Martinho e Silveira Martins, respectivamente, para as duas condições estudadas, densa e fofa.

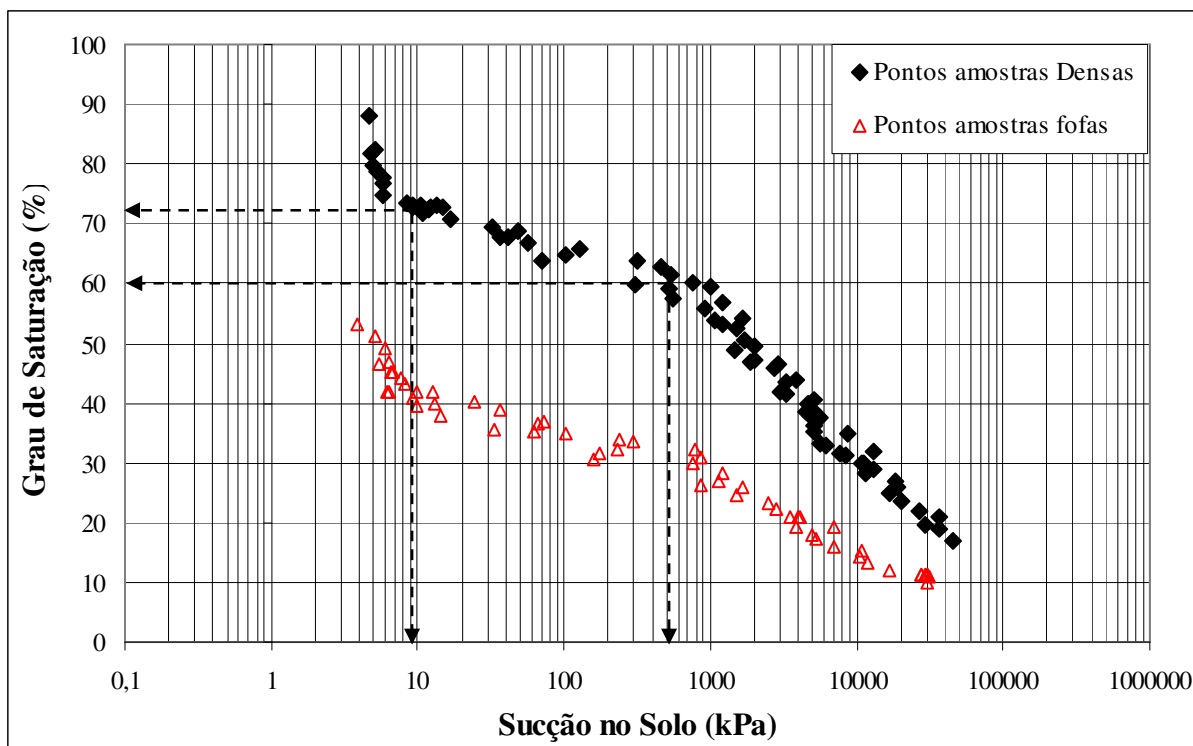


Figura 4.25 – Curvas de retenção de água para o solo de São Martinho da Serra nas condições densa e fofa; setas indicando o aumento da sucção com redução do grau de saturação

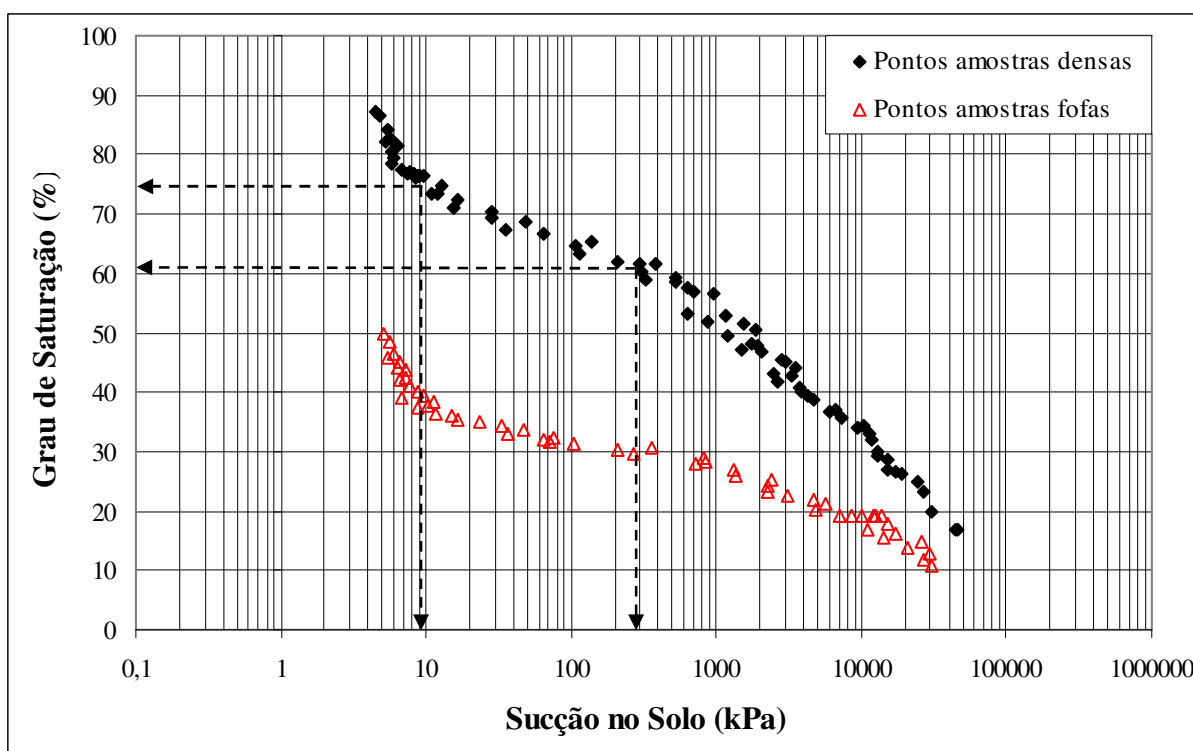


Figura 4.26 – Curvas de retenção de água para o solo de Silveira Martins nas condições densa e fofa; setas indicando o aumento da sucção com redução do grau de saturação

Analisando as curvas de retenção obtidas para os solos de Silveira Martins e São Martinho da Serra nas condições densa e fofa observa-se que elas tendem para um formato bimodal (Duplo “S”). É possível identificar, nas curvas, dois pontos de entrada de ar onde a dessaturação é controlada pela macroestrutura, para baixos valores de sucção, e pela microestrutura para os valores maiores de sucção. Nota-se que os primeiros pontos de entrada de ar e ponto de saturação residual da macroestrutura (baixa sucção) estão bem definidos enquanto que no segundo ponto de entrada de ar (sucções altas) ocorre apenas uma suave inflexão. Comparando as curvas características com as curvas granulométricas, onde estas revelam que os solos em questão se tratam de materiais areno-siltosos, percebe-se que a forma da curva característica é influenciada pelos poros formados pelos grãos maiores (areia) juntamente com partículas menores (silte e argila) agregadas a estes grãos. Os macroporos são formados pelos espaços deixados entre as agregações e os microporos ocorrem no interior dessas agregações. Devido à maior abundância de areia, é muito difícil que ocorram aglomerações somente de silte e argila. Isso faz com que haja a formação de poros com tamanhos variados e por isso o segundo ponto de entrada não está plenamente perceptível nas curvas características apresentadas.

Observando as curvas características obtidas para o mesmo solo, em ambos os casos, nota-se uma diferença expressiva comparando as duas curvas determinadas. Isto se deveu, principalmente à variação no índice de vazios, à diferença do teor de umidade inicial de moldagem, ao processo de compactação e às trajetórias de umedecimento e secagem utilizadas para a determinação destas curvas características. As Tabelas 4.10 e 4.11 apresentam os teores de umidade inicial e os índices de vazios iniciais das amostras estimados para o ensaio. O processo de moldagem dos corpos-de-prova foi apresentado no Capítulo III desta dissertação.

Para os dois solos, as amostras ensaiadas com índices de vazios inicial mais elevados foram deslocadas para baixo em comparação com as amostras mais densas. Este comportamento pode ser explicado supondo que o tamanho dos agregados de partículas do solo seja o mesmo para todas as amostras, e que a diferença encontra-se na distribuição desses agregados. Na condição de índice de vazios mais elevado, o solo apresentaria um percentual de macroporos grande e um percentual de microporos pequeno, de forma que as partículas de argila encontram-se dispersas entre os largos poros interconectados. Por outro lado, quando o solo apresenta índice de vazios mais baixo, o percentual de macroporos é pequeno em relação ao percentual de microporos, a dimensão e a conexão entre os vazios são menores e a

estrutura apresenta-se mais homogênea e fechada. Desta forma, quanto maior o índice de vazios do solo, menor será sua capacidade de retenção de água entre o primeiro e segundo valor de entrada de ar. A Figura 4.27 compara com índices de vazios altos e baixos para o mesmo tamanho dos grãos (Feuerharmel, 2003)

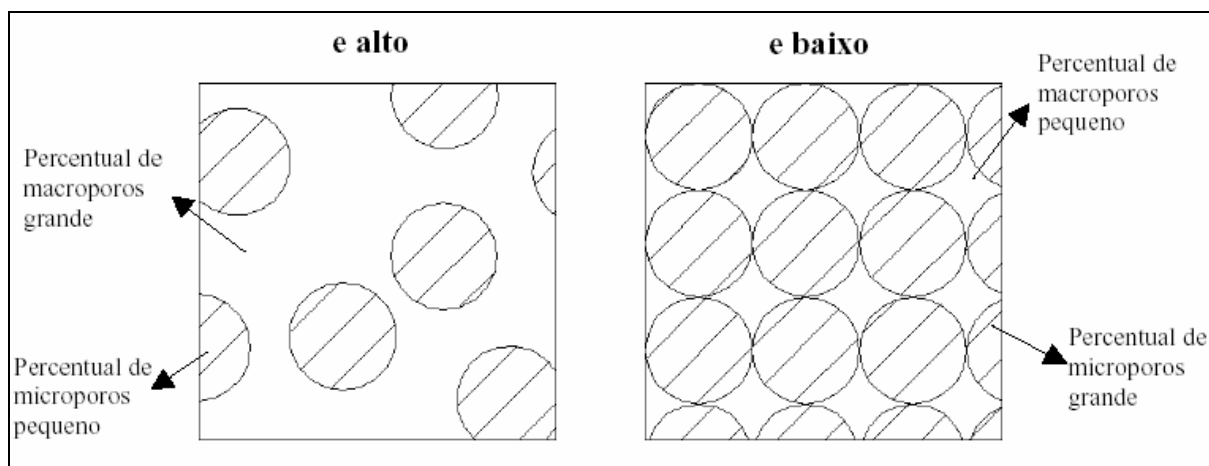


Figura 4.27 – Comparação entre amostras com índice de vazios alto e baixo para o mesmo tamanho dos grãos (Feuerharmel, 2003)

As setas apresentadas nas Figuras 4.25 e 4.26 atentam para a grande variação da sucção com a pequena diminuição do grau de saturação que ocorre nos dois materiais. Para o solo de São Martinho da Serra ao reduzir o grau de saturação de 73 % para 60 % (respectivos 19,42 % e 15,96 % teores de umidade) ocorre aumento na sucção de 9 kPa para 500 kPa. No solo Silveira Martins, este acréscimo não é tão acentuado, mas também acontece. Com a redução do grau de saturação de 75 % para 61 % (respectivos teores de umidade de 19,94 % e 16,22 %), a sucção cresce de 9 kPa para próximo de 300 kPa. Este aumento na sucção dos dois solos muda sensivelmente o comportamento do material, diminuindo a deformabilidade e aumentando a resistência às deformações cisalhantes.

As normas do DNIT prescrevem que solos utilizados em camadas estruturais de pavimentos (reforço de subleito, sub-base e também para revestimento primário) devem ser compactados na umidade ótima $\pm 2\%$. Esta pequena variação de 4% no teor de umidade pode gerar grande alteração na sucção destes solos. O solo de São Martinho, compactado com teor de umidade 2% acima da ótima (20,8 % de umidade) apresentará uma sucção de 6 kPa enquanto que se for compactado com 2% de umidade abaixo da ótima (16,8 % de umidade), terá uma sucção próximo de 280 kPa. No solo de Silveira Martins esta diferença também

ocorre, mas de forma menos acentuada. Com 2% a mais de umidade em relação à ótima (22,1 % de umidade) a sucção é de 5 kPa. Para a condição mais seca, com 2% abaixo da umidade ótima (18,1 % de umidade) a sucção é de, aproximadamente, 50 kPa.

Estas grandes variações na sucção com pequenas mudanças de umidade, que facilmente podem ocorrer em um revestimento primário, causam alterações no comportamento dos materiais, principalmente em relação as suas características de resistência e de deformabilidade como será mostrado no item 4.6.

Embora a maioria dos projetistas de pavimentos não dê atenção à sucção, é significativo salientar que o novo guia de Dimensionamento de Pavimentos da AASHTO (2005) dedica muita atenção a este parâmetro procurando identificar a sua influência no módulo de resiliência de solos. Ceratti *et al.* (2004) quantifica esta influência no comportamento elástico de um solo residual folhelho da região metropolitana de Porto Alegre.

4.6 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARREGAMENTO REPETIDO

Ensaio triaxiais de carregamento repetido foram utilizados para a determinação dos módulos resilientes dos solos estudados, variando a umidade a grau de compactação, conforme metodologia descrita no Capítulo III. Também foi avaliado o comportamento dos materiais em relação às deformações plásticas ocasionadas pelo carregamento cíclico.

4.6.1 Resultados de ensaios de módulo de resiliência

O comportamento resiliente de solos granulares submetidos a tensões axiais repetidas é dependente da tensão confinante (σ_3), sofrendo pouca influência da tensão desvio (σ_d). Os resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência foram ajustados segundo os modelos em função da tensão confinante ($K-\sigma_3$) e do invariante de tensões ($K-\theta$) divididos pela pressão atmosférica (p_{atm}), como apresentado em (4.2) e (4.3), respectivamente. Essa divisão deveu-se ao fato de o programa computacional (EVERSTRESS 5.0) utilizado na análise mecanística apresentada no Capítulo V necessitar, como entrada de dados, de parâmetros de regressão determinados nesta condição. Os parâmetros dos modelos estimados para os ensaios

realizados nos solos de São Martinho da Serra e Silveira Martins são apresentados nas Tabelas 4.13 e 4.14, respectivamente.

$$M_R = K_1 \left(\frac{\sigma_3}{p_{atm}} \right)^{K_2} \quad (4.2)$$

$$M_R = K_3 \left(\frac{\theta}{p_{atm}} \right)^{K_4} \quad (4.3)$$

Onde:

M_R é o módulo de resiliência

σ_3 é a tensão confinante (kgf/cm^2)

θ é o somatório das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) (MPa)

p_{atm} é a pressão atmosférica (0,102 MPa)

K_1, K_2, K_3 e K_4 são os parâmetros dos modelos.

Os dois modelos utilizados para ajustar os resultados obtidos nos ensaios para a determinação do módulo de resiliência se mostraram adequados. O material de São Martinho da Serra, de acordo com os modelos de ajuste, apresenta um comportamento típico de solo granular, onde o módulo é dependente da tensão confinante (σ_3). O erro obtido na aplicação dos modelos foi muito pequeno. Já o material de Silveira Martins apresenta, também, características de comportamento típico de um solo granular. Porém, o estado de tensão de tensões e a tensão desvio (σ_d) parecem influenciar mais o comportamento deste material do que no solo de São Martinho. O modelo que leva em conta o somatório tensões principais (θ) se ajustou melhor aos resultados obtidos nos ensaios para a determinação do módulo de resiliência para o material de Silveira Martins.

4.6.1.1 Solo de São Martinho da Serra

A Tabela 4.13 apresenta os parâmetros de regressão estimados para os modelos (4.2) e (4.3) para o solo de São Martinho da Serra juntamente com parâmetros de moldagem dos

corpos-de-prova (w e γ_d) utilizados nos ensaios de 01 a 10. O Ensaio 01 não resistiu ao último estado de tensão, provavelmente por algum problema na moldagem do corpo-de-prova e/ou na montagem do ensaio visto que, os outros dois ensaios com as mesmas características não apresentaram o mesmo problema. Os corpos-de-prova dos ensaios 09 e 10 sofreram deformações plásticas excessivas no condicionamento o que não permitiu a determinação dos seus módulos de resiliência devido à impossibilidade de medir a sua deformação elástica.

De acordo com a classificação resiliente proposta por Preussler *et al.*, (1981), o solo de São Martinho da Serra pertence ao Grupo I na classificação para solos granulares, ou seja, é considerado um material com alto grau de resiliência (elevada deformabilidade elástica) não sendo apropriado o seu emprego em estruturas de pavimentos. Segundo a classificação mencionada, este material constitui um subleito de baixa qualidade.

Tabela 4.13 – Condição de compactação e parâmetros dos modelos 4.2 e 4.3 para o solo de São Martinho da Serra

	w (%)	γ_d (kN/m ³)	K- σ_3/p_{atm}			K- θ/p_{atm}		
			K ₁	K ₂	R ²	K ₃	K ₄	R ²
Ensaio 01*	18,8	16,00	100,11	0,69	0,95	33,940	0,70	0,98
Ensaio 02	18,8	16,00	113,67	0,74	0,97	35,458	0,72	0,99
Ensaio 03	18,8	15,97	116,68	0,80	0,97	33,241	0,78	0,99
Ensaio 04	20,8	15,93	84,01	0,71	0,93	27,208	0,71	0,98
Ensaio 05	20,8	15,94	84,16	0,76	0,95	25,335	0,75	0,99
Ensaio 06	20,8	15,94	102,23	0,77	0,96	30,233	0,76	0,98
Ensaio 07	18,8	14,40	111,9	0,79	0,96	32,049	0,78	0,98
Ensaio 08	18,8	14,36	126,28	0,82	0,97	35,105	0,79	0,98
Ensaio 09**	20,8	14,45	-	-	-	-	-	-
Ensaio 10**	20,8	14,40	-	-	-	-	-	-

*Ensaio não resistiu ao último estado de tensão

**Ensaios não resistiram ao condicionamento

As Figuras 4.28 e 4.29 apresentam os módulos resilientes obtidos nos ensaios triaxiais de carregamento cíclico (eixo das ordenadas em escala logarítmica) em função do somatório das tensões principais (θ) (eixo das abscissas também em escala logarítmica), ajustados pelo modelo 4.3.

Na comparação entre os módulos resilientes obtidos nas duas condições – ótima (w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$) e umidade acima da ótima ($w_{ot}+2\%$ e $\gamma_{dmáx}$) – apresentadas na Figura 4.28 percebe-se um decréscimo do módulo resiliente com o aumento do teor de umidade. Para o mesmo estado de tensão, o módulo resiliente determinado foi menor nos corpos-de-prova moldados

com umidade inicial mais alta. Como os ensaios foram executados na condição drenada e a granulometria do material é bastante grosseira, teoricamente as poro-pressões poderiam se dissipar, então esta redução do módulo resiliente com o acréscimo da umidade se deveria, principalmente, a diminuição da sucção com o aumento da umidade. Na umidade ótima ($w_{ot} = 18,8\%$), de acordo com a curva característica determinada para o solo na condição densa, a sucção correspondente é de, aproximadamente, 18 kPa enquanto que com uma umidade acima da ótima ($w = 20,8$) a sucção passa a ser de 6 kPa, para o mesmo grau de compactação (índice de vazios). Porém, a taxa de crescimento dos módulos resilientes com o incremento do estado de tensão não é afetada pelo maior teor de umidade. As retas obtidas através do modelo (4.3) apresentadas no gráfico da Figura 4.28 são praticamente paralelas.

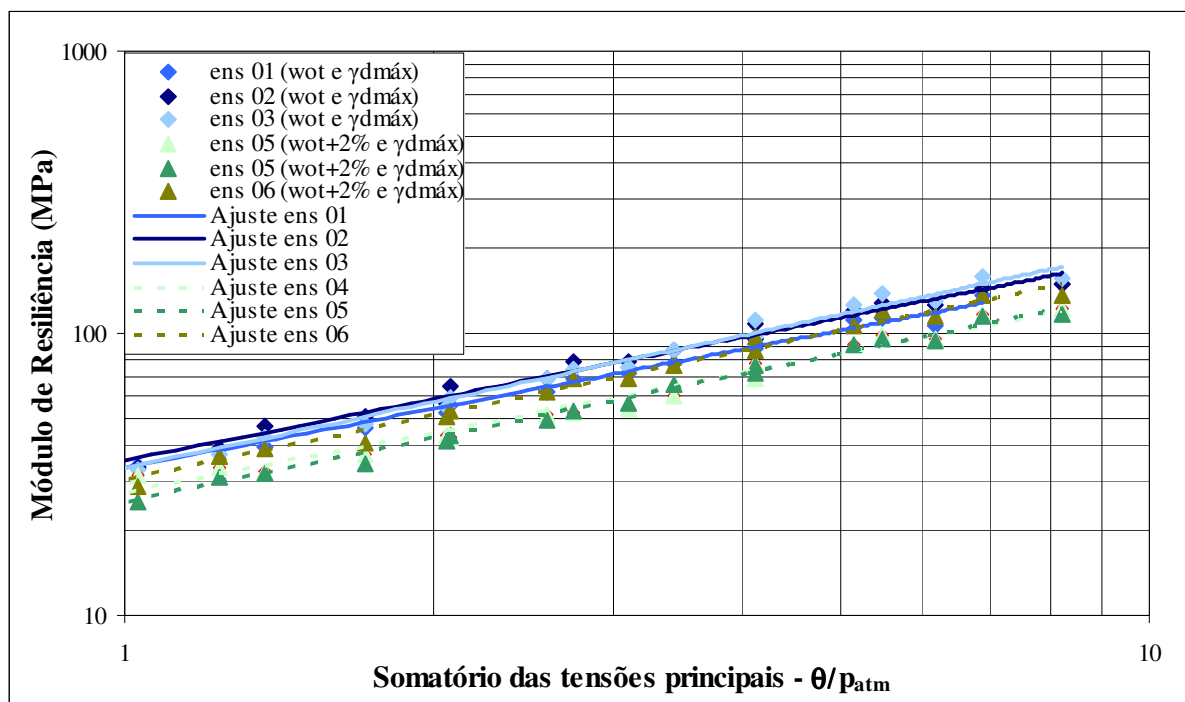


Figura 4.28 – Módulos de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de São Martinho da Serra – (w_{ot} e $\gamma_{dm\acute{a}x}$) e ($w_{ot}+2\%$ e $\gamma_{dm\acute{a}x}$)

A Figura 4.29 mostra que a variação no grau de compactação não influenciou na determinação dos módulos resilientes no solo de São Martinho da Serra. As retas apresentadas no gráfico módulo resiliente versus somatório das tensões principais, para as duas condições expostas, praticamente se sobrepõem. Isto se deve, principalmente, ao método de ensaio, que prescreve a execução do condicionamento para eliminar as deformações plásticas, antes do ensaio propriamente dito. Este condicionamento prévio, por ser bastante severo, leva os

corpos-de-prova a graus de compactação semelhantes mesmo que tenham sido moldados a diferentes densidades.

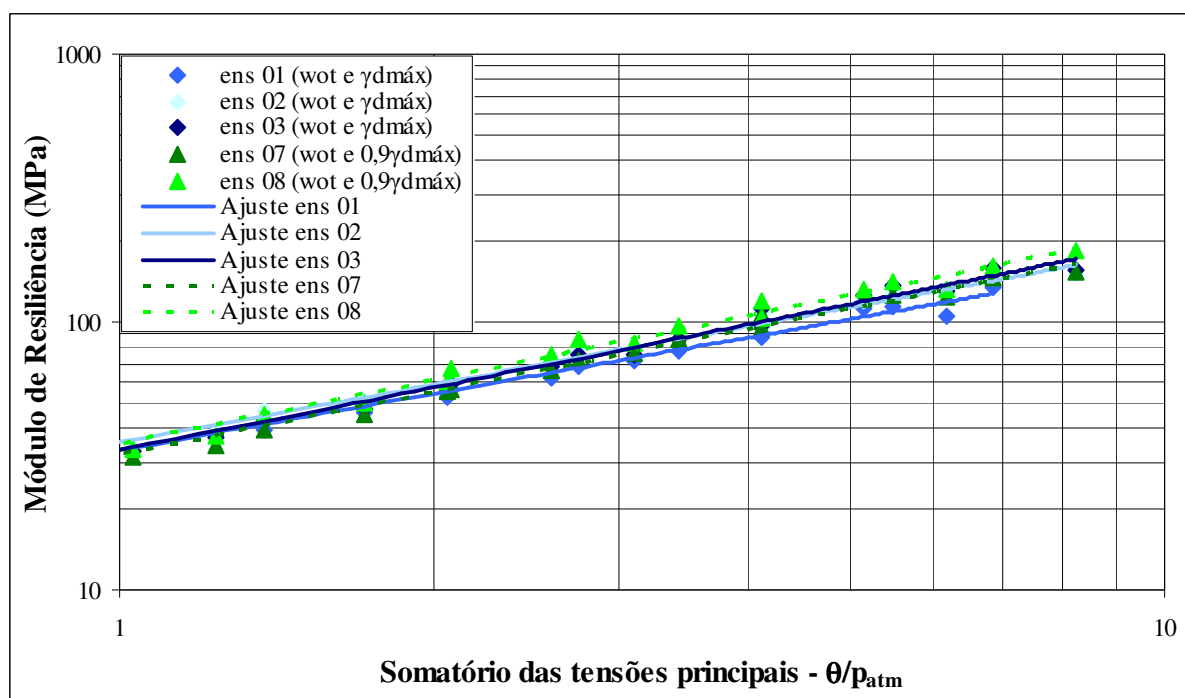


Figura 4.29 – Módulos de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de São Martinho da Serra – (w_{ot} e γ_dmáx) e (w_{ot} e 0,9γ_dmáx)

4.6.1.2 Solo de Silveira Martins

A Tabela 4.14 apresenta os parâmetros dos modelos (4.2) e (4.3) para o solo de Silveira Martins juntamente com parâmetros de moldagem dos corpos de prova (w e γ_d) utilizados nos ensaios de 01 a 10. Os ensaios 05, 06, 09 e 10 não resistiram ao último estado de tensão, pois os corpos-de-prova sofreram excessiva deformação plástica durante o ensaio o que impediu a determinação da deformação resiliente. Nota-se que as amostras que apresentaram este comportamento correspondem a aquelas ensaiadas com teor de umidade 2% acima da umidade ótima.

De acordo com a classificação resiliente proposta por Preussler *et al.*, (1981), o solo de Silveira Martins também pertence ao Grupo I na classificação para solos granulares, ou seja, é considerado um material com alto grau de resiliência (elevada deformabilidade elástica) não

sendo recomendado seu emprego em estruturas de pavimentos (reforço de subleito, base e sub-base). Segunda esta classificação, este material constitui subleito de baixa qualidade.

Tabela 4.14 – Condições de compactação e parâmetros dos modelos 4.2 e 4.3 para o solo de Silveira Martins

	w (%)	γ_d (kN/m ³)	K- σ_3/p_{atm}			K- θ/p_{atm}		
			K ₁	K ₂	R ²	K ₃	K ₄	R ²
Ensaio 01	20,1	16,00	87,708	0,69	0,96	29,679	0,67	0,98
Ensaio 02	20,1	16,01	86,263	0,68	0,95	29,395	0,67	0,99
Ensaio 03	20,1	15,99	104,10	0,66	0,95	36,912	0,64	0,98
Ensaio 04	22,1	15,93	72,476	0,59	0,89	27,818	0,60	0,98
Ensaio 05*	22,1	15,96	65,825	0,31	0,62	35,187	0,36	0,83
Ensaio 06*	22,1	16,01	62,821	0,36	0,65	33,741	0,41	0,84
Ensaio 07	20,1	14,49	92,753	0,68	0,98	31,910	0,66	0,98
Ensaio 08	20,1	14,44	77,398	0,62	0,96	29,114	0,61	0,98
Ensaio 09*	22,1	14,42	69,298	0,64	0,95	24,909	0,65	0,98
Ensaio 10*	22,1	14,43	66,364	0,59	0,95	25,662	0,60	0,98

*Ensaio não resistiram aos últimos estados de tensões

A Figura 4.30 apresenta o gráfico módulo resiliente versus somatório das tensões principais estimados para condições ótimas de umidade e compactação (w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$) e para umidade 2% acima da ótima com grau de compactação igual a 100% ($w_{ot+2\%}$ e $\gamma_{dmáx}$). Analisando esta figura pode-se observar que a taxa de crescimento dos módulos resilientes é menor para a condição com maior teor umidade à medida que ocorre incremento no estado de tensões. Devido à maior umidade, o módulo resiliente do material torna-se mais sensível à tensão desviadora (σ_d), ou seja, com o aumento de σ_d os módulos tendem a crescer de uma forma menos acentuada que para os corpos de prova moldados nas condições ótimas de umidade e compactação. Diferentemente do solo de São Martinho da Serra, os módulos resilientes deste não sofrem somente a influência da tensão confinante, mas também a tensão desvio tem uma parcela importante na estimativa dos módulos, principalmente quando há aumento no teor de umidade do material. Isto é coerente com o caráter granular-coesivo do solo de Silveira Martins.

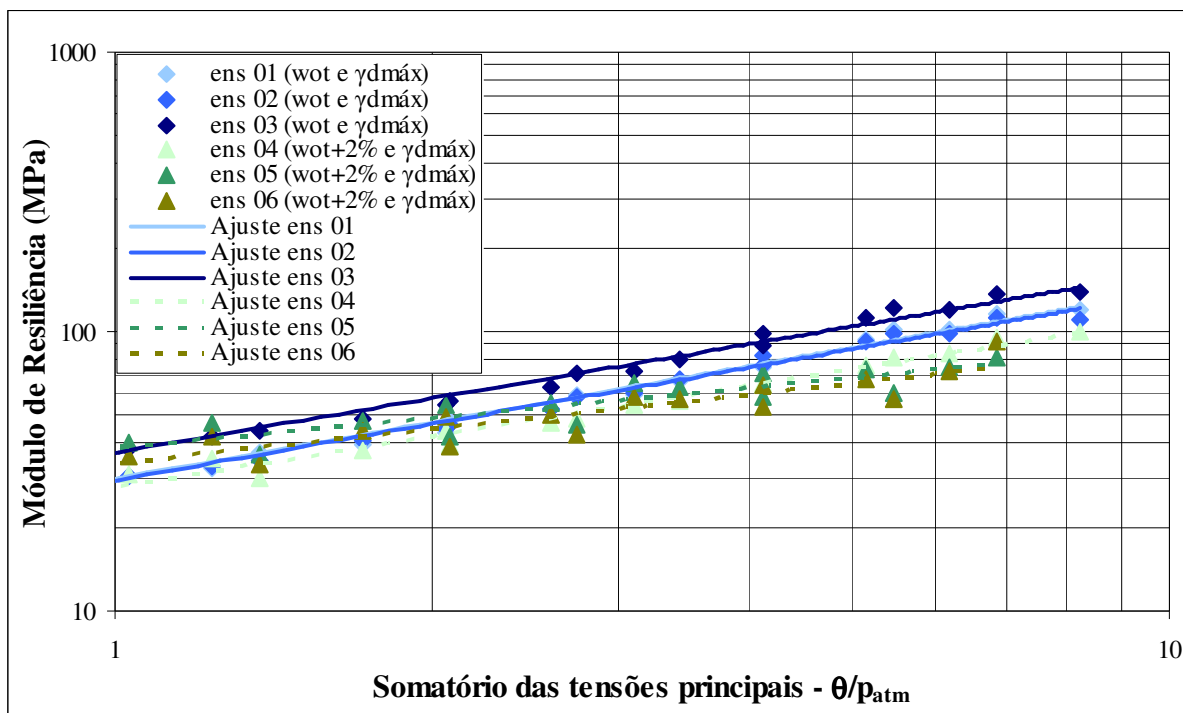


Figura 4.30 – Módulos de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de Silveira Martins – (w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$) e ($w_{ot}+2\%$ e $\gamma_{dmáx}$)

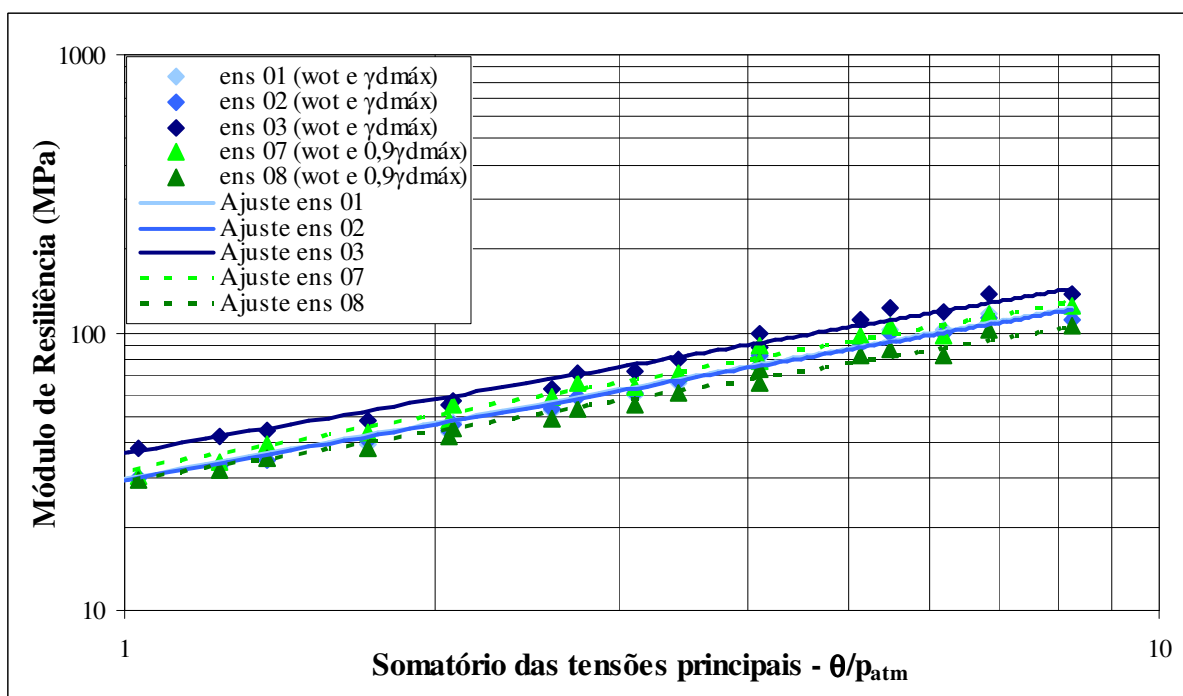


Figura 4.31 – Módulos de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de Silveira Martins – (w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$) e (w_{ot} e $0,9\gamma_{dmáx}$)

O comportamento do solo de Silveira Martins em termos de módulos resilientes, praticamente não sofre influência do grau de compactação dos corpos-de-prova, como mostra

o gráfico módulo de resiliência versus somatório das tensões principais exposto na Figura 4.31. Isto se deveu ao condicionamento prévio executado nos corpos-de-prova conforme prescreve a norma vigente. Após este condicionamento as amostras atingem a uma densidade muito próxima entre si, para essas condições analisadas ($w_{ot} - \gamma_{dmáx}$ e $w_{ot}+2\% - \gamma_{dmáx}$), tendo a partir daí, um comportamento resiliente bastante semelhante.

Quando se associa um menor grau de compactação com um maior teor de umidade, os módulos resilientes tendem a serem menores para o mesmo estado de tensão se comparados com os módulos determinados para as condições ótimas de moldagem, para este solo. Isto poder ser verificado na Figura 4.32 que apresenta o gráfico módulo resiliente versus somatório das tensões principais para estas duas condições ($w_{ot} - \gamma_{dmáx}$ e $w_{ot}+2\% - 0,9\gamma_{dmáx}$). A trajetória de crescimento dos módulos, com o aumento das tensões principais, é bastante similar entre as duas condições analisadas. À medida que aumenta o nível de tensão, os módulos também crescem seguindo a mesma tendência para ambas as condições.

De acordo com Figura 4.26, podem-se determinar as sucções respectivas para as duas condições de umidade (w_{ot} e $w_{ot}+2\%$). Mesmo não tendo sido estimada a curva característica para a condição de grau de compactação a 90% (índice de vazios de 0,93), considerando que o aumento do índice de vazios mantém as curvas paralelas, porém numa posição abaixo daquela com índice de vazios maior e que os teores de umidade não variaram, pode-se dizer que para mesma umidade as sucções são as mesmas independentes do índice de vazios. Com isso podemos inferir que com a maior umidade (22,1 %) o solo apresentará uma menor sucção (5 kPa) enquanto que nas condições ótimas de umidade (20,1 %) o material apresentará sucção de 10 kPa. Essa menor sucção dos corpos-de-prova mais úmidos leva a uma diminuição dos módulos.

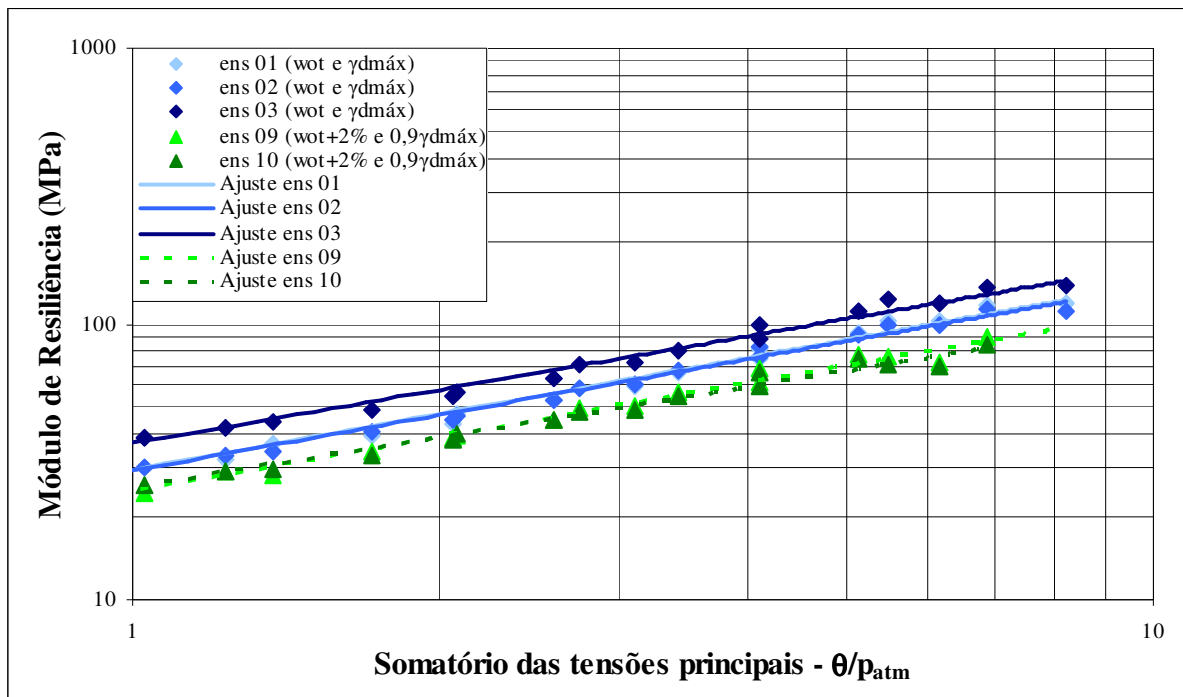


Figura 4.32 – Módulos de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de Silveira Martins – (w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$) e ($w_{ot}+2\%$ e $0,9\gamma_{dmáx}$)

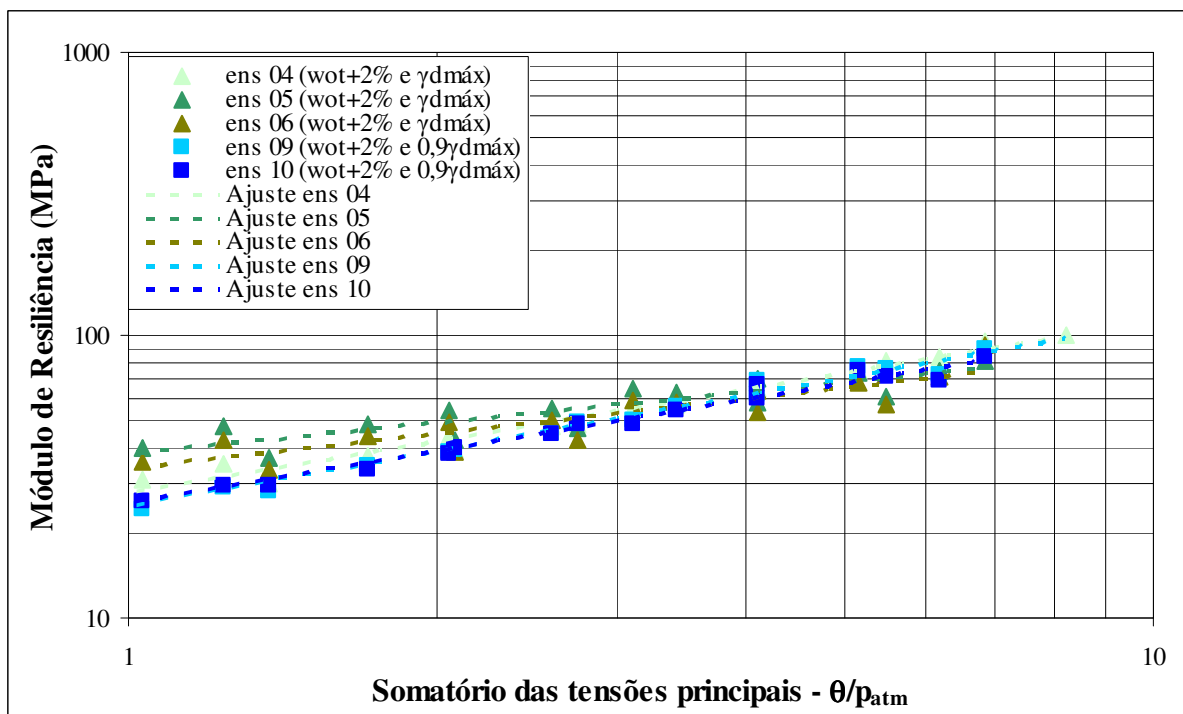


Figura 4.33 – Módulos de resiliência versus somatório das tensões principais, solo de Silveira Martins – ($w_{ot}+2\%$ e $\gamma_{dmáx}$) e ($w_{ot}+2\%$ e $0,9\gamma_{dmáx}$)

O gráfico da Figura 4.33 mostra que o grau de compactação influencia o comportamento resiliente deste material quando o mesmo está em uma condição de umidade acima da ótima. As amostras com 100% de grau de compactação e umidade 2% acima da ótima, de maneira geral, apresentaram módulos resilientes mais altos para baixos níveis de tensão se comparados com os corpos-de-prova com grau de compactação de 90% e umidade também acima da ótima. Isto está ligado, provavelmente, ao surgimento de poro-pressões nas amostras mais densas, que vão sendo dissipadas à medida que nível de tensões aumenta, aumentando assim as deformações elásticas e diminuindo os valores dos módulos.

Em termos gerais, constata-se que o comportamento elástico dos solos pode ser modelado por modelos tipo $K-\theta$, embora no solo de Silveira Martins o efeito da tensão desvio (σ_d) seja mais significativo. Em função do condicionamento (elevado estado de tensões) imposto às amostras antes do início da fase de medição dos módulos, o efeito do grau de compactação no módulo não é perceptível. Já o efeito do teor de umidade de compactação é significativo, sendo explicado pela notável variação da sucção no intervalo umidade ótima $\pm 2\%$ (sugerido por algumas especificações como variações aceitáveis de umidade).

Ambos os solos pertencem ao Grupo I na classificação de Preussler *et al.* (1981), ou seja, são muito deformáveis e pouco adequados para utilização em camadas estruturais de pavimentos (bases e sub-bases, principalmente). Contudo, é importante salientar o fato de que esta classificação visa o emprego de materiais em pavimentos de rodovias com médios e altos volumes de tráfego; portanto, com finalidade completamente diferente à focalizada nesta dissertação.

4.6.2 Determinação das deformações permanentes

Através dos ensaios triaxiais de carregamento repetido, pode-se determinar, também, o comportamento destes solos em termos de deformabilidade plástica. Foi-se medindo as deformações à medida que os ciclos de carga eram aplicados, até ultrapassar os 80.000 ciclos. Obtiveram-se, então, deformações plásticas acumuladas em função do número de cargas aplicadas. Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais de carregamento repetido para a determinação das deformações permanentes foram enquadrados no modelo 4.4 proposto por Monismith *et al.* (1975).

$$\epsilon_p = AN^B \quad (4.4)$$

Onde:

ϵ_p é deformação específica permanente

A e B são parâmetros do modelo

N é o número de repetições de carga.

As Tabelas 4.15 e 4.16 apresentam os parâmetros de compactação obtidos e os parâmetros do modelo determinados para os solos de São Martinho e Silveira Martins conforme o modelo proposto por Monismith *et al.* (1975). De acordo com a modelagem, percebe-se que o material de São Martinho enquadrou-se melhor ao modelo, que leva em consideração somente o número de aplicações de carga para estimar a deformação específica, do que o solo de Silveira Martins.

Tabela 4.15 – Condições de compactação e parâmetros dos modelos de deformação permanente para o solo de São Martinho da Serra

	w (%)	γ_d (kN/m ³)	A	B	R ²
Ensaio 01	18,8	16,00	1,28	0,11	0,99
Ensaio 02	18,8	16,00	0,61	0,16	0,99
Ensaio 03	20,8	14,40	5,53	0,07	0,98
Ensaio 04	20,8	14,40	4,71	0,08	0,97
Ensaio 05	20,8	15,90	1,69	0,11	0,94

Tabela 4.16 – Condições de compactação e parâmetros dos modelos de deformação permanente para o solo de Silveira Martins

	w (%)	γ_d (kN/m ³)	A	B	R ²
Ensaio 01	20,1	16,00	1,60	0,09	0,87
Ensaio 02	20,1	16,00	1,13	0,08	0,95
Ensaio 03	22,1	14,50	10,67	0,03	0,67
Ensaio 04	22,1	14,40	8,72	0,04	0,87
Ensaio 05*	22,1	16,00	-	-	-

* O corpo-de-prova não resistiu ao ensaio

Os resultados dos ensaios de deformação permanente foram plotados em um gráfico número de aplicações de carga versus deformação específica permanente e são apresentados

nas Figuras 4.34 e 4.35, respectivamente, para os solos de São Martinho e de Silveira Martins. Três condições de moldagens foram avaliadas, como já mencionadas no Capítulo III.

Analisando estas duas figuras, verifica-se uma forte influência do grau de compactação no comportamento destes materiais. Como era de se esperar, os corpos-de-prova com menor grau de compactação apresentaram maiores deformações plásticas.

Assim, para os corpos-de-prova compactados nas condições ótimas a deformação específica se estabiliza em 4%, enquanto que aquele compactado com excesso de umidade (2% acima da ótima) teve o comportamento estabilizado para uma deformação específica de 6%.

Como as especificações de materiais propostas pelo antigo DNER, hoje DNIT, prescreve que os solos utilizados em pavimentos devem ser compactados com umidade ótima $\pm 2\%$, analisou-se a resposta dos dois solos estudados, compactados com umidade 2% acima da ótima, sob a ação de cargas repetidas.

Para o solo de São Martinho, o maior teor de umidade tende a aumentar as deformações plásticas. Este fenômeno está ligado, principalmente, com a variação da sucção conforme varia a umidade. De acordo com as curvas características obtidas e apresentadas na Figura 4.25 do item 4.5, o solo de São Martinho apresenta uma diminuição de três vezes na sua sucção quando a sua umidade aumenta 2%. Para teor de umidade de 18,8%, grau de saturação correspondente a 70,65%, a sucção fica em torno de 18 kPa. Quando teor de umidade passa para 20,8%, respectivo grau de saturação 78,17%, a sucção baixa para apenas 6 kPa. Esta redução na sucção faz com que as tensões efetivas diminuam, reduzindo assim, a capacidade do material resistir às tensões aplicadas, provocando uma maior deformação plástica. Como as curvas características determinadas para dois índices de vazios (1,03 e 0,74) se apresentaram de forma relativamente paralelas, pelo menos até o segundo ponto de entrada de ar, pode-se intuir que as curvas pertencentes a este intervalo também serão paralelas. Desta maneira é possível ter-se uma estimativa do valor da sucção para um grau de compactação igual a 90% (índice de vazios de 0,93) e perceber que os valores não são muito diferentes daqueles obtidos com as curvas características, para o solo de São Martinho. Logicamente que esta é uma aproximação, tendo em vista que as duas curvas características determinadas foram obtidas em trajetórias diferentes (secagem e umedecimento), com índices de vazios e teor de umidade iniciais também distintos e tudo isto influencia na forma desta curva.

Segundo Feuerharmel (2003), as curvas características para diferentes índices de vazios apresentam-se de forma paralela, seguindo as mesmas condições de moldagem e trajetória. Então, para os corpos-de-prova ensaiados na condição de teor de umidade acima da ótima e de grau de compactação inferior ao máximo, para este solo, a elevada deformação plástica foi decorrente, principalmente, da falta de compactação, mas também com uma parcela do maior teor de umidade.

O solo de São Martinho, estando mal compactado e/ou com umidade excessiva (superior à ótima), quando aplicado em uma rodovia como revestimento primário, certamente sofrerá grandes deformações permanentes quando for solicitado pelo tráfego de veículos pesados. Porém, para este material, o grau de compactação parece ser a questão mais importante em se tratando de deformações permanentes. Assim, a redução do grau de compactação de 100% para 90%, causa um aumento na deformação de específica de 4% para 12%. A umidade influencia, também aumentando as deformações, mas de uma forma bem menos acentuada.

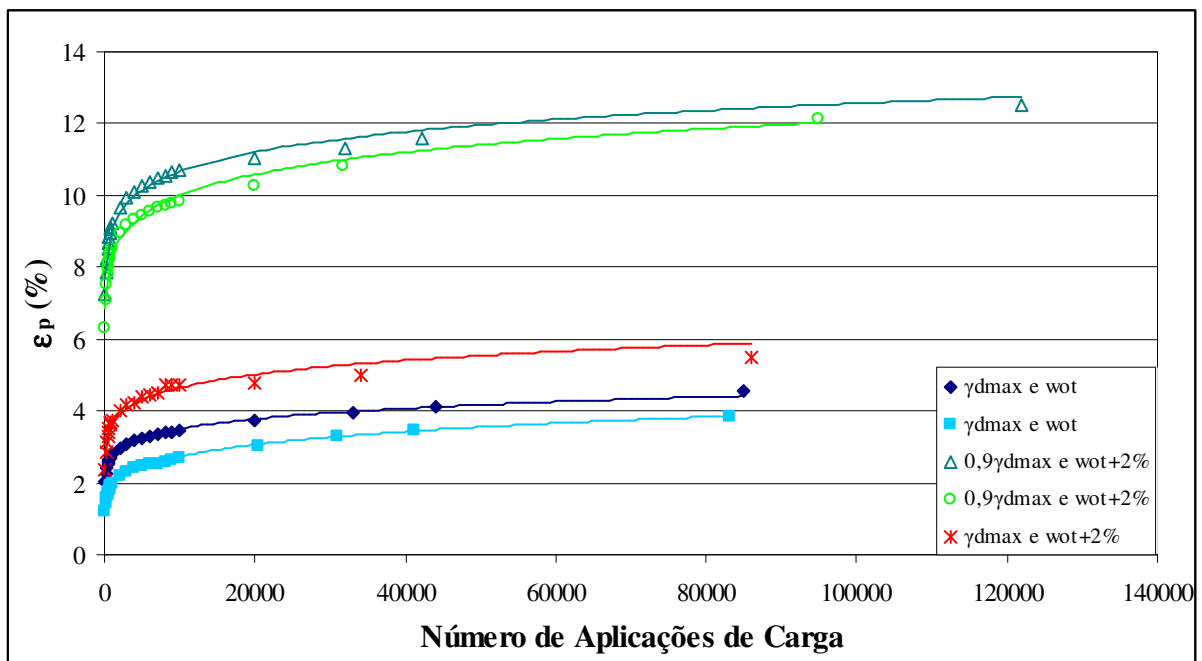


Figura 4.34 – Gráfico número de aplicações de carga versus deformação específica permanente São Martinho da Serra.

Para o solo de Silveira Martins verifica-se, também a influência do grau de compactação nas deformações permanentes; para menores graus de compactação maiores

deformações. A Figura 4.35 apresenta os resultados obtidos e nela percebem-se curvas onde a inclinação da parte final da curva é menos acentuada do que a de São Martinho. Isto significa dizer que as deformações permanentes tendem a diminuir, para este solo, mais rapidamente com as aplicações de carga. Em campo, neste material de Silveira Martins, as deformações permanentes se desenvolverão mais lentamente se devidamente compactado.

Com relação à variação do teor de umidade o solo de Silveira Martins parece ser muito mais sensível à água, em termos de deformações plásticas em relação ao solo de São Martinho. Com uma variação de apenas 2% na sua umidade, o solo sofre excessivas deformações. Esta variação de 2% na umidade é muito comum em obras rodoviárias visto as normas admitem a compactação do material com $\pm 2\%$. Se este material for compactado com umidade acima da ótima, ocorrerá uma instabilidade plástica (“borrachudo”) quando um veículo pesado passar.

Considerando-se um carregamento muito rápido, pode haver alguma geração de poro-pressão de água, sendo o valor desta, dependente da permeabilidade do material e da tensão aplicada. No caso do solo de Silveira Martins, esta pode ser uma justificativa do porque este material quando ensaiado com grau de compactação a 100% e teor de umidade 2% acima da ótima sofre grandes deformações até a sua ruptura e quando o mesmo material é compactado com mesmo teor de umidade, mas com grau de compactação inferior, não atinge a ruptura. Como o corpo-de-prova mais compacto apresenta índice de vazios menor (0,74 para 0,93 do menos compacto), sua permeabilidade também é menor e seu grau de saturação é mais alto (respectivamente, 83% e 66% de grau de saturação para corpos-de-prova compactados com umidade 2% acima da ótima e índice de vazios 0,74 e 0,93).

No ensaio triaxial de carga repetida, a aplicação da carga é muito rápida, por volta de 0,1s (equipamento do LAPAV). Com a menor permeabilidade do corpo-de-prova mais denso, maior saturação e o curto tempo de aplicação da carga, alguma poro-pressão pode ter sido gerada. Como a sucção matricial é dependente de dois fatores: poro-pressão de ar (u_a) e poro-pressão de água (u_w), sendo por $S = (u_a - u_w)$, com a aplicação rápida desta carga, essas poro-pressões (ar e água) podem surgir. Porém, a poro-pressão na água aumenta muito mais rápido do que a do ar, devido ao ar ser compressível. Deste modo, com o maior crescimento da poro-pressão da água em relação à do ar, a sucção tende a diminuir. Como esta já possuía um valor baixo na condição de moldagem, cerca de 5 kPa, com a sua redução, as tensões efetivas do solo diminuem, ele perde resistência, se deformando excessivamente. A Figura 4.36 apresenta

o aspecto final do corpo-de-prova do solo de Silveira Martins ensaiado com 100% de grau de compactação e com excesso de umidade.

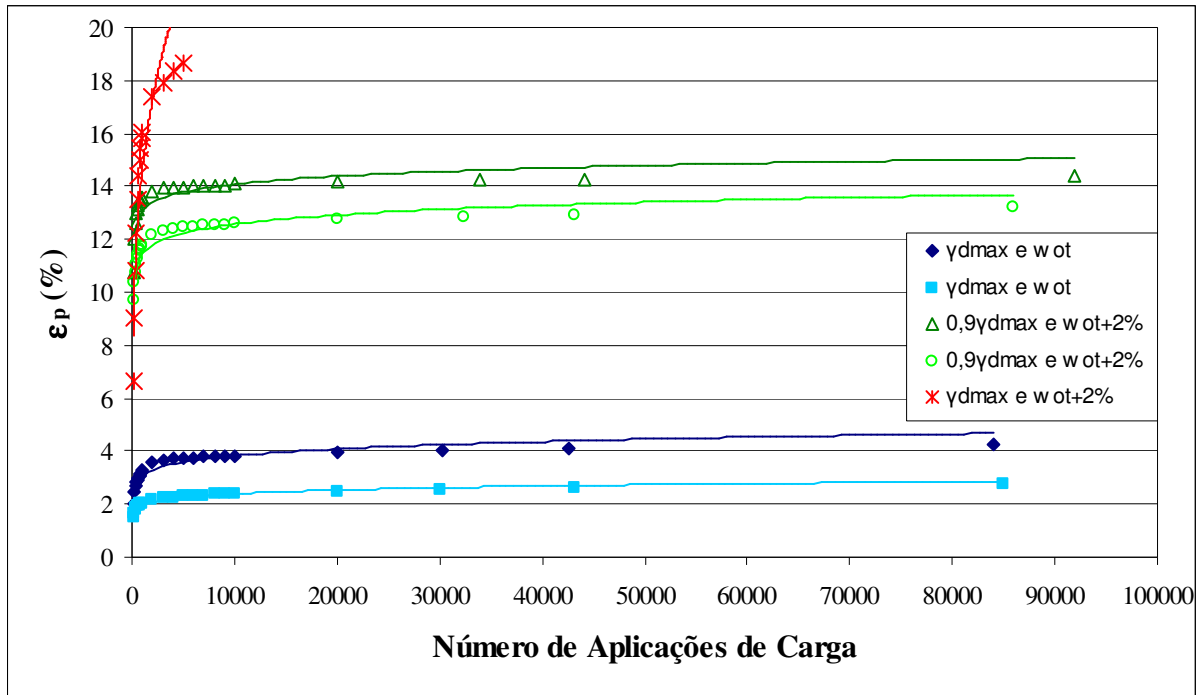


Figura 4.35 – Gráfico número de aplicações de carga versus deformação específica permanente Silveira Martins



Figura 4.36 – Aspecto final do corpo-de-prova de Silveira Martins após ensaio de deformação permanente (γ_{dmax} e $w_{ot}+2\%$)

4.7 COMENTÁRIOS FINAIS

A utilização de solos como revestimento primário em estradas não pavimentadas é uma alternativa interessante, principalmente pelo baixo custo de execução. De acordo com as normas do DNIT, estes solos, com $ISC \geq 20\%$ e expansão menor 1% , estariam aptos a serem utilizados como sub-base de pavimentos e conseqüentemente também para revestimento primário. Porém, verifica-se a necessidade de avaliar os materiais quanto à erodibilidade e deformações permanentes, principalmente em casos de deficiência na compactação e excesso de umidade.

Compactação deficiente nesses solos causa a redução dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ'), diminuindo a resistência às deformações cisalhantes impostas pelo carregamento resultando no acúmulo de deformações permanentes. Menor compactação torna esses materiais mais sensíveis a erodibilidade hidráulica devido a, principalmente, menor coesão.

Já o excesso de umidade acarreta maiores deformações, tanto de ordem plástica como elástica. Para um melhor entendimento dos comportamentos de resistência e deformabilidade desses solos, quando sujeitos as variações de umidade, é necessária uma análise conjunta com os conceitos de sucção, parâmetro fundamental para a compreensão do comportamento de solos não saturados. Utilizando a curva característica é possível se relacionar as mudanças nos valores da sucção com a variação da umidade e estimar as características de resistência e deformabilidade destes materiais. Com esta curva verificou-se que, dentro da faixa de umidades admissíveis de compactação ($w_{ot} \pm 2\%$), a variação da sucção é muito significativa, alterando muito o comportamento destes dois materiais estudados.

5 ANÁLISE MECANÍSTICA

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Este capítulo apresenta os resultados da análise mecânica de estruturas de pavimentos incluindo os materiais alvos da pesquisa. O objetivo deste estudo foi avaliar alguns efeitos (variação de umidade, módulo de resiliência do subleito) em termos de resistência a tensões cisalhantes que ocorrem quando esses solos são empregados como camadas estruturais de pavimentos.

Segundo Ceratti (1991) citado por Lovato (2004), a degradação de estruturas de pavimentos é causada por diversos fatores, associados ao tráfego ou não. As duas principais causas de ruptura de pavimentos associados ao tráfego são o acúmulo de deformações permanentes e o trincamento por fadiga. Em estruturas muito delgadas, o seu principal tipo de degradação são as deformações plásticas devido à ruptura por cisalhamento das camadas granulares.

Para analisar o comportamento dos solos de Silveira Martins e São Martinho quando empregado em camadas de pavimentos (revestimento primário, base e sub-base), utilizou-se o Método Mecânico de Projeto da África do Sul, que determina um fator de segurança para que a camada não rompa por cisalhamento.

5.2 DETERMINAÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES ADMISSÍVEIS

Para a determinação dos valores admissíveis de tensões e deformações empregam-se, nesta análise, modelos propostos no Método Mecânico para Dimensionamento de Pavimentos da República Sul-Africana. A escolha desses modelos foi motivada pelos seguintes aspectos:

- 1) A República Sul-Africana é um dos países mais avançados em termos de tecnologia de pavimentação.

- 2) Os modelos obtidos em ensaios laboratoriais, foram calibrados através de cuidadoso monitoramento de pavimentos e ensaios acelerados de pavimentos, com emprego de simulador de tráfego móvel (HVS – *Heavy vehicle simulator*).
- 3) Os solos, agregados e demais materiais de pavimentação, assim como o clima, da República Sul-Africana são muito semelhantes aos que ocorrem em grande parte do Brasil.
- 4) Os modelos têm sido empregados, com sucesso, em projetos de recuperação estrutural e ampliação de pavimentos da BR-290/RS, sub-trecho Osório-Porto Alegre (*freeway*), e da BR-116/RS.

5.2.1 Os Modelos do Método de Dimensionamento da República Sul-Africana

O método mecanístico para dimensionamento de pavimentos da República Sul-Africana baseia-se na determinação de respostas do pavimento (tensões, deformações e deslocamentos) assumindo como sendo um sistema de múltiplas camadas com comportamento elástico. Para determinar as reações nos pavimentos empregam-se programas computacionais como ELSYM5 ou EVERSTRESS 5.0.

A partir das respostas calculadas, ou seja, tensões, deformações e deflexões, os valores críticos são usados para avaliar as camadas. O comportamento inicial dos materiais é avaliado usando critérios de ruptura que limitam o trincamento, as deformações permanentes e a ruptura por cisalhamento que possam acontecer em cada camada.

Valores representativos do módulo de resiliência e do coeficiente de Poisson são necessários para a análise estrutural.

5.2.1.1 Comportamento de misturas asfálticas

As misturas asfálticas são materiais visco-elásticos e sob carregamento repetido podem romper por trincamento por fadiga ou deformação permanente ou por uma combinação desses mecanismos de degradação.

O trincamento por fadiga é controlado através da deformação horizontal de extensão na fibra inferior da camada. O tráfego equivalente que pode ser suportado a um determinado nível de deformação até que ocorra o início do trincamento pode ser obtido através dos seguintes modelos 5.1 e 5.2, que são função do nível de confiabilidade do projeto:

$$N_f = 10^{17,54 \left(1 - \frac{\log \epsilon_h}{3,42}\right)} \quad \text{Confiabilidade de 80\%} \quad (5.1)$$

$$N_f = 10^{17,71 \left(1 - \frac{\log \epsilon_h}{3,46}\right)} \quad \text{Confiabilidade de 50\%} \quad (5.2)$$

Onde:

N_f é o número de cargas de eixo padrão (calculado com fatores de equivalência da AASHTO) que produz o início do trincamento por fadiga na camada asfáltica;
 ϵ_h é a deformação horizontal de extensão (ϵ_{xx} ou ϵ_{yy}) na fibra inferior da camada, em microstrain (1 microstrain = 10^{-6} cm/cm).

Níveis de confiabilidade de 80 e 50% significam que, respectivamente, 20 e 50% da extensão do trecho atingirão a condição de ruptura por fadiga antes do final do período de projeto (no caso 10 anos). Existem outros modelos para maiores níveis de confiabilidade. Porém, como as rodovias do estudo são de baixo volume de tráfego, os níveis de confiabilidade podem ser aceitos.

Uma vez que a camada é relativamente espessa, e que se espera que o trincamento induzido pelo tráfego inicie pela fibra inferior da camada, o pavimento terá condições de suportar um volume de tráfego antes que o trincamento seja visível na superfície e alcance o nível definido como limite (20% de área trincada, por exemplo).

Calcula-se então um número de cargas equivalentes de eixo padrão, correspondente à ruptura por trincamento da camada asfáltica ($N_{\text{trincamento}}$), de acordo com o modelo 5.3.

$$N_{\text{ftrincamento}} = N_f \times \text{Fator de Correção}_{\text{espessura}} \quad (5.3)$$

O Fator de Correção é em função da camada asfáltica. Para uma camada com 5 cm de espessura, o Fator de Correção é próximo de 2.

5.2.1.2 Comportamento de materiais granulares

Desde que materiais sejam assumidos como tendo respostas elástico-lineares, suas propriedades são expressas em termos de módulo elástico (E) e coeficiente de Poisson (ν). Frequentemente esses valores não são exatos devido a muitos materiais não apresentarem comportamento tipicamente elástico-linear.

Materiais granulares apresentam um comportamento elástico não linear ou dependente do estado de tensão. O módulo de resiliência de areias e pedregulhos aumenta com a tensão confinante (σ_3) ou com o somatório das tensões principais (θ).

Para garantir a resistência da camada granular contra a ruptura por cisalhamento ou excessivas deformações plásticas graduais, as tensões cisalhantes devem ser limitadas. A tensão cisalhante admissível pode ser calculada a partir da máxima resistência ao cisalhamento para um carregamento simples, expressado em termos dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ). Utilizando estes parâmetros pode-se obter um fator de segurança (F) contra a ruptura por cisalhamento relacionando a máxima resistência ao cisalhamento com as tensões cisalhantes atuantes em um ponto específico da camada, normalmente na porção central. De acordo com as Modelos 5.4 e 5.5 o valor de F pode ser determinado.

$$F = \frac{\text{Resistência ao cisalhamento}}{\text{Tensão cisalhante atuante}} \quad (5.4)$$

$$F = \frac{\sigma_3 \cdot [K \cdot (\tan^2(45 + \phi/2) - 1)] + 2 \cdot K \cdot c \cdot \tan(45 + \phi/2)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (5.5)$$

Onde:

F é o fator de segurança contra ruptura por cisalhamento

σ_1 e σ_3 são as tensões principais maior e menor, respectivamente, calculadas pelo programa

c e ϕ São a coesão e o ângulo de atrito interno do solo;

K é uma constante estimada de acordo com a Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Valor do parâmetro K sugerido em função das condições de saturação

Condição	K
Saturada	0,65
Não saturada	0,95

O fator de segurança admissível varia de acordo a categoria da rodovia e com o tráfego de projeto. Em estradas rurais de tráfego leve (corresponde a Classe C proposta no manual) o modelo 5.6 pode ser usado para estimar o número de aplicações de carga recomendados para que a rodovia não sofra ruptura por cisalhamento.

$$N_c = 10^{\left(\frac{F+1,472}{0,371}\right)} \quad (5.6)$$

N é o número admissível de aplicações de cargas padrão (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO), considerando a ruptura por cisalhamento da camada granular para rodovias.

5.2.1.3 Proteção do subleito contra acúmulo de deformações permanentes excessivas

Desde o início dos anos 1960, a deformação vertical, ϵ_v tem sido usada para desenvolver critérios limites de deformação para solos de subleito, de modo a controlar a deformação permanente nesta camada e, assim, a serventia do pavimento. Embora ϵ_v seja um parâmetro elástico, pode ser usada para estimar a deformação permanente do pavimento.

Para rodovias com baixo volume de tráfego (classe D) a relação entre a deformação vertical (ϵ_v) no topo do subleito e o número de operações equivalentes do eixo padrão é dado pelo modelo 5.7.

$$N = 10^{(36,70 - 10 \log \epsilon_v)} \quad (5.7)$$

Onde

N é o número admissível de repetições de carga do eixo padrão (calculado com os fatores de equivalência de carga da AASHTO) para evitar o acúmulo de deformações permanentes excessivas (superiores a 20 mm) no topo do subleito;

ϵ_v é a deformação vertical elástica de compressão no topo do subleito, microstrains.

5.3 ANÁLISE MECANÍSTICA COM O SOFTWARE EVERSTRESS 5.0

Nas análises mecánísticas, os pavimentos são caracterizados pelas espessuras, os módulos de resiliência e coeficientes de Poisson de cada camada, assim como do subleito. Os carregamentos são caracterizados através dos seguintes dados: número de rodas, carga por roda e coordenadas dos centros de rodas. Considera-se que as cargas transmitidas ao pavimento são uniformemente distribuídas em áreas circulares e que a tensão de contato roda-pavimento é igual à pressão de inflação dos pneus.

Para as análises mecánísticas deste estudo foi empregado o software EVERSTRESS 5.0, desenvolvido pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Washington (EUA). O software, que é mundialmente empregado, considera o pavimento como sendo um sistema elástico de múltiplas camadas, permitindo que se avaliem os efeitos de até dez rodas em estruturas com até cinco camadas.

Um aspecto muito interessante do software EVERSTRESS 5.0 é que permite que se incluam parâmetros de modelos, possibilitando assim a variação do módulo de resiliência no interior de camadas de solos e britas, em função do estado de tensões atuante à profundidade considerada. Este aspecto o diferencia, por exemplo, de outro software muito usado, o ELSYM5, que assume que o módulo de resiliência é constante em cada camada, o que não é rigorosamente verdadeiro no caso de solos e britas.

As características adotadas para o carregamento foram as seguintes:

- Pressão de inflação dos pneus considerada constante, igual a 80 psi (0,56 MPa)

- Duas cargas uniformemente distribuídas sobre áreas circulares, pois se considera apenas o efeito do semi-eixo padrão
- As magnitudes das cargas por rodas foram definidas dividindo-se a carga do eixo padrão pelo número de rodas, resultando assim: $8.200/4 = 2.050$ kgf ou 20.500 N.

Na figura a seguir apresenta-se esquematicamente as coordenadas das cargas consideradas e o afastamento entre as rodas, para o semi-eixo padrão considerado.

Eixo simples com rodas duplas (representa-se apenas o semi-eixo)

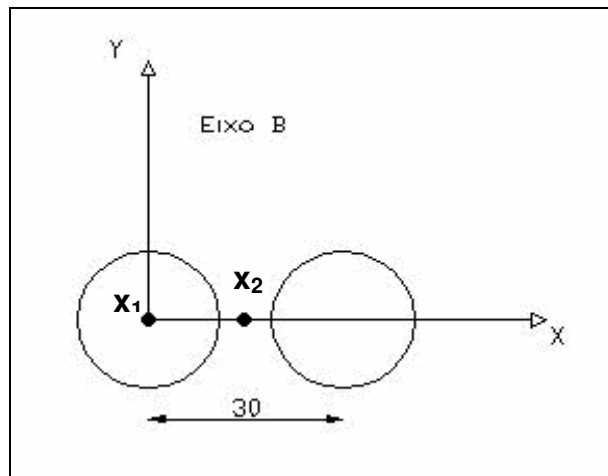


Figura 5.1 – Geometria de carregamento

As coordenadas (x; y) dos pontos de avaliação foram:

$x_1 = 0$; $y = 0$ (diretamente abaixo do centro de uma das rodas)

$x_2 = 15$ cm ; $y = 0$ (no ponto médio entre os centros das duas rodas).

O software estima as seguintes respostas estruturais, que foram utilizadas neste estudo:

- a deflexão superficial (U_z) em milésimos de milímetro
- a tensão de tração (σ_{xx} ou σ_{yy}) nas fibras inferiores das camadas asfálticas, em MPa.
- a deformação de extensão (ϵ_{xx} ou ϵ_{yy}) na fibra inferior da camada asfáltica, μstrain ($1 \mu\text{strain} = 10^{-6}$ mm/mm).
- tensões principais maior e menor (σ_1 e σ_3) no plano médio da camada de brita, MPa

- a tensão vertical (σ_{zz}) no topo do subleito, em MPa, e
- a deformação vertical de compressão (ϵ_{zz}) no topo do subleito, em μ strain.

5.4 ESTRUTURAS ANALISADAS

Foram analisadas 4 tipos de estruturas utilizando o “chumbinho” como material constituinte de pelo menos uma camada estrutural do pavimento. As estruturas analisadas são apresentadas na Tabela 5.2.

Com o objetivo de explorar mais a análise, variaram-se as condições do subleito adotando-se valores diferentes para o módulo resiliente. Para as estruturas 1, 2 e 3 adotou-se um subleito formado por camadas com módulos resilientes diferentes. A razão para tal escolha deveu-se ao programa computacional exigir a utilização de no mínimo 3 camadas, fazendo-se a necessidade de utilizar uma outra camada na estrutura 1 além da analisada e do subleito. Para melhor comparação, esta condição de subleito foi mantida para as estruturas 2 e 3. A Tabela 5.3 apresenta os módulos do subleito utilizados nas estruturas 1, 2 e 3 que estão divididas nas condições A, B e C. Para a estrutura 4 foram adotados os valores de 50, 100, 150 e 200 MPa para o módulo resiliente do subleito.

Tabela 5.2 – Estruturas analisadas

Estruturas	Revestimento		Base		Sub-base	
	Tipo	Espessura (cm)	Tipo	Espessura (cm)	Tipo	Espessura (cm)
01	Chumbinho	15	-	-	-	-
02	TS	2,5	Chumbinho	15	-	-
03	PMQ	3,0	Chumbinho	15	-	-
04	CBUQ	5	Brita	15	Chumbinho	20

Tabela 5.3 – Condições analisadas do subleito

Condição	Subleito 1 (15 cm) Mr (MPa)	Subleito 2 Mr (MPa)
A	50	100
B	100	200
C	150	250

Para a estrutura 1 foram analisadas duas situações: uma para as condições ótimas de umidade e compactação e outra com grau de compactação a 90% e umidade ótima. Os módulos de resiliência utilizados para a estimativa das tensões (σ_1 e σ_3 com programa EVERSTRESS 5.0 foram os mesmos apresentados no Capítulo IV para as condições mencionadas. A Tabela 5.4 apresenta os modelos para os módulos utilizados em função do invariante de tensões (θ). Os ângulos de atrito (ϕ') e intercepto coesivo (c') utilizados no modelo 5.5 foram apresentados também no Capítulo IV, sendo que, para a condição com grau de compactação a 100% utilizaram-se os parâmetros de resistência da amostra densa e para a condição com menor grau de compactação (90%), os parâmetros da amostra fofa foram usados. Nas estruturas 2 e 3, o “chumbinho” foi utilizado somente nas condições ótimas de compactação, com os módulos seguindo os modelos apresentados na Tabela 5.4. Os parâmetros de resistência (c' e ϕ') correspondem aos determinados para amostra densa no Capítulo IV. Os módulos de resiliência das camadas de Tratamento Superficial (TS) e Pré-misturado a quente (PMQ) utilizados foram, respectivamente, 200 e 3000 MPa.

Tabela 5.4 – Modelos dos módulos resilientes utilizados no programa EVERSTRESS 5.0 nas condições analisadas

São Martinho	Modelo dos módulos (MPa)
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ e w_{ot}	$M_R = 34,35 \left(\frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{0,752}$
$0,9\gamma_{dm\acute{a}x}$ e w_{ot}	$M_R = 33,58 \left(\frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{0,787}$
Silveira Martins	Modelo dos módulos (MPa)
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ e w_{ot}	$M_R = 29,68 \left(\frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{0,673}$
$0,9\gamma_{dm\acute{a}x}$ e w_{ot}	$M_R = 30,51 \left(\frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{0,635}$

A Tabela 5.5 apresenta as tensões principais obtidas através do programa EVERSTRESS 5.0 para a condição mais desfavorável em termos de resistência ao cisalhamento no interior da camada dos “chumbinhos”.

As Figuras 5.2 e 5.3 apresentam os resultados das análises do fator de segurança (F) e do número de passagens do eixo padrão (Nc) em função das condições do subleito. Nas Figuras 5.2 e 5.3 o Nc já é apresentado em valores correspondentes ao eixo padrão do DNER, observando que o $N_{cAASHTO} = 4 \times N_{cDNER}$.

Tabela 5.5 – Tensões principais obtidas com o programa EVERSTRESS 5.0 para as estruturas analisadas (σ_1 e σ_3 em kPa)

Condição Subleito	São Martinho			Silveira Martins		
	A	B	C	A	B	C
Estrutura 1 γ_{dmax} e w_{ot}	$\sigma_1 = 319,25$ $\sigma_3 = 0$	$\sigma_1 = 338,78$ $\sigma_3 = 21,45$	$\sigma_1 = 377,53$ $\sigma_3 = 44,26$	$\sigma_1 = 325,09$ $\sigma_3 = 0$	$\sigma_1 = 374,58$ $\sigma_3 = 38,01$	$\sigma_1 = 4414,18$ $\sigma_3 = 57,83$
Estrutura 1 γ_{dmax} e w_{ot}	$\sigma_1 = 319,18$ $\sigma_3 = 0$	$\sigma_1 = 338,25$ $\sigma_3 = 20,6$	$\sigma_1 = 377,07$ $\sigma_3 = 43,49$	$\sigma_1 = 322,63$ $\sigma_3 = 0$	$\sigma_1 = 372,36$ $\sigma_3 = 35,32$	$\sigma_1 = 412,33$ $\sigma_3 = 56,23$
Estrutura 2 TS	$\sigma_1 = 360,69$ $\sigma_3 = 18,61$	$\sigma_1 = 384,09$ $\sigma_3 = 35,52$	$\sigma_1 = 401,24$ $\sigma_3 = 50,82$	$\sigma_1 = 365,02$ $\sigma_3 = 22,51$	$\sigma_1 = 387,72$ $\sigma_3 = 38,71$	$\sigma_1 = 403,45$ $\sigma_3 = 52,33$
Estrutura 3 PMQ	$\sigma_1 = 257,35$ $\sigma_3 = 4,67$	$\sigma_1 = 283,44$ $\sigma_3 = 24,38$	$\sigma_1 = 301,58$ $\sigma_3 = 39,22$	$\sigma_1 = 254,6$ $\sigma_3 = 13,25$	$\sigma_1 = 278,92$ $\sigma_3 = 31,33$	$\sigma_1 = 294,78$ $\sigma_3 = 44,31$

De acordo com resultados obtidos nas análises contra a ruptura por cisalhamento das camadas do “chumbinho” apresentados nas Figuras 5.2 e 5.3, pode-se notar o aumento do fator de segurança F com maior compactação, independentemente da qualidade do subleito. Com isso, a camada torna-se mais protegida contra a ruptura devido às tensões cisalhantes, suportando, também, um tráfego maior. Estas considerações valem para os dois materiais, para a condição saturada e não saturada. A condição não saturada apresentou valores do F superiores à condição saturada e conseqüentemente suportando tráfegos maiores para todas as condições analisadas.

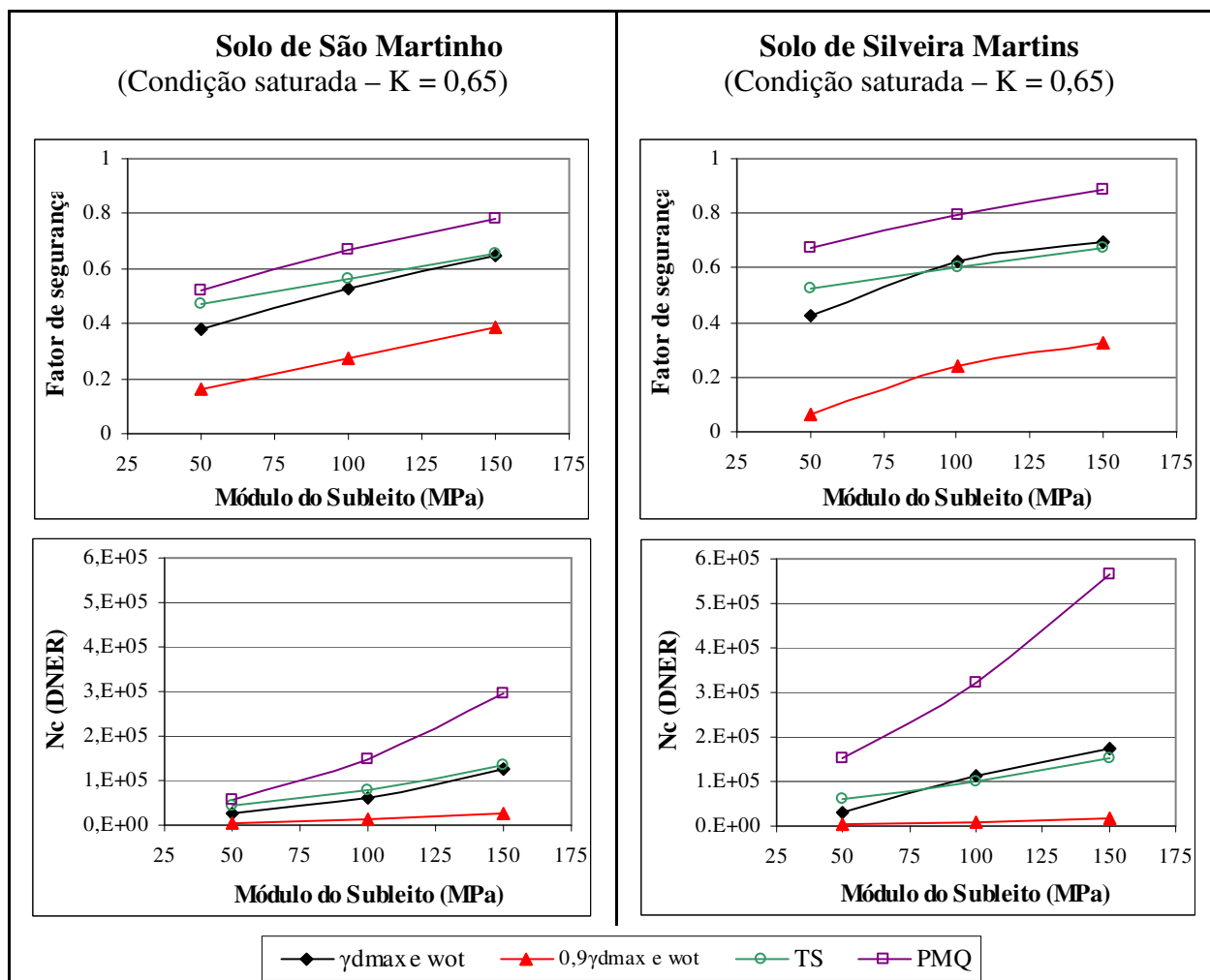


Figura 5.2 – Gráficos fator de segurança versus módulo do subleito e Nc (DNER) versus módulo do subleito dos solos de Silveira Martins e São Martinho da Serra, na condição saturada (estruturas 1, 2 e 3)

Com relação à utilização de camadas delgadas para revestimento, o uso de Tratamento Superficial (TS) não trouxe significativas melhorias no desempenho da estrutura do pavimento, em termos resistência ao cisalhamento, mas certamente contribuirá para reduzir a infiltração de água na base, melhorando indiretamente a capacidade de suporte. O TS também propicia o aumento da resistência do pavimento ao desgaste, proporcionada pela abrasão mecânica imposta pelo tráfego. Somente para a condição A (módulos baixos) do subleito, o pavimento com revestimento em TS apresentou fator de segurança superior ao revestimento primário. Nas demais condições do subleito analisadas (B e C), o desempenho foi bastante semelhante. A utilização do PMQ como revestimento, pelo menos nesta análise, trouxe grandes vantagens em relação às demais, com maiores valores do parâmetro F e conseqüente, maior número de aplicações da carga padrão, principalmente para as melhores condições do subleito (B e C).

Em função da maior coesão apresentada pelo solo de Silveira Martins em relação ao de São Martinho, o primeiro mostrou-se melhor em termos de resistência contra ruptura por cisalhamento, quando os materiais estão na condição mais compacta (densa). Na condição fofa houve uma diferença não muito significativa, mas com melhores resultados no solo de São Martinho.

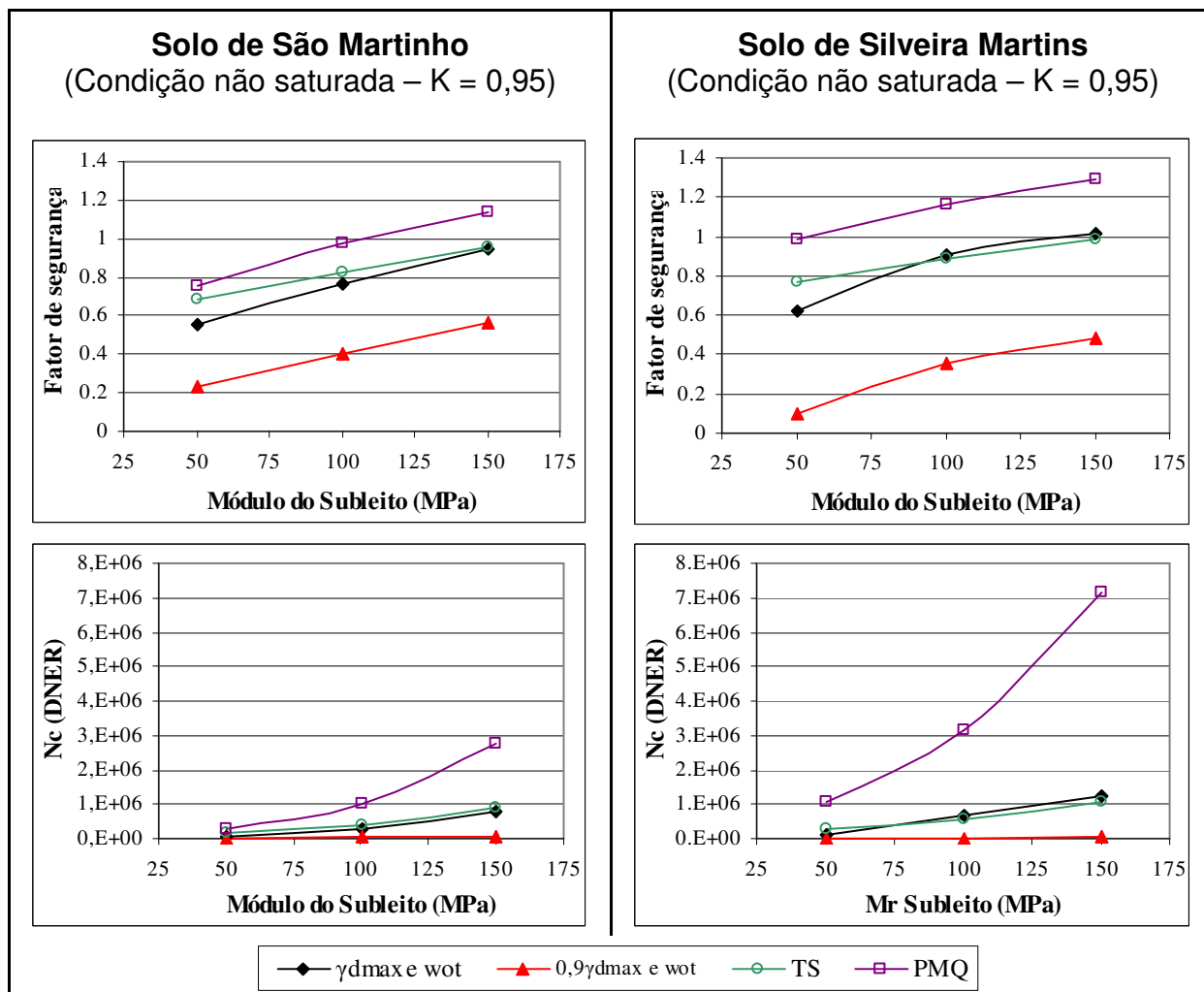


Figura 5.3 – Gráficos fator de segurança versus módulo do subleito e Nc (DNER) versus módulo do subleito dos solos de Silveira Martins e São Martinho da Serra, na condição não saturada (estruturas 1, 2 e 3)

A Figura 5.4 apresenta as análises para a proteção contra deformações permanentes excessivas (máximo admissível de 20 mm de deformação) para as três condições de subleito (A, B e C). Os gráficos apresentados relacionam deformações verticais no topo do subleito e valores de A versus o módulo do subleito. Os cálculos foram executados utilizando-se o modelo 5.7 e os valores de A correspondem à potência do modelo 5.8.

$$N = 10^A \quad (5.8)$$

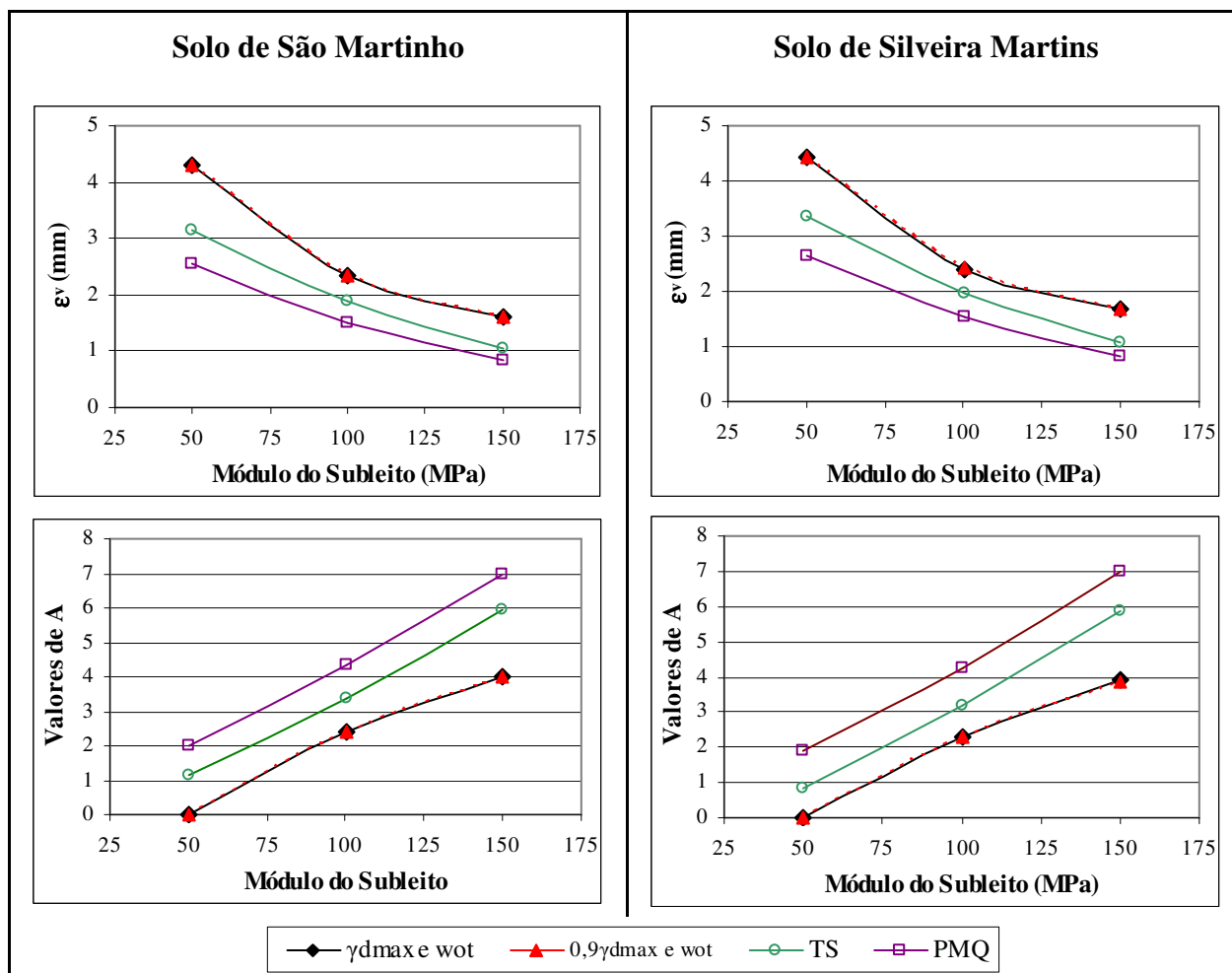


Figura 5.4 – Proteção do subleito contra deformações permanentes excessivas dos solos de São Martinho da Serra e Silveira Martins

Nas análises apresentadas na Figura 5.4 foi possível perceber, como já era esperado, uma redução nas deformações do topo do subleito com o aumento dos seus módulos, para todos os casos. Os resultados semelhantes obtidos para a estrutura 1 em condições diferentes de compactação (90% e 100% do grau de compactação) deveram-se ao programa utilizado, EVERSTRESS 5.0, determinar as seus resultados (tensões, deformações e deflexões) em função do módulos. Como os módulos resilientes, para estas condições, são praticamente os mesmos, ambas apresentaram os mesmos níveis de deformação.

Conforme mostrado também, com relação à proteção de subleito contra as deformações permanentes, a utilização de revestimentos delgados, TS e PMQ, apresentaram boa resposta, sendo que o PMQ apresentou menores deformações no topo do subleito para as condições A, B e C analisadas. Em deformações do subleito, os dois materiais apresentam o mesmo comportamento para as estruturas 1, 2 e 3 analisadas.

Para baixos módulos de subleitos ($M_R < 100$ MPa), o problema é sempre de deformações excessivas no topo do subleito. Para módulos mais altos ($M_R \geq 100$ MPa) a ruptura por cisalhamento passa a ser o mecanismo de degradação do pavimento quando da utilização de TS ou PMQ como revestimento sobre estes dois solos como base.

Também foi analisada a possibilidade da utilização dos “chumbinhos” como sub-base, como apresentado na estrutura 4. As mesmas análises contra a ruptura por cisalhamento foram realizadas nestes materiais e, também, na camada granular. Os parâmetros de resistência da brita foram extraídos do trabalho de Malysz (2004) correspondente a uma brita de basalto com grau de compactação a 100%, a qual correspondiam a ângulo de atrito $\phi' = 60^\circ$ e intercepto coesivo $c' = 49$ kPa. As respostas para a análise mecânica de estrutura 4 foram:

- a) Deflexão superficial (entre as rodas) – D_{topo} ;
- b) Tensão de tração na fibra inferior da camada de revestimento (sob a roda ou entre rodas) - $\sigma_{t(\text{rev})}$;
- c) Deformação de extensão na fibra inferior da camada asfáltica - $\epsilon_{t(\text{rev})}$;
- d) Tensões principais maior e menor (σ_1 e σ_3) no plano médio da camada de brita e do “chumbinho”;
- e) Tensão vertical no topo do subleito – $\sigma_{v(\text{sub})}$
- f) Deformação vertical de compressão no topo do subleito – $\epsilon_{v(\text{sub})}$.

As Tabelas 5.6 e 5.7 apresentam os resultados da análise realizada para a estrutura 4 para os solos estudados, São Martinho e Silveira Martins respectivamente.

Com o modelo 5.2 foi determinado o N_f , número de cargas do eixo padrão, que produz o início do trincamento por fadiga da camada asfáltica, em função da deformação de extensão da fibra inferior. Com o modelo 5.3 se determina o número de cargas equivalentes de eixo padrão, correspondente a ruptura por trincamento da camada asfáltica ($N_{\text{ftrincamento}}$), sendo o fator de correção para uma espessura de 5 cm, igual a 2. As deformações obtidas assim como

o $N_{\text{trincamento}}$ são apresentados nas Figuras 5.5 e 5.6 em função do módulo do subleito. Vale ressaltar novamente, que todos os valores referentes a eixo padrão apresentados nas Figuras já se encontram de acordo os padrões de equivalência de carga do DNER.

Tabela 5.6 – Resultados da análise da estrutura 4 para o solo de São Martinho da Serra

São Martinho				
Módulo do Subleito (MPa)	50	100	150	200
D_{topo} (10^{-2}mm)	126,5	89,37	75,76	68,68
$\sigma_{t(\text{rev})}$ (MPa)	2,66	2,32	2,19	2,12
$\epsilon_{t(\text{rev})}$ (10^{-3} mm)	522,79	459,76	435,41	422,71
Tensões principais – brita (kPa)	$\sigma_1 = 211,59$ $\sigma_3 = 0$	$\sigma_1 = 226,69$ $\sigma_3 = 0,15$	$\sigma_1 = 223,39$ $\sigma_3 = 2,17$	$\sigma_1 = 236,98$ $\sigma_3 = 3,35$
Fator se segurança – brita (condição saturada)	1,12	1,05	1,10	1,13
Nc (DNER) – brita (condição saturada)	$2,48 \cdot 10^{06}$	$1,62 \cdot 10^{06}$	$2,24 \cdot 10^{06}$	$2,71 \cdot 10^{06}$
Tensões principais – chumbinho (kPa)	$\sigma_1 = 67,11$ $\sigma_3 = 3,35$	$\sigma_1 = 76,24$ $\sigma_3 = 10,03$	$\sigma_1 = 81,01$ $\sigma_3 = 13,28$	$\sigma_1 = 83,99$ $\sigma_3 = 15,25$
Fator de segurança – chumbinho (condição saturada)	2,01	2,15	2,20	2,23
Nc DNER – chumbinho (condição saturada)	$6,07 \cdot 10^{08}$	$1,45 \cdot 10^{09}$	$2,03 \cdot 10^{09}$	$2,43 \cdot 10^{09}$
$\sigma_{v(\text{sub})}$ (kPa)	52,13	60,71	65,31	68,22
$\epsilon_{v(\text{sub})}$ (mm)	0,92	0,51	0,35	0,27
$N\epsilon_{v(\text{sub})}$ (20mm)	10^7	$10^{9,65}$	10^{11}	10^{12}

Observando todos os resultados obtidos é possível notar-se que o grande problema da estrutura 4 é a ruptura por trincamento por fadiga da camada asfáltica. O trincamento aparecera antes das camadas granulares romperem por cisalhamento ou de acumularem-se

deformações excessivas no subleito. Para todas as condições de subleito, embora diminua conforme aumenta o módulo do subleito, o trincamento por fadiga da camada asfáltica é o maior problema desta estrutura.

Tabela 5.7 – Resultados da análise da estrutura 4 para o solo de Silveira Martins

Silveira Martins				
Módulo do Subleito (MPa)	50	100	150	200
D_{topo} (10^{-2}mm)	131,6	94,97	81,44	74,49
$\sigma_{t(rev)}$ (MPa)	2,76	2,45	2,32	2,26
$\epsilon_{t(rev)}$ (10^{-3} mm)	543,50	484,15	460,49	448,51
Tensões principais – brita (kPa)	$\sigma_1 = 218,00$ $\sigma_3 = 0$	$\sigma_1 = 220,68$ $\sigma_3 = 0$	$\sigma_1 = 226,72$ $\sigma_3 = 0$	$\sigma_1 = 229,98$ $\sigma_3 = 0$
Tensões principais – brita (kPa)	1,09	1,07	1,05	1,03
Fator de segurança – brita (condição saturada)	$2,02 \cdot 10^{06}$	$1,86 \cdot 10^{06}$	$1,56 \cdot 10^{06}$	$1,42 \cdot 10^{06}$
Tensões principais – chumbinho (kPa)	$\sigma_1 = 66,94$ $\sigma_3 = 4,94$	$\sigma_1 = 75,48$ $\sigma_3 = 11,46$	$\sigma_1 = 79,78$ $\sigma_3 = 14,46$	$\sigma_1 = 82,41$ $\sigma_3 = 16,24$
Fator de segurança – chumbinho (condição saturada)	2,36	2,48	2,52	2,54
N_c DNER – chumbinho (condição saturada)	$5,50 \cdot 10^{09}$	$1,16 \cdot 10^{10}$	$1,47 \cdot 10^{10}$	$1,65 \cdot 10^{10}$
$\sigma_{v(sub)}$ (kPa)	52,47	60,67	64,89	67,50
$\epsilon_{v(sub)}$ (mm)	0,91	0,50	0,34	0,26
$N\epsilon_{v(sub)}$ (20mm)	10^7	$10^{9,71}$	10^{11}	10^{12}

Com solo de São Martinho na sub-base, a estrutura apresenta uma sobrevida um pouco maior, com menores deflexões da camada asfáltica, embora ainda altas, em relação ao solo de Silveira Martins. Para a melhor condição de subleito do solo de São Martinho, a deflexão obtida foi de $68,7 \cdot 10^{-2}$ mm. As tensões de tração na fibra inferior também se apresentaram

bastante elevadas, sendo superiores a 2 MPa, portanto, é claro o risco de ruptura brusca com a passagem das primeiras cargas.

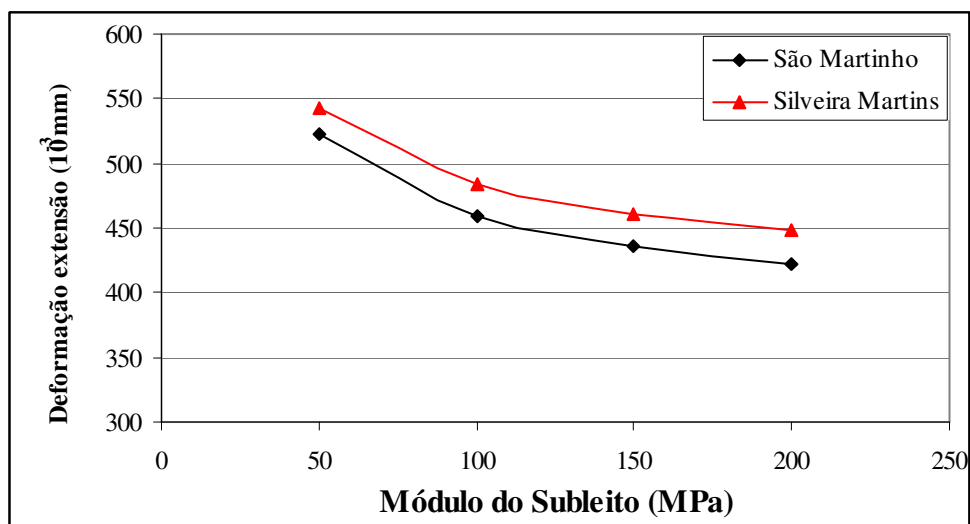


Figura 5.5 – Gráfico módulo do subleito versus deformação de extensão da fibra inferior da camada asfáltica

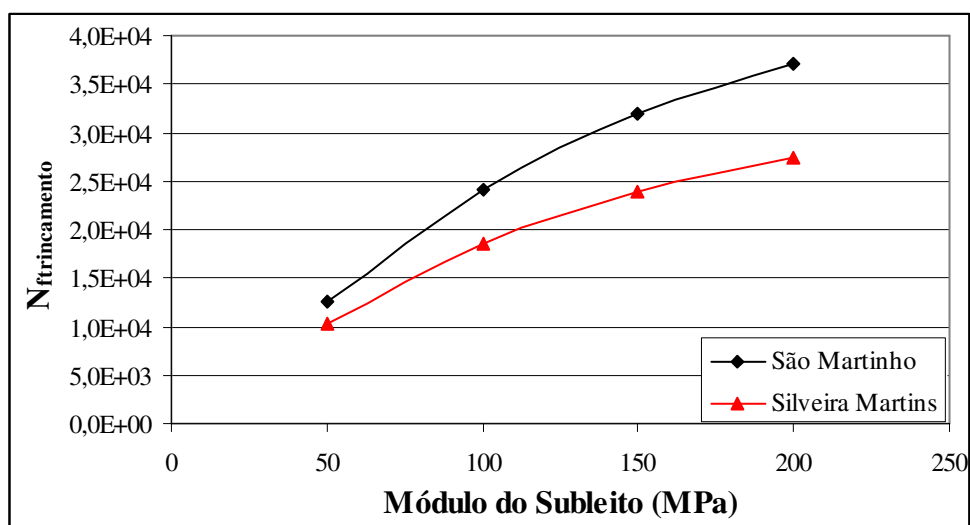


Figura 5.6 – Gráfico módulo do subleito versus número de aplicações de carga do eixo padrão $N_{ftrincamento}$ (DNER)

A Tabela 5.8 apresenta o resumo do mecanismo de degradação mais severo para cada estrutura e também o valor do número de aplicações de carga (N) correspondente, em fator de equivalência do DNER. Na Tabela 5.8:

- I – Deformações excessivas do subleito (maiores de 20 mm)
- II – Ruptura por cisalhamento.

Tabela 5.8 – Resumo dos mecanismos de degradação nas estruturas 1, 2 e 3.

São Martinho da Serra				Silveira Martins		
Condição do subleito				Condição do subleito		
Estruturas	A	B	C	A	B	C
01 ($\gamma_{dmáx}$ e ω_{ot})	I $N < 10^1$	I $N = 10^{2,5}$	I $N = 10^4$	I $N < 10^1$	I $N = 10^{2,3}$	I $N = 10^4$
01 ($0,9\gamma_{dmáx}$ e ω_{ot})	I $N < 10^1$	I $N = 10^{2,5}$	I ou II $N = 10^4$	I $N < 10^1$	I $N = 10^{2,3}$	I ou II $N = 10^4$
02 TS	I $N = 10^{1,1}$	I $N = 10^{3,4}$	II $N = 10^5$	I $N = 10^1$	I $N = 10^3$	II $N = 1,5 \cdot 10^5$
03 PMQ	I $N = 10^2$	I $N = 10^{4,5}$	II $N = 3 \cdot 10^5$	I $N = 10^2$	I $N = 10^{4,5}$	II $N = 5,8 \cdot 10^5$

Com esta análise mecanística, foi possível verificar que o grau de compactação tem enorme influência na resistência às deformações cisalhantes dos materiais, de modo que para menores níveis de compactação, menor é a capacidade do revestimento primário em resistir à ação do tráfego.

Através da variação dos valores de K nos modelos de cálculo, verificou-se também, a grande influência da umidade na resistência cisalhante de modo que o material saturado apresentou valores de N determinados 10 vezes menores que os estimados para a condição não saturada.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios de laboratórios e análise mecanística apresentados e analisados nos capítulos anteriores, conduzem às seguintes conclusões:

Caracterização dos materiais estudados

- De acordo com AASHTO, os dois materiais (“chumbinhos”) foram classificados como A-2-7, solos granulares com finos argilosos de alta plasticidade. De acordo com sistema SUCS, o solo de São Martinho apresenta designação GC-GH (pedregulho argiloso com areia) e o solo de Silveira Martins é designado como SC-SH (areia silto-argilosa com pedregulho).
- Na classificação MCT, ambos os materiais são não lateríticos representados por NA’, podendo ser expansivos, muito resilientes e erodíveis. Segundo a Especificação de Serviço do DER/PR ES-T 01/05, materiais com esta classificação podem ser utilizados como revestimento primário.
- De acordo com os resultados de ensaios de difratometria de raios X, os argilominerais constituintes da fração fina (basicamente silte) destes solos pertencem ao grupo das esmectitas, argilominerais muito pequenos e com características expansivas. Em revestimento primário não trará malefício. Porém, se empregados como camada estrutural de pavimento (base, sub-base, reforço) sua expansão pode provocar trincamentos no revestimento, principalmente em camadas mais delgadas.

Quanto a capacidade de suporte dos materiais

- Os ensaios de expansão realizados no ensaio de ISC apresentaram como resultado expansões muito baixas, menores que 1% (Silveira Martins) e nulas (São Martinho). Vale salientar que este ensaio foi executado com sobrecarga.

- O ISC dos materiais foi superior a 20% na energia Normal do ensaio de Proctor. De acordo com este valor e uma expansão menor que 1%, estes materiais podem ser empregados como sub-base de rodovias.
- Ao analisar a curva ISC versus teor de umidade, constata-se que o solo de São Martinho apresenta $ISC \geq 20\%$ quando os teores de umidade variam entre 14,5 a 18,5%. Para o solo de Silveira Martins a faixa de umidade para ter $ISC \geq 20\%$ é de 16,8 a 18,6 %;

Resistência ao cisalhamento

- De maneira geral, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas, nos dois solos estudados, apresentaram valores crescentes da tensão cisalhante até deslocamentos horizontais próximos de 6,0 mm, depois, permanecendo constantes. O aumento da tensão normal também provocou o incremento na tensão cisalhante obtida.
- Com relação a variação volumétrica nos ensaios de cisalhamento direto em amostras fofas, a maior parte das amostras ensaiadas apresentaram um comportamento de contração. A exceção foi para o solo de São Martinho que, com tensão vertical de 200 kPa, os corpos-de-prova apresentaram comportamento de contração até deslocamentos horizontais próximos de 4,0 mm onde, a partir daí, predominou o comportamento de expansão.
- As curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das amostras densas obtidas no ensaio de cisalhamento direto apresentaram suaves picos de resistência. Houve aumento na tensão cisalhante com o incremento da tensão normal.
- As amostras apresentaram um comportamento de contração na fase inicial do ensaio de cisalhamento direto na condição densa e, posteriormente, um comportamento de expansão.
- Os parâmetros de resistência obtidos para o solo de São Martinho na condição fofa foram: $c' = 20,4$ kPa e $\phi' = 35,4^\circ$. Para as amostras densas os parâmetros determinados foram: $c' = 38,4$ kPa e $\phi' = 38,5^\circ$

- Para o solo de Silveira Martins, os parâmetros de resistência obtidos foram: $c' = 8,6$ kPa e $\phi' = 34,5^\circ$ para a condição fofa; e $c' = 53,2$ kPa e $\phi' = 36,5^\circ$ para a condição densa.

Efeito da sucção no comportamentos dos materiais

- As curvas características obtidas tenderam um formato bimodal (duplo “S”), ou seja, as curvas possuem dois pontos de entrada de ar onde a dessaturação é controlada pela macroestrutura (baixos valores de sucção) e pela microestrutura (valores altos de sucção);
- Nas amostras compactadas ocorrem grandes variações na sucção com pequenas mudanças na umidade. No solo de São Martinho, a redução do grau de saturação de 73% para 60% (teores de umidade de 19,42% e 15,96%, respectivamente) eleva a sucção de 9 kPa para 500kPa. Para o material de Silveira Martins o decréscimo do grau de saturação de 75% para 61% (respectivos teores de umidade 19,94% e 16,22%) aumenta a sucção de 9 kPa para próximo de 300 kPa.
- Normas de compactação de solos destinados a estruturas de pavimentos recomendam compactação na umidade ótima $\pm 2\%$. No solo de São Martinho, que apresenta umidade ótima igual a 18,8%, esta variação provocará uma diferença na sucção de 6 kPa, para a maior umidade (20,8%), para 280 kPa, para a menor umidade (16,8%). No solo de Silveira Martins, mais 2% de umidade em relação a ótima (22,1%) a sucção é de 5 kPa, enquanto que com menos 2% de umidade em relação ótima a sucção aumenta para 50 kPa. Isto se reflete nos resultados do ensaio de deformação permanente;

Ensaio triaxiais de cargas repetidas – módulos resilientes

- De acordo com o resultado dos ensaios triaxiais de carga repetida para determinação do módulo de resiliência, o solo de São Martinho apresenta um comportamento típico de solo granular, com os módulos aumentando em função da tensão confinante (σ_3). Já para o solo de Silveira Martins seu comportamento se mostra mais próximo de um granular-coesivo, com os módulos aumentando em função do invariante de tensões (θ) e da tensão desvio (σ_d);

- Os dois materiais, de acordo com a classificação resiliente proposta por Preussler *et al.* (1981), pertencem ao Grupo I, ou seja, solos com a elevada deformabilidade elástica e pouco adequados para base e sub-base de pavimentos. Porém, esta classificação é para o emprego de materiais em pavimentos de rodovias de tráfego médio e elevado; portanto, com finalidades completamente diferentes à focalizada nesta dissertação;
- Para o solo de São Martinho, 2% a mais de umidade em relação à condição ótima provoca uma redução no valores dos seus módulos, independentemente do estado de tensões. A provável explicação para o fato seria a redução da sucção com o aumento da umidade (sucção de 18 kPa na umidade ótima e 6 kPa com 2% de umidade a mais), provocando um decréscimo das tensões efetivas, e causando maiores deformações elásticas;
- O grau de compactação não influenciou os resultados dos módulos resilientes do material de São Martinho. Isso se deveu ao condicionamento dos corpos-de-prova antes do ensaio propriamente dito. Este condicionamento levou a graus de compactação semelhantes antes do início da fase de medição das deformações elásticas, mesmo os corpos-de-prova sendo moldados com massas específicas diferentes.
- Com o aumento do teor de umidade no solo de Silveira Martins ocorre redução na taxa de crescimento dos módulos resilientes com o aumento do estado de tensões. Este material, com umidade acima da ótima, parece ser mais sensível à tensão desviadora (σ_d) se comparados os ensaios nas condições ótimas de umidade. Quando este solo está mais úmido o módulo decresce, em relação ao solo na umidade ótima, conforme aumenta o tensão desvio o que é característico de um solo granular-coesivo;
- Os resultados dos módulos resilientes praticamente não sofreram influência do grau de compactação, para o solo de Silveira Martins, devido ao severo condicionamento prévio imposto aos corpos-de-prova;
- Os corpos-de-prova do solo de Silveira Martins, ensaiados com grau de compactação menor e maior teor de umidade, apresentaram módulos resilientes menores independentemente do estado de tensões, quando comparados aos dos corpos-de-prova moldados nas condições ótimas de umidade e máximo γ_d . Com 2% a mais de umidade

em relação a ótima (22,1%), a sucção do material cai de 10kPa, na umidade ótima, para 5kPa na condição mais úmida. Esta redução na sucção é a provável causa da redução nos valores dos módulos resilientes neste material;

- O solo de Silveira Martins, quando compactado com diferentes graus de compactação (100 e 90%), mas com o mesmo teor de umidade (2% acima da umidade ótima), apresenta comportamento diferente. A taxa de crescimento dos módulos para a condição mais compacta é menor em relação a menos compactada, porém, a baixos níveis de tensões, os módulos das amostras mais densas são mais elevados. Isto pode estar ligado com o surgimento de poro-pressões nos corpos-de-prova mais compactos, as quais vão sendo dissipadas à medida que o estado de tensões aumenta, aumentando as deformações elásticas.

Ensaio triaxiais de cargas repetidas – deformações permanentes

- De maneira geral, ambos os materiais sofrem forte influência do grau de compactação quando se tratam de deformações permanentes. O solo de São Martinho tem a deformação específica estabilizada próxima a 4% quando compactado a 100% do grau de compactação. Este mesmo solo ensaiado com grau de compactação a 90% apresentou deformação específica da ordem de 12%. Da mesma maneira, no solo de Silveira Martins há aumento da deformação específica, de 4 para 15%, quando o solo é compactado com graus de compactação iguais a 100 e a 90%, respectivamente;
- Considerando o aumento do teor de umidade, o comportamento dos materiais é bastante diferente em termos de deformações plásticas; solo de Silveira Martins parece ser bem mais sensível ao aumento do teor de umidade de que o de São Martinho. Isto é atribuído ao caráter mais coesivo do primeiro;
- Ao elevar-se o teor de umidade a $w_{ot} + 2\%$, as deformações permanentes no solo de São Martinho se estabilizam no nível de 6%, enquanto para a umidade ótima a estabilização se deu com $\epsilon_p \cong 4\%$. Este fato se deve à redução da sucção com o aumento do teor de umidade, passando de 18 kPa para 6 kPa na condição mais úmida. Este decréscimo na sucção reduz as tensões efetivas, fazendo com que a resistência as deformações cisalhantes também diminua.

- O solo de Silveira Martins mostrou-se muito sensível à umidade. Com o acréscimo de 2% do teor de umidade em relação à ótima (22,1%), o material sofreu excessivas deformações, entrando em colapso. Isso pode ser atribuído, ao surgimento de poropressões que, por consequência, reduzem o valor da sucção que já era baixa (5 kPa) provocando a diminuição das tensões efetivas. Assim, com 5000 aplicações de carga, o corpo-de-prova acumulou mais de 20% de deformação específica.

Emprego dos materiais estudados em pavimentos

- A partir das análises mecánísticas, verificou-se que das camadas de solo estudadas, o fator de segurança (F) cresce conforme aumentam os módulos do subleito, ou seja, a resistência a ruptura por cisalhamento diminuiu com a elevação dos módulos do subleito, para todas as estruturas avaliadas. Este fato salienta a importância de executarem-se camadas granulares de pavimentos sobre subleitos bem compactados e drenados (que apresentam maiores M_R);
- As análises mecánísticas também evidenciaram a grande diferença proporcionada pelo grau de compactação no desempenho dos materiais utilizados como revestimento primário. A estrutura mais compacta apresentou melhores resultados em termos de resistência às deformações cisalhantes;
- Com a utilização apenas de tratamento superficial praticamente não se altera o desempenho das camadas de solo compactadas, quando os mesmos são utilizados como base, em termos de resistência ao cisalhamento. Somente para condições de subleito muito ruins ($M_R < 100\text{MPa}$) o TS proporcionou melhores resultados que o revestimento primário bem compactado. Para subleitos melhores ($M_R \geq 100\text{MPa}$), o “chumbinho” bem compactado apresenta o mesmo comportamento sem ou com tratamento superficial. Contudo, não deve negligenciar-se a melhoria que o TS proporciona em termo de: redução da infiltração de água, resistência à erosão, melhoria da condição de rolamento, ou seja, da serventia do pavimento e redução dos custos de manutenção. Essas considerações valem para os dois solos.
- O revestimento com 3 cm de PMQ mostrou-se uma boa alternativa, pois esta estrutura apresentou os maiores valores em relação ao fator de segurança (F), para todos os níveis analisados de módulo do subleito, suportando um maior volume de tráfego ao longo dos dez anos de projeto, comparado com as outras estruturas avaliadas se com

revestimentos delgados. Com os dois solos o PMQ apresenta estas características de comportamento;

- O desempenho do solo de Silveira Martins foi ligeiramente melhor do que o de São Martinho em termos de resistência às deformações cisalhantes para as estruturas 1, 2 e 3 analisadas. Na estrutura com PMQ esta diferença é mais notável entre os dois materiais utilizados. Este melhor desempenho do solo de Silveira Martins deveu-se, principalmente, a sua maior coesão em relação ao solo de São Martinho, quando compactados.
- Como era de se esperar, deformações do subleito tendem a serem menores conforme ocorre aumento nos módulos do subleito. Isto foi observado para todas as estruturas analisadas.
- A utilização de camadas delgadas como revestimento melhorou o desempenho das estruturas, em termos de deformações no topo do subleito. Estas soluções diminuíram as deformações no topo do subleito, com o melhor resultado para o PMQ;
- Com relação à utilização de uma estrutura igual a 4 (camada asfáltica, base de brita graduada e sub-base de “chumbinho”), constata-se que o problema do pavimento deixa de ser a ruptura por cisalhamento das camadas granulares. O trincamento por fadiga da camada asfáltica passa a ser o mecanismo preponderante de degradação da estrutura.
- A melhor qualidade do subleito (módulos maiores) diminui a deformação por extensão na fibra inferior da camada asfáltica, aumentando a serventia do pavimento.

Globalmente conclui-se que a abordagem empregada nesta dissertação, analisando o comportamento de solos residuais para o emprego em rodovias de baixo volume de tráfego, a luz das Mecânicas dos Solos e dos Pavimentos mostra excelente potencial. Tal abordagem proporciona uma melhor compreensão dos comportamentos de resistência e deformabilidade desses solos e sua integração com o conceito de sucção, parâmetro fundamental no comportamento de solos não saturados, como os que constituem camadas de pavimentos.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A abordagem utilizada nesta dissertação, analisando o comportamento de solos em pavimentos primários a luz das Mecânicas dos Solos e dos Pavimentos, é muito amplo. Dentro deste contexto, seguem-se algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Avaliar o comportamento de materiais em termos de resistência e deformações permanentes utilizando o Método da Cunhas, proposto Thom *et al.* (1993) sugerido por Brown (1996);
- Estudar o comportamento destes materiais quanto à resistência à abrasão mecânica imposta pela ação do tráfego no contato pneu pavimento, fator este que também é de grande importância para se qualificar solos para revestimentos primários e não foi avaliado na presente trabalho;
- Determinar curvas de retenção para condições de massa específica aparente seca máxima e unidade a 2% acima 2% abaixo da umidade ótima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{ot} \pm 2\%$);
- Realizar ensaios triaxiais de cargas repetidas com medida de sucção durante o ensaio e correlacionar com os valores determinados com as curvas de retenção obtidas para estes materiais;
- Determinar os parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ') na condição não saturada, realizando ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada nas condições densa e fofa, com valores sucção estimados a partir das curvas característica desses materiais obtidas nesta dissertação;
- Avaliar esses solos, de São Martinho da Serra e de Silveira Martins, quanto ao comportamento e resistência à erosão hidráulica;
- Ampliar o universo de solos estudados procurando identificar em estudos de mapeamento da região outras possíveis jazidas de materiais para execução estudos semelhantes desta dissertação;
- Realizar alguns segmentos de rodovias com as estruturas de pavimentos descritas neste trabalho e avaliar seu comportamento em situações de campo, preferencialmente em períodos de chuvas mais intensas.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABITANTE, E. (1997). **Proposta Metodológica de Mapeamento Geotécnico com o Uso de Pedologia em Solos Tropicais Visando Obras Rodoviárias**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1990). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions: ASTM D3080-90.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1986). Amostras de Solo - Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização: NBR 6457. Rio de Janeiro, 9p. Origem: MB - 27/84.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984). Solo - Determinação do Limite de Liquidez: NBR 6459. Rio de Janeiro, 6p. Origem: Projeto NBR 6459/84.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984). Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica: NBR 6508. Rio de Janeiro, 8p. Origem: Projeto NBR 6508/84.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984) Solo - Determinação do Limite de Plasticidade: NBR 7180. Rio de Janeiro, 3p. Origem: Projeto NBR 7180/84.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984). Solo - Análise Granulométrica: NBR 7181. Rio de Janeiro, 13p. Origem: Projeto NBR 7181/84.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1987). Solo – Índice de Suporte Califórnia: NBR 9895. Rio de Janeiro, 13p. Origem: Projeto NBR 9895/87.

BAESSO, D. P.; GONÇALVES, F. L. R. (2003). Estradas rurais: técnicas adequadas de manutenção. Florianópolis. 236p.

BENEVELI, R. M. (2002). **Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório**. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro.

BERNARDES, J.A. (2003). **Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BERNARDES, J. A.; MALYSZ, R.; NÚÑEZ, W. P.; BICA, A. V. D.; CERATTI, J. A. P. (2006). Comportamento mecânico de um solo residual de arenito botucatu como subleito de pavimentos. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Brasília. **Anais...**, Rio de Janeiro: ANPET, v.2, p. 1268-1278.

BROWN, S. F. (1996). Soil mechanics in pavement engineering. **Géotechnique**, v. 46, n°. 3, p. 383-426.

BROWN, S. F. (1997). Achievements and challenges in asphalt pavement engineering. In: 8^o International Conference on Asphalt Pavement, Seattle. p. 1-23.

CERATTI, J. A., GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D; RODRIGUES, M. R. (1996). Influência da sucção no módulo de resiliência de um solo típico do Rio Grande do Sul. In: 30^o Reunião Anual de Pavimentação, Salvador. **Anais...**, p. 540-555.

CERATTI, J. A.; WAI, Y. Y. G.; NÚÑES, W. P. (2004). Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus em southern Brazil. In: Geology and Properties of Earth Materials, Washington, D. C. **Journal of the Transportation Research Board**. n° 1874, p. 165-173.

COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J. S. (1993). Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. **Revista Solos e Rochas**. v. 16, n°. 4, p. 77-91.

D'ÁVILA, A. L. M. (1996). **Bases de um sistema de gerência de estradas municipais do Estado do Rio Grande do Sul**. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo. São Carlos.

DAVISON DIAS, R.; GONZALEZ, M. D. (1985). Stress – strain strength behavior of a Brazilian Amazon yellow latosol. In: First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, Brasil. **Proceedings...**, v. 1, p. 239 – 253.

DAVISON DIAS, R. (1987). Conceitos de pedologia aplicáveis a engenharia. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil – UFRGS. Porto Alegre. 30p.

DAVISON DIAS, R. (1988a). Influence of the moisture content in the shear strength of undisturbed lateritic soil. In: International Conference on Geomechanics in Tropical Soil, Singapore. **Proceedings...** Rotterdam : A.A.Balkema, 1988-1990. v. 1, p. 135-142.

DAVISON DIAS, R. (1988b). Considerações sobre a resistência ao cisalhamento em solos superficiais parcialmente saturados baseadas na pedologia. In: Simposio sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e de Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro. **Anais...**, v. 1, p. 213-226.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ – DER/PR (2005). Especificações de Serviços Rodoviários - Terraplenagem: Revestimento Primário: DER/PR ES-T 07/05. Curitiba, 9p.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO – DER/SP (2006). Especificação Técnica – Revestimento Primário: DER/SP ET-DE-P00/013. São Paulo, 16p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ES 301 (1997). Pavimentação – Sub-base Estabilizada Granulometricamente. Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 7p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ME 049 (1994). Solos – Determinação do Índice Suporte Califórnia Utilizando Amostras não trabalhadas. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 16p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ME 089 (1994). Agregados – Avaliação da Durabilidade Pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ME 131 (1994). Solos – Determinação do Módulo de Resiliência. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 8p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT (2005). Manual de Conservação Rodoviária. Rio de Janeiro. 2º Edição.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT (2006). Manual de Pavimentação. Rio de Janeiro. 3ª Edição.

FEUERHARMEL, C. (2003). **Aspectos do comportamento não saturado e dois solos coluvionares – Gasoduto Bolívia – Brasil**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. (2005). Determination of the soil-water characteristic curve of undisturbed colluvium soils. In: International Symposium Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics. EXPERUS 2005, Trento, Italia. **Proceedings...**, v.1, p. 345-349.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. (2006). The use of filter-papel and suction-plate methods for determining the soil-water characteristic curve of undisturbed colluvium soils. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, artigo aceito.

FEUERHARMEL, C. (2006). **Estudo da resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da Formação Serra Geral**. Exame de Qualificação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

FOOKES, P. G (1997). Tropical residual soils. London: Geological Society. 184p.

FUNDAÇÃO INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE (1986). Folha SH.22 Porto Alegre e parte das folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra. Rio de Janeiro: IBGE, 1986. 736p. (Levantamento de Recursos Naturais, v. 33).

GALLIPOLI, D. G.; WHEELER, S. J.; KARSTUNEN, M. (2003). Modeling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. **Géotechnique**, v. 53, n. 1, p. 105-112.

GASPARETTO, N. V. L.; VEIGA, P.; MEDEIROS, E.; MACIEL FILHO, C. L.; SARTORI, P. L. P.; MENEGOTTO, E. (1971). Folha de Santa Maria, SH.22-V-C-IV-1. Diretoria do Serviço Geográfico – Brasil.

GASPARETTO, N. V. L.; VEIGA, P.; MEDEIROS, E.; MACIEL FILHO, C. L.; SARTORI, P. L. P.; MENEGOTTO, E. (1971). Folha de Camobi, SH.22-V-C-IV-2. Diretoria do Serviço Geográfico – Brasil.

GEHLING, W. Y. Y.; CERATTI, J. A. P.; NÚÑEZ, W. P.; RODRIGUES, M. R. (1998). Estúdio sobre la influencia de la succion em el módulo resiliente de los suelos de explanadas para firmes de carreteras. In: Simpósio Internacional sobre Drenaje Interno de Firmes y Explanadas. Granada, Espanha. **Anales...**, p. 137-144.

GITIRANA Jr., G. F. N.; FREDLUND, D. G. (2003). A soil-water characteristic curve equation with independent properties. Technical Note, ASCE **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**. (In Press).

GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J. (2001). Estudo de deformação permanente em solo típico de subleito de rodovia brasileira. In: 33° Reunião Anual e Pavimentação. Florianópolis. **Anais...**, p. 336-354.

HEAD, K. H. (1982). Manual of Soil Laboratory Testing. Pentech Press, London, v. 2.

KLAMT, E. (1989). Relevância da pedologia na avaliação do comportamento de solos. In: II Colóquio de solos tropicais e subtropicais e suas aplicações em engenharia civil. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS. **Anais...**, p. 13 – 24.

KHOURY, N. N.; ZAMAN, M. M. (2004). Correlation between resilient modulus, moisture variation, and soil suction for subgrade soils. In: Geology and Properties of Earth Materials, Washington, D. C. **Journal of the Transportation Research Board**. nº 1874, p. 99-107.

LEONG, E. C.; RACHARDJO, H. (2002). Soil-water characteristic curves of compacted residual soils. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife. **Proceedings...**, v. 1, p. 271-281.

LOVATO, R. S. (2004). **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MACIEL FILHO, C. L. (1990). Carta Geotécnica de Santa Maria. Santa Maria: UFSM.

MALYSZ, R. (2004). **Comportamento mecânico de britas empregadas em pavimentação**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

MARANGON, M.; MOTTA, L. M. G. (2001). Considerações sobre a utilização da pedologia na engenharia geotécnica a partir de um sistema de classificação dos solos. In: 33º Reunião Anual de Pavimentação, Florianópolis. **Anais...**, p. 406-422.

MARINHO, F. A. M.; STUERMER, M. (2000). The influence of the compaction energy on the SWCC of residual soil. In: C.D. Shackelford, N.-Y, Chang, & S. L. Houston (eds). *Advances in unsaturated geotechnics*. **ASCE Geotechnical Special Publication**, nº 99, p. 125-141.

MEDINA, J. (1997). Mecânica dos pavimentos. Rio de Janeiro: Editora UFRJ. 380p.

MITCHELL, J. K. (1976). Fundamentals of Soil Behavior. USA: John Willey & Sons.

MORI, R. T. (1987). Solos saprolíticos compactados, experiência brasileira e internacional. In: Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, Brasília: **ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos**, p. 113 – 128.

NG, C. W. W.; PANG, Y. W. (2000). Influence of stress state on soil-water characteristic and slope stability. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 2, p. 157-166.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades geotécnicas. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Rio de Janeiro. **Anais...**, p. 30-42.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1983). Estudos geotécnicos e de drenagem aplicados a pavimentação. In: 18ª Reunião Anual de Pavimentação. Porto Alegre. **Anais...**, p. 466-482.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo: Villibor, 240p.

NÚÑEZ, W. P. (1997). Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

OLIVEIRA, M. J. G. (2005). Classificação para orientar manutenção de vias não pavimentadas. In: 10º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária. Joinville, SC.

PASSOS, M. C. F. (2000). **Metodologia MCT aplicada aos solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul visando pavimentação**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

RADAMBRASIL (1986). Levantamento de Recursos Naturais, vol. 33. Rio de Janeiro, 1986.

RETORE, T. S. (2005). **Comportamento mecânico de agregados de basaltos alterados para a pavimentação, rejeitos de garimpo e ametista**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

RIDLY, A. M.; DINEEN, K.; BURLAND, J. B.; VAUGHAN, P. R. (2003). Soil matrix suction: examples of its measurement and application in geotechnical engineering. **Geotechnique**, v.53, nº1. p. 241-253.

RIGO, M. L. (2005). **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

RODRIGUES, J. K. G.; FELEZ, J. B.; PONTES FILHO, G. (1998). Estudo comparativo sobre resultados de ensaios triaxiais com aplicação repetida de cargas. In: 31ª Reunião Anual de Pavimentação. São Paulo. **Anais...**, p. 174-193.

RODRIGUES, M. R. (1997). **Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SARTORI, P. L.; MACIEL FILHO, C.; MENEGOTTO, E. (1975). Contribuição para o estudo de rochas vulcânicas da Bacia do Paraná na região de Santa Maria, RS. **Revista Brasileira de Geociências**, v.5, p. 141-159.

SARTORI, P. L. P.; VEIGA, P.; GASPARETTO, N. V. L.; MACIEL FILHO, C. L. (1988). Texto explicativo sobre a geologia da Folha de Camobi. Santa Maria: UFSM.

SILVA, 1º T. B. H. A. (2003). **Aplicação das metodologias MCT e resiliente a solos finos do centro-norte do Mato Grosso**. Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro.

SILVEIRA, R. M. Propriedades Geotécnicas dos Solos Coluvionares do Gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC). 2003. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SKORSETH, K.; SELIM, A. A. (2000). Gravel roads: maintenance and design manual. South Dakota Local Transportation Program - SD LTAP, US Department of Transportation, Federal Highway Administration – FHWA.

STRECK, E. D.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P. (2002). Solos do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: Editora UFRGS. 126p.

TINJUM, J. M.; BENSON, C. H.; BLOTZ, L. R. (1997). Soil-water characteristic curves for compacted clays. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 11, p. 1060-1069.

TOWNSEND, F. C. Geotechnical characteristic of residual soils (1985). **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, nº 1, p. 77-94.

VALLE, N.; TRICHÊS, G. (1995). Influência do teor de umidade e da recompactação no comportamento de solos residuais saprolíticos utilizados na pavimentação em Santa Catarina. In: 29ª Reunião Anual de Pavimentação. Cuiabá. **Anais...**, v. 1, p. 157 - 192.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUF AHL, D. E. (1996). The relationship between the soil-water characteristic curve and unsaturated shear strength of a compacted glacial till. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.19 n.3, p. 259-268.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUF AHL, D. E. (1999). The influence of soil structure and stress history on soil-water characteristic of a compacted till. **Geotechnique**, v.49, n.2, p. 143-159.

VARGAS, M. (1987). Identificação e classificação de solos tropicais. In: Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, Brasília: **ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos**, 1987, p. 21 – 53.

WERK, S. M. S. (2000). **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

WERKMEISTER, S. (2003). Permanent deformation behavior of unbound granular material of pavement construction. Fakultät Bauingenieurweser der Technischen Universität Dresden zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs Genehmigte.

ZAMAN, M.; CHEN, D. H.; LAGUROS, J. (1994). Resiliente moduli of granular material. **Journal of Transportation Engineering**, v. 120, n. 6, p. 967-988.

ZHOU, J.; YU, J. L. (2005). Influences affecting the soil-water characteristic curve. **Journal of Zhejiang University Science**, v. 6A, n. 8, p. 797-804.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)