

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ASPECTOS DO COMPORTAMENTO NÃO SATURADO DE DOIS  
SOLOS COLUVIONARES – GASODUTO BOLÍVIA-BRASIL**

**Carolina Feuerharmel**

Dissertação de Mestrado

Porto Alegre

Novembro 2003

**CAROLINA FEUERHARMEL**

**ASPECTOS DO COMPORTAMENTO NÃO SATURADO DE DOIS  
SOLOS COLUVIONARES – GASODUTO BOLÍVIA-BRASIL**

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

Novembro 2003

**CAROLINA FEUERHARMEL**

**ASPECTOS DO COMPORTAMENTO NÃO SATURADO DE DOIS  
SOLOS COLUVIONARES – GASODUTO BOLÍVIA-BRASIL**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 06 de novembro de 2003.

---

Prof<sup>a</sup> . Wai Ying Yuk Gehling  
Dr. Universidad Politécnica da Catalunya  
Orientadora

---

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica  
PhD. University of Surrey, U.K.  
Orientador

---

Prof. Américo Campos Filho  
Coordenador do PPGEC

**BANCA EXAMINADORA**

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

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

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

*À minha mãe  
Myriam*

## AGRADECIMENTOS

Para que essa Dissertação de Mestrado chegasse ao fim, em um tempo relativamente curto, muitas pessoas participaram, cooperaram e dispuseram parte de seu tempo na realização das etapas deste estudo. A todos que colaboraram direta ou indiretamente da elaboração desse trabalho, o meu muito obrigada.

Inicialmente agradeço aos meus orientadores, Wai e Bica, pela dedicação e empenho com que me orientaram. À Professora Wai pelo estímulo, amizade e por todos os ensinamentos geotécnicos e de vida que me deste desde que entrei no Laboratório de Mecânica dos Solos. Agradeço a confiança que sempre depositou no meu trabalho. Costumo me referir a ela como “mãezona”, pois esteve sempre me apoiando e ajudando no que estivesse ao seu alcance. Ao Professor Bica pelas indicações bibliográficas, disponibilidade para ajudar na resolução de problemas experimentais e na interpretação dos resultados, sempre vendo além ou destacando algum detalhe que não havia me dado conta. A vocês o meu sincero reconhecimento.

Aos demais professores da área de Geotecnia, do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Washington, Nilo, Fernando Schnaid, Bressani, Ceratti e Karla, agradeço pelos ensinamentos, pela amizade e pela atenção que sempre dispensaram no esclarecimentos de dúvidas e na indicação de referências bibliográficas. Agradeço também ao Professor Ruy Menezes, pela amizade, pelas orientações e por sempre ter acreditado na minha capacidade.

Ao Professor Juan Altamirano Flores, do Instituto de Geociências da UFRGS, pela atenção, pelo entusiasmo que demonstrou pela minha pesquisa e pelo auxílio nas análises de difratogrametria e geologia dos solos estudados.

Ao laboratorista Jair, agradeço pelo auxílio na execução do programa experimental, pelo recente entusiasmo por solos não saturados e principalmente pelos descontraídos almoços no RU. Ao laboratorista Ivan, do LAPAV, pela amizade e pelas palavras certas nas horas certas, que sempre me ajudaram.

Às funcionárias do DECIV, Raquel e Bernadete, pelo carinho com que sempre me atenderam e pelas conversas animadas durante o “cafezinho”. À funcionária da Biblioteca, Vera, pela atenção e paciência nas diversas vezes em que fui procurar livros, teses e artigos.

Às funcionárias do PPGEC, Elódia, Carmem e Liliane pelo auxílio e colaboração nos assuntos burocráticos.

Aos meus colegas e amigos de Pós-graduação, Danielle, Diana, Ana Cecília, Paka, Guabiju, Lovato, Malyz, Caberlon, Alexandre, Eli, Daniel, Uziel, Marcelo Rigo e Rodrigo Silveira, pelos momentos difíceis e de sufoco compartilhados (nos longos estudos de “resistência ao cisalhamento”), mas, principalmente, pelos muitos momentos alegres, pelas festas e pela amizade de todos vocês. Valeu, pessoal!

De forma muito especial agradeço ao bolsista e amigo Álvaro pela dedicação, empenho e por ter assumido com responsabilidade todos os ensaios que lhe foram confiados. Com certeza, sem a sua ajuda essa dissertação não estaria sendo concluída agora. Agradeço também ao meu “novo” bolsista Marcos.

Agradeço à CAPES e ao Projeto FINEP CTPETRO 0682/01 pelo apoio financeiro, sem o qual eu não teria chegado até aqui.

Às minhas amigas do coração Déia, Daiane e Ana Paula pela amizade, incentivo e apoio. Agradeço também pela paciência e por terem entendido a minha falta de tempo nos últimos meses. Muito Obrigado, Déia, pela amizade de tantos anos.

Ao meu namorado Leonardo, que sempre me incentivou na realização deste trabalho, pela ajuda nos desenhos e nas figuras, mas principalmente por ter me agüentado estressada e sem tempo para nada. Agradeço por todo carinho, amor e paciência que me deste neste último mês.

Agradecimento especial fica para minha mãe, pela confiança e por sempre ter me incentivado e apoiado em todas as decisões que tomei na vida. Essa conquista é dedicada a ti. Te amo muito.

Obrigada também a minha avó, meu padrinho Nilton, meu irmão Daniel, meu avô que infelizmente não está mais aqui, e a todos os familiares que mesmo de longe, tenho certeza que acompanharam o meu progresso.

Por fim, faço um agradecimento à Deus, pela vida e, acima de tudo, por tudo que aprendi com ela...

Carolina Feuerharmel

# SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>x</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>xiv</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS.....</b>	<b>xvi</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....</b>	<b>xviii</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>xix</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>xx</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>p.01</b>
1.1 Problema de Pesquisa.....	p.01
1.2. Objetivos .....	p.03
1.3. Organização da Dissertação.....	p.03
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>p.05</b>
2.1 Considerações Gerais.....	p.05
2.2 Solos Não Saturados.....	p.06
2.3 Curva Característica.....	p.08
<b>2.3.1 Pontos Importantes da Curva Característica .....</b>	<b>p.09</b>
<b>2.3.2 Fatores que Influenciam a Curva Característica.....</b>	<b>p.12</b>
2.3.2.1 Tipo de Solo.....	p.13
2.3.2.2 Teor de Umidade Inicial.....	p.15
2.3.2.3 História de Tensões.....	p.16
2.3.2.4 Índice de Vazios.....	p.17
2.3.2.5 História de Umedecimento e Secagem.....	p.19
2.3.2.6 Energia de Compactação.....	p.21
<b>2.3.3 Equações de Ajuste para a Curva Característica.....</b>	<b>p.24</b>
<b>2.3.4 Métodos para Obtenção da Curva Característica.....</b>	<b>p.26</b>
<b>2.3.5 Método do Papel Filtro.....</b>	<b>p.27</b>
2.3.5.1 Breve Histórico.....	p.28
2.3.5.2 Princípio do Método.....	p.29
2.3.5.3 Calibração do Papel Filtro.....	p.29
2.3.5.4 Pontos Relevantes da Técnica.....	p.31
2.4 Colapso.....	p.36
<b>2.4.1 Mecanismos do Fenômeno.....</b>	<b>p.37</b>
<b>2.4.2 Estrutura dos Solos Colapsíveis.....</b>	<b>p.38</b>
<b>2.4.3 Tipos de Solo Sujeitos ao Colapso.....</b>	<b>p.40</b>

<b>2.4.4 Fatores que Influenciam o Colapso.....</b>	<b>p.42</b>
<b>2.4.5 Critérios para Identificação de Solos Colapsíveis.....</b>	<b>p.44</b>
2.4.5.1 Critérios baseados nos índices físicos e ensaios de caracterização.....	p.45
2.4.5.2 Critérios baseados em ensaios de laboratório.....	p.46
<b>3. METODOLOGIA E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS.....</b>	<b>p.50</b>
3.1 Coleta das Amostras.....	p.50
3.2. Preparação dos Corpos de Prova.....	p.52
3.3. Ensaios de Caracterização Física.....	p.52
3.4. Ensaios de Caracterização Mineralógica.....	p.53
<b>3.4.1 Difractogrametria de Raios-X.....</b>	<b>p.54</b>
3.5. Ensaios para Determinação da Curva Característica.....	p.55
<b>3.5.1 Método do Papel Filtro.....</b>	<b>p.56</b>
<b>3.5.2 Método da Placa de Sucção.....</b>	<b>p.59</b>
3.6. Ensaios Oedométricos Convencionais.....	p.60
<b>3.6.1 Ensaio Oedométrico Simples.....</b>	<b>p.62</b>
<b>3.6.2 Ensaio Oedométrico Duplo.....</b>	<b>p.62</b>
<b>4. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS.....</b>	<b>p.64</b>
4.1 Localização.....	p.64
4.2 Caracterização Geológica.....	p.66
4.3 Caracterização Pedológica.....	p.69
4.4 Caracterização Física.....	p.72
4.5. Caracterização Mineralógica.....	p.75
<b>5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>p.80</b>
5.1 Curva Característica.....	p.80
<b>5.1.1 Influência do Índice de Vazios Inicial.....</b>	<b>p.86</b>
<b>5.1.2 Influência da História de Umedecimento e Secagem (histerese).....</b>	<b>p.89</b>
<b>5.1.3 Influência do Tempo de Equalização.....</b>	<b>p.91</b>
5.2 Colapsibilidade.....	p.92
<b>5.2.1 Critérios Baseados nos Índices Físicos e Ensaios de Caracterização.....</b>	<b>p.95</b>
<b>5.2.2 Critérios Baseados em Ensaios Oedométricos.....</b>	<b>p.98</b>
5.2.2.1 Ensaios Oedométricos Simples.....	p.98
5.2.2.2 Ensaios Oedométricos Duplos.....	p.103
<b>5.2.3 Comparação entre Amostras Indeformadas e Remoldadas.....</b>	<b>p.106</b>
<b>6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....</b>	<b>p.112</b>
6.1 Conclusões.....	p.112

<b>6.1.1 Ensaio de Caracterização Física e Mineralógica.....</b>	<b>p.112</b>
<b>6.1.2 Curva Característica.....</b>	<b>p.113</b>
<b>6.1.3 Colapso.....</b>	<b>p.114</b>
6.1 Sugestões para Trabalhos Futuros.....	p.115
<b>7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>p.117</b>

## LISTA DE FIGURAS

### CAPÍTULO 2

Figura 2.1:	Curva característica típica de solos compactados (Vanapalli <i>et al.</i> , 1999)	p.10
Figura 2.2:	Provável variação da área de água nos diferentes estágios da curva característica (Vanapalli <i>et al.</i> , 1996).....	p.11
Figura 2.3:	Curvas características típicas de solos canadenses compactados (Vanapalli <i>et al.</i> , 1999).....	p.14
Figura 2.4:	Fator D para diferentes composições genéticas (Vertamatti e Araújo, 2000).	p.15
Figura 2.5:	Curvas características de amostras compactadas em diferentes umidades iniciais (Vanapalli <i>et al.</i> , 1999).....	p.16
Figura 2.6:	Influência da tensão de pré-adensamento na curva característica (Barbour, 1998).....	p.17
Figura 2.7:	Efeito do índice de vazios na curva característica (Sugii <i>et al.</i> , 2002).....	p.18
Figura 2.8:	Previsão da curva característica para diferentes valores de $v$ (Gallipoli, 2003).....	p.19
Figura 2.9:	Histerese da curva característica (Melgarejo <i>et al.</i> , 2002).....	p.20
Figura 2.10:	Efeito da energia de compactação na curva característica (Leong e Rahardjo, 2002).....	p.21
Figura 2.11:	Influência da energia de compactação na curva característica (Marinho e Stuermer, 2000).....	p.22
Figura 2.12:	Curvas características para amostras indeformada e remoldada (Bortoli, 1999).....	p.23
Figura 2.13:	Curva característica para amostra indeformada (Bastos, 1999).....	p.23
Figura 2.14:	Parâmetros da curva característica (Fredlund e Xing, 1994).....	p.26
Figura 2.15:	Estimativa do tempo de equilíbrio em função do teor de umidade do papel filtro (Swarbrick, 1995).....	p.33
Figura 2.16:	Interpretação microestrutural do colapso e do adensamento (modificada de Presa, 1997).....	p.37
Figura 2.17:	Modelos propostos para estruturas instáveis de solos colapsíveis (Vilar <i>et al.</i> , 1981).....	p.39
Figura 2.18:	Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (Ferreira e Lacerda, 1993).....	p.42

Figura 2.19: Ensaio oedométrico simples e duplo (Lutenegger e Saber, 1988).....	p.48
Figura 2.20: Ajuste para solos normalmente adensados (Jennings e Knight, 1975).....	p.49
Figura 2.21: Ajuste para solos pré-adensados (Jennings e Knight, 1975).....	p.49

### **CAPÍTULO 3**

Figura 3.1: Bloco indeformado com o topo e as laterais esculpidas.....	p.51
Figura 3.2: Bloco indeformado sendo parafinado.....	p.51
Figura 3.3: Esquema da placa de sucção.....	p.59
Figura 3.4: Vista frontal do equipamento oedométrico convencional.....	p.61

### **CAPÍTULO 4**

Figura 4.1: Traçado geral do Gasoduto Bolívia-Brasil, destacando a região investigada (Silveira, 2003).....	p.64
Figura 4.2: Trajetória do Gasoduto (linha amarela) e locais onde foram amostrados os solos ensaiados (Silveira, 2003).....	p.65
Figura 4.3 Coluna estratigráfica da bacia do Paraná (modificada de Schneider et al., 1974).....	p.66
Figura 4.4: Topossequência típica para a área investigada (modificada de Projeto FINEP CTPETRO 0682/01, 2003).....	p.70
Figura 4.5: Perfil de Solo Litólico, em duas seqüências de colúvio sobre solo residual de basalto (próximo ao km 1000 do Gasoduto).....	p.71
Figura 4.6: Perfil de Podzólico Vermelho-Amarelo álico, em colúvio de arenito.....	p.72
Figura 4.7: Curva granulométrica do solo coluvionar de arenito (Bloco AV).....	p.74
Figura 4.8: Curva granulométrica do solo coluvionar de basalto (Bloco RO).....	p.74
Figura 4.9: Difratoograma da amostra natural do Bloco AV.....	p.76
Figura 4.10: Difratoograma da amostra glicolada do Bloco AV.....	p.76
Figura 4.11: Difratoograma da amostra calcinada do Bloco AV.....	p.77
Figura 4.12: Difratoograma da amostra natural do Bloco RO.....	p.77
Figura 4.13: Difratoograma da amostra glicolada do Bloco RO.....	p.78
Figura 4.14: Difratoograma da amostra calcinada do Bloco RO.....	p.78

## CAPÍTULO 5

Figura 5.1:	Variação do índice de vazios inicial das amostras de curva característica.....	p.82
Figura 5.2:	Curva característica do Bloco AV em função do grau de saturação (obtida pelo método do papel filtro).....	p.83
Figura 5.3:	Curva característica do Bloco RO em função do grau de saturação (obtida pelo método do papel filtro).....	p.83
Figura 5.4:	Curva característica com formato de sela e provável variação da área de água nos diferentes trechos.....	p.85
Figura 5.5:	Comparação entre amostras com e alto e e baixo para o mesmo tamanho de grãos.....	p.86
Figura 5.6:	Curva característica do Bloco RO em função do teor de umidade.....	p.88
Figura 5.7:	Curva característica do Bloco AV em função do teor de umidade.....	p.88
Figura 5.8:	Ciclo completo de umedecimento-secagem para o Bloco RO.....	p.89
Figura 5.9:	Ciclo completo de umedecimento-secagem para o Bloco AV.....	p.90
Figura 5.10:	Ciclo completo de secagem-umedecimento-secagem para o Bloco RO.....	p.90
Figura 5.11:	Ciclo completo de secagem-umedecimento-secagem para o Bloco AV.....	p.91
Figura 5.12:	Influência do tempo de equalização nos valores de sucção obtidos.....	p.92
Figura 5.13:	Índice de vazios inicial das amostras indeformadas do Bloco AV.....	p.94
Figura 5.14:	Índice de vazios inicial das amostras indeformadas do Bloco RO.....	p.94
Figura 5.15:	Ensaio oedométrico de colapso para o Bloco AV indeformado.....	p.98
Figura 5.16:	Ensaio oedométrico de colapso para o Bloco RO indeformado.....	p.99
Figura 5.17:	Ensaio oedométrico de colapso normalizado para o Bloco AV indeformado.....	p.99
Figura 5.18:	Ensaio oedométrico de colapso normalizado para o Bloco RO indeformado.....	p.100
Figura 5.19:	Ensaio oedométrico duplo para Bloco AV.....	p.103
Figura 5.20:	Ensaio oedométrico duplo para Bloco RO.....	p.104
Figura 5.21:	Comparação de amostras remoldadas e indeformadas do Bloco AV sem normalização.....	p.109

Figura 5.22: Comparação de amostras remoldadas e indeformadas do Bloco AV normalizadas.....	p.109
Figura 5.23: Potencial de colapso para amostras compactadas e remoldadas do Bloco AV.....	p.110
Figura 5.24: Comparação de amostras remoldadas e indeformadas do Bloco RO sem normalização.....	p.110
Figura 5.25: Comparação de amostras remoldadas e indeformadas do Bloco RO normalizadas.....	p.111
Figura 5.26: Potencial de colapso para amostras compactadas e remoldadas do Bloco RO.....	p.111

## LISTA DE TABELAS

### CAPÍTULO 2

Tabela 2.1:	Equações para modelagem da curva característica (Fredlund e Xing, 1994; Gerscovich, 2001).....	p.24
Tabela 2.2:	Técnicas de medição de sucção (Ridley e Burland, 1993; Ridley e Wray, 1995; Marinho, 2000).....	p.27
Tabela 2.3:	Equações de calibração do papel filtro (Marinho, 1995).....	p.30
Tabela 2.4:	Tempo de equilíbrio sugerido em função do nível de sucção total (Marinho, 1995).....	p.33
Tabela 2.5:	Ocorrência de solos colapsíveis em diversos países (Vilar <i>et al.</i> , 1981; Medero, 2001).....	p.41
Tabela 2.6:	Critérios baseados nos índices físicos (Vilar <i>et al.</i> , 1981; Lutenegger e Saber, 1988; Futai, 1997).....	p.45
Tabela 2.7:	Classificação da colapsibilidade (Jennings e Knight, 1975).....	p.47
Tabela 2.8:	Classificação da colapsibilidade (ASTM D5333-92).....	p.47
Tabela 2.9:	Classificação da colapsibilidade (Lutenegger e Saber, 1988).....	p.47

### CAPÍTULO 3

Tabela 3.1:	Ensaio de caracterização física e normas técnicas correspondentes.....	p.53
-------------	--	------

### CAPÍTULO 4

Tabela 4.1:	Unidade pedológica e classes de solos (Projeto FINEP CTPETRO 0682/01, 2003).....	p.70
Tabela 4.2:	Índices físicos e limites de Atterberg para os solos estudados.....	p.73
Tabela 4.3:	Resumo da granulometria dos solos estudados.....	p.73
Tabela 4.4:	Principais argilominerais identificados na difratogrametria dos solos estudados.....	p.75

### CAPÍTULO 5

Tabela 5.1:	Índices físicos iniciais das amostras de curva característica.....	p.81
Tabela 5.2:	Características iniciais das amostras de colapso.....	p.93

Tabela 5.3:	Critérios qualitativos utilizados e resultados obtidos para o potencial de colapso.....	p.96
Tabela 5.4:	Avaliação do potencial de colapso das amostras ensaiadas.....	p.102
Tabela 5.5:	Valores do potencial de colapso calculado através do ensaio oedométrico duplo.....	p.104
Tabela 5.6:	Variação de cv com a tensão para amostras na umidade natural e inundada.....	p.105
Tabela 5.7:	Parâmetros de compressibilidade dos Blocos AV e RO.....	p.106
Tabela 5.8:	Índices iniciais e finais das amostras remoldadas e indeformadas.....	p.107

## LISTA DE SÍMBOLOS

- a, b, c, n, m, q,  $\alpha$ : parâmetros de ajuste de equações para modelagem da curva característica
- $C_c$ : índice de compressão
- $C_r$ : índice de recompressão
- $C_u$ : coeficiente de uniformidade
- $C_v$ : coeficiente de adensamento vertical
- D: fator de diferenciação proposto por Vertamatti e Araújo (2002)
- e: índice de vazios
- $e_0$ : índice de vazios inicial
- $e_f$ : índice de vazios final
- $e_i$ : índice de vazios antes da saturação do ensaio oedométrico
- $e_l$ : índice de vazios correspondente ao limite de liquidez
- $\Delta e$ : variação do índice de vazios que ocorre durante o colapso
- $\Delta e_f$ : diferença entre  $e_0$  e  $e_f$  de amostras remoldadas e indeformadas (curva sem normalização)
- $\Delta e_n$ : diferença entre  $e_0$  e  $e_f$  de amostras remoldadas e indeformadas (curva com normalização)
- G: densidade dos grãos
- $I_e$ : índice de colapso
- IP: índice de plasticidade
- K: coeficiente de avaliação do colapso
- LL: limite de liquidez
- LP: limite de plasticidade
- n: porosidade
- $p_0$ : tensão total calculada para a profundidade de amostragem
- $p_c$ : tensão de pré-adensamento obtida no ensaio oedométrico inundado
- PC: potencial de colapso
- $S_f$ : grau de saturação final
- $S_r$ : grau de saturação

$S_{r0}$ : grau de saturação inicial  
 (S-C) diferença entre os teores de areia e argila;  
 $\psi$  ou  $S$ : sucção  
 $\psi_b$ : sucção correspondente ao valor de entrada de ar  
 $\psi_r$ : sucção correspondente ao ponto de saturação residual  
 $u_a - u_w$ : sucção mátrica  
 $u_a$ : poro-pressão de ar  
 $u_w$ : poro-pressão de água  
 $w$ : teor de umidade gravimétrico  
 $w_0$ : teor de umidade inicial  
 $w_f$ : teor de umidade final  
 $w_p$ : teor de umidade do papel filtro  
 $w_s$ : teor de umidade correspondente ao  $S_r = 100\%$   
 $\gamma_d$ : peso específico aparente seco  
 $\gamma_s$ : peso específico real dos grãos  
 $\gamma_t$ : peso específico aparente úmido  
 $\lambda$ : índice de distribuição de diâmetro de vazios  
 $\Theta$  : teor de umidade normalizado  
 $\theta$ : teor de umidade volumétrico  
 $\theta_i$ : ângulo da inclinação da curva característica  
 $\theta_r$ : teor de umidade volumétrico residual  
 $\theta_s$ : teor de umidade volumétrico saturado  
 $\sigma'_v$ : tensão efetiva vertical  
 $\sigma'_{vm}$ : tensão de pré-adensamento  
 $\sigma_w$ : tensão de inundação no ensaio oedométrico.  
 $\Delta\sigma_v$ : variação da tensão vertical  
 $v$ : volume específico

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: American Society for Testing and Materials

Bloco AV: Solo coluvionar de arenito

Bloco RO: Solo coluvionar de basalto

CPT: Cone Penetration Test

LACTEC: Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento

LMS: Laboratório de Mecânica dos Solos

MODELAGE: Laboratório de Modelagem Geológica e Ambiental

NBR: Norma Brasileira

SPT: Standard Penetration Test

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## RESUMO

FEUERHARMEL, C. Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares – Gasoduto Bolívia-Brasil. 2003. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Nesta dissertação investiga-se o comportamento não saturado de dois solos coluvionares situados na divisa dos estados do Rio Grande do Sul e Santa Catarina, em um dos trechos do Gasoduto Bolívia-Brasil. Os solos coluvionares amostrados são constituídos por materiais provenientes de derrames básicos da Formação Serra Geral (basalto) e da Formação Botucatu (arenito). O trabalho de pesquisa realizado com esses solos tem seu enfoque dividido em duas partes principais (1) determinação da curva característica dos solos na condição indeformada e (2) análise do potencial de colapso de amostras indeformadas e remoldadas. O programa experimental inclui também ensaios de caracterização física e mineralógica dos materiais. A determinação da curva característica é fundamental para o entendimento do comportamento do solo não saturado, pois representa a capacidade do solo de armazenar água quando submetido a diferentes valores de sucção. As curvas características dos solos coluvionares investigados foram obtidas através de uma nova proposta de ensaio para o método do papel filtro. Os resultados das curvas características exibiram um formato de “sela”, indicando que a microestrutura e a macroestrutura presentes nesses solos têm um papel determinante na entrada e na saída de água dos poros do solo. Um modelo físico e uma hipótese para a variação da área de água nos diferentes trechos da curva característica foram propostos. O índice de vazios inicial e a histerese determinaram a forma das curvas características dos solos estudados. Os valores elevados de índices de vazios iniciais, a presença de macroestrutura e microestrutura bem definidas, e a condição não saturada dos solos coluvionares motivaram uma análise do potencial de colapso. O colapso foi analisado através de critérios qualitativos (ensaios de caracterização e índices físicos) e quantitativos (ensaios oedométricos simples e duplo). Os critérios qualitativos e os ensaios oedométricos simples classificam todas as amostras como não colapsíveis. O ensaio oedométrico duplo, em geral, superestima os valores de potencial de colapso para os solos. As amostras remoldadas apresentaram valores de colapso maiores que as indeformadas.

Palavras-chave: solos não saturados; curva característica; papel filtro; colapso.

## ABSTRACT

FEUERHARMEL, C. Aspects of the Unsaturated Behaviour of Two Colluvium Soils – Bolivia-Brazil Gas Pipeline. 2003. Master of Science Dissertation – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The objective of this dissertation is to investigate the unsaturated behaviour of two colluvium soils situated at the border between the states of Rio Grande do Sul and Santa Catarina, along one of the Bolivia-Brazil Gas Pipeline stretches. These colluvium soils are constituted by materials originated from the basic volcanic flows of the Serra Geral Formation (basalt) and from the Botucatu Formation (sandstone). The research performed with these soils had its focus divided in two main parts (1) determination of soil-water characteristic curves of undisturbed soils and (2) analysis of the collapse potential of undisturbed and remolded samples. The experimental program also included physical and mineralogical characterization tests with these materials. The determination of the soil-water characteristic curve is of fundamental importance to understand the unsaturated soil behaviour, as it represents the capacity of the soil to store water when submitted to different suction values. The soil-water characteristic curves of the investigated colluvium soils were obtained through a new testing technique proposed for the filter-paper method. The resulting soil-water characteristic curves showed a “saddle” format, indicating that both the microstructure and the macrostructure present in these soils have a determinate role at the entrance and exit of water inside the soil pores. A physical model and a hypothesis for explaining the variation of water area in different stretches of the soil-water characteristic curve are proposed. The initial void ratio and the hysteresis determined the shape of the soil-water characteristic curve for the soils studied. High values of initial void ratio, the presence of well defined macrostructure and microstructure, as well as the unsaturated condition of these colluvium soils, motivated the analysis of their collapse potential. The collapse was analyzed through qualitative criteria (characterization tests and physical indexes) and quantitative criteria (simple and double oedometric tests). The qualitative criteria and the simple oedometric test allowed to classify all samples as not collapsible. The double oedometric test, in general, overestimated the soil collapse values. The remolded samples presented higher collapse values than the undisturbed ones.

Keywords: unsaturated soils; soil-water characteristic curve; filter-paper; collapse.

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Problema de Pesquisa

Sem dúvida, um dos dilemas do nosso tempo é a necessidade cada vez maior de energia e com ela a busca por fontes alternativas – como a solar, a eólica e a de biomassa – visando produzir uma energia limpa e segura, mais econômica e sem prejudicar o meio ambiente. O gás natural surge como uma nova alternativa à medida que é um combustível limpo, cuja queima praticamente não deixa resíduo; além disso, é seguro, pois dispersa facilmente na atmosfera e não é tóxico. Visando aumentar a capacidade energética do Brasil, a Petrobrás (GASPETRO) em parceria com a Yacimientos Petroliferos Fiscales Bolivianos (YPFB) assinaram um acordo para a construção do Gasoduto Bolívia-Brasil. Esse Gasoduto se inicia em Rio Grande, na Bolívia, chega ao território brasileiro através da cidade de Corumbá (MS) e termina em Porto Alegre (RS), completando 3.150 km de extensão.

A implantação de dutovias, como o Gasoduto Bolívia-Brasil, depara-se com condicionantes do meio físico que podem ser benéficas ou adversas. Dentro dessa perspectiva, o interesse deste estudo concentra-se na investigação de materiais que compõem o substrato direto do Gasoduto Bolívia-Brasil, particularmente nas encostas da Formação Serra Geral, junto à divisa entre o Rio Grande do Sul e Santa Catarina. A escolha dos materiais a serem estudados nesta dissertação foi realizada com base nos possíveis riscos que os mesmos poderiam apresentar para estabilidade e segurança do Gasoduto. Os materiais escolhidos foram dois solos coluvionares localizados entre os municípios de Timbé do Sul (SC) e São José dos Ausentes (RS). O primeiro solo é um colúvio de basalto (denominado nesta dissertação de Bloco RO) localizado na escarpa da Serra Geral, e o segundo é um colúvio de arenito (denominado de Bloco AV) situado no sopé da encosta vulcânica. Esses depósitos coluvionares encontram-se *in situ* na condição não saturada (com grau de saturação, em geral, menor que 80%).

Uma das principais relações constitutivas utilizadas na interpretação da resposta de um solo não saturado é sua curva característica. Nos últimos anos, vários estudos propõem que

outras propriedades geotécnicas, como resistência ao cisalhamento, variação volumétrica e fluxo em solos não saturados podem ser previstas a partir da análise e interpretação da curva característica. Entretanto, para que essa relação seja empregada em projetos geotécnicos é necessário que os métodos utilizados para sua obtenção sejam simples, de baixo custo e apresentem procedimentos de execução normalizados. As curvas características dos dois solos coluvionares investigados foram obtidas através da técnica do papel filtro, que é um método economicamente viável e que permite a avaliação de sucções mátrica e total da ordem de 30 a 30000 kPa. Esse método, entretanto, apresenta algumas desvantagens, tais como: a necessidade de extremo cuidado na execução da técnica e na interpretação dos resultados, e a falta de um procedimento normalizado que seja de consenso dos pesquisadores da área. Sendo assim, nesta dissertação é descrita uma nova proposta de ensaio para a técnica do papel filtro. Outro aspecto importante e pouco divulgado na literatura geotécnica é a obtenção de curvas características para amostras na condição indeformada e os fatores que influenciam no seu formato. As curvas características obtidas para as amostras indeformadas dos dois solos estudados não apresentaram o formato convencional e a influência do índice de vazios inicial e da histerese do solo na forma da curva foram evidenciadas.

Os solos coluvionares analisados exibem uma estrutura porosa, caracterizada por um elevado valor de índice de vazios, e uma condição não saturada, caracterizada por um alto valor de sucção em campo. Esses dois fatores constituem os requisitos básicos para a consideração de um solo como potencialmente colapsível (Vilar *et al.*, 1981; Gehling, 1982 e Cintra, 1998). Esse fato motivou uma análise do potencial de colapso dos materiais. Nesta pesquisa o colapso dos solos foi avaliado através de critérios qualitativos, baseados em ensaios de caracterização e índices físicos, e também por critérios quantitativos, como os ensaios oedométricos simples e duplo.

Dessa forma, a dissertação pode ser dividida em duas partes principais: estudo da curva característica de amostras indeformadas, obtidas através da nova proposta de ensaio para o papel filtro, e análise do potencial de colapso dos solos investigados. Essa dissertação de mestrado tem financiamento do projeto FINEP CTPETRO 0682/01 desenvolvido pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LMS e MODELAGE) em parceria com o Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento (LACTEC) ligado a Universidade Federal do Paraná.

## 1.2. Objetivos

O estudo objetiva contribuir para o conhecimento do comportamento geotécnico de dois solos coluvionares não saturados situados no traçado do gasoduto Bolívia-Brasil, focalizando principalmente a descrição da curva característica de amostras indeformadas e a análise do potencial de colapso dos materiais a partir de amostras indeformadas e remoldadas.

Dessa forma, constituem objetivos específicos desse estudo:

- Caracterizar os solos amostrados;
- Estudar a mineralogia dos materiais através da difratogrametria de Raios-X;
- Determinar as curvas características dos solos na condição indeformada e analisar a influência do índice de vazios inicial e da histerese na forma dessas curvas;
- Propor uma nova metodologia de ensaio para o método do papel filtro e verificar a influência do tempo de equalização utilizado nos valores de sucção obtidos;
- Estudar a colapsibilidade destes materiais através de critérios qualitativos (ensaio de caracterização e índices físicos) e quantitativos (ensaio oedométrico simples e duplo);
- Comparar o potencial de colapso de amostras indeformadas e remoldadas.

## 1.3. Organização da Dissertação

Essa dissertação é composta de sete Capítulos a seguir descritos.

O Capítulo 1 apresenta o problema de pesquisa e a importância do estudo na avaliação do comportamento dos solos não saturados investigados. São apresentados também o objetivo geral e os objetivos específicos da pesquisa.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre o tema deste trabalho. Alguns tópicos foram destacados, como: solos não saturados, curva característica, método do papel filtro e colapsibilidade.

O Capítulo 3 refere-se à metodologia e às técnicas experimentais, onde são descritos os procedimentos adotados na preparação das amostras e nos ensaios de laboratório. Uma proposta de ensaio para o método do papel filtro é apresentada.

O Capítulo 4 engloba a descrição da localização, geologia e pedologia dos solos estudados. Os resultados dos ensaios de caracterização física (granulometria, densidade e limites de Atterberg) e mineralógica (difratograma de Raios-X) são apresentados e alguns comentários sobre a influência desses resultados no comportamento dos solos são destacados.

No Capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de curva característica e colapso. A influência de fatores como o tempo de equalização empregado no método do papel filtro, o índice de vazios inicial e a histerese na forma da curva característica são comentados. As curvas do ensaio oedométrico de colapso para amostras indeformadas e remoldadas são também apresentadas, bem como os principais parâmetros de deformabilidade do solo. O potencial de colapso dos solos estudados é avaliado através de critérios qualitativos e quantitativos.

No Capítulo 6 são descritas as principais conclusões do trabalho e as sugestões para continuação deste estudo.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Considerações Gerais

O desenvolvimento da Mecânica dos Solos Clássica deu-se com ênfase em solos na condição saturada. Nestes solos, as relações teóricas e os métodos para a determinação das principais propriedades (compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade) são conhecidos. Existem normas nacionais e internacionais que estabelecem procedimentos padrões para os ensaios, e os resultados obtidos são utilizados na prática de engenharia. Há várias razões para essa ênfase: (a) Solos saturados formam um sistema bifásico, constituído por grãos sólidos e água, o qual é mais fácil de analisar que um sistema multifásico como o solo não saturado, com duas fases adicionais, a fase gasosa e a camada “contráctil”; (b) A Mecânica dos Solos é mais avançada em regiões de clima temperado, onde o nível freático é freqüentemente superficial e quase todo o solo encontra-se na condição saturada; (c) Os ensaios para solos não saturados consomem mais tempo, os procedimentos para sua execução estão ainda em desenvolvimento e poucos laboratórios possuem os equipamentos necessários.

O interesse recente por problemas ambientais e a rápida expansão da infraestrutura nas regiões áridas e semi-áridas do mundo aumentaram o interesse pela prática de engenharia geotécnica em solos não saturados. Um grande número de problemas geotécnicos clássicos como estabilidade de taludes, estruturas de contenção, pavimentos, fundações superficiais e profundas têm sido revisados em termos do comportamento do solo não saturado. O projeto de instalações para resíduos industriais ou de lixo, controle e remediação de canais e fluxo de contaminantes em solos são exemplos de problemas geoambientais em que o comportamento do solo não saturado deve ser entendido. Além disso, o comportamento de solos compactados, residuais, sedimentares, expansivos e colapsíveis tem sido descrito e analisado pela Mecânica dos Solos Não Saturados.

Um embasamento teórico bastante significativo para a Mecânica dos Solos Não Saturados tem sido desenvolvido nas últimas quatro décadas, devido em grande parte aos trabalhos realizados por Bishop (1959), Lambe e Whitman (1979), Alonso *et al.*(1990),

Fredlund e Rahardjo (1993) e Delage e Graham (1995). As equações constitutivas para resistência ao cisalhamento, variação volumétrica e fluxo em solos não saturados estão sendo aprimoradas na Engenharia Geotécnica. Apesar de muitos estudos sobre solos não saturados terem sido publicados, muitos aspectos teóricos, métodos para a previsão de propriedades em campo e em laboratório, bem como a aplicação desses resultados em projetos geotécnicos ainda não foram completamente estabelecidos e aceitos.

Uma importante relação constitutiva necessária para interpretar a resposta de um solo não saturado é a curva característica. Essa curva representa uma função que correlaciona o volume de água dentro dos poros do solo com a energia necessária para a retirada dessa água. A análise e interpretação da curva característica pode ser utilizada no desenvolvimento de outras relações constitutivas necessárias para a previsão do comportamento do solo não saturado. A aplicação prática dessa tecnologia, de caracterização de campo e laboratório, para modelagem numérica de fluxo, transporte de contaminantes ou resistência ao cisalhamento de solos não saturados repousará sobre nossa habilidade de integrar o entendimento conceitual da curva característica com a prática de engenharia (Barbour, 1998). Dentro desse contexto, será apresentada uma revisão sobre curva característica destacando alguns aspectos como, fatores que influenciam seu formato, equações para sua modelagem e métodos utilizados na sua obtenção, dando ênfase para o método do papel filtro que é a principal técnica utilizada nesta dissertação para determinação da relação entre sucção e teor de umidade. Posteriormente, uma breve análise do fenômeno de colapso e dos critérios para identificação de solos colapsíveis será também apresentada.

## **2.2. 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 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.

Um solo não saturado é normalmente definido como tendo três fases: sólidos (grãos), água e ar. Entretanto, muitos autores acreditam na existência de uma quarta fase, denominada

de interface água-ar ou camada “contráctil” (Fredlund e Morgenstern, 1977). Quando o grau de saturação é baixo (em geral até 80%), o ar está presente na forma de condutos contínuos, enquanto a água se concentra principalmente ao redor dos contatos entre as partículas. Por outro lado, quando o grau de saturação atinge valores maiores que 90%, o ar apresenta-se ocluso ou na forma de bolhas isoladas e a água encontra-se na forma contínua. A poro-pressão de ar no solo é expressa pelo símbolo  $u_a$  e a poro-pressão de água é representada pelo símbolo  $u_w$ . Estas duas variáveis estão diretamente relacionadas com o que se denomina de sucção do solo.

A sucção representa a tensão requerida para remover uma molécula de água do solo dentro da fase de vapor (Houston *et al.*, 1994). A sucção também pode ser definida como uma tensão proveniente de efeitos capilares que atua como um aumento na força de ligação entre as partículas (Ridley e Burland, 1995). Marinho (2000) define sucção como sendo a pressão isotrópica imposta pelo poro-água para absorver mais água. Os valores de sucção variam de zero, quando o solo está saturado (todos os vazios estão preenchidos pela água), até valores muito elevados quando o solo está completamente seco.

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 ( $u_w$ ). Uma definição simples de sucção mátrica é a afinidade que o solo tem com a água na ausência de qualquer gradiente de teor de sal na mesma (Houston *et al.*, 1994). 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 poro fluido é conhecida como sucção osmótica. A sucção osmótica varia de acordo com as condições químicas e térmicas do solo. Um solo granular e livre de sais não tem sucção osmótica e a sucção total é igual à sucção matricial (Smith e Smith, 1998). As variações na sucção osmótica têm efeito sobre o comportamento mecânico do solo, entretanto, o efeito dessa variação não é tão significativo quanto o produzido por uma variação na sucção mátrica (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A sucção é normalmente expressa como unidade de pressão e, portanto, as unidades mais utilizadas incluem kPa, atm, bars e pF. A escala pF é muito utilizada em Ciência do Solo

e representa o logaritmo da altura de coluna de água em centímetros necessária para produzir uma determinada sucção (p.ex.  $1pF=1kPa$ ;  $2pF=10kPa$ ).

É comum analisar a sucção nos solos através da curva que expressa a variação de sucção com o teor de umidade ou grau de saturação, denominada de curva característica.

### **2.3 Curva Característica**

A curva característica é definida como a relação entre a água presente dentro dos poros e a sucção do solo. Este volume de água pode ser quantificado em termos do teor de umidade volumétrico ( $\theta$ ), teor de umidade gravimétrico ( $w$ ), ou em termos do grau de saturação ( $S_r$ ). Em Engenharia Geotécnica, o teor de umidade gravimétrico ou o grau de saturação são as grandezas mais utilizadas. Em Ciência do Solo, o teor de umidade volumétrico é usualmente adotado e a curva característica é denominada de curva de retenção solo-água. As variáveis acima também podem ser utilizadas na forma normalizada, onde o teor de umidade é referido para um teor de umidade residual. Já a sucção expressa na curva característica pode ser a sucção mátrica, definida pela diferença entre a poro-pressão de ar e de água ( $u_a-u_w$ ), ou pode-se ainda incorporar a parcela de sucção osmótica, trabalhando-se neste caso, com a sucção total. A sucção mátrica e a sucção total podem ser consideradas equivalentes para altos valores de sucção, maiores que 1500 kPa (Fredlund e Xing, 1994).

A determinação da curva característica é fundamental para o entendimento do comportamento do solo não saturado frente à variação de umidade e apresenta um papel similar à curva de adensamento para solos saturados (Rahardjo e Leong, 1997). Quando um solo move-se de condições saturadas para condições secas a distribuição de sólidos, água e ar varia, assim como seu estado de tensões. As relações entre essas fases apresentam diferentes formas e influenciam o comportamento de engenharia de solos não saturados. A curva característica representa a forma com que a permeabilidade, a resistência ao cisalhamento e as variações volumétricas comportam-se sob a variação da sucção obtida através de trajetórias de umedecimento ou secagem (Fredlund *et al.*, 1994; Vanapalli *et al.*, 1996).

Diversos estudos publicados internacionalmente nos últimos anos utilizam informações contidas na curva característica para previsão de outras propriedades de um solo não saturado. A curva característica e o coeficiente de permeabilidade saturado têm sido

utilizados para prever empiricamente a função permeabilidade não saturada (Brooks e Corey, 1964; Van Genuchten, 1980; Mualem, 1986; Fredlund *et al.*, 1994; Agus *et al.*, 2003). Da mesma forma, parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e a curva característica podem ser usados para prever a variação da resistência ao cisalhamento com relação à sucção (Escario e Jucá, 1989; Vanapalli *et al.*, 1996; Fredlund *et al.*, 1996; Öberg e Sällfors, 1997; Machado e Vilar, 1998; Khalili e Khabbaz, 1998). Outros estudos correlacionam a curva característica com a erodibilidade de solos tropicais (Vertamatti e Araújo, 1999), variação de volume, tensão cisalhante de ruptura, difusão, adsorção, condutividade térmica e outras propriedades. A utilização de relações teóricas e empíricas para modelar essas propriedades a partir da curva característica e de parâmetros saturados do solo são atrativas para a prática de Engenharia Geotécnica.

### **2.3.1 Pontos Importantes da Curva Característica**

A curva característica descreve a capacidade de um solo de armazenar água quando o mesmo é submetido a diferentes valores de sucção. Essa curva pode ser plotada em escala aritmética quando a faixa de sucções usadas é pequena (ex. 0 – 1000 kPa) ou em uma escala semi-log quando a faixa de sucções é maior (Vanapalli *et al.*, 1999). A maioria das aplicações de engenharia estão interessadas em baixos valores de sucção (< 500 kPa), entretanto a utilização de solos em coberturas e *liners* pode requerer a consideração de sucções maiores (>3000kPa). Valores de sucção de aproximadamente 1000000 kPa e o correspondente teor de umidade (ou grau de saturação) são úteis para a definição das condições de contorno em análises de fluxo em solos não saturados (Vanapalli *et al.*, 1996).

Uma curva característica típica de solos compactados é apresentada na Figura 2.1 para valores de sucção de 0 a 1000000 kPa (Vanapalli *et al.*, 1999). Vários resultados experimentais indicam a sucção de 1000000 kPa como o máximo valor de sucção da curva característica, ou seja, esse valor corresponde à sucção para a qual todos os solos apresentam um teor de umidade muito próximo de zero. Na Figura 2.1 pode-se identificar os pontos principais da curva característica (valor de entrada de ar e ponto de saturação residual) e os estágios identificáveis de dessaturação (zona de efeito limite de entrada de ar, zona de transição e zona residual de não saturação) (Vanapalli, 1999). Essa Figura apresenta uma

curva de secagem ou de dessaturação e uma curva de umedecimento ou de absorção e a diferença entre as duas curvas é denominada de histerese.

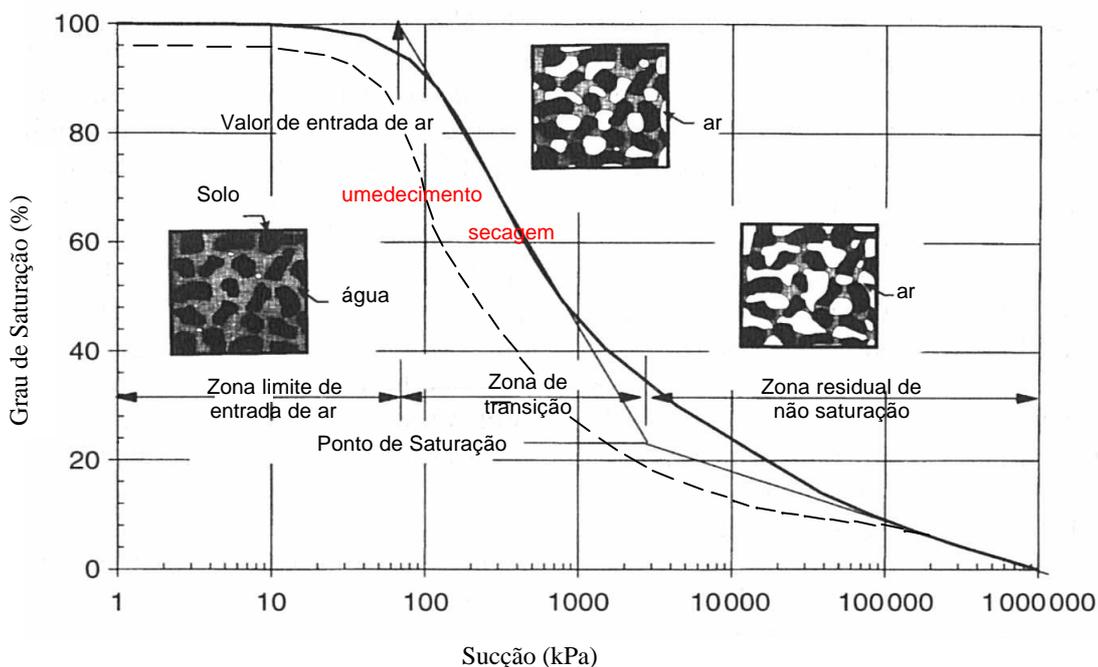


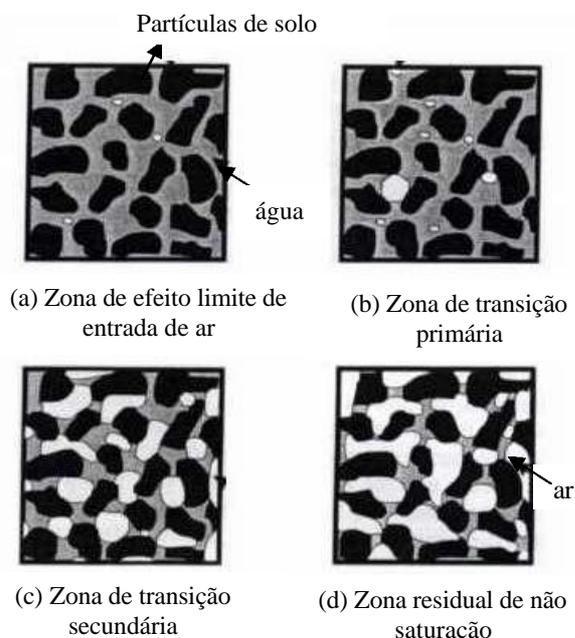
Figura 2.1 - Curva característica típica de solos compactados (Vanapalli *et al.*, 1999)

### (a) Zona de efeito limite de entrada de ar

O primeiro estágio identificável da curva característica é a zona de efeito limite de entrada de ar que inicia com um valor de sucção próximo a zero e vai até a sucção correspondente ao valor de entrada de ar (também chamada de pressão de borbulhamento). Neste estágio quase todos os poros do solo encontram-se preenchidos por água, ou seja, os meniscos de água em contato com as partículas de solo ou agregados estão na forma contínua. A Figura 2.2 ilustra a variação da área de água nos diferentes estágios de dessaturação do solo não saturado (Vanapalli *et al.*, 1996).

O primeiro ponto importante da curva característica é o valor de sucção correspondente à entrada de ar, simbolizado por  $\psi_b$ , que identifica o ponto em que o ar começa a entrar no maior poro do solo não saturado. Esse valor é obtido graficamente estendendo-se a porção de declividade constante da curva característica até interceptar a linha de saturação de 100%. O valor de sucção correspondente a esse ponto de encontro representa o valor de entrada de ar do solo. Oliveira e Marinho (2002) sugerem que o valor de entrada de

ar seja o correspondente ao ponto onde a parte horizontal da curva característica começa a inclinar-se. Esse último procedimento é bastante útil na utilização de alguns modelos de previsão de resistência ao cisalhamento em função da curva característica, como o proposto por Khalili e Khabbaz (1998).



**Figura 2.2 - Provável variação da área de água nos diferentes estágios da curva característica (Vanapalli *et al.*, 1996)**

### (b) Zona de transição

O próximo estágio da curva característica é a zona de transição, a qual inicia na sucção correspondente ao valor de entrada de ar e termina na correspondente ao ponto de saturação residual. O solo começa a dessaturar-se no estágio de transição e o teor de umidade (ou grau de saturação) reduz significativamente com o aumento da sucção. A quantidade de água nos contatos entre as partículas ou agregados diminui com a progressiva dessaturação, ou seja, o menisco de água que se encontra ao redor das partículas começa a perder a forma contínua. A Figura 2.2 (b) e (c) representa a área de água nos estágios de transição primário e secundário, respectivamente.

O ponto de saturação residual pode ser considerado como o teor de umidade (ou grau de saturação) além do qual torna-se difícil remover água do solo por drenagem, ou seja, a fase líquida encontra-se descontínua. Essa definição é vaga e procedimentos empíricos são

utilizados para a determinação deste ponto. Alguns pesquisadores sugerem a adoção do valor de 1500 kPa como o correspondente à “sucção residual”, por esse ser o “ponto de murcha” de muitas plantas (Van Genuchten, 1980). Esse valor arbitrário pode na verdade não corresponder ao valor de sucção residual. Fredlund *et al.* (1994) apresentam um procedimento gráfico para obtenção deste ponto: inicialmente desenha-se uma tangente ao ponto de inflexão da curva característica e depois traça-se uma reta que se ajuste aos pontos de alta sucção. O ponto de encontro dessas duas retas corresponde ao ponto de saturação residual.

### **(c) Zona residual de não saturação**

O último estágio da curva característica é o estágio residual de não saturação que inicia no ponto de saturação residual e vai até a máxima sucção, ou seja, aquela correspondente a um teor de umidade muito próximo de zero. Nesse estágio grandes aumentos de sucção conduzem a variações muito pequenas no teor de umidade. A dessaturação deve-se principalmente ao resultado do movimento de vapor que ocorre até que o teor de umidade do solo atinja o equilíbrio com a pressão de vapor existente em seus arredores.

### **2.3.2 Fatores que Influenciam a Curva Característica**

No passado acreditava-se que a curva característica era representada por uma função biunívoca, ou seja, para cada teor de umidade (ou grau de saturação) havia apenas uma sucção correspondente. Com o avanço das técnicas de medição de sucção e com a variação das condições iniciais dos solos ensaiados muitos pesquisadores verificaram que essa curva não representava uma função biunívoca e era influenciada por diversos fatores. Tinjum *et al.* (1997), Vanapalli *et al.* (1999) e Gerscovich (2001) demonstraram que vários fatores, tais como: tipo de solo (representado pelo tamanho de grãos e composição mineralógica), estrutura e agregação, teor de umidade inicial, história de tensões, índice de vazios, método de compactação, história de umedecimento e secagem, entre outros, influenciam na forma da curva característica.

De acordo com Vanapalli *et al.* (1999), o teor de umidade inicial e a história de tensões são os fatores que mais influenciam a curva característica de um solo de

granulometria fina. Os estudos de Marinho e Stuermer (2000) para solos compactados confirmam que a energia de compactação e o teor de umidade inicial controlam o formato da curva característica, principalmente para baixos níveis de sucção. Gallipoli *et al.* (2003) afirmam que a relação entre grau de saturação e sucção para um dado solo não pode ser única por pelo menos duas razões: (a) Em um solo deformável, a variação do índice de vazios produzirá alterações nas dimensões dos vazios que causarão correspondente variação na curva característica; (b) Em um solo rígido, a ocorrência de “histerese hidráulica” resulta em uma curva característica com trajetórias de umedecimento e secagem diferentes. A seguir serão apresentados os principais fatores encontrados na bibliografia como influentes na forma da curva característica. Cabe destacar que os fatores apresentados referem-se a solos na condição compactada, pois não foram encontrados muitos registros sobre fatores influentes na curva característica de amostras indeformadas.

### 2.3.2.1 Tipo de Solo

As curvas características apresentadas na Figura 2.3 ilustram o formato e os pontos fundamentais da curva para quatro diferentes solos canadenses na condição compactada (Vanapalli *et al.*, 1999). Os solos de granulometria mais grossa, como pedregulhos ou 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 no solo. Além disso, quanto maior o teor de finos mais difícil é a determinação do ponto de saturação residual.

Aubertin *et al.* (1998) apresentaram faixas de variação do valor de entrada de ar ( $\psi_b$ ) de acordo com o tipo de solo: areias grossas ( $\psi_b = 0.2-1$  kPa), areias médias ( $\psi_b = 1-3.5$  kPa), areias finas ( $\psi_b = 3.5-7.5$  kPa), siltes ( $\psi_b = 7.5-25$  kPa) e argilas ( $\psi_b > 25$  kPa).

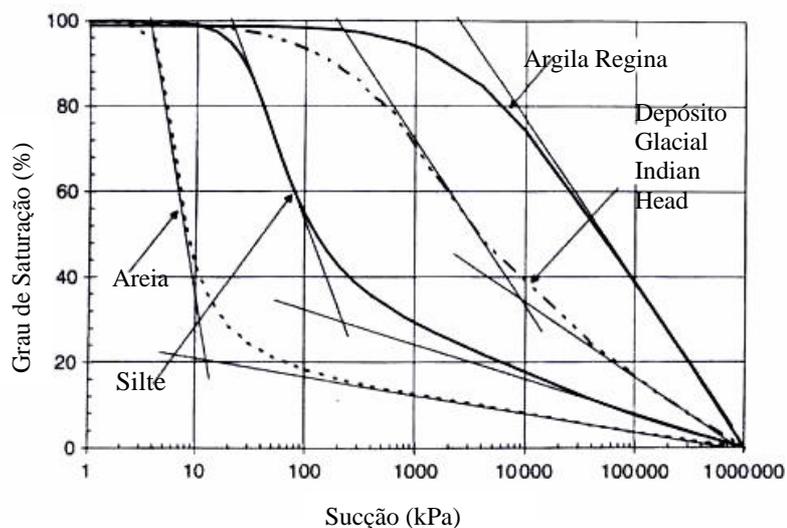


Figura 2.3 - Curvas características típicas de solos canadenses compactados (Vanapalli *et al.*, 1999)

Côté *et al.* (2002) ensaiaram agregados com diferentes composições mineralógicas (granito, calcário e xisto) e diferentes teores de finos procurando analisar a influência desses fatores sobre a curva característica. Este estudo indicou que tanto a porosidade quanto o teor de finos influenciam o valor de entrada de ar, e sugere que se a quantidade de finos for pequena, o valor de entrada de ar será baixo. Por outro lado, se o teor de finos ultrapassar um valor crítico requerido para preencher os vazios entre as partículas maiores, o valor de entrada de ar aumenta. O estudo também indicou que a inclinação da curva característica está relacionada com a superfície específica da fração fina. Em geral, a inclinação da curva decresce com o aumento da superfície específica.

A análise da influência da gênese e da distribuição granulométrica de solos tropicais na forma da curva característica foi apresentada por Vertamatti e Araújo (2002). Para esse estudo foram selecionados 10 solos tropicais típicos pertencentes a 6 grupos genéticos: LA (areia laterítica), LA' (solo laterítico arenoso), LG' (solo laterítico argiloso), TA' (solo arenoso transicional), TA'G' (solo areno-argiloso transicional) e NS'G' (solo silto-argiloso não laterítico). Para cada um dos solos ensaiados calculou-se o fator de diferenciação - D, definido pela seguinte equação:

$$D = k \prod_{i=1}^5 tg q_i \quad (2.1)$$

Onde:  $D$  = fator de diferenciação,  $k = 10^7$  e  $\theta_i$  são os ângulos representativos da inclinação da curva característica para diversos intervalos de sucção: 0-10 kPa ( $i=1$ ), 10-30 kPa ( $i=2$ ), 30-60 kPa ( $i=3$ ), 60-100 kPa ( $i=4$ ) e 100-500 kPa ( $i=5$ ).

A Figura 2.4 apresenta os valores obtidos para o fator  $D$ . Observa-se que solos lateríticos apresentam baixos valores de  $D$ , solos não lateríticos altos valores e solos transicionais exibem uma condição intermediária. Através desse estudo, os autores concluíram que o componente genético dos solos tropicais influencia mais a curva característica do que a distribuição granulométrica e alertam para a consideração da gênese nos estudos de sucção em solos tropicais.

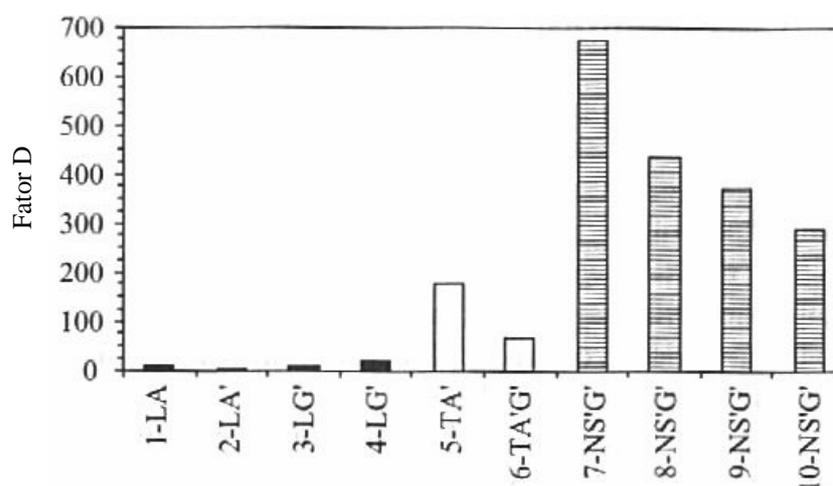


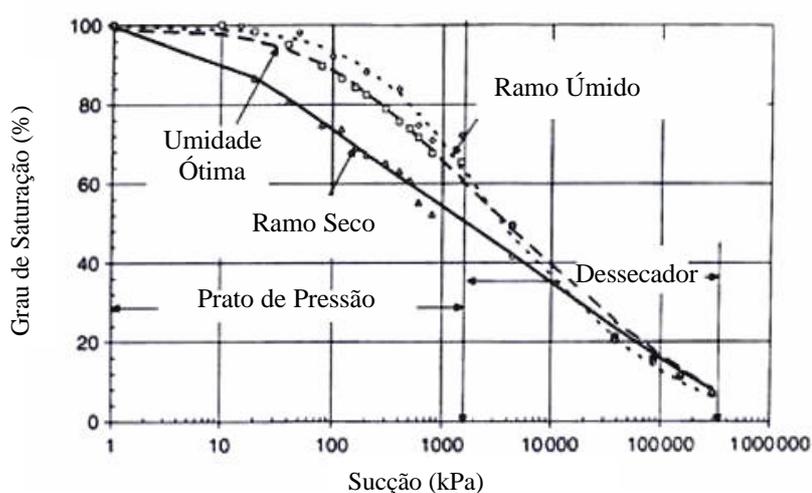
Figura 2.4 – Fator  $D$  para diferentes composições genéticas (Vertamatti e Araújo, 2002)

### 2.3.2.2 Teor de Umidade Inicial

O teor de umidade inicial influencia a forma da curva característica, pois afeta a estrutura dos poros do solo. Os solos de granulometria fina apresentam tipicamente dois níveis de estrutura: micro e macroestrutura. A microestrutura do solo é descrita como uma associação elementar de partículas dentro do solo, enquanto que o arranjo dos agregados é referido como macroestrutura (Mitchell, 1976).

A Figura 2.5 apresenta curvas características de um depósito glacial argilo-arenoso compactado em diferentes teores de umidade inicial (Vanapalli *et al.*, 1999). As amostras compactadas no ramo seco apresentam uma distribuição bimodal de tamanho de poro:

macroporos grandes entre torrões que não foram remoldados durante a compactação. Por apresentar uma estrutura mais aberta, essas amostras tendem a perder água mais facilmente, o que resulta em um valor de entrada de ar menor. Já as amostras compactadas no ramo úmido apresentam uma distribuição de tamanho de poro unimodal, onde os poros encontram-se em microescala (no estado ocluso ou sem conexão). As amostras do ramo úmido são mais homogêneas, isentas de macroporos e apresentam maior capacidade de armazenar água, logo o valor de entrada de ar é maior. Resultados similares foram apresentados por Tinjum *et al.* (1997).



**Figura 2.5 - Curvas características de amostras compactadas em diferentes umidades iniciais (Indian Head) (Vanapalli *et al.*, 1999)**

Em resumo, a dessaturação de amostras é governada pela macroestrutura, se as mesmas forem compactadas no ramo seco, ou pela microestrutura, se compactadas no ramo úmido. A condição limite entre poro ocluso e poro aberto ocorre para um teor de umidade aproximadamente igual ao ótimo da curva de compactação (Tinjum *et al.*, 1997; Vanapalli *et al.*, 1999).

### 2.3.2.3 História de Tensões

Huang (1994), citado em Barbour (1998), analisou a influência da tensão de pré-adensamento no formato da curva característica. A Figura 2.6 apresenta os resultados obtidos para um silte com tensões de pré-adensamento de 10, 50 e 200 kPa. Observa-se que a tensão de pré-adensamento influencia a curva característica para baixos valores de sucção e que, para

sucções maiores, o comportamento das três curvas torna-se semelhante. O adensamento não afeta a estrutura dos poros para altas sucções. Quanto maior a tensão de pré-adensamento, mais elevado é o valor de entrada de ar, ou seja, as amostras submetidas a uma tensão maior apresentam poros menores e dessaturam mais lentamente.

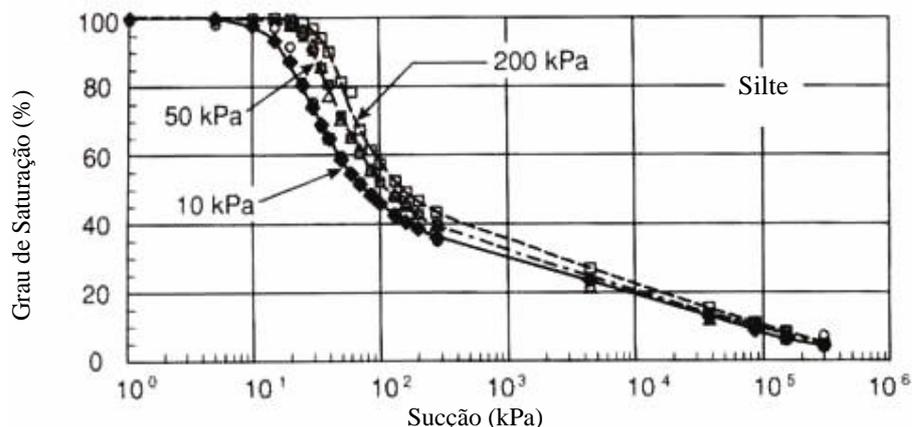


Figura 2.6 - Influência da tensão de pré adensamento na curva característica (Barbour, 1998)

A influência da história de tensões, juntamente com a variação do teor de umidade inicial, foi apresentada por Vanapalli *et al.* (1999). Segundo os autores, o valor de entrada de ar aumenta com o aumento do teor de umidade e da tensão de pré-adensamento para todas as amostras ensaiadas. Entretanto, o aumento do valor de entrada de ar com o acréscimo da tensão de pré-adensamento é mais acentuado para amostras compactadas no ramo seco do que para amostras compactadas no ramo úmido da curva de compactação.

#### 2.3.2.4 Índice de Vazios

Um estudo sobre a relação da curva característica com o índice de vazios de areias siltsosas foi apresentado por Sugii *et al.* (2002). Os autores consideraram a curva característica como parte de um modelo tridimensional: grau de saturação x sucção mátrica x índice de vazios. A Figura 2.7 apresenta as principais conclusões do estudo proposto pelos autores. A Figura 2.7 (a) apresenta a relação entre o grau de saturação e a sucção mátrica para quatro curvas características com diferentes índices de vazios. Observa-se que o aumento no índice de vazios altera a forma da curva, deslocando-a para a esquerda. Essa influência é evidenciada

principalmente para baixos valores de sucção. A Figura 2.7 (b) apresenta a relação entre sucção mátrica e índice de vazios para vários graus de saturação. A relação entre essas variáveis converge para uma certa condição, dada por um índice de vazios próximo ao limite de contração e uma sucção próxima do “ponto de murcha”. A Figura 2.7 (c) apresenta o modelo tridimensional para previsão da curva característica levando em consideração o índice de vazios.

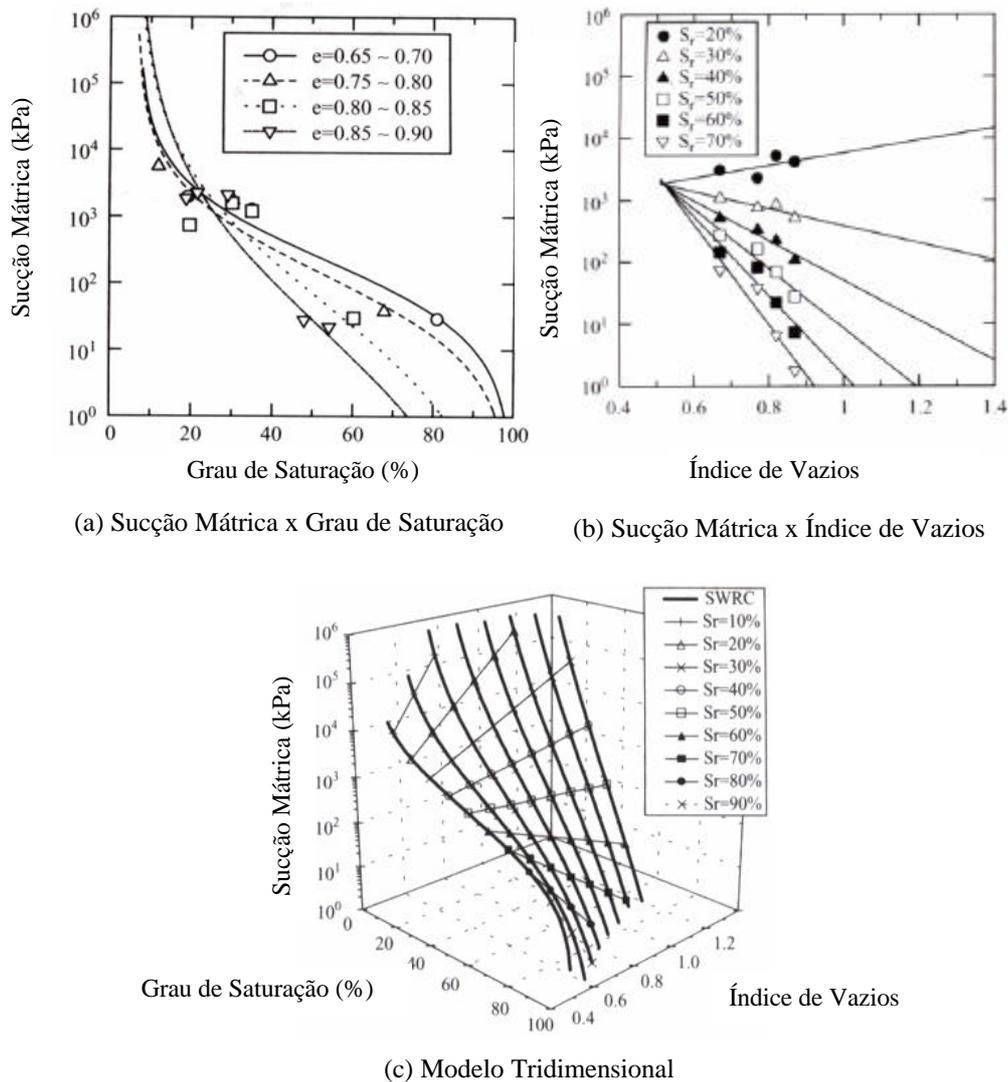


Figura 2.7 - Efeito do índice de vazios na curva característica (Sugii *et al.*, 2002)

Gallipoli *et al.* (2003) apresentaram uma relação para a variação do grau de saturação de um solo não saturado incorporando a variação do índice de vazios (expressa através do volume específico -  $v$ , onde  $v=1+e$ ). A hipótese adotada pelos autores é de que, na ausência de efeitos de histerese, existe uma única relação entre grau de saturação ( $S_r$ ), sucção ( $S$ ) e

volume específico ( $v$ ). A Figura 2.8 apresenta uma série de curvas características para diferentes valores de  $v$ . Os autores verificaram que, quando o volume específico decresce, a dimensão dos vazios e a conexão entre os vazios diminui 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 maior quanto menor for o volume específico.

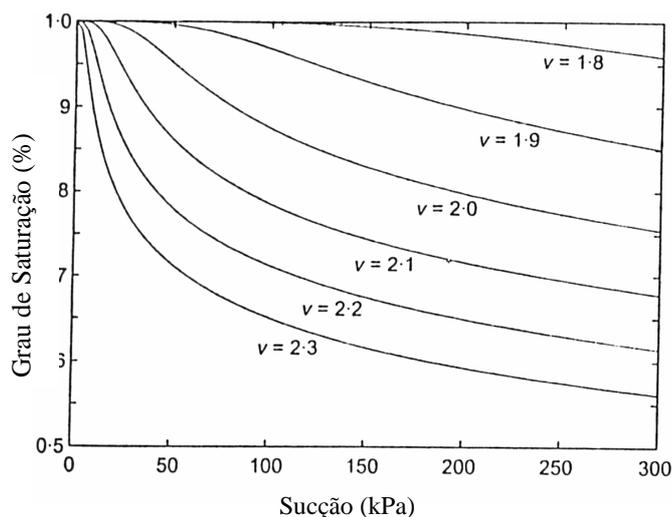


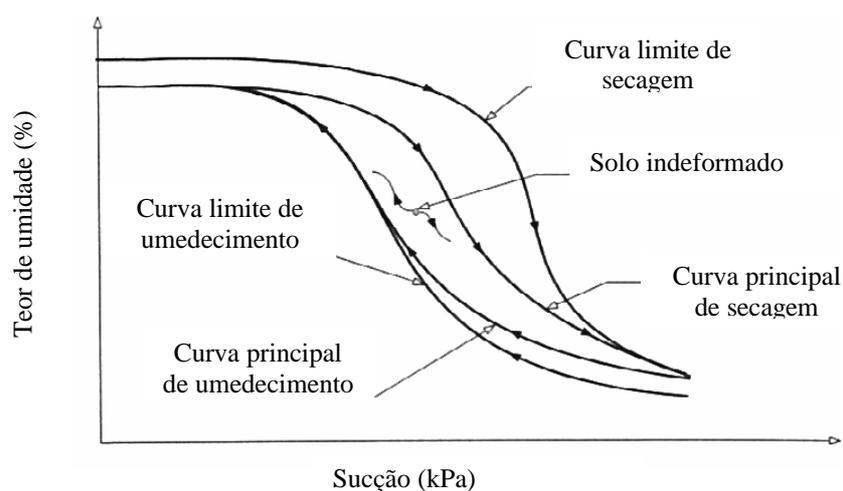
Figura 2.8 - Previsão da curva característica para diferentes valores de  $v$  (Gallipoli *et al*, 2003)

### 2.3.2.5 História de Umedecimento e Secagem

A curva característica não é uma função biunívoca e depende da trajetória de secagem ou umedecimento seguida, ou seja, o mesmo solo pode apresentar valores diferentes de sucção para um mesmo teor de umidade, caso este tenha sido atingido por adição de fluido (chuva, por ex.) ou por secagem (evaporação). No processo de umedecimento, a curva característica tende a apresentar, para um certo valor de umidade, sucções mais elevadas do que as observadas em um processo de secagem. Como mencionado anteriormente, a diferença nos ciclos de umedecimento e secagem é denominada de histerese. As principais causas para a histerese da curva característica são: a não uniformidade geométrica dos vazios, a presença de ar retido no solo ou até mesmo variações estruturais decorrentes de processos de fluxo que podem propiciar fenômenos de inchamento, ressecamento ou envelhecimento (Hillel, 1971 citado por Gerscovich, 2001).

A sucção real apresentada pelo solo em um certo momento depende não somente do grau de saturação, mas também do estado inicial do solo e de toda a história de umedecimento e secagem sofrida pelo mesmo até o momento. Uma modelagem da curva característica durante ciclos de umedecimento e secagem foi apresentada por Rojas (2002). O autor sugere que a curva característica seja representada por duas curvas limites, onde para um determinado valor de umidade se tenha uma faixa de variação do valor de sucção. Um modelo computacional foi elaborado para simular o comportamento da sucção do solo durante ciclos de umedecimento e secagem.

Melgarejo *et al.* (2002) afirmam que a curva característica de uma amostra de solo com determinadas condições iniciais cairá dentro de uma região delimitada por uma curva limite de secagem e uma curva limite de umedecimento, que correspondem respectivamente à curva superior e a curva inferior apresentadas na Figura 2.9 para uma amostra de solo reconstituída. A primeira trajetória de umedecimento ou secagem de uma amostra é denominada de curva principal, a seguinte de curva secundária e todas essas trajetórias caem entre as curvas limites. A curva característica para uma amostra indeformada também cairá dentro desta região e provavelmente estará entre as curvas principais obtidas para o mesmo solo na condição reconstituída.



**Figura 2.9 - Histerese da curva característica (Melgarejo *et al.*, 2002)**

### 2.3.2.6 Energia de Compactação

O aumento da energia de compactação torna o solo mais denso, ou seja, o volume de vazios maiores é reduzido, fazendo com que os poros de dimensão intermediária aumentem (poros maiores transformam-se em intermediários) e quase não haja alteração nos microporos (Gerscovich, 2001). Tinjum *et al.* (1997) verificaram a influência dessa variável 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. Leong e Rahardjo (2002) obtiveram resultados similares nas curvas características de solos residuais compactados da Formação Sedimentar Jurong (Singapura). A Figura 2.10 apresenta a influência da energia de compactação sobre a curva característica (Leong e Rahardjo, 2002).

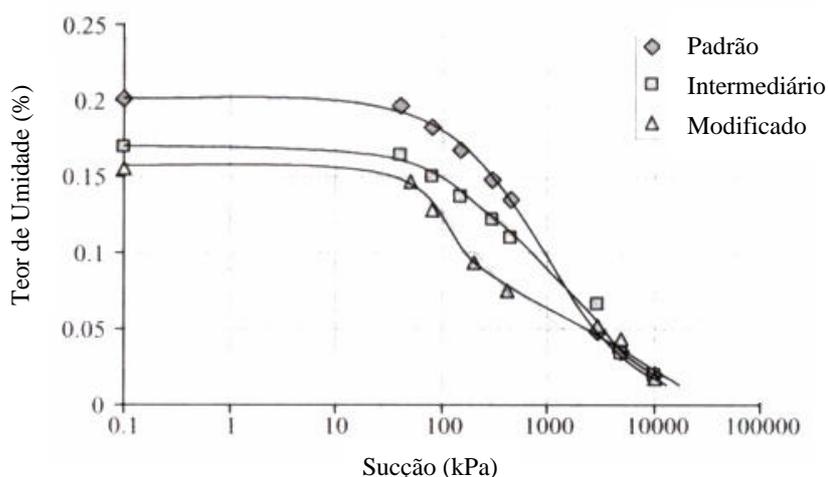


Figura 2.10 - Efeito da energia de compactação na curva característica (Leong e Rahardjo, 2002)

Marinho e Stuermer (2000) verificaram a influência da energia de compactação na forma da curva característica de um solo residual de gnaiss compactado com três diferentes energias: Proctor normal (SP), Proctor modificado (MP) e uma energia abaixo do normal (NE). A Figura 2.11 apresenta as curvas características das amostras obtidas para as três energias de compactação. O valor de entrada de ar é de aproximadamente 500 kPa, 1000 kPa e 2000 kPa, respectivamente para as amostras NE, SP e MP. Isso confirma que o aumento da energia de compactação eleva o valor de entrada de ar do solo e após esse valor o comportamento de todas as amostras é praticamente o mesmo.

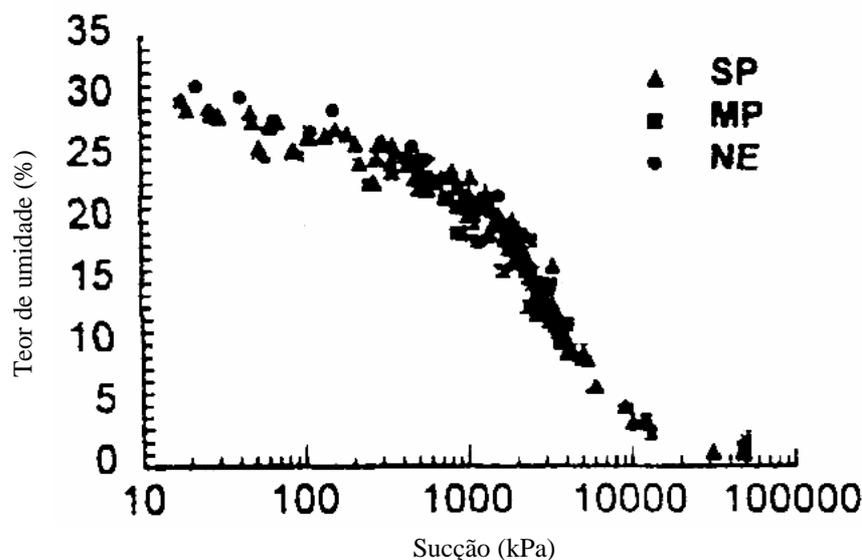


Figura 2.11- Influência da energia de compactação na curva característica (Marinho e Stuermer, 2000)

Além da energia de compactação, o processo de compactação em si também altera a estrutura do solo e conseqüentemente o formato da curva característica. O comportamento de amostras compactadas ou remoldadas tem sido bem documentado na literatura, sendo apresentadas expressões matemáticas que correlacionam a curva característica com outras propriedades de um solo não saturado. Por outro lado, não existem muitos trabalhos publicados sobre curvas características para amostras na condição indeformada. A Figura 2.12 (a) e (b) apresentam, respectivamente, as curvas características de amostras indeformadas e remoldadas de um colúvio arenoso da Formação Botucatu, obtidas através do método do papel filtro por Bortoli (1999). A curva característica para a condição indeformada (Figura 2.12 (a)) apresenta o formato de uma “sela”, podendo ser dividida em três trechos e apresentando dois valores de entrada de ar. No primeiro trecho, o solo perde água facilmente de modo que o teor de umidade diminui consideravelmente com um pequeno aumento da sucção. A seguir, observa-se um trecho praticamente horizontal, onde um aumento considerável na sucção quase não produz variação no teor de umidade. No último trecho, após o segundo valor de entrada de ar, tem-se a diminuição do teor de umidade pela retirada progressiva de água da microestrutura do solo, isto é, do interior dos grumos argilosos. Já para as amostras remoldadas (Figura 2.12 (b)), onde o solo encontra-se desestruturado, a curva característica apresenta a forma convencional esperada.

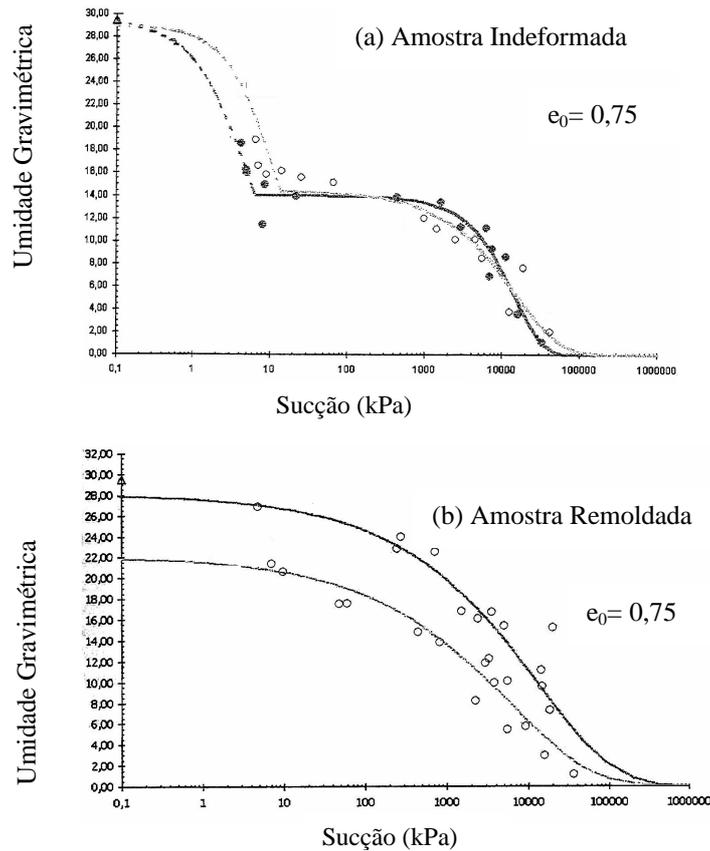


Figura 2.12 - Curvas características para amostras indeformada e remoldada (Bortoli, 1999)

Outra curva característica para amostra indeformada com forma de “sela” foi obtida por Bastos (1999) para um solo laterítico argilo-arenoso avermelhado do horizonte B, encontrado no loteamento Algarve (Alvorada/RS). Essa curva é apresentada na Figura 2.13. O perfil completo do solo é classificado pedologicamente como Podzólico Vermelho-Amarelo, caracterizado por um nítido gradiente textural A/B, com concentração de argila e de sesquióxidos de ferro e alumínio no horizonte B.

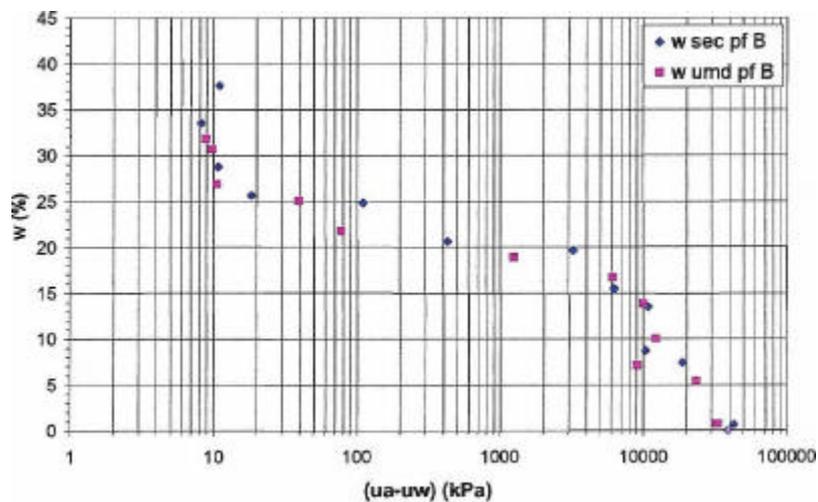


Figura 2.13 - Curva característica para amostra indeformada (Bastos, 1999)

### 2.3.3 Equações de Ajuste para a Curva Característica

Diversas equações empíricas foram propostas na literatura para modelar a curva característica. Em geral, essas equações são restritas a certos tipos de solos, com um formato particular de curva característica, ou faixas limitadas de sucções (Vanapalli *et al.*, 1996). A maioria das equações modela a função que correlaciona sucção com teor de umidade (ou grau de saturação); entretanto algumas proposições sugerem que a curva característica pode ser estimada diretamente a partir da distribuição granulométrica e de propriedades físicas dos solos. Cabe salientar que os modelos de obtenção da curva característica a partir da curva granulométrica supõem a existência de uma relação unívoca entre diâmetro de vazio e sucção e conseqüentemente desconsideram a influência de aspectos como, arranjo estrutural, estado de tensões, teor de umidade inicial, energia de compactação e não uniformidade geométrica do solo (Gerscovich, 2001).

A Tabela 2.1 apresenta uma revisão das principais proposições encontradas na literatura para modelagem da curva característica.

**Tabela 2.1 - Equações para modelagem da curva característica (Fredlund e Xing, 1994; Gerscovich, 2001)**

Referência	Equação	Descrição das Variáveis
Garder (1858)	$\Theta = \frac{1}{1 + qy^h} \quad \Theta = \frac{(q - q_s)}{(q_s - q_r)} \quad (2.2)$	$\Theta$ = teor de umidade normalizado; $\theta, \theta_r, \theta_s$ = respectivamente os teores de umidade volumétrico, residual e saturado; $\psi$ = sucção $\eta$ e $q$ = parâmetros de ajuste
Brooks e Corey (1964)	$\Theta = \left( \frac{y_b}{y} \right)^l \quad (2.3)$	$\lambda$ = índice de distribuição de diâmetro de vazios $\psi_b$ = sucção correspondente ao valor de entrada de ar
Visser (1966)	$y = \frac{a(q_s - q)^b}{q^c} \quad (2.4)$	$a, b$ e $c$ = parâmetros de ajuste
Farrel e Larson (1972)	$y = y_b e^{a(1-q)} \quad (2.5)$	$\alpha$ = parâmetro de ajuste
Roger e Hornberger (1978)	$y = a(S_s - b)(S_s - 1) \quad (2.6)$	$S_s = \theta/\theta_s$ $a$ e $b$ = parâmetros de ajuste (correção do modelo de Brooks e Corey (1964) na faixa de baixos valores de sucção)
Van Genuchten (1980)	$\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (ay)^n} \right]^m \quad (2.7)$	$\alpha, n$ e $m$ = parâmetros de ajuste

Referência	Equação	Descrição das Variáveis
William <i>et al.</i> (1983)	$\ln y = a + b \ln q$ (2.8)	a e b = parâmetros de ajuste
Mckee e Bumb (1984)	$\Theta = e^{-(y-a)/b}$ (2.9)	a e b = parâmetros de ajuste
Saxton <i>et al.</i> (1986)	$y = aq^b$ (2.10)	a e b = parâmetros de ajuste
Haverkamp e Parlange (1986)	<p><i>Umedecimento</i></p> $q = \frac{n}{1+I} \left( \frac{y_b}{y} \right)^I \rightarrow y > y_b$ $q = n \left[ 1 - \left( \frac{I}{1+I} \right) \left( \frac{y}{y_b} \right) \right] \rightarrow y_b^* \leq y_b$ $q = q_s \rightarrow y \leq y_b^* \quad (2.11)$ <p><i>Secagem</i></p> $q = n \left( \frac{y_b}{y} \right)^I \left[ 1 - \frac{y_b}{y} \left( 1 - \frac{q_s}{n} \right) \right] \rightarrow y > y_b$ $q = q_s \rightarrow y \leq y_b$	<p>n = porosidade</p> <p><math>\lambda</math> = parâmetro de ajuste relacionado à distribuição de tamanho de poro</p> <p><math>\theta_s</math> = teor de umidade saturado</p> <p><math>\psi_b</math> e <math>\psi_b^*</math> = sucção correspondente ao valor de entrada de ar para as curvas de secagem e de umedecimento, respectivamente.</p>
Mckee e Bumb (1987)	$\Theta = \frac{1}{1 + e^{(y-a)/b}}$ (2.12)	a e b = parâmetros de ajuste (correção da proposição anterior (1984) para baixos valores de sucção)
Fredlund e Xing (1994)	$q = C_y \frac{q_s}{\left[ \ln \left[ e + \left( \frac{y}{a} \right)^n \right] \right]^m} \quad (2.13)$ $C_y = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{y}{y_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{y_0}{y_r} \right)}$	<p><math>\psi_0 = 10^6</math> kPa</p> <p><math>\psi_r</math> = sucção correspondente ao ponto de saturação residual</p> <p>e = base do log neperiano (e = 2,718)</p> <p>a, m e n = parâmetros de ajuste (Figura 2.14)</p> $a = y_i \quad m = 3,67 \ln \left( \frac{q_s}{q_i} \right)$ $n = \frac{1,31^{m+1}}{mq_s} 3,72s y_i \quad s = \text{inclinação}$
Aubertin <i>et al.</i> (1998)	$S_r = S_c + S_a(1 - S_c) \quad (2.14)$ $S_c = 1 - \left[ \left( \frac{h_{co}}{y} \right)^2 + 1 \right] e^{\left[ -m \left( \frac{h_{co}}{y} \right)^2 \right]}$ $S_a = C_y \frac{a}{e^{1/3} y^{1/6} y_{90}^{2/3}} \quad C_y = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{y}{y_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{y_0}{y_r} \right)}$	<p>a, <math>h_{co}</math> e m = parâmetros de ajuste</p> <p><math>h_{co} = 1</math> a <math>2,5\psi_b</math> (cm H<sub>2</sub>O)</p> <p><math>S_r = \theta/\theta_s</math></p> <p>a <math>\approx 0,006</math> (curva de dessaturação)</p> <p><math>\psi_0 = 10^7</math> cm H<sub>2</sub>O</p> <p><math>\psi_r = 15 \times 10^3</math> cm H<sub>2</sub>O <math>\Leftrightarrow \theta_r</math></p> <p>e = índice de vazios</p>
Gallipoli <i>et al.</i> (2003)	$\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (ay)^n} \right]^m \quad (2.15)$ $a = f(n - 1)^y$	<p>v = volume específico</p> <p><math>\phi, \psi</math> = constantes do solo</p> <p>(correção do modelo de Van Genuchten (1980) para solos deformáveis)</p>

A Figura 2.14 apresenta um procedimento para obtenção das variáveis necessárias para o cálculo dos parâmetros de ajuste do modelo proposto por Fredlund e Xing (1994). A partir desses parâmetros e, através do método estatístico quasi-Newton, determina-se a equação da curva que melhor se aproxima dos pontos experimentais.

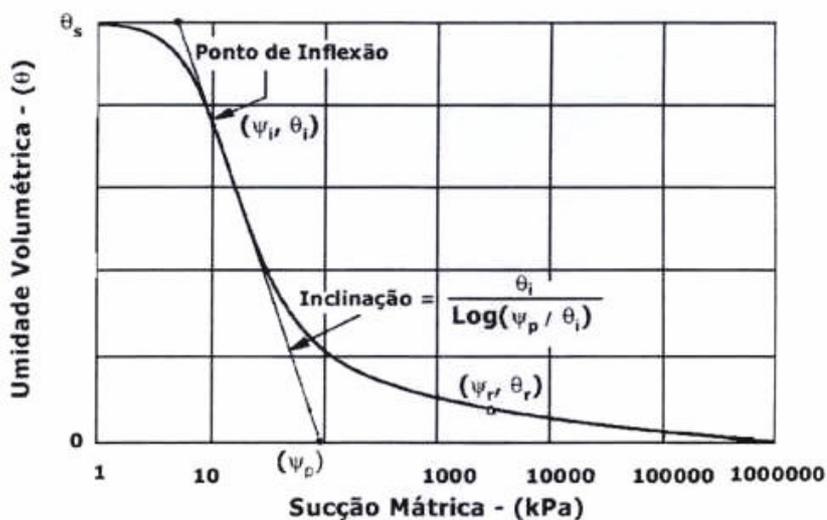


Figura 2.14 - Parâmetros da curva característica (Fredlund e Xing (1994))

### 2.3.4 Métodos para Obtenção da Curva Característica

A relação entre teor de umidade (ou grau de saturação) e sucção pode ser obtida através de diferentes equipamentos e técnicas, em campo ou em laboratório. Usualmente os métodos utilizados para medir sucção são divididos em dois grupos: diretos e indiretos. Um método é dito direto quando a sucção é medida diretamente, e indireto quando ela é medida através de um parâmetro ou propriedade do solo. A placa de sucção, a centrífuga, o tensiômetro, o psicrômetro e o aparelho de membrana de pressão constituem alguns métodos diretos e entre os métodos indiretos estão o dessecador de vazios, a balança de adsorção e o papel filtro.

A Tabela 2.2 apresenta as técnicas comumente utilizadas para medição de sucção juntamente com o intervalo de aplicação e algumas referências.

Tabela 2.2 – Técnicas de medição de sucção (Ridley e Burland, 1993; Ridley e Wray, 1995; Marinho, 2000)

Técnica	Sucção Mátrica	Sucção Osmótica	Sucção Total	Limite (kPa)	Referências
Psicrômetro		X	X	100-8000	Spanner (1951) Dimos (1991)
Papel Filtro em contato	X			30-30000	Chandler <i>et al.</i> (1992) Marinho (1994 e 1995) ASTM – D5298-94
Papel Filtro sem contato			X	400-30000	Chandler <i>et al.</i> (1992) Marinho (1994) ASTM – D5298-94
Placa de sucção	X			0-90	
Prato de pressão	X			0-1500	
Tensiômetro	X		X	0-90 0->1000	Stannard (1992) Ridley e Burland (1993) Marinho e Pinto (1997)
Translação de Eixos	X			0-1500	Richards (1941) Richards (1980)
Condutividade Térmica	X			0-400	Fredlund e Rahardjo (1993)
Condutividade Elétrica	X	X		Todos os intervalos	Krahn e Fredlund (1972)
Reflectômetro de domínio de tempo	X			0-200	Cook e Fredlund (1998)
Dessecador de Vácuo			X	$10^3$ - $10^6$	Jucá (1990)

Os detalhes da maioria das técnicas apresentadas na Tabela 2.2 encontram-se descritos em Marinho (2000). A seguir são apresentadas algumas considerações sobre o método do papel filtro, o qual se constitui na principal ferramenta utilizada nesta dissertação para obtenção da relação entre sucção e grau de saturação.

### 2.3.5 Método do Papel Filtro

A sucção é um dos mais importantes parâmetros que governam a resposta de um solo não saturado. Para que esse parâmetro seja utilizado em projetos geotécnicos é necessário que os métodos empregados na sua medição sejam economicamente viáveis e aprimorados o suficiente para o uso prático. A técnica do papel filtro tem se mostrado muito útil para a

medição da sucção e vem se tornando mais utilizada à medida que os procedimentos de sua aplicação estão sendo divulgados (Houston *et al.*, 1994; Woodburn e Lucas, 1995; Swarbrick, 1995, Ridley *et al.*, 2003). As principais vantagens do método são a simplicidade, o baixo custo e a possibilidade de medir sucção total ou mátrica em amplos limites (30-30000 kPa). Entre as desvantagens do método pode-se destacar a necessidade de extremo cuidado na execução da técnica e na interpretação dos resultados, bem como a falta de um procedimento padrão universal que seja de consenso dos pesquisadores da área.

### 2.3.5.1 Breve Histórico

A sucção vem sendo utilizada em Ciência do Solo desde o século XIX. Livingstone (1906), citado em Mahler e Oliveira (1997), apresentou um dos primeiros estudos sobre medida de sucção em plantas no deserto. O estudo procurava determinar se o solo recebia ou perdia água por osmose. A sucção era medida através de um sistema de tubos capilares que continham uma membrana parcialmente impermeável. Shull (1916) e Hansen (1926), citados em Marinho (1994), utilizaram o fenômeno de absorção como um instrumento para medir sucção do solo. Shull usou sementes de plantas como material absorvente para medir a força com que as partículas de solo de vários tamanhos retinham umidade sob diferentes graus de saturação. Hansen utilizou papéis filtro saturados com uma solução de açúcar para obter a pressão de vapor sobre uma amostra de solo. O método não considerava efeitos capilares e admitia que a sucção era dada somente pela pressão de vapor da solução.

Chandler e Gutierrez (1986) citam o trabalho de Garden (1937) como o pioneiro a utilizar a técnica do papel filtro para medir diretamente a umidade de um solo. Neste estudo o papel filtro utilizado foi do tipo Schleicher & Schuell n° 589 White Ribbon, o qual foi tratado com cloreto mercurioso para evitar a decomposição do papel. Posteriormente Fawcett e Collis George (1967) e McKeen e Miller (1968), citados em Swarbrick (1995), desenvolveram equações de calibração para os papéis Whatman n° 42 e Schleicher & Schuell n° 589, respectivamente.

Na década de 80, a técnica do papel filtro foi utilizada nos trabalhos de McKeen (1980), no estudo de sub-bases de pistas de aeroporto, e por Ching e Fredlund (1984) no exame de perfis argilosos expansivos, ambos citados em Chandler e Gutierrez (1986). Trabalhos adicionais foram sendo apresentados nos anos seguintes, mas o método do papel filtro só recebeu aceitação da comunidade geotécnica a partir da década de 90.

### 2.3.5.2 Princípio do Método

O método baseia-se no princípio de que quando dois materiais porosos são colocados em contato, eles trocarão água entre si até atingirem o equilíbrio. Dessa forma, quando um solo com alguma umidade é colocado em contato com o papel filtro, com umidade menor, esse último absorverá uma certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de sucção. No estado de equilíbrio supõe-se que não haja mais fluxo entre o solo e o papel, e a sucção seja a mesma nos dois materiais, porém as umidades permanecem diferentes. A água que o papel filtro absorve pode, então, ser utilizada como indicador da sucção do sistema.

De acordo com Marinho (1995), a troca de água pode ocorrer de duas maneiras: através de fluxo de vapor (se não é permitido o contato entre os dois materiais) ou através de fluxo capilar (se há contato direto). Se o fluxo ocorre apenas através de vapor, o papel filtro medirá sucção total, pois as moléculas de água devem se separar e sair dos poros vencendo forças capilares e osmóticas. Quando o fluxo ocorre apenas por capilaridade, mede-se sucção mátrica, pois o componente osmótico não atua como uma força adicional que impede o fluxo de água para o papel filtro. O único método satisfatório para estimar sucção osmótica usando o método do papel filtro é pela diferença entre sucção total e mátrica (Ridley, 1995).

A determinação da sucção de equilíbrio a partir da umidade do papel filtro é feita com base em uma curva de calibração, obtida do equilíbrio do papel com soluções salinas de sucção osmótica conhecida. A sucção de equilíbrio é suposta ser igual à sucção existente no corpo de prova.

Os papéis filtro utilizados devem ser do tipo “quantitativo”. Os mais usados são os do tipo 2 das marcas Whatman nº 42 e Schleicher & Schuell nº 589. Este ensaio é padronizado pela norma ASTM D 5298-94.

### 2.3.5.3 Calibração do Papel Filtro

A curva de calibração do papel filtro é uma “curva característica” do material (Marinho, 1997). Os métodos para medição da sucção são os mesmos utilizados na determinação da relação teor de umidade x sucção do solo, a única diferença é que a sucção já é conhecida e o teor de umidade do papel filtro é determinado.

O procedimento de calibração consiste em permitir que o papel filtro atinja o equilíbrio com um material ou solução de sucção conhecida. Após o equilíbrio, o papel filtro é retirado, pesado e seco em estufa para determinação do seu teor de umidade. O teor de umidade obtido é relacionado com a sucção já conhecida. Existem vários métodos que podem ser utilizados para gerar sucção com o propósito de calibração, dependendo do nível de sucção desejado.

A curva de calibração é dependente do tipo de papel filtro utilizado. Nos últimos cinquenta anos, diversas equações de calibração foram propostas na literatura, principalmente para os papéis filtro das marcas Whatman nº 42 e Schleicher & Schuell nº 589. A Tabela 2.3 apresenta algumas equações de calibração para esses papéis, sugeridas por Marinho (1995). O autor recomenda que, ao se trabalhar com o papel Whatman nº 42, sejam utilizadas as equações propostas por Chandler *et al.* (1992), as quais foram obtidas com maior número de pontos que as de Greace *et al.* (1987).

**Tabela 2.3 – Equações de calibração do papel filtro (Marinho, 1995)**

Papel	Calibração	Referência
Whatman nº 42	$S(kPa) = 10^{(6,05 - 2,48 \log wp)}$ $wp > 47\%$ $S(kPa) = 10^{(4,84 - 0,0622 wp)}$ $wp \leq 47\%$	Chandler <i>et al.</i> (1992) (Sucção mátrica)
Whatman nº 42	$S(kPa) = 10^{(2,412 - 0,0135 wp)}$ $wp > 45,3\%$ $S(kPa) = 10^{(5,327 - 0,0779 wp)}$ $wp \leq 45,3\%$	Greace <i>et al.</i> (1987) ASTM D5298-94 (Sucção total)
Schleicher & Schuell nº 589	$S(kPa) = 10^{(1,882 - 0,01202 wp)}$ $wp > 54\%$ $S(kPa) = 10^{(5,056 - 0,0688 wp)}$ $wp \leq 54\%$	ASTM D5298 -94 (Sucção total)

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

Além do tipo de papel, o tipo de sucção avaliada, total ou mátrica, influencia a curva de calibração. Existe uma curva de calibração específica para a determinação de cada uma delas. Na calibração de sucção total, o papel filtro é mantido afastado e a transferência de água é realizada somente por absorção de vapor. Neste caso, o teor de umidade do papel filtro será menor e a sucção obtida maior. Por outro lado, se o papel for colocado em contato, o fluxo ocorrerá por capilaridade e o papel absorverá mais água, pois o sal arrasta água em excesso para o papel. Por esse mecanismo a sucção obtida é a mátrica. Para altos valores de sucção, o teor de umidade é o mesmo indicando que as curvas de sucção mátrica e total se fundem. Isso ocorre porque para altas sucções o teor de umidade é baixo e a água mover-se-á principalmente através do transporte de vapor (Houston *et al.*, 1994).

Em resumo, a curva de calibração deve ser usada somente para medir a sucção para a qual o papel filtro foi calibrado e com o mesmo tipo de papel utilizado na calibração. Além disso, o sistema utilizado para fazer as medidas deveria ser idêntico ao utilizado na calibração do papel filtro.

#### **2.3.5.4 Pontos Relevantes da Técnica**

Como mencionada anteriormente, a técnica do papel filtro é simples e barata, entretanto é fundamental que a sucção do solo seja medida com um alto grau de confiança e que os valores obtidos sejam interpretados de maneira correta. A interpretação dos resultados está intimamente ligada a aspectos como: tipo de contato, tempo de equilíbrio, histerese do papel filtro, determinação do teor de umidade do papel, efeito do número de papéis e variação da temperatura do ambiente. A seguir esses aspectos serão apresentados e discutidos.

##### Tipo de Contato

O tipo de contato define se a sucção medida é a mátrica (em contato) ou a total (sem contato). Observações cuidadosas quanto à condição do papel filtro quando este for removido da amostra podem dar uma indicação de qual sucção está sendo estimada. Para a sucção mátrica estar sendo medida é necessário que o papel filtro esteja aderido a amostra, ou seja, exista uma tensão superficial de água dentro da amostra que mantém a aderência entre os dois materiais. Por outro lado, se o papel filtro estiver solto, a tensão superficial é provavelmente negligenciável e a absorção dar-se-á através da fase de vapor, logo sucção total está sendo estimada (Ridley, 1995).

Normalmente o que ocorre durante a execução da técnica, para avaliação de sucção mátrica, é que para baixas sucções (amostra mais úmida) o papel filtro encontra-se bem aderido à amostra e para altas sucções (amostra mais seca) o papel encontra-se mais solto. Nesse caso, o problema de aderência não chega a gerar erro na técnica, pois sucção mátrica e total são consideradas equivalentes para altas sucções (Fredlund e Xing, 1994). Villar e De Campos (2001) sugerem que, para as amostras com baixos teores de umidade, seja colocado um peso, que exerça uma pressão sobre a amostra, a fim de garantir um bom contato entre o papel e o solo.

O estudo apresentado por Marinho (1994) mostrou que o grau de contato tem pouca influência sobre o valor da sucção, desde que o tempo de equilíbrio utilizado seja adequado. O autor sugere que a curva de calibração de Chandler e Gutierrez (1986) possa ser utilizada para obtenção de sucção matricial e total, desde que se adote tempos de equilíbrio adequados para sucções menores que 400 kPa. Para sucções maiores que esse valor, as duas curvas de calibração são praticamente idênticas.

### Tempo de Equalização

Uma das mais importantes considerações no método do papel filtro é o tempo de equilíbrio. O tempo exigido por norma (ASTM D5298-94) é de 7 dias independente do nível e do tipo de sucção. Swarbrick (1995) relatou os tempos de equilíbrio sugerido por diversos pesquisadores: 2 dias (Al-Khafaf e Hanks, 1974), 3 dias (Chandler e Gutierrez, 1986), 7 dias (Williams e Sedgley, 1965; Fawcett e Collis-George, 1967; McKeen e Miller, 1968; Houston *et al.*, 1994) e 10 dias (Sibley e Williams, 1990).

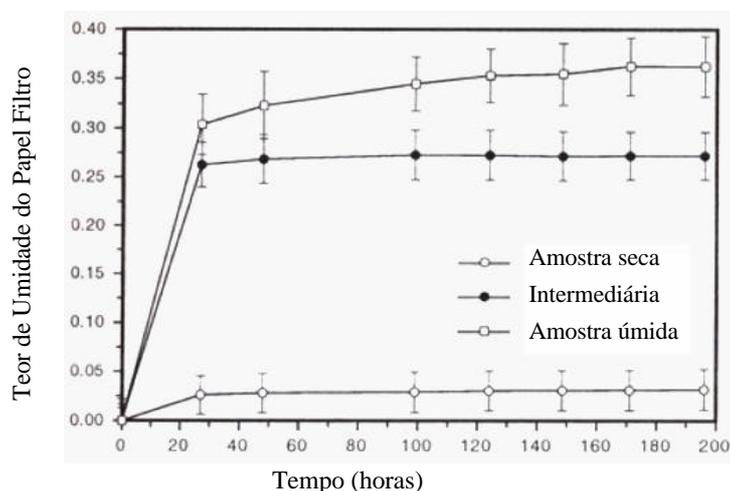
De acordo com Marinho (1995), o tempo de equilíbrio está relacionado com o tipo de sucção avaliada. Para o papel filtro em contato com a água do poro (medição de sucção matricial) a velocidade de absorção depende do nível de sucção, ou seja, para sucções mais altas, o tempo para a água atingir uma determinada distância é maior do que para baixas sucções. Greacen *et al.* (1987), citados em Marinho (1995), demonstraram que, no caso de se estimar sucção mátrica, grande parte da água é absorvida nos primeiros minutos e a partir daí, a absorção é lenta atingindo o equilíbrio em aproximadamente 7 dias. No caso do papel filtro não estar em contato com a água do poro (medição de sucção total), quanto mais baixo o valor da sucção maior é o tempo de equilíbrio. Ridley (1995) sugere que, para valores de sucções totais menores que 200 kPa, o tempo de equalização deva ser de no mínimo 14 dias. A Tabela 2.4 apresenta sugestões de tempos de equilíbrio de acordo com o nível de sucção total a ser obtido (Marinho, 1995).

**Tabela 2.4 – Tempo de equilíbrio sugerido em função do nível de sucção total (Marinho, 1995)**

<b>Nível de sucção total (kPa)</b>	<b>Tempo de equilíbrio sugerido</b>
0-100	> 30 dias
100-250	30 dias
250-1000	15 dias
1000-30000	7 dias

Swarbrick (1995) procurou verificar o tempo necessário para que o teor de umidade do papel filtro em contato com as amostras ficasse constante. Para isso foram ensaiadas amostras de solo com três diferentes sucções, 6 pF, 3,6 pF e 3,1 pF, denominadas como seca, intermediária e úmida, respectivamente. A Figura 2.15 apresenta os resultados encontrados pelo autor. Observa-se que, para as amostras úmida e intermediária, um tempo de equilíbrio de dois dias é suficiente para a constância de peso do papel filtro. Já para a amostra seca um tempo de pelo menos 7 dias é necessário.

Woodburn e Lucas (1995), avaliando sucção mátrica, verificaram que tempos de equilíbrio de 1 a 3 dias são necessários para que o teor de umidade do papel filtro se torne constante.



**Figura 2.15 - Estimativa do tempo de equilíbrio em função do teor de umidade do papel filtro. (Swarbrick, 1995)**

### Histerese do Papel Filtro

O papel filtro é um material que sofre histerese, ou seja, o teor de umidade final do papel depende da direção em que a água flui. No caso do papel filtro estar inicialmente úmido, o fluxo irá, exceto para sucções muito baixas, do papel filtro para dentro do solo. Por outro lado, se o papel filtro estiver inicialmente seco, o sentido do fluxo será do solo para o papel filtro. Existem duas curvas de calibração para o papel filtro, uma para a trajetória de secagem (papel inicialmente seco) e outra para a trajetória de umedecimento (papel inicialmente úmido).

Marinho (1995) sugere que o papel filtro seja usado diretamente da caixa, isto é, no estado seco ao ar. Já a norma ASTM D5298-94 recomenda que o papel filtro seja seco em estufa por no mínimo 16 horas antes de seu uso. Cabe salientar que a colocação do papel filtro em estufa pode afetar suas características de absorção, resultando na alteração da curva de calibração.

O método aconselhável é utilizar o papel filtro na mesma condição em que ele foi utilizado durante seu processo de calibração (seco ao ar, úmido ou seco em estufa).

### Determinação da Umidade do Papel Filtro

Outro aspecto importante para se obter um valor de sucção confiável é garantir que o papel filtro, após o equilíbrio, seja removido da amostra sem perda significativa de umidade. Essa perda depende da umidade do papel: quanto mais baixa a umidade, menor é a evaporação. Segundo Marinho (1995), a perda de umidade é da ordem de 1,5% por minuto para uma umidade de aproximadamente 35%. A norma (ASTM D5298-94) recomenda que o tempo desde a retirada do papel filtro da amostra até a colocação do mesmo em um recipiente fechado seja de 3 a 5 segundos.

Assim como o papel filtro perde umidade quando é retirado da amostra, ele absorve umidade do ar quando é retirado da estufa e, portanto, deve ser rapidamente colocado em um recipiente fechado e pesado. Villar e De Campos (2001) sugerem que o tempo limite para pesagem dos papéis filtro retirados da estufa seja de no máximo 3 minutos.

### Efeito do Número de Papéis Filtro

Um procedimento adotado e recomendado por muitos pesquisadores é a colocação de um papel filtro de proteção entre o papel filtro utilizado como sensor e a amostra de solo. Esse cuidado garante que o papel filtro sensor não seja contaminado com partículas de solo durante a medição de sucção mátrica. O número de papéis filtro utilizados influencia no tempo de equilíbrio, pois o fluxo de água deverá ultrapassar o papel filtro protetor e alcançar aquele utilizado como sensor. Logo, o aumento no número de papéis filtro aumenta o tempo necessário para que ocorra o fluxo entre solo e papel.

Além do tempo de equilíbrio, a utilização de um papel filtro protetor influencia também a curva de calibração. De acordo com Houston *et al.* (1994) o procedimento de calibração deve ser o mais próximo possível do utilizado durante os testes subsequentes. Dessa forma, se durante a calibração foram utilizados dois papéis filtro (um sensor e outro de proteção) deve-se repetir essa condição na execução da técnica. Se esse procedimento não foi adotado durante a calibração e pretende-se utilizá-lo na aplicação da técnica, recomenda-se a realização de uma nova curva de calibração para o papel filtro.

### Variação da Temperatura do Ambiente

As alterações na temperatura do ambiente podem causar evaporação e condensação, o que interfere no processo de transferência de umidade entre os dois materiais porosos (Ridley *et al.*, 2003). É recomendável que, durante o período de equalização da sucção entre a amostra e o papel filtro, o conjunto seja colocado em um ambiente com temperatura aproximadamente constante. A norma ASTM D 5298-94 sugere que a temperatura do ambiente onde o conjunto for colocado seja de 20° C, com variação inferior a 3° C.

Woodburn e Lucas (1995) afirmam que a variação de temperatura altera o peso do papel filtro e conseqüentemente altera o valor da sucção estimada. Os autores sugerem que a variação de temperatura seja inferior a 3° C, no caso de determinação de sucção mátrica, e menor que 0,5° C, para medição de sucção total. Marinho (1995) afirma que uma variação de 2° C na temperatura pode gerar condensação e esse problema é particularmente importante para sucções totais inferiores a 1,5 MPa.

Diversas dificuldades encontradas na utilização desta técnica têm sido relatadas por vários pesquisadores e algumas destas foram discutidas nos parágrafos acima. Cabe salientar que, apesar deste método ser normalizado pela norma ASTM D5298-94, a maioria dos pesquisadores não segue os procedimentos apresentados por essa norma, pois ela não é de consenso de todos em muitos aspectos. É extremamente importante a adoção de um procedimento padrão, tanto em nível nacional como internacional, para que os resultados obtidos por diferentes pesquisadores possam ser comparados e divulgados.

## 2.4 Colapso

Todos os materiais apresentam deformações ou recalques quando submetidos a carregamentos. Essas deformações tendem a estabilizar após um certo período de tempo, mais ou menos prolongado. Entretanto, certos tipos de solos não saturados apresentam um recalque suplementar, repentino e de grandes proporções quando submetidos à inundação. Esse tipo de recalque é denominado de colapso (Cintra, 1998). Solos colapsíveis ou metaestáveis são definidos como solos não saturados que sofrem uma reorganização de partículas e grande redução de volume quando submetidos ao umedecimento, com ou sem adição de carregamento (Jennings e Burland, 1962; Clemence e Finbarr, 1981). Vilar *et al.* (1981) e Lutenecker e Saber (1988) definem solo colapsível como aquele que, ao se aumentar o conteúdo de água em seus vazios ou ao ser carregado e posteriormente umedecido, exibe uma redução de volume expressa por uma brusca variação do índice de vazios sem aumento das cargas aplicadas. Cabe destacar que, na literatura geotécnica, o termo colapso é usado algumas vezes para designar outro tipo de recalque, produzido somente por acréscimo de carregamento. Como observado por Cintra (1998), é interessante utilizar o termo colapso criteriosamente, exclusivamente nos casos onde o fenômeno for provocado pela inundação do solo.

Vilar *et al.* (1981), Gehling (1982) e Cintra (1998) afirmam que os requisitos básicos que configuram um solo como potencialmente colapsível são a existência de uma estrutura porosa (caracterizada por um alto índice de vazios) e a condição não saturada (representada por um baixo grau de saturação). As partículas maiores e os grumos de partículas menores são mantidos em suas posições pela presença de um agente cimentante que, aliado a uma sucção suficientemente elevada, estabiliza o solo, proporcionando-lhe uma resistência adicional temporária. Quando ocorre um acréscimo de umidade, a sucção é dissipada e as ligações entre as partículas são enfraquecidas e/ou destruídas, o que faz com que o solo não resista mais à tensão aplicada, resultando no colapso de sua estrutura.

Lawton *et al.* (1992), utilizando os trabalhos de Barden *et al.* (1973) e Mitchell (1976), descreveram quatro condições necessárias para que o colapso ocorra: a) existência de uma estrutura não saturada, porosa, potencialmente instável; b) tensões totais suficientes para causar o colapso; c) presença de um alto valor de sucção ou agente cimentante, que estabiliza

os contatos; d) a adição de água ao solo, o que reduz a sucção existente, umedecendo ou destruindo os vínculos que o mantém em equilíbrio e causando rupturas por cisalhamento nos contatos intergranulares.

### 2.4.1 Mecanismos do Fenômeno

O fenômeno do colapso pode ser melhor entendido se comparado com o processo de adensamento. A Figura 2.16 apresenta um solo com estrutura inicialmente porosa e metaestável, constituído por partículas de areia e agregações de argila, submetido a uma tensão isotrópica  $p_1$  (Presa, 1997). Um estado mais denso pode ser obtido através de um acréscimo de umidade (colapso) ou um acréscimo de tensão total (adensamento).

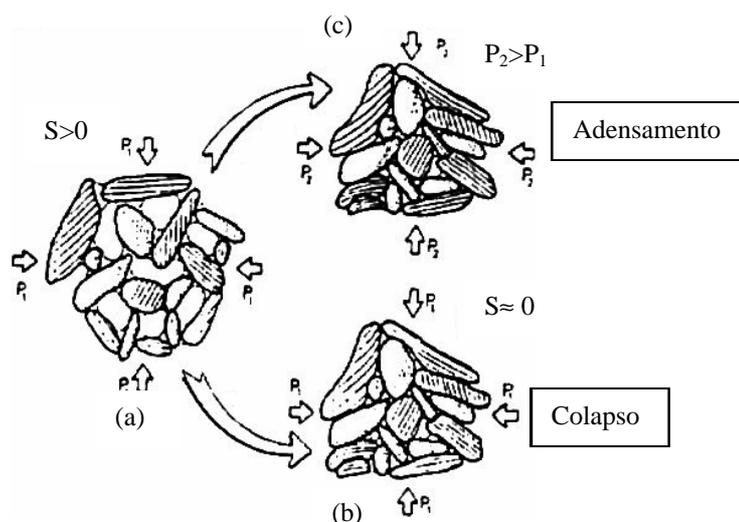


Figura 2.16 - Interpretação microestrutural do colapso e do adensamento (modificada de Presa, 1997)

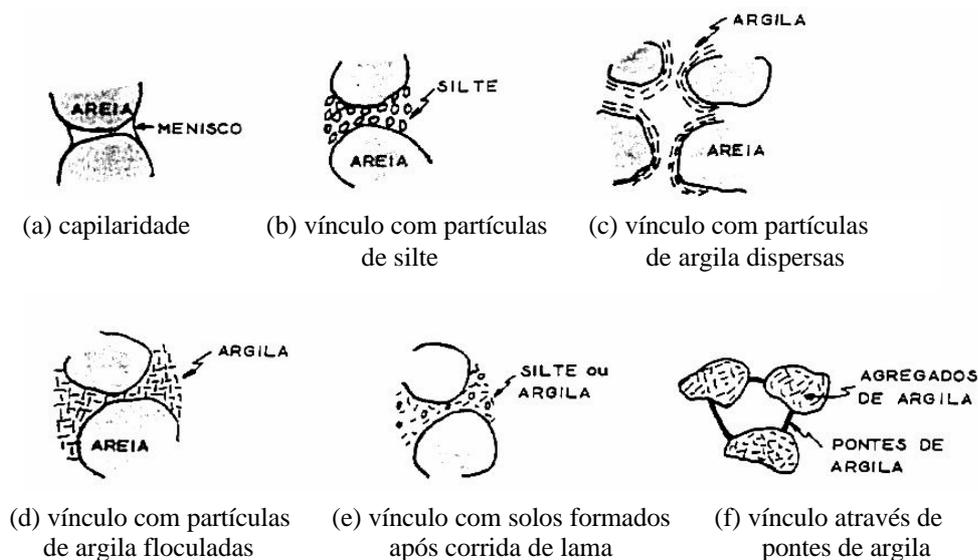
A Figura 2.16 (a) apresenta o estado inicial do solo em equilíbrio, correspondente a uma sucção maior que zero e a um estado de tensões isotrópico representado pela tensão  $p_1$ . Se água é adicionada ao solo (trajetória de (a) para (b)), a sucção diminui e as ligações entre as partículas são enfraquecidas e/ou destruídas. Neste caso, a redução de volume pode ser interpretada de várias maneiras: pela eliminação das tensões capilares nos meniscos; pela diminuição da resistência ao cisalhamento das partículas pequenas que atuam como vínculo entre as maiores; pela diminuição ou eliminação da cimentação entre os grãos; ou por causas simultâneas (Nuñez, 1975). Esse mecanismo é denominado de colapso e dá origem a uma nova estrutura de partículas com novas propriedades mecânicas. Por outro lado, se o solo é

carregado aplicando-se uma pressão  $p_2$  sob sucção constante (trajetória de (a) para (c)), pode ser que a resistência ao cisalhamento dos vínculos entre as partículas seja superada pelas tensões tangenciais nelas atuantes, provocando um brusco deslocamento das mesmas. Esse processo de densificação da estrutura, com movimento relativo das partículas e expulsão de água do solo, é denominado de adensamento.

A semelhança entre os dois processos – colapso e adensamento- é que ambos envolvem uma redução de volume; entretanto, o mecanismo do colapso apresenta muitas diferenças em relação ao processo clássico de adensamento. O colapso ocorre com o acréscimo no teor de umidade e, por isso, há expulsão de ar da estrutura do solo em vez de água (Mackechnie, 1989 citado por Cintra, 1998). De acordo com Popescu (1986), durante o colapso a água é adicionada ao solo e o teor de umidade aumenta; conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento do solo é consideravelmente reduzida. Já durante o processo de adensamento a umidade diminui, devido à expulsão de água dos vazios, e com isso a resistência ao cisalhamento aumenta. No processo de colapso, a redução de volume ocorre em um período de tempo relativamente curto; no adensamento, por outro lado, a variação ocorre como um processo transiente (Tadepalli e Fredlund, 1991). Duas outras características, apresentadas por Cintra (1998), distinguem os dois fenômenos: a primeira, é que o colapso pode se repetir, caso o grau de saturação atinja novamente um valor crítico, e a segunda, que o colapso pode produzir recalques diferenciais acentuados, enquanto os recalques por adensamento são razoavelmente uniformes.

#### **2.4.2 Estrutura dos Solos Colapsíveis**

A estrutura do solo é um fator determinante no comportamento dos solos colapsíveis quanto à deformação. O solo colapsível apresenta uma estrutura metaestável, com rigidez temporária mantida por forças capilares (pressão de sucção), forças eletromagnéticas de superfície e/ou presença de alguma substância cimentante (Dudley, 1970; Nuñez, 1975). A Figura 2.17 ilustra os principais modelos propostos para justificar a resistência temporária que os solos colapsíveis apresentam (Dudley, 1970; Barden *et al.*, 1973; Vilar *et al.*, 1981).



**Figura 2.17 - Modelos propostos para estruturas instáveis de solos colapsíveis (Vilar *et al.*, 1981)**

A Figura 2.17 (a) representa o caso em que a resistência temporária está relacionada com a tensão capilar (sucção). Dudley (1970) explica que, quando o solo atinge um teor de umidade abaixo do limite de contração, a capilaridade atua como uma força contrária à tensão de água, fazendo com que a tensão efetiva e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento aumentem. Entretanto, na maioria dos solos colapsíveis, a resistência adicional está relacionada com a presença de um agente cimentante, como ilustrado na Figura 2.17 de (b) a (f). A Figura 2.17 (b) apresenta grãos de areia que se encontram ligados por grãos de silte, onde a estrutura é mantida devido à sucção atuante nos contatos entre as partículas. As partículas de areia podem também estar ligadas por partículas de argila. Neste caso, uma variedade de arranjos é possível dependendo do processo de formação dos grãos de argila. A Figura 2.17 (c) apresenta uma estrutura onde o processo de intemperismo possibilitou a formação de camadas finas paralelas de argilominerais ao redor dos grãos de areia. A Figura 2.17 (d) mostra o arranjo entre grãos de areia e partículas de argila que se encontram floculadas, devido ao processo de lixiviação. A Figura 2.17 (e) apresenta grãos de areia que se encontram ligados por partículas de argila ou de silte, formadas por um processo de sedimentação, após corrida de lama. Na Figura 2.17 (f) são mostrados grãos formados pela agregação de argila ou silte, que se encontram ligados entre si por pontes de argila.

Em certos solos colapsíveis, como o “loess”, a estrutura é mantida principalmente pela presença de um agente cimentante químico, como os óxidos de ferro e os carbonatos. Dessa forma, a ligação entre os grãos de um solo colapsível pode envolver sucção capilar, agente

cimentante constituído por partículas de silte ou argila, ou um cimentante químico. Barden *et al.* (1973) indicam colapso instantâneo para estruturas mantidas pela sucção, lento para ligações com argila e muito lento para quebra de cimentantes químicos. Clemence e Finbar (1981), por outro lado, colocam que o colapso lento ocorre no caso da estrutura ser mantida por cimentantes químicos, e o muito lento para o caso de cimentação com argila.

Os modelos propostos acima consideram o solo colapsível como sendo constituído por grãos de areia, silte e argila organizados de forma plana e individual. Na prática, a microscopia do solo é muito mais complexa e o que ocorre é uma combinação entre as diversas formas possíveis (Collins e McGown, 1974; Futai, 1997).

### **2.4.3 Tipos de Solo Sujeitos ao Colapso**

Os solos colapsíveis são encontrados em muitas partes do mundo e em vários tipos de solos. Na literatura os registros indicam que solos com comportamento colapsível podem ser formações aluviais, eólicas, coluviais, residuais, vulcânicas, aterros compactados ou loesses. O loess é um depósito sedimentar constituído por partículas originalmente transportadas pelo vento e redepositadas pela ação da água. Essas partículas são relativamente uniformes, com diâmetro da ordem dos siltes, apresentam uma estrutura porosa, com baixo grau de saturação e alta resistência em condições secas, devido à presença de vínculos de material argiloso ou calcário (Nuñez, 1975; Vilar *et al.*, 1981).

Embora os solos colapsíveis ocorram em grande quantidade em depósitos de idade geológica relativamente recente, em regiões de climas áridos e semi-áridos, eles são encontrados também em outras partes do mundo com climas diferentes. As regiões tropicais, evidentemente, apresentam condições propícias para o desenvolvimento de solos potencialmente colapsíveis, quer pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais, onde ocorre alternância de estações secas e úmidas, quer pela acentuada deficiência de umidade dos solos que se desenvolvem nestas regiões (Presa, 1997). A Tabela 2.5 apresenta vários locais onde foram registradas ocorrências de solos colapsíveis, com o tipo de solo e a referência bibliográfica (Vilar *et al.*, 1981; Medero, 2001).

Tabela 2.5 - Ocorrência de solos colapsíveis em diversos países (Vilar *et al.*, 1981; Medero, 2001)

Local de Ocorrência	Tipo de Solo	Referência
África do Sul	Eólico (areia vermelha) Silte argiloso Silte arenoso	Barden & Collins (1973) Jennings & Knight (1957) Brink e Kantey (1961)
Angola	Solo arenoso avermelhado com poucos finos	Furtado e Martins (1973)
Argentina	Siltes ou argilas com carbonatos; Loess	Reginatto e Ferrero (1973) Nuñez (1975)
Arizona (EUA)	Aluvião	Barden & Collins (1973)
Austrália	Argila arenosa (parna)	Aitichison (1973)
Canal de San Luis (EUA)		Knodel (1981)
China China e Sudeste da Inglaterra	Loess Loess	Lin e Wang (1988) Derbyshire & Mellors (1988)
Espanha	Siltes e Argilas gipsíferos	Aitichison (1973)
EUA	Loess	Clevenger (1956), Gibbs e Bara (1967), Sultan (1969) e Peck & Peck (1948)
EUA, França, Alemanha, Europa Oriental, Rússia, Sibéria, China	Loess de cor avermelhada e bruno-amarela	Dudley (1970)
Israel	Loess Areia argilosa	Kassif (1957) Aitichison (1973)
Khon Kaen (Tailândia)	Argila	Phien-wej <i>et al.</i> (1992)
Luanda (Angola)	“Maceque” (solo ferruginoso contendo caulinita)	Dudley (1970)
Nebraska e Kansas (EUA)	Loess	Holtz & Hilf (1961)
Nevada (EUA)	Solo aluvial bem graduado	Dudley (1970)
Nordeste da Rodésia	Solo residual de granito	Dudley (1970)
Odessa	Loess	Rezenik (1995)
Quênia	Solo argiloso avermelhado	Aitichison (1973)
Romênia	Loess	Belles & Stanculesco (1961) e Popescu (1986)
San Diego (Califórnia, EUA)	Aluvião	Day (1990)
Transvall e Sul da África	Eólico	Dudley (1970)
Ucrânia	Loess	Abeleff (1938)
Zaporozhye (ex-URSS)	Loess	Abelev & Askalonov (1957)

No Brasil, constata-se a ocorrência de solos naturais colapsíveis nos estados do Amazonas, Bahia, Ceará, Goiás, Minas Gerais, Paraná, Pernambuco, Piauí, Rio Grande do Sul e no Distrito Federal. A Figura 2.18 apresenta um mapa destacando as principais cidades brasileiras onde os solos colapsíveis foram encontrados (Ferreira e Lacerda, 1993). Os estudos

indicam que os solos brasileiros colapsíveis são normalmente formações aluviais, colúviais ou residuais.

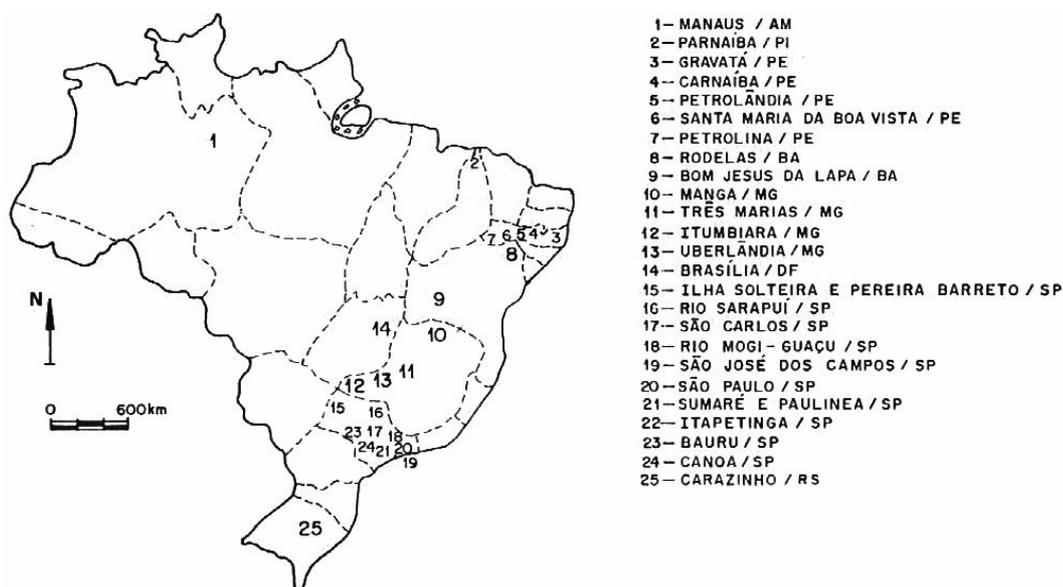


Figura 2.18 - Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (Ferreira e Lacerda, 1993)

#### 2.4.4 Fatores que Influenciam o Colapso

A colapsibilidade de um solo é influenciada por diversos fatores. A seguir são apresentados os principais fatores encontrados na literatura como influentes no potencial de colapso de um solo.

Clima e geomorfologia : Knodel (1981) destaca que locais com ocorrência de chuvas de curta duração e forte intensidade, alternadas com longos períodos secos, favorecem a formação de solos colapsíveis. O autor destaca, ainda, que locais com encostas íngremes e pouca vegetação, em períodos de chuva intensa, podem deslizar e formar depósitos inconsolidados, de alta porosidade e potencialmente colapsíveis.

Granulometria e índices físicos: Lawton *et al.* (1992), comparando várias misturas compactadas de areia, silte e argila com a mesma densidade e teor de umidade inicial, verificaram que o potencial de colapso atinge os valores máximos para teores de argila entre 10% e 40%. Dudley (1970) verificou que a maioria dos solos colapsíveis apresenta limite de liquidez abaixo de 45 e índice de plasticidade menor que 25.

Natureza do líquido de saturação e do agente cimentante: A velocidade com que os vínculos de cimentação perdem sua resistência depende do fluido que percola no solo e da solubilidade do cimento. Ferreira (1994) observou uma tendência de ocorrência de valores de colapso menores para permeantes com pH próximos de 7. Lutenecker e Saber (1988) citam que o colapso depende do fluido de saturação e decresce na seguinte seqüência: H<sub>2</sub>O > solução de NaCl > solução de AlCl<sub>3</sub> > solução de FeCl<sub>3</sub>. Mitchell (1976) descreveu que o colapso que ocorre na defloculação de partículas de argila é função da constante dielétrica do fluido de umedecimento.

Carregamento: A magnitude do colapso normalmente é pequena para baixos valores de tensão, depois passa a aumentar rapidamente com a elevação da pressão até atingir um valor crítico, a partir do qual pode diminuir ou permanecer constante (Popescu, 1986; Lawton *et al.*, 1992; Cintra, 1998). Segundo Vargas (1973), citado por Aragão e De Melo (1982), existe provavelmente uma certa pressão limite que destrói as ligações da estrutura, de modo que a partir dessa pressão a amostra se comprime normalmente, isto é, os grãos apenas rodam e deslizam uns sobre os outros e a saturação não tem mais efeitos sobre a estrutura. Alguns resultados apresentados por Jennings e Burland (1962), Dudley (1970), Jennings e Knight (1975) e Vilar *et al.* (1981) demonstram que solos colapsíveis podem sofrer expansão quando umedecidos sob baixas tensões.

Peso específico aparente seco inicial: Diversos resultados experimentais indicam que a variação do potencial de colapso com o peso específico aparente seco inicial (“densidade”) apresenta uma relação inversamente proporcional, ou seja, o aumento do peso específico diminui a magnitude do colapso (Booth, 1975; Aragão e de Melo, 1982; Popescu, 1986; Lawton *et al.*, 1992). Popescu (1986) obteve resultados que indicam que a relação entre peso específico aparente seco inicial e deformação de colapso é linear.

Umidade e grau de saturação iniciais: Com relação ao teor de umidade inicial, a maioria dos estudos demonstram que um aumento neste teor diminui a porcentagem de colapso (Booth, 1975; Aragão e De Melo, 1982; Popescu, 1986; Lawton *et al.*, 1992). Dudley (1970), analisando vários materiais, determinou que o teor de umidade que causa o máximo colapso varia entre 13% e 39%. Outros pesquisadores preferem correlacionar a magnitude do colapso com o grau de saturação. De acordo com Cintra (1998) existem dois graus de saturação críticos (limite inferior e limite superior). O solo encontra-se em equilíbrio até que o limite inferior seja atingido, o qual é responsável pela instabilidade da estrutura do solo. Depois

desse limite o aumento do grau de saturação tende a aumentar o recalque por colapso até que se alcance o limite superior, a partir do qual o recalque deixa de ocorrer. De um modo geral, solos que apresentam graus de saturação acima de 65% não estão mais sujeitos ao colapso (Menezes, 1994).

**Tempo:** O colapso, avaliado através de testes oedométricos reportados na literatura, ocorre geralmente em menos de 4 horas após a inundação do solo, sugerindo que o tempo requerido para que o esse processo ocorra em campo depende principalmente da taxa de infiltração do fluido no solo (Lawton *et al.*, 1992).

**Profundidade:** Benvenuto *et al.* (1978) apresentam resultados que evidenciam uma nítida relação entre colapsibilidade e profundidade. De acordo com os autores, quanto mais profundo estiver localizado o depósito, menores serão os valores de recalque por colapso que este apresentará.

De todos os fatores apresentados, é consenso entre os pesquisadores que os mais relevantes para a análise do potencial de colapso de um solo são o teor de umidade inicial (ou grau de saturação), o peso específico aparente seco inicial e as tensões aplicadas.

#### **2.4.5 Critérios para Identificação de Solos Colapsíveis**

Diversos critérios e metodologias têm sido propostos para estimar a possibilidade de colapso da estrutura dos solos quando submetidos ao umedecimento. Alguns critérios qualificam o material colapsível utilizando relações entre os índices físicos; outros além de qualificar o colapso, também o quantificam. Vilar *et al.* (1981) afirmam que os principais critérios para identificação de solos colapsíveis seguem basicamente três orientações: 1º) critérios “regionais” desenvolvidos a partir de conceitos empíricos ou de determinados ensaios rápidos, em solos ou regiões específicas; 2º) critérios baseados em limites de consistência e 3º) critérios que empregam ensaios de laboratório, principalmente ensaios oedométricos. Esse último critério permite avaliar a magnitude do recalque proveniente de colapso da estrutura do solo, enquanto que os anteriores fornecem resultados apenas qualitativos. Collins e McGown (1974), Benvenuto *et al.* (1978) e Gehling *et al.* (1982) afirmam que solos colapsíveis também podem ser identificados através da microscopia eletrônica de varredura. Segundo estes autores, uma análise qualitativa das imagens

observando o arranjo estrutural, a distribuição dos poros e dos contatos entre as partículas pode identificar uma microestrutura típica de solos colapsíveis.

#### 2.4.5.1 Critérios baseados nos índices físicos e ensaios de caracterização

Os critérios baseados nos índices físicos, na sua quase totalidade, propõem expressões para o cálculo de uma constante que leva em consideração propriedades índices do solo, como índice de vazios, teor de umidade e grau de saturação. De acordo com o resultado obtido o solo é, então, classificado como colapsível ou não colapsível. A Tabela 2.6 reúne os principais critérios encontrados na literatura, com expressões para o cálculo e limites correspondentes para classificação do solo (Vilar *et al.*, 1981; Lutenegeger e Saber, 1988; Futai, 1997).

Tabela 2.6 - Critérios baseados nos índices físicos (Vilar *et al.*, 1981; Lutenegeger e Saber, 1988; Futai, 1997)

Referência	Equação	Limites
Denisov (1951)	$K = \frac{e_l}{e_0} \quad (2.19)$	0,5 < K < 0,75 – altamente colapsível; K=1 – não colapsível 1,5 < K < 2 – não colapsível
Prikloński (1952)	$K = \frac{LL - w_0}{LL - LP} \quad (2.20)$	K < 0 – colapsível K > 0,5 – não colapsível K > 1 – expansivo
Gibbs e Bara (1962)	$K = \frac{w_s}{LL} \quad (2.21)$	K > 1 solo colapsível
Feda (1966)	$K = \frac{\left(\frac{w_0}{S_r}\right) - LP}{LL - LP} \quad (2.22)$	K > 0,85 e S < 60% - solo colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = g_d \cdot w \quad (2.23)$	K < 15 – colapsível
Handy (1973)	% de finos (< 0,002 mm)	Classificação
	< 16 %	Alta probabilidade de colapso
	16 a 24 %	Provavelmente colapsível
	24 a 32 %	Probabilidade de colapso < 50%
	> 32 %	Geralmente não colapsível
Jennings e Knight (1975)	Cascalho fino	Sr < 6 – colapsível Sr > 10 – não colapsível
	Areia fina	Sr < 50 – colapsível Sr > 60 – não colapsível
	Silte argiloso	Sr < 90 – colapsível Sr > 95 – não colapsível

Referência	Equação	Limites
Código de obras da URSS (1977)	$K = \frac{e_o - e_l}{1 + e_o} \quad (2.24)$ $S_r < 80\%$	Ocorre colapso para: $1\% \leq w_p \leq 10\%; K < 0,1$ $10\% \leq w_p \leq 14\%; K < 0,17$ $14\% \leq w_p \leq 22\%; K < 0,24$
Basma e Tuncer (1992)	$CP = 48,496 + 0,102.CU - 0,457.w_0 - 3,533.g_d + 2,8.ln s_w \quad (2.25)$ $CP = 48,506 + 0,072.(S - C) - 0,439.w_0 - 3,123.g_d + 2,85.ln s_w \quad (2.26)$	O resultado corresponde ao potencial de colapso e pode ser avaliado pelas Tabelas 2.7 e 2.9.

Onde: K – coeficiente de avaliação do colapso;  $e_0$  – índice de vazios inicial;  $w_0$  – teor de umidade inicial; LP- limite de plasticidade; LL- limite de liquidez;  $e_l$  – índice de vazios correspondente ao LL;  $w_s$  – teor de umidade correspondente ao  $S_r = 100\%$ ;  $S_r$  – grau de saturação do solo; (S-C) diferença entre os teores de areia e argila;  $C_u$  – coeficiente de uniformidade;  $\gamma_d$  – peso específico seco;  $\sigma_w$  – tensão de inundação no ensaio oedométrico.

Com exceção da função de Basma e Tuncer (1992), todas as outras expressões são qualitativas. Essas expressões são de natureza empírica, pois foram desenvolvidas especificamente com base nos solos estudados por cada autor e, portanto, é bastante provável que existam solos colapsíveis que sejam classificados como não colapsíveis de acordo com essas formulações e vice-versa.

#### 2.4.5.2 Critérios baseados em ensaios de laboratório

A quantificação direta da variação de volume que ocorre em um solo colapsível pode ser obtida, em laboratório, através de ensaios oedométricos (simples, duplo ou com sucção controlada), ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto. Os ensaios oedométricos convencionais, simples e duplo, têm sido freqüentemente mais utilizados na avaliação quantitativa do colapso.

No ensaio oedométrico simples a amostra de solo é cortada ou compactada dentro do anel, colocada em uma prensa e o carregamento é aplicado progressivamente até atingir-se a carga de colapso. Após atingida essa carga, a amostra é inundada e as deformações são

medidas por um período de 24 horas, sendo posteriormente carregada até o limite máximo de carregamento previsto, conforme ilustrado na Figura 2.19 (a).

Jennings e Knight (1975) e a norma ASTM D5333/96 utilizam a tensão de 200 kPa como carga de colapso e definem o potencial de colapso pela expressão 2.27. Com base no resultado, o solo é classificado de acordo com a Tabela 2.7, pelo critério de Jennings e Knight (1975), ou pela Tabela 2.8, pela norma ASTM D5333/96.

$$PC \text{ (ou } I_e) = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot 100\% \quad (2.27)$$

onde:  $\Delta e$  – variação do índice de vazios que ocorre durante o colapso;  $e_0$  – índice de vazios inicial.

**Tabela 2.7 – Classificação da colapsibilidade (Jennings e Knight, 1975)**

<b>Gravidade do Problema</b>	<b>PC (%)</b>
Sem problema	0 – 1%
Problema moderado	1% - 5%
Problemático	5% - 10%
Problema severo	10% - 20%
Problema muito severo	> 20%

**Tabela 2.8 - Classificação da colapsibilidade (ASTM D5333-92)**

<b>Grau De Colapso</b>	<b>Índice de Colapso (Ie)</b>
Nenhum	0
Leve	0.1 a 2.0
Moderado	2.1 a 6.0
Moderadamente Severo	6.1 a 10.0
Severo	>10

Lutenegger e Saber (1988) recomendam que amostras indeformadas com teor de umidade natural sejam carregadas no oedômetro até a carga de 300 kPa e então saturadas para induzir o colapso. O potencial de colapso do solo pode ser calculado pela expressão 2.28 e o solo pode ser classificado de acordo com a Tabela 2.9.

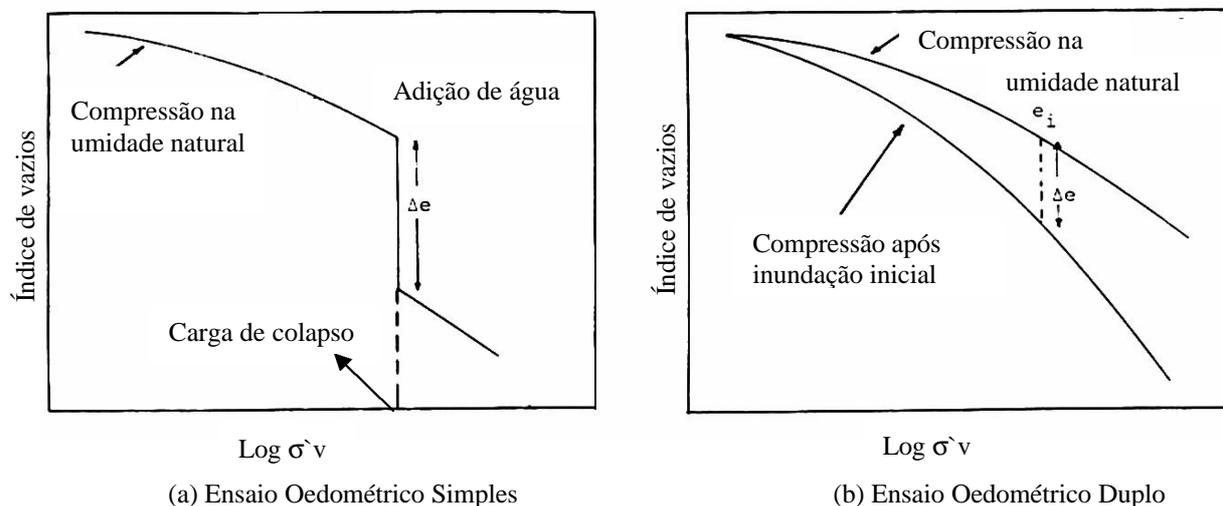
$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \cdot 100\% \quad (2.28)$$

onde:  $\Delta e$  – variação do índice de vazios que ocorre durante o colapso;  $e_i$  – índice de vazios antes da saturação.

**Tabela 2.9 - Classificação da colapsibilidade (Lutenegger e Saber, 1988)**

<b>Gravidade do Problema</b>	<b>PC (%)</b>
Leve	2%
Moderado	6%
Alto	10%

Vargas (1978) também utiliza a expressão 2.28 para o cálculo do potencial de colapso e classifica solos colapsíveis como os que apresentam  $PC > 2\%$ , independente da carga em que se realizou a inundação.



**Figura 2.19 – Ensaios oedométricos simples e duplo (Lutenegger e Saber, 1988)**

Um método alternativo para previsão do potencial de colapso de um solo foi proposto por Jennings e Knight (1957), e é conhecido como ensaio oedométrico duplo. Neste método dois ensaios oedométricos são realizados, um com a amostra na umidade natural de campo e outro com a amostra previamente inundada. A Figura 2.19 (b) apresenta o resultado de um ensaio oedométrico duplo. A diferença entre as duas curvas de compressão quantifica a deformação que deveria ocorrer no solo se o mesmo fosse inundado em uma determinada tensão. Assim, os recalques por colapso são calculados através de uma aproximação geométrica entre as curvas dos dois testes. Quando se trabalha com amostras naturais é comum que as curvas de compressão dos dois ensaios não comecem no mesmo índice de vazios inicial, neste caso, é necessário fazer a correção da curva para que o método possa ser aplicado. Os autores propõem duas correções: uma para o solo normalmente adensado, representada na Figura 2.20, e outra para o solo pré-adensado, apresentada na Figura 2.21. A correção gráfica proposta envolve o ajuste de um novo ponto  $e_0, p_0$  e transferência da curva de compressão do solo na umidade natural, como representado nas Figuras. O limite entre solo pré-adensado e normalmente adensado é dado pela razão entre a tensão de pré-adensamento obtida no ensaio inundado ( $p_c$ ) e a tensão total calculada para a profundidade de amostragem ( $p_0$ ). Para um solo normalmente adensado  $p_c/p_0$  situa-se entre 0.8 e 1.5 e para o solo pré-adensado essa razão é maior que 1.5.

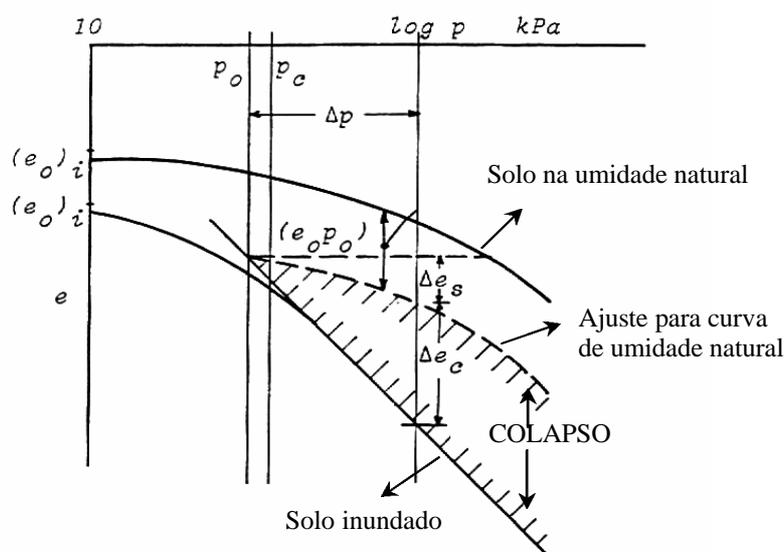


Figura 2.20 – Ajuste para solos normalmente adensados (Jennings e Knight, 1957)

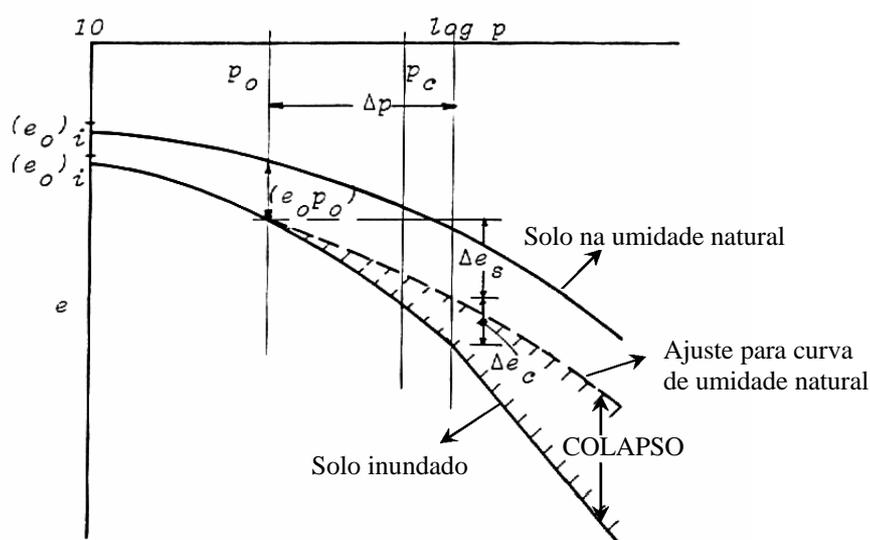


Figura 2.21 – Ajuste para solos pré-adensados (Jennings e Knight, 1957)

As poucas comparações publicadas entre os dois ensaios (oedométrico simples e duplo) geralmente indicam pequenas diferenças na previsão da magnitude do colapso. Booth (1977), referenciado por Lawton *et al.* (1992), obteve resultados para o ensaio oedométrico duplo 10% maiores que os obtidos através do oedométrico simples.

Existem também ensaios de campo que permitem avaliar esta propriedade. Os ensaios de campo mais comuns para se qualificar a colapsibilidade do solo são o SPT (Standard Penetration Test), o CPT (Cone Penetration Test), ensaios de placa e pressiômetros. Estes ensaios não serão detalhados, pois neste trabalho a colapsibilidade será analisada através de ensaios de laboratório.

### **3. METODOLOGIA E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS**

Neste capítulo serão apresentados os métodos de coleta e preparação das amostras, bem como os equipamentos e procedimentos adotados durante a realização do programa experimental. O programa experimental inclui ensaios de caracterização física e mineralógica, ensaios para determinação da curva característica (técnica do papel filtro e placa de sucção) e ensaios oedométricos convencionais simples e duplos para análise do potencial de colapso dos solos estudados.

#### **3.1. Coleta das Amostras**

Os solos coluvionares estudados foram amostrados no km 998 (Bloco AV) e no km 1000 (Bloco RO) do Gasoduto Bolívia-Brasil. O Bloco AV foi retirado de um colúvio localizado no sopé da encosta vulcânica, junto à localmente denominada Estrada do Lixão, próximo ao entrocamento com a Estrada da Rocinha, mais precisamente atrás da instalação de um aviário. O Bloco RO foi retirado no cruzamento da Estrada da Rocinha com o km 1000 do Gasoduto. Os solos estudados foram coletados na forma de blocos indeformados, com dimensões aproximadas de 25 x 25 x 25 cm, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 9604/86 (“Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas). O Bloco AV foi retirado a mais ou menos 1,5 metros da superfície do terreno e o Bloco RO foi extraído a mais ou menos 2 metros do topo do talude.

Amostras deformadas do mesmo local onde foram extraídos os blocos foram também coletadas. As amostras deformadas, após coletadas, foram armazenadas em sacos plásticos fechados hermeticamente para evitar perda de umidade do material. Os blocos indeformados foram talhados manualmente. O topo dos blocos foi rasado e as laterais foram escavadas nas dimensões desejadas. Após, os blocos recebiam um tecido de malha aberta e eram parafinados. A base foi posteriormente cortada, envolta também pela malha e parafinada. Os blocos foram armazenados em caixas de madeira preenchidas com serragem para evitar perturbações durante o transporte. As Figuras 3.1 e 3.2 apresentam detalhes da retirada dos

blocos. No laboratório, os blocos indeformados foram armazenados em ambiente úmido até a sua utilização. Após a utilização dos blocos, para moldagem de amostras indeformadas, os mesmos foram levemente umedecidos com o auxílio de um borrifador, reparafinados e armazenados novamente na câmara úmida.



**Figura 3.1 – Bloco indeformado com o topo e as laterais esculpadas**



**Figura 3.2 – Bloco indeformado sendo parafinado**

### **3.2. Preparação dos Corpos de Prova**

Os corpos de prova utilizados nos ensaios para determinação da curva característica e nos ensaios oedométricos convencionais foram moldados em anéis com 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura, a partir das amostras dos blocos indeformados. A parafina que envolve o bloco indeformado foi retirada, o anel foi colocado sobre o bloco e com auxílio de uma pequena espátula, começou-se a “rasar” o solo em volta do anel. Deve-se evitar forçar a penetração do anel no solo para que a amostra a ser ensaiada não seja amolgada. O amolgamento influencia nos parâmetros de resistência e compressibilidade do solo. Futai (1997) cita que os efeitos mais significantes são alterações no comportamento ao cisalhamento, abatendo o pico devido a dilatância dos solos pré-adensados, alteração da tensão de pré-adensamento e do formato da curva de compressibilidade.

Se o corpo de prova fosse ensaiado imediatamente após a moldagem, o mesmo era rasado e identificado. Caso contrário, o anel era envolto em papel alumínio, filme plástico e colocado, juntamente com um pouco de solo, em sacos plásticos lacrados, para preservar a umidade das amostras. O excesso de solo retirado durante o rasamento foi utilizado para a determinação da umidade inicial.

Nos ensaios oedométricos foram utilizadas também amostras remoldadas, preparadas com o material deformado coletado dos locais de estudo. Para moldagem dessas amostras calculou-se a quantidade de material a ser colocada no anel, para que o corpo de prova tivesse as mesmas características da amostra indeformada. O material era acondicionado dentro do anel com o auxílio de um soquete metálico. O teor de umidade inicial era determinado com o excesso de solo da moldagem.

### **3.3. Ensaios de Caracterização Física**

Os ensaios de caracterização física e mineralógica foram realizados com amostras preparadas de acordo com as recomendações da norma brasileira NBR 6457/86 (“Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização”). As amostras deformadas dos solos estudados foram depositadas em bandejas e deixadas secar ao ar até umidade próxima à higroscópica. A seguir, os solos foram cuidadosamente destorroados com auxílio de almofariz e mão de gral emborrachada, procurando evitar a redução do tamanho

natural das partículas individuais do solo. Depois de destorroado, o material foi quarteado e separou-se a quantidade de solo necessária para cada ensaio de caracterização.

Os ensaios de caracterização realizados nesta dissertação são apresentados na Tabela 3.1 juntamente com a norma brasileira seguida. Os ensaios de granulometria dos solos coluvionares estudados foram realizados com e sem defloculante. O defloculante utilizado foi o hexametáfosfato de sódio.

**Tabela 3.1 - Ensaio de caracterização física e normas técnicas correspondentes**

<b>Ensaio</b>	<b>Norma</b>
Limite de liquidez	NBR 6459/84
Limite de plasticidade	NBR 7180/84
Peso específico real dos grãos	NBR 6508/84
Análise granulométrica	NBR 7181/84

A norma NBR 7181/84 não define bem a operação de lavagem do material proveniente da sedimentação na peneira 0,075 mm. Silveira (1991) e Rigo (2000) obtiveram resultados experimentais que indicam que o uso das mãos do operador na lavagem do material proveniente do ensaio de sedimentação pode ocasionar uma descontinuidade na curva granulométrica. Os autores sugerem que a lavagem seja feita com água potável à baixa pressão e com movimentos de peneiramento, sem o auxílio das mãos do operador. Esse procedimento foi adotado nesta dissertação para lavagem do material proveniente da sedimentação e que foi posteriormente utilizado para realização do peneiramento fino. Cabe destacar que nos ensaios sem defloculante os cuidados na operação de lavagem devem ser ainda maiores, para evitar a desagregação das partículas de argila que podem se encontrar aderidas no seu estado natural.

### **3.4. Ensaio de Caracterização Mineralógica**

Uma rotina comum em Engenharia Geotécnica era classificar o solo em função apenas dos limites de Atterberg e do tamanho das partículas. Mais recentemente, a estrutura, a mineralogia e a análise química foram incluídas como fatores que produzem um melhor conhecimento e entendimento do comportamento mecânico dos solos. Os métodos de caracterização mineralógica mais utilizados são: análise química, determinação da capacidade de troca de cátions, análise térmica diferencial, microscopia óptica e eletrônica, difração de Raios-X e espectroscopia no infravermelho (Tovey, 1986 e Velde, 1992). No caso de

argilominerais bastante puros, um único método pode ser suficiente para a identificação unívoca do argilomineral presente. No caso de misturas, o emprego de diversos métodos pode ser necessário para reunir um conjunto de dados que determine a composição mineralógica com maior precisão. Além disso, conhecimentos sobre a natureza da rocha mãe ou da formação geológica do material são informações úteis para a determinação dos argilominerais que provavelmente poderão estar presentes.

### **3.4.1 Difractogrametria de Raios-X**

De modo geral, a classificação ou identificação dos grupos de argilominerais pode ser obtida pelo emprego da difração de Raios-X. Existem basicamente dois tipos de análise na difração de Raios-X: a análise do pó e a análise de amostras orientadas (naturais, glicoladas e calcinadas). O método do pó por difração de Raios-X, realizado com a amostra não orientada, tem como objetivo principal identificar todo o espectro de minerais que compõem a fração silte e argila da amostra com volume superior a 5%. Já a análise de amostras naturais, glicoladas e calcinadas, preparadas a partir do método orientado, objetivam identificar os principais argilominerais presentes na amostra, em função do valor medido para a reflexão basal.

Nesta dissertação, amostras naturais, glicoladas e calcinadas dos solos estudados (Bloco AV e Bloco RO) foram analisadas através da difração de Raios-X. O equipamento utilizado nestas análises foi um difratômetro Siemens, modelo DIFFRAKTOMETER D500, com tubo de cobre e velocidade do goniômetro de  $1^\circ/\text{min}$ . A difração de Raios-X foi realizada no Laboratório de Difractogrametria de Raios-X do Instituto de Geociências da UFRGS.

Nos parágrafos seguintes são apresentados os procedimentos adotados para realização destas análises. Primeiramente o solo, já seco e desagregado, foi passado na peneira de 0,075 mm (# 200). Desse material, aproximadamente 5 g foram separadas e colocadas em um copo de 250ml, com água destilada. A seguir, a amostra era homogeneizada, utilizando-se um bastão de vidro, e submetida à sedimentação durante 2h e 30 min. Passado este tempo, os 3cm superiores de água contendo a suspensão foram retirados (esse material coletado corresponde à fração menor que  $2 \mu\text{m}$ ). Essa nova suspensão foi posteriormente centrifugada. A pasta resultante foi diluída em água destilada e, ao final, pipetada e depositada em uma lâmina de vidro para secagem. Essa amostra é identificada como amostra orientada natural.

Utilizando-se apenas a reflexão principal (amostra orientada natural), muitas vezes não é possível determinar com segurança o argilomineral presente. Alguns argilominerais expansivos podem ser identificados pelo fato de adsorverem entre as camadas basais etilenoglicol com resultante expansão da distância interplanar basal. Para verificar a presença desses argilominerais uma parte da amostra natural é saturada com etilenoglicol. Assim foi obtida a amostra glicolada.

Outro processo para identificação de argilominerais utilizado foi o aquecimento a 550°C da amostra orientada natural durante duas horas. O aquecimento elimina as moléculas de água adsorvidas nos argilominerais reduzindo ou anulando a distância interplanar basal. A amostra obtida por esse processo é denominada de calcinada.

A partir desses dados foi possível organizar um esquema para a identificação dos argilominerais presentes nos solos investigados. A difração de Raios-X é um método simples e confiável que oferece a vantagem de apresentar um número grande de picos, o que facilita a identificação dos argilominerais, principalmente no caso de misturas, onde pode haver a superposição de alguns picos, mas quase nunca de todos. O método de difração de Raios-X é limitado na identificação de substâncias amorfas, sendo necessários outros métodos para essas substâncias.

### **3.5. Ensaio para Determinação da Curva Característica**

Embora a sucção expressa na curva característica seja o parâmetro mais importante para descrição do comportamento dos solos não saturados, sua medição precisa ainda é muito difícil, pois os ensaios em campo e em laboratório ainda encontram-se em desenvolvimento. A curva característica para os solos estudados foi obtida através do método do papel filtro para sucções mátricas de 30 a 30000 kPa. Os problemas na obtenção de dados experimentais confiáveis para sucções muito baixas são inerentes à técnica do papel filtro, dessa forma, foi desenvolvido um equipamento denominado de placa de sucção para complementar a curva característica dos materiais estudados para baixos valores de sucção. Este equipamento ainda está sendo testado. A seguir são descritos os procedimentos utilizados nestes métodos, dando ênfase ao procedimento adotado para o papel filtro, já que esse é um método bastante utilizado e que apresenta apenas uma normatização internacional pouco seguida pelos pesquisadores.

### **3.5.1 Método do Papel Filtro**

O método do papel filtro foi a principal técnica utilizada nesta dissertação para obtenção da relação entre sucção e teor de umidade (ou grau de saturação). A técnica consiste em colocar um pedaço de papel filtro em contato íntimo com uma amostra de solo até que seja estabelecido o equilíbrio de sucção mátrica entre o papel e a amostra. A sucção é obtida utilizando-se as curvas de calibração do papel filtro. O papel filtro utilizado foi o Whatman nº 42, cuja umidade seco ao ar é de aproximadamente 6%, permitindo que sejam determinadas sucções no solo de 0 a 29 MPa (máxima sucção que o solo pode apresentar para que o papel filtro absorva água do mesmo). As equações de calibração para esse papel foram apresentadas no Capítulo 2. A seguir serão apresentados os materiais necessários à execução da técnica, bem como uma proposta de procedimento de ensaio.

#### Material

Os materiais utilizados nesta dissertação para medição da sucção mátrica através da técnica do papel filtro compreendem basicamente: anéis metálicos de 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura, espátula metálica; papel filtro Whatman nº 42; balança com precisão de 0,0001g (para pesagem dos papéis filtro); balança com precisão de 0,01g (para pesagem das amostras ensaiadas); estufa de 60° C (para secagem do papel filtro); papel alumínio; filme de PVC; recipientes de vidro com tampa identificados; tampas de cápsulas de alumínio identificadas; pinça metálica (para manusear o papel filtro); tesoura; conta-gotas; e caixa plástica (para armazenar as amostras durante período de equalização).

#### Procedimento de Ensaio

O método do papel filtro é bastante simples, entretanto precauções devem ser tomadas durante a sua execução para evitar erros no valor de sucção obtido. O seguinte procedimento de laboratório é recomendado, o qual foi desenvolvido após experiência de tentativa e erro com o método.

- 1) Preparação das amostras: As amostras foram moldadas de acordo com a seção 3.2 dessa dissertação. Os anéis utilizados no método do papel filtro receberam na parte inferior duas camadas de filme plástico de PVC, o qual foi preso com fita isolante nas laterais do anel. Esse procedimento foi adotado para evitar perda de material durante o manuseio do anel e

também para impedir que o solo caísse do anel, caso o mesmo apresentasse alguma deformação de contração durante a trajetória de secagem.

2) Procedimentos Preliminares: Incluem a determinação dos índices físicos iniciais (teor de umidade, grau de saturação, índice de vazios, pesos específicos).

3) Ensaio

Como a relação entre sucção e teor de umidade é influenciada pela umidade inicial da amostra, optou-se por iniciar a curva característica na umidade de campo e a partir daí as amostras foram umedecidas ou secadas. Esse procedimento foi adotado para melhor reproduzir os ciclos de umedecimento e secagem que ocorrem com o material nas condições de campo.

Inicialmente foram colocados dois pedaços de papel filtro, com área superior a 2 cm<sup>2</sup>, na parte superior da amostra. Os pedaços não devem se sobrepor. O papel filtro foi utilizado diretamente da caixa (na condição seco ao ar). O manuseio do papel filtro durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica, para evitar qualquer alteração nas características originais do papel. Após, cada conjunto (papel filtro + amostra) foi protegido por papel alumínio e filme plástico de PVC. Esse conjunto foi colocado em um saco plástico e lacrado para garantir que o fluxo ocorresse somente entre o solo e o papel, sem interferência do ambiente externo.

As amostras, já embrulhadas, foram então colocadas em uma caixa de plástico, a qual foi armazenada em uma sala climatizada até que o equilíbrio de sucção fosse alcançado. A temperatura da sala foi mantida em 20° C, com variação máxima de 2° C. Os tempos de equilíbrio utilizados na medição de sucção mátrica foram de 4 e 7 dias. A influência do tempo de equalização nos valores de sucção obtidos é apresentada no Capítulo 5 desta dissertação. Após alcançado o equilíbrio, os papéis filtro foram removidos rapidamente da amostra e colocados em um recipiente de vidro com tampa. Essa operação foi realizada dentro do tempo de 3 a 5 segundos, conforme recomendação da norma ASTM D5298-94. O peso úmido do papel filtro foi determinado usando uma balança com resolução de 0,0001g.

Depois de obtido o peso úmido, cada papel foi retirado do vidro, colocado em uma tampa de cápsula (previamente identificada com a mesma numeração do vidro) e levado a uma estufa de 60° C durante 48 horas. Optou-se pela utilização da estufa de 60° C por essa ser

a menos usada no laboratório e conseqüentemente a que apresenta menor probabilidade do papel filtro ser contaminado por partículas de outros solos. Cabe destacar que inicialmente após a obtenção do peso úmido, o papel filtro permanecia no recipiente de vidro e este era aberto e colocado na estufa para obtenção do peso seco. Esse procedimento não se mostrou satisfatório, pois o vidro apresentava-se muito quente ao sair da estufa, não podendo ser pesado logo em seguida, devido à sensibilidade da balança a temperatura. Durante o tempo de espera, normalmente de 3 a 5 minutos, o peso do recipiente aumentava. Posteriormente, verificou-se que esse processo gerava um erro no valor de sucção obtido, provocando um deslocamento da curva característica. Duas alternativas foram propostas: 1<sup>a</sup>) Pesar o vidro retirado da estufa em diversos intervalos de tempo e ajustar uma equação da variação do peso do vidro em função do tempo de pesagem, para obtenção do peso no tempo zero (logo após a retirada da estufa). Essa alternativa mostrou-se muito trabalhosa e consumia muito tempo. 2<sup>a</sup>) Retirar o papel filtro, já pesado, do recipiente de vidro e colocá-lo em uma tampa de cápsula (ou outro recipiente) para a secagem na estufa. Após secagem, o papel filtro pode ser recolocado no recipiente de vidro e pesado para obtenção do peso seco. Esse foi o procedimento adotado nesta dissertação.

O papel filtro retirado da estufa foi rapidamente recolocado no recipiente de vidro e o peso seco do conjunto foi determinado utilizando a balança com resolução de 0,0001g. Após a obtenção do peso seco, o papel filtro foi descartado e o vidro pesado. Através desses dados o teor de umidade do papel filtro foi calculado. Com o teor de umidade do papel filtro e a correspondente equação de calibração foi obtida a sucção do papel filtro, considerada igual à existente na amostra. Esse valor de sucção e o teor de umidade da amostra (ou grau de saturação) correspondem a um ponto da curva característica.

A obtenção do próximo ponto da trajetória de umedecimento ou de secagem foi realizada controlando-se o peso da amostra em uma balança com precisão de 0,01g. A hipótese adotada foi de que o peso dos grãos sólidos não varia e qualquer alteração que ocorra no peso do corpo de prova é devida à perda ou ganho de água. A umidade inicial ( $w_0$ ) era conhecida e a partir dela variou-se a umidade para  $w_0+1\%$  (trajetória de umedecimento) e  $w_0-1\%$  (trajetória de secagem). O umedecimento das amostras com água desaerada foi feito com o auxílio de um conta-gotas. Cabe salientar que durante o umedecimento esperava-se no mínimo 1 hora antes da colocação do papel filtro e fechamento da amostra, para garantir que a água penetrasse na amostra e o papel filtro não absorvesse água em quantidade maior que a

gerada pelo fluxo entre os dois materiais. Durante a trajetória de secagem as amostras foram colocadas em uma janela, onde o calor do sol permitia a evaporação, ou simplesmente abertas para o ambiente. Quando as amostras alcançavam o peso correspondente ao próximo ponto de umedecimento ou de secagem o procedimento descrito acima era repetido.

Para obtenção da curva característica pelo método do papel filtro foram moldados 8 corpos de prova para o Bloco AV (sendo que 5 iniciaram na trajetória de secagem e 3 na de umedecimento) e 5 para o Bloco RO (sendo 2 para a trajetória de secagem e 3 para a trajetória de umedecimento).

### 3.5.2 Método da Placa de Sucção

O equipamento desenvolvido consiste de uma câmara metálica contendo duas partes que são unidas através de parafusos e anéis de vedação *O-rings*, que asseguram a estanqueidade do sistema. A parte inferior contém uma pedra porosa bastante permeável, com valor de entrada de ar de 20 kPa, sobre a qual é colocado o anel metálico com a amostra a ser ensaiada. Essa parte está ligada de um lado a uma bureta graduada de 0,05 cm<sup>3</sup> e capacidade de 5 cm<sup>3</sup>, e do outro lado a um reservatório, utilizado para saturação da amostra. A parte superior apresenta um recipiente de acrílico para evitar a evaporação de água da amostra. Outra prevenção que pode ser adotada para evitar a evaporação da água do sistema é a colocação de um balão de borracha na extremidade da bureta em contato com a atmosfera. A Figura 3.3 apresenta um esquema do equipamento desenvolvido nesta dissertação.

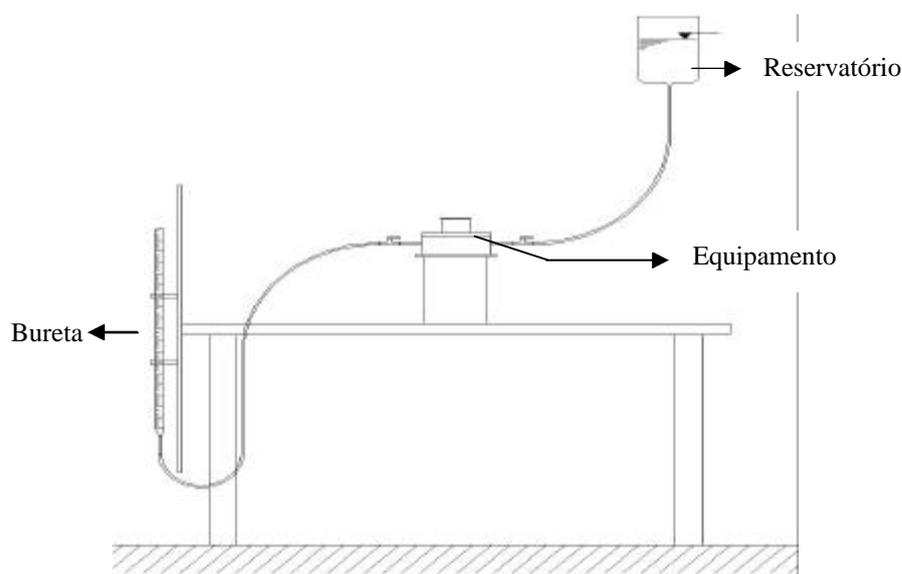


Figura 3.3 - Esquema da placa de sucção

Esse sistema permite que a sucção mátrica seja aplicada na amostra mantendo-se a poro-pressão de ar em zero (pressão atmosférica) e a poro-pressão de água em um valor negativo pequeno ( $u_w < 0$  kPa). A poro-pressão de água foi aplicada na amostra abaixando-se a bureta até atingir a altura correspondente ao nível de sucção desejado para o ensaio, ou seja, 1 kPa de sucção corresponde a 10 cm de coluna de água abaixo do nível de referência.

Os procedimentos que devem ser utilizados neste ensaio são os seguintes:

- 1) A amostra indeformada com 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura, moldada de acordo com a seção 3.2, é empurrada para dentro do anel metálico do equipamento com o auxílio de um soquete metálico.
- 2) Após instalação da amostra, a válvula que permite a entrada de água do reservatório é aberta e o corpo de prova é inundado. A seguir, fecha-se a entrada de água do reservatório e permite-se a equalização do nível de água da bureta com o nível de água da amostra.
- 3) Quando o nível de água na amostra e na bureta se equilibram, admite-se a sucção como sendo igual a zero e o valor lido na bureta como o correspondente ao nível de referência. A seguir, abaixa-se a bureta de acordo com o nível de sucção desejado para o ensaio. A amostra inicialmente inundada tende a perder água até que um novo estado de equilíbrio seja alcançado. Espera-se até a equalização da sucção na amostra, ou seja, até que o nível de água na bureta fique constante.
- 4) Após a equalização, outra sucção é aplicada abaixando-se novamente a bureta e controlando-se mais uma vez o equilíbrio.

Através dessa técnica a sucção já é conhecida e o teor de umidade da amostra é calculado em função da variação do volume de água na bureta. Esse ensaio pode ser realizado para obtenção dos pontos correspondentes as sucções de 1, 2, 3 e 5 kPa da trajetória de secagem.

### **3.6. Ensaio Oedométricos Convencionais**

A avaliação da variação volumétrica vem recebendo bastante atenção para variadas trajetórias de tensão e de sucção. No caso de solos colapsíveis, os ensaios oedométricos

convencionais simples e duplos têm sido bastante utilizados como critério de identificação da colapsibilidade de um material. Estes ensaios fornecem uma estimativa da magnitude do colapso, além de possibilitar o conhecimento dos parâmetros de deformabilidade e do comportamento do solo nas condições ensaiadas.

Os oedômetros convencionais empregados foram os do tipo carga traseira, fabricado pela empresa *Wykeham Farrance Int.*, conforme apresentado na Figura 3.4. Esse equipamento pode ser dividido em duas partes, a célula oedométrica e a prensa de carregamento. A célula de compressão oedométrica é constituída por uma base rígida, um anel para conter o corpo de prova, duas pedras porosas e um cabeçote rígido de carregamento. As pedras porosas permitem a entrada e saída de água, e são colocadas embaixo e acima da amostra. O cabeçote rígido serve para distribuir uniformemente o carregamento aplicado. Esta célula oedométrica é colocada sobre a prensa de carregamento, para aplicação de cargas axiais. Neste estudo, todas as medidas de tensão e deformação foram obtidas mecanicamente através de pesos e deflectômetros, respectivamente.



**Figura 3.4 – Vista frontal do equipamento oedométrico convencional**

### **3.6.1 Ensaio Oedométrico Simples**

No ensaio oedométrico simples as amostras indeformadas ou remoldadas na umidade de campo, foram carregadas até a tensão correspondente à carga de colapso. Após atingida essa tensão, a amostra foi inundada e as deformações provenientes do colapso da estrutura do solo foram lidas até estabilizarem. Cessadas as deformações por colapso, o carregamento foi novamente aplicado até o limite máximo previsto para o ensaio.

As tensões aplicadas nos ensaios foram acrescidas de  $\Delta\sigma_v/\sigma_v=1$ , iniciando com 12,5 kPa e finalizando com 800 kPa. As deformações foram medidas com deflectômetros, nos seguintes intervalos de tempo: 0; 0,125; 0,25; 1, 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 480 e 1440 minutos. As tensões de colapso ensaiadas para o Bloco AV e Bloco RO foram de 12,5; 25; 50; 100; 200; 400 e 800 kPa.

### **3.6.2 Ensaio Oedométrico Duplo**

No ensaio oedométrico duplo, uma amostra foi carregada na umidade natural e outra foi inundada previamente antes de ser carregada. As tensões aplicadas nos ensaios foram acrescidas da mesma forma que as tensões dos ensaios oedométricos simples ( $\Delta\sigma/\sigma=1$ ), sendo o valor inicial de 12,5 kPa e o final de 800 kPa. As deformações foram lidas nos mesmos intervalos de tempo do ensaio oedométrico simples.

Os ensaios oedométricos simples e duplos foram executados seguindo as recomendações das normas ASTM D5333-92 e ASTM D2435-90. A seguir um procedimento detalhado destes ensaios é apresentado.

- 1) Procedimentos preliminares: Preparação das amostras indeformadas e remoldadas de acordo com a seção 3.2 dessa dissertação. Obtenção dos índices físicos iniciais (teor de umidade, índice de vazios, pesos específicos, altura inicial).
- 2) Montagem da Célula Oedométrica: Instalação dos elementos na seguinte seqüência: base rígida, pedra porosa inferior, papel filtro, anel metálico com a amostra, papel filtro, pedra porosa superior, cabeçote metálico e parte superior da base rígida com as roscas. As pedras

porosas devem ser levemente umedecidas para que não absorvam água da amostra, alterando sua umidade inicial. Quando o ensaio foi executado na umidade natural (oedométrico duplo para umidade de campo) ou iniciado nesta umidade (oedométrico simples) foram utilizados sacos plásticos ao redor da célula oedométrica para evitar variações de umidade. No ensaio oedométrico duplo inundado, a célula oedométrica foi preenchida com água destilada e diariamente a água perdida por evaporação foi repostada.

3) Colocação da célula oedométrica na prensa e nivelamento da base e do pendural. Ajuste do extensômetro.

4) Aplicação da pressão de assentamento (6,25 kPa) por um tempo mínimo de 10 minutos. Após assentamento, o carregamento foi aplicado e as deformações foram lidas.

4.1 - No ensaio oedométrico duplo as tensões foram dobradas a cada 24 horas até a tensão máxima do ensaio.

4.2 - No ensaio oedométrico simples, quando a carga de colapso foi atingida a amostra foi inundada com água destilada e as deformações de colapso foram lidas durante 24 horas. Após esse tempo o carregamento foi novamente dobrado até que a tensão máxima fosse atingida.

## 4. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS

A caracterização dos dois solos coluvionares estudados, apresentada neste capítulo, inicia com uma descrição da localização, geologia e pedologia desses materiais. Esses dados foram obtidos através de estudos de campo, pesquisa bibliográfica e relatórios do projeto FINEP CTPETRO 0682/01. Na seqüência, os resultados dos ensaios de caracterização física e mineralógica são apresentados e analisados.

### 4.1. Localização

A área de investigação desta dissertação envolve basicamente os solos coluvionares que compõem o substrato direto do Gasoduto Bolívia-Brasil, particularmente nas encostas da Formação Serra Geral, entre os municípios de Timbé do Sul (SC) e São José dos Ausentes (RS). A Figura 4.1 apresenta o traçado geral do Gasoduto Bolívia-Brasil, com a localização da cidade de Timbé do Sul /SC (Silveira, 2003).



Figura 4.1 – Traçado geral do Gasoduto Bolívia-Brasil, destacando a região investigada (Silveira, 2003)

A escolha dos locais de amostragem foi feita levando-se em consideração os seguintes aspectos: (a) materiais que poderiam apresentar problemas geotécnicos comprometendo a estabilidade e a segurança do gasoduto; (b) locais próximos às instalações do gasoduto; e (c) áreas de fácil acesso. Os materiais escolhidos para os ensaios geotécnicos de laboratório foram dois solos coluvionares: o primeiro é um colúvio de rocha vulcânica situado no km 1000 do Gasoduto Bolívia-Brasil a uma altitude de aproximadamente 650 metros (denominado de Bloco RO), e o segundo um colúvio de arenito localizado no km 998 do Gasoduto em uma cota de mais ou menos 150 metros (denominado de Bloco AV). O acesso a esses locais pode ser feito a partir da Rodovia BR-101, em Sombrio (SC), ou pela Rodovia RS-285, em São José dos Ausentes (RS). A Figura 4.2 apresenta uma imagem de satélite da região investigada pelo projeto, destacando a linha do Gasoduto (linha amarela) e a localização dos solos amostrados para os ensaios de laboratório (Silveira, 2003).



**Figura 4.2 – Trajetória do Gasoduto (linha amarela) e locais onde foram amostrados os solos ensaiados (Silveira, 2003)**

## 4.2. Caracterização Geológica

A área de investigação desta dissertação encontra-se inserida no contexto geológico denominado de Bacia do Paraná, a qual abrange uma superfície de aproximadamente 1.500.000 km<sup>2</sup> estendendo-se pelos territórios do Brasil, Paraguai, Argentina e Uruguai. No Brasil, a área desta bacia integra parte dos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Mato Grosso do Sul e pequena parte do Mato Grosso, Goiás e Minas Gerais. É uma bacia sedimentar, com forma ovalada e intracratônica, pois está inteiramente contida sobre a placa sul-americana e não apresenta contato direto com as margens desta (Milani, 2002).

Na literatura, são muito discutidos entre os pesquisadores os mecanismos de origem e evolução da Bacia do Paraná. A seguir é apresentada uma descrição dos processos de formação e deposição dos sedimentitos que culminaram na atual configuração desta bacia, particularmente nas regiões nordeste do Rio Grande do Sul e sul de Santa Catarina. Para um melhor entendimento das condições em que esses depósitos foram formados, essa descrição pode ser acompanhada através da coluna estratigráfica da Figura 4.3.

		Rio Grande do Sul	Santa Catarina	
Cenozóico	Quart	Depósitos cenozóicos		
	Terc.			
Mesozóico	Cre	Fm. Serra Geral	Fm. Serra Geral	
	Jur	Fm. Botucatu	Fm. Botucatu	
	Triá	Fm. Rosário do Sul		
Paleozóico	Permiano	Gr. Passa Dois	Fm. Rio do Rastro	Fm. Rio do Rastro
			Fm. Estrada Nova	Fm. Estrada Nova
			Fm. Irati	Fm. Irati
	Gr. Guarani	Fm. Palermo	Fm. Palermo	
		Fm. Rio Bonito	Fm. Rio Bonito	
	Carb. Sup.	Gr. Itararé	Fm. Rio do Sul	Fm. Rio do Sul
				Fm. Mafra
				Fm. Campo do Tenente
	Devoniano	Gr. Paraná		Fm. Ponta Grossa
				Fm. Furnas
		Embasamento Pré-gondwânico		

Onde: Fm - formação

**Figura 4.3 - Coluna estratigráfica da bacia do Paraná (modificada de Schneider et al., 1974)**

De acordo com Schneider et al. (1974) essa bacia fazia parte do megacontinente Gondwana e sua formação teve início à cerca de 400 milhões de anos, no período devoniano. Neste período ocorreram dois pacotes sedimentares distintos: o primeiro, da Formação Furnas, documenta a sedimentação relacionada a uma vasta plataforma arenosa ligada a condições de grande estabilidade do substrato; o segundo pacote, da Formação Ponta Grossa, relaciona-se à transgressão do mar devoniano (Milani, 2002). Após a deposição destes pacotes, seguiu-se um período de intensa glaciação que inibiu a acumulação sedimentar, tanto que o intervalo de tempo entre os estratos da Formação Ponta Grossa e os do Grupo Itararé é de mais ou menos 55 milhões de anos. Após a deglaciação, a acumulação sedimentar foi retomada e um volumoso influxo de detritos proveniente das áreas vizinhas passou a se depositar e ressedimentar a Bacia do Paraná, originando o Grupo Itararé (França et al., 1996).

A sucessão litoestratigráfica Itararé-Rio Bonito-Palermo-Irati, de acordo com Holz e Carlucci (2002), representa o registro da decomposição terrígena clástica e química da Bacia do Paraná, desde o Neocarbonífero até o Neopermiano. Essa deposição, em linhas gerais, ocorreu inicialmente sob influência glacial (Grupo Itararé), passou por estágio de aporte clástico intenso e formação de grandes deltas e planícies costeiras (Formação Rio Bonito), evoluiu para um ambiente de mar raso com características de plataforma interna (Formação Palermo) e finalmente com características de mares isolados ou de circulação restrita (Formação Irati).

A Formação Irati, depositada em ambiente marinho, apresenta uma estrutura sedimentar marcada pela associação de folhelhos e calcários. A passagem da Formação Irati para a Formação Estrada Nova é gradual e concordante. O ambiente deposicional da Formação Estrada Nova é reconhecido como marinho na base, passando para ambiente mais raso e agitado, dominado por marés, no topo (Schneider et al., 1974). Menezes (2002) afirma que a Formação Estrada Nova se encerra com a implantação de uma discordância erosiva, sobre a qual se depositam as fácies continentais flúvio-lacustres da Formação Rio do Rastro, que são o último registro litológico permiano. As Formações Irati, Estrada Nova e Rio do Rastro compõem o denominado Grupo Passa Dois.

A passagem de um clima úmido, que imperou durante todo o desenvolvimento do Grupo Passa Dois, para as condições áridas da Formação Botucatu, deu-se de forma lenta e progressiva. Os depósitos da Formação Botucatu, em sua porção basal, ocorreram em meio fluvial transicionando rapidamente para ambiente desértico com a ocorrência generalizada de

arenitos de origem eólica, sugerindo disponibilidade cada vez menor de água e desertificação completa da Gondwana (Milani, 2002). É neste contexto que ocorre o grande ciclo geotectônico que leva à separação do continente gondwânico e à conseqüente abertura do Oceano Atlântico Sul. De acordo com Roisenberg e Viero (2002), a ruptura dos continentes geralmente se apresenta associada no tempo e no espaço com extensos e espessos pacotes de lava de natureza básica toleítica, que formam a porção basal da Formação Serra Geral. Sobre os derrames vulcânicos basálticos ou intercalados a estes ocorreram derrames ácidos que constituem a porção de topo da Formação Serra Geral. Essa formação apresenta também corpos intrusivos (diques e sills) de diabásio e arenitos intertrapes, que são depósitos eólicos da Formação Botucatu que se intercalam entre os derrames vulcânicos básicos e ácidos da Formação Serra Geral (Scherer, 2002). As formações Serra Geral e Botucatu fazem parte do Grupo São Bento.

O Grupo São Bento foi desenvolvido durante todo o período o mesozóico (triássico, jurássico e cretáceo). Em discordância erosiva com as formações do Grupo São Bento assentam-se sedimentos clásticos inconsolidados denominados de depósitos cenozóicos, os quais abrangem o final do período terciário e todo o período quaternário.

Dentre todas essas formações que foram se desenvolvendo desde o período devoniano e que hoje fazem parte do histórico geológico da Bacia do Paraná, as unidades geológicas mais importantes na área investigada são as Formações Botucatu e Serra Geral, pertencentes ao Grupo São Bento, e os depósitos cenozóicos. Nos próximos parágrafos são descritas as principais características dessas formações e a forma com que elas ocorrem dentro da área investigada.

A Formação Botucatu é constituída basicamente por pacotes de arenito de granulometria média a fina, com grãos arredondados, bem selecionados e foscos, onde a composição predominante é quartzo-feldspática. Apresenta coloração róseo-avermelhada e é freqüente a presença de um cimento silicoso ou ferruginoso. As estruturas sedimentares mais comuns são estratificações cruzadas planares e tangenciais de médio a grande porte. Nas porções inferiores desta formação podem ocorrer arenitos argilosos mal selecionados. Os contatos da Formação Botucatu com as rochas basálticas da Formação Serra Geral sobrepostas, são discordantes, e com a Formação Rio do Rasto, subjacente, é discordante e erosivo. Na área investigada, esta formação aflora em estreita faixa acompanhando o sopé da

Serra Geral e em pequenos restos situados em parte do topo das linhas de morro testemunho, em contato com a Formação Rio do Rastro.

A Formação Serra Geral é caracterizada por duas seqüências de derrames vulcânicos distintos e justapostos: (a) seqüência básica, predominantemente nos níveis mais inferiores, representada por basaltos toleíticos de textura afanítica, estrutura maciça e coloração preta a esverdeada; (b) seqüência ácida, predominantemente em direção ao topo do pacote vulcânico, onde predominam riolitos, dacitos e riodacitos de coloração acinzentada a avermelhada. O contato entre essas duas seqüências de derrames é marcado por uma descontinuidade, que pode se estender por quilômetros podendo ou não ser coberta por depósitos de encostas. Nesta formação pode-se também verificar a ocorrência de diques, arenitos intertrapes e corpos irregulares de diabásio. A Formação Serra Geral define o principal acidente geográfico observado na área de investigação e aflora geralmente em escarpas, cortes de estrada e leitos de arroios, com altitudes que oscilam de 300 a 1000 metros.

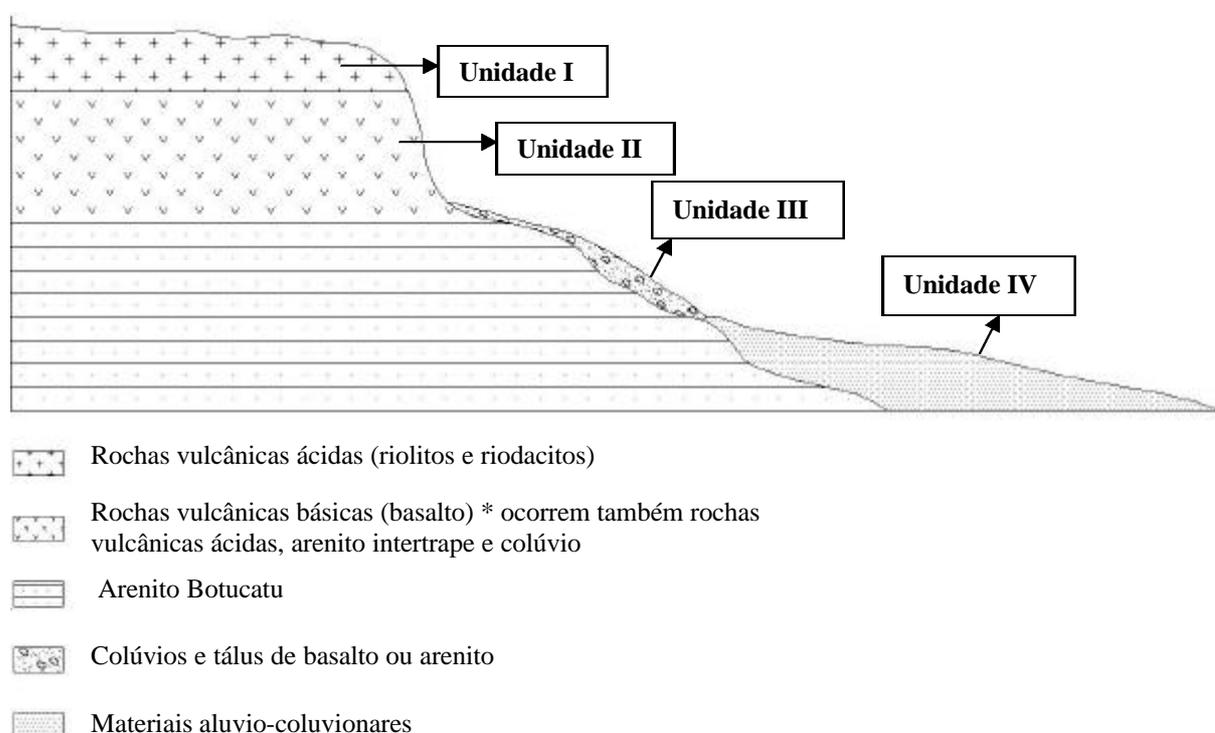
Os depósitos cenozóicos são constituídos por sedimentos clásticos inconsolidados provenientes das formações anteriormente abordadas, ocorrendo em cotas geralmente inferiores a 100 metros. Na área em estudo são verificados corpos de colúvios caracterizados por material homogêneo proveniente, principalmente, das Formações Botucatu e Serra Geral. De acordo com o relatório do projeto FINEP CTPETRO 0682/01, estes colúvios demarcam a zona principal do sopé da escarpa até sua porção mediana, encobrendo contatos entre diferentes formações como Botucatu e Serra Geral, entre rochas ácidas e básicas da Formação Serra Geral ou demarcando os diferentes patamares da Formação Serra Geral. No sentido da encosta predominam processos de deposição gravitacional (tálus, colúvios e coberturas alúvio-coluvionares); no sopé da escarpa estes depósitos gradam para leques aluviais e na porção do relevo mais deprimido assumem características de depósitos fluviais. Os solos coluvionares amostrados pertencem à formação geológica denominada de depósitos cenozóicos e estão localizados na escarpa da Serra Geral (Bloco RO) e no sopé da encosta vulcânica (Bloco AV).

### **4.3. Caracterização Pedológica**

Esse item apresenta brevemente as principais características pedológicas dos solos amostrados nos taludes do km 998 e km 1000 do Gasoduto Bolívia-Brasil. A identificação de

um perfil típico de solo para a área de estudo foi realizada a partir de revisões bibliográficas para levantamento dos solos regionais, trabalhos de campo e análise de imagens de satélites. Todas essas informações permitiram que os pesquisadores do projeto elaborassem uma topossequência típica para a área estudada, apresentada na Figura 4.4 (Projeto FINEP CTPETRO 0682/01). A Tabela 4.1 apresenta as unidades pedológicas propostas para a área investigada com as correspondentes classes de solos (Projeto FINEP CTPETRO 0682/01e Projeto RADAMBRASIL, 1986).

### Topossequência proposta para a área investigada com as unidades pedológicas



**Figura 4.4 – Topossequência típica para a área investigada (modificada do Projeto FINEP CTPETRO 0682/01, 2003)**

**Tabela 4.1 – Unidade pedológica e classes de solos (Projeto FINEP CTPETRO 0682/01, 2003)**

Unidade	Pedologia
Unidade I	Cambissolo Bruno Húmico álico, Solos Litólicos Húmicos álicos e Afloramento de rochas;
Unidade II	Solos Litólicos eutróficos e distróficos, Cambissolo eutrófico e distrófico e Afloramento de rochas;
Unidade III	Terra Roxa Estruturada distrófica álica, Podzólico Vermelho-Amarelo álico e Solos Litólicos eutróficos;
Unidade IV	Cambissolo distrófico e eutrófico, Glei Pouco Húmico distrófico e eutrófico e Podzólico Vermelho-Amarelo álico.

Analisando a topossequência típica da área do projeto identifica-se que o Bloco RO, localizado a uma altitude de aproximadamente 650 metros, pertence à Unidade II, podendo ser classificado pedologicamente como Solo Litólico eutrófico, segundo a classificação do RADAMBRASIL (1986). O Bloco AV, localizado em uma cota de mais ou menos 150 metros, pertence à Unidade III e é classificado pedologicamente como Podzólico Vermelho-Amarelo (RADAMBRASIL, 1986).

A Unidade II é constituída por solos rasos formados na escarpa da serra, em relevo montanhoso e escarpado, sobre rochas vulcânicas ácidas e básicas, arenito intertrape e colúvios. A Figura 4.5 apresenta o perfil de Solo Litólico eutrófico, amostrado no km 1000 do Gasoduto (Bloco RO), em duas seqüências de colúvio sobre solo residual de basalto. Os solos litólicos são solos pouco desenvolvidos, rasos, geralmente apresentando muito material em decomposição e possuindo horizonte A diretamente assente sobre rocha ou sobre um pequeno horizonte C (RADAMBRASIL, 1986).



**Figura 4.5 – Perfil de Solo Litólico, em duas seqüências de colúvio sobre solo residual de basalto (próximo ao km 1000 do Gasoduto)**

A Unidade III está localizada no terço médio e inferior da encosta da Serra Geral, em relevo ondulado formado sobre rochas vulcânicas básicas, arenito Botucatu intertrape, colúvios e tálus de basalto e arenito. A Figura 4.6 apresenta o perfil do colúvio de arenito amostrado no km 998 (Bloco AV) classificado pedologicamente como Podzólico Vermelho-

Amarelo. Os Podzólicos Vermelho-Amarelos são solos minerais, não hidromórficos (formados em condições de boa drenagem), que apresentam argila de baixa atividade. Exibem seqüência de horizontes A, B e C, com horizonte A moderado, sobrejacente a um horizonte B textural argiloso, o qual apresenta uma estrutura moderada ou fortemente moderada (RADAMBRASIL, 1986).



**Figura 4.6 – Perfil de Podzólico Vermelho-Amarelo álico, em colúvio de arenito (próximo ao km 998 do Gasoduto)**

#### **4.4. Caracterização Física**

Os ensaios de caracterização física realizados para os solos amostrados no km 998 (Bloco AV) e no km 1000 (Bloco RO) do Gasoduto compreendem ensaios de peso específico real dos grãos, limites de Atterberg e análise granulométrica, determinados de acordo com as normas brasileiras da ABNT apresentadas no Capítulo 3. A Tabela 4.2 apresenta um resumo dos índices físicos e limites de Atterberg obtidos para os solos coluvionares estudados. Os valores de peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ), peso específico aparente úmido ( $\gamma_t$ ), teor de umidade ( $w$ ) e grau de saturação ( $S$ ) apresentados na tabela correspondem aos valores médios

das amostras utilizadas nos ensaios de colapso e curva característica. Para o índice de vazios, é apresentada a faixa de variação dos valores obtidos nos dois ensaios.

**Tabela 4.2 - Índices físicos e limites de Atterberg para os solos estudados**

<b>BLOCO</b>	<b>g</b>	<b>g<sub>s</sub> *</b>	<b>g<sub>d</sub> *</b>	<b>w *</b>	<b>S *</b>	<b>e</b>	<b>LL</b>	<b>LP</b>	<b>IP</b>
Bloco AV	27,95	13,86	17,53	26,47	72,44	0,89-1,22	56	34	22
Bloco RO	28,59	11,03	15,28	38,51	69,36	1,26-1,84	74	57	17

(\*) Valores médios  $\gamma_s, \gamma_d, \gamma_t$  – kN/m<sup>3</sup> w, S – (%)

Analisando-se as características de plasticidade apresentadas na Tabela 4.2, verifica-se que os solos apresentam valores de índice de plasticidade próximos e maiores que 15, o que caracteriza os materiais como plásticos. Os resultados de grau de saturação confirmam o caráter não saturado destes solos. Os valores de índice de vazios encontrados para os solos no seu estado natural são elevados, apresentando uma ampla faixa de variação, principalmente para o Bloco RO (1,26-1,84). Cabe destacar que o Bloco RO é constituído por um solo bastante heterogêneo, fato observado em campo e no bloco indeformado coletado, o qual apresenta algumas áreas fofas e outras mais compactas. Essa característica de variação do índice de vazios do Bloco RO é refletida nos resultados dos ensaios de colapso e na forma da curva característica. Aliado a heterogeneidade, este material, quando submetido à dessecação, forma “grumos” que tendem a se desprender do bloco indeformado ou do perfil de solo em campo.

Os ensaios de granulometria realizados para os Blocos AV e RO, com e sem defloculante, resultaram nas curvas granulométricas apresentadas nas Figuras 4.7 e 4.8. O resumo dos dados de granulometria, de acordo com os limites fixados pela norma brasileira ABNT NBR 6502/95, são apresentados na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3 – Resumo da granulometria dos solos estudados**

<b>Fração</b>	<b>Sem Defloculante</b>		<b>Com Defloculante</b> (hexametáfosfato de sódio)				
	<b>Bloco RO</b>	<b>Bloco AV</b>	<b>Bloco RO</b>		<b>Bloco AV</b>		
Argila	0 %	0 %	53 %		53 %		
Silte	40 %	9 %	34 %		15 %		
Areia fina	39 %	60 %	65 %	91 %	11 %	13 %	26 %
Areia média	16 %		24 %		1 %		5 %
Areia grossa	5 %		2 %		1 %		1 %

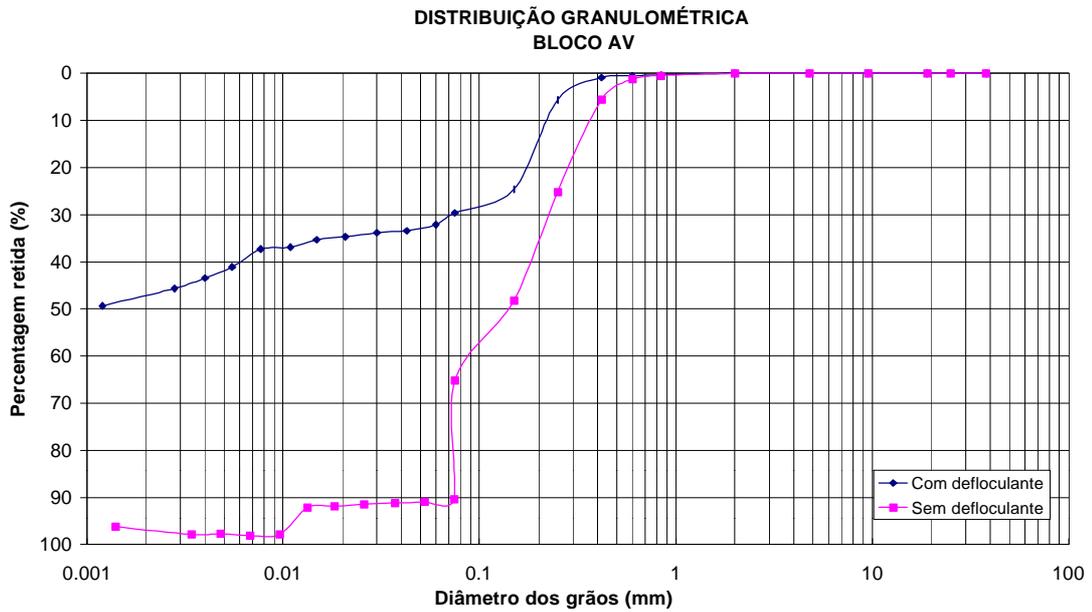


Figura 4.7 - Curva granulométrica do solo coluvionar de arenito (Bloco AV)

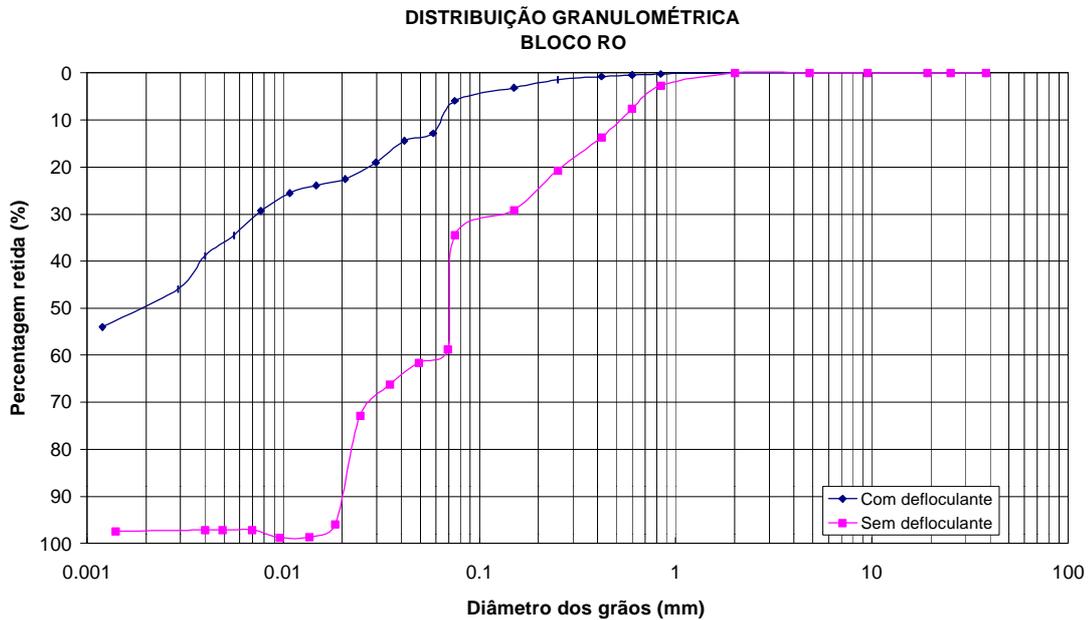


Figura 4.8 – Curva granulométrica do solo coluvionar de basalto (Bloco RO)

Analisando-se as curvas granulométricas e os dados da Tabela 4.3, observa-se que os solos estudados apresentam uma diferença significativa de granulometria, em função do uso do defloculante. Os solos apresentam percentual de argila em torno de 50%, com defloculante, e esse valor é praticamente nulo, sem defloculante. Esta constatação interfere diretamente na classificação dos solos, os quais podem ser identificados como argilas (com o

uso de defloculante) ou areia siltosa, Bloco RO, e areia, Bloco AV (sem defloculante). Os ensaios sem defloculante são importantes uma vez que na natureza os materiais estudados não estão expostos à ação de uma substância desagregadora e apresentam partículas de argila agregadas de tal maneira que se assemelham às de uma areia.

#### 4.5. Caracterização Mineralógica

A determinação dos principais argilominerais encontrados nos dois solos coluvionares estudados foi realizada a partir de ensaios de difratogrametria de Raios-X. Os resultados desses ensaios foram resumidos na Tabela 4.3 e nas Figuras 4.9 a 4.14.

**Tabela 4.4 – Principais argilominerais identificados na difratogrametria dos solos estudados**

Solo	Preparação da amostra	Argilominerais
BLOCO AV	Natural	Caulinita e quartzo
	Glicolada	Caulinita e quartzo
	Calcinada	Quartzo
BLOCO RO	Natural	Caulinita, gibsita e quartzo
	Glicolada	Caulinita e quartzo
	Calcinada	Quartzo

A partir dos difratogramas da amostra natural (Figuras 4.9 e 4.12) pode-se notar que os picos de intensidade com distância interplanar basal em torno de 7,2A e 3,3A correspondem aos picos primário e secundário da caulinita, respectivamente. O pico com distância interplanar basal de 3,34A corresponde ao mineral quartzo e o de 4,85A a gibsita.

O etilenoglicol que foi utilizado na preparação das amostras glicoladas (Figura 4.10 e 4.13) tem a característica de facilitar a hidratação completa das partículas de argila aumentando a sua distância interplanar basal. Pode-se verificar que os picos principais e secundários da caulinita encontram-se na mesma posição, pois este argilomineral não sofre expansão na presença de etilenoglicol. O pico do mineral quartzo também não foi alterado.

Com o aquecimento das amostras (Figura 4.11 e 4.14) os picos correspondentes ao mineral caulinita desaparecem, indicando que a estrutura desses mineral não resiste à altas temperaturas. O mineral quartzo não altera o seu pico.

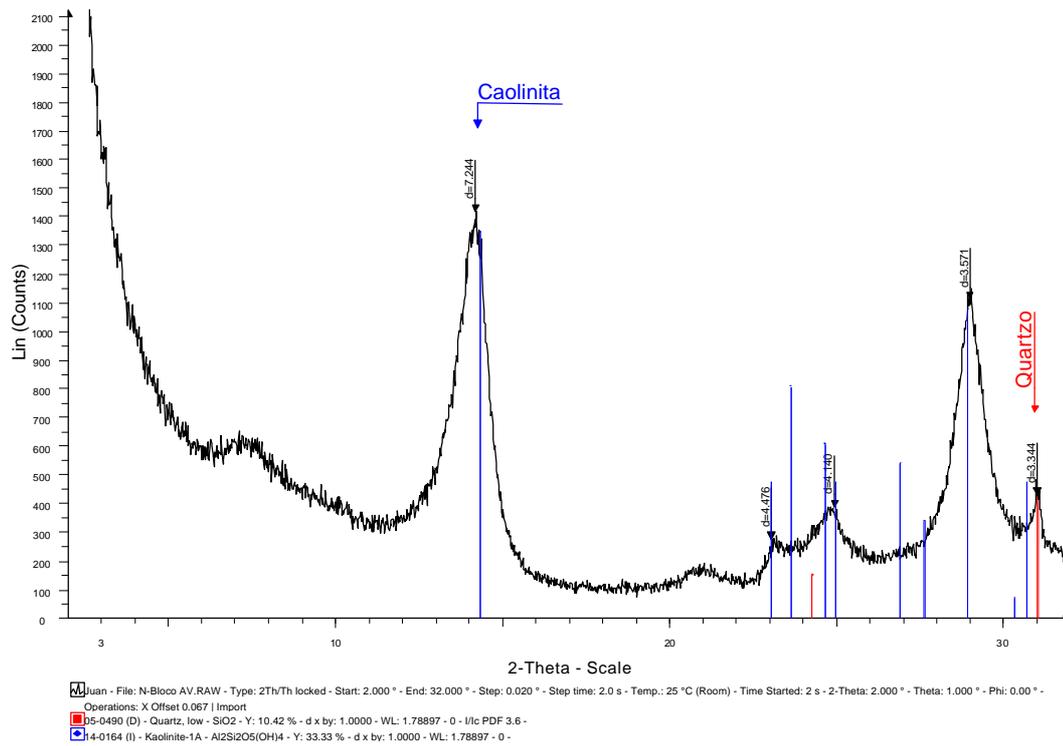


Figura 4.9 – Difratoograma da amostra natural do Bloco AV

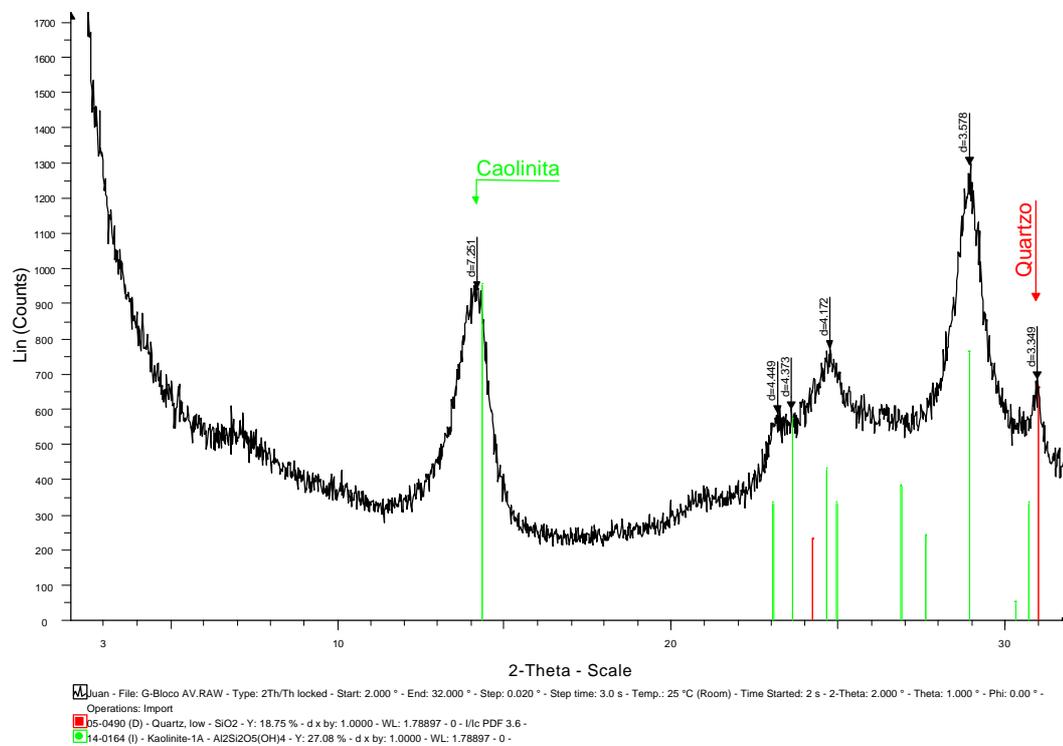


Figura 4.10 - Difratoograma da amostra glicolada do Bloco AV

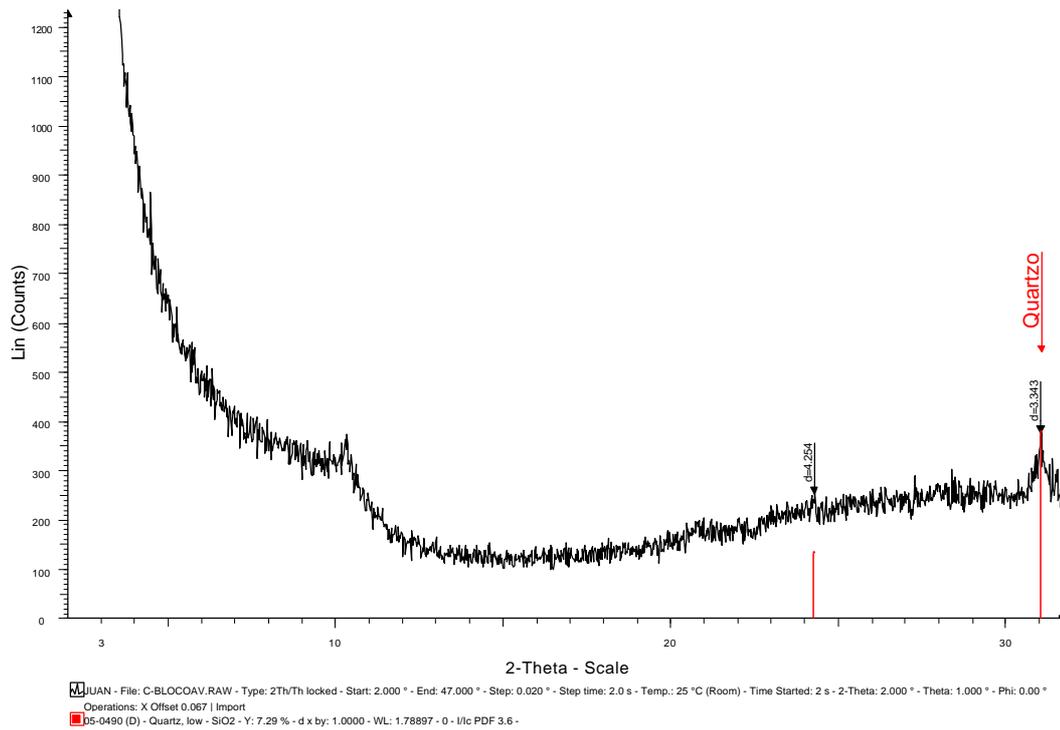


Figura 4.11 - Difratoograma da amostra calcinada do Bloco AV

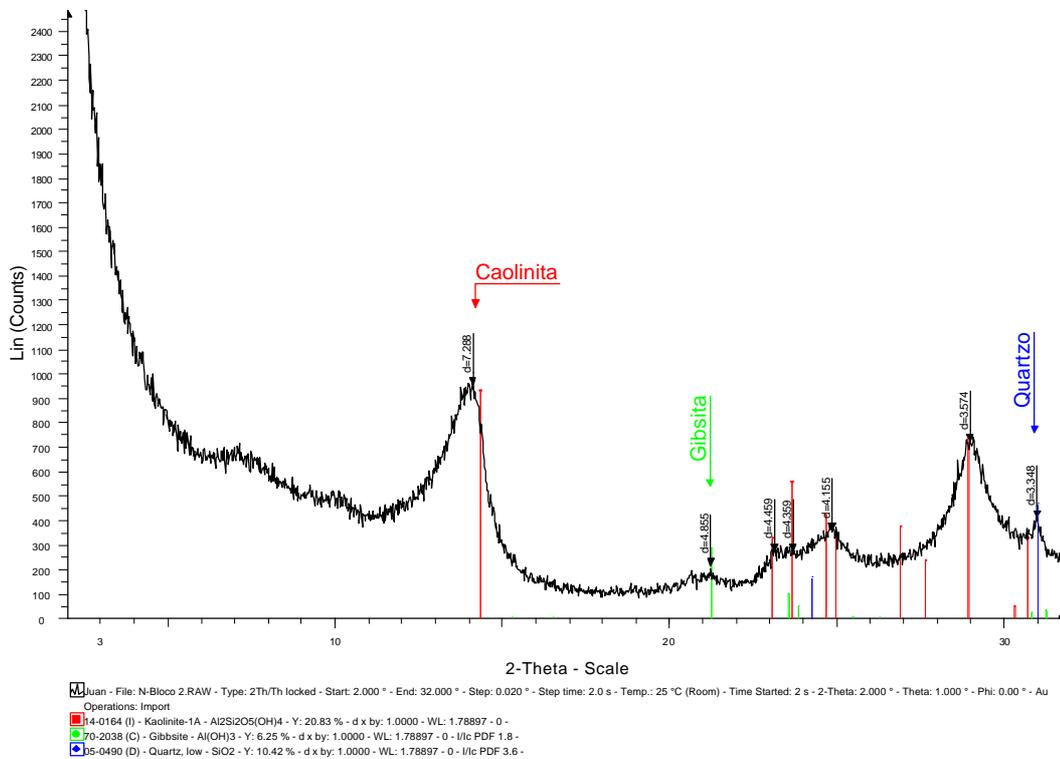


Figura 4.12 – Difratoograma da amostra natural do Bloco RO

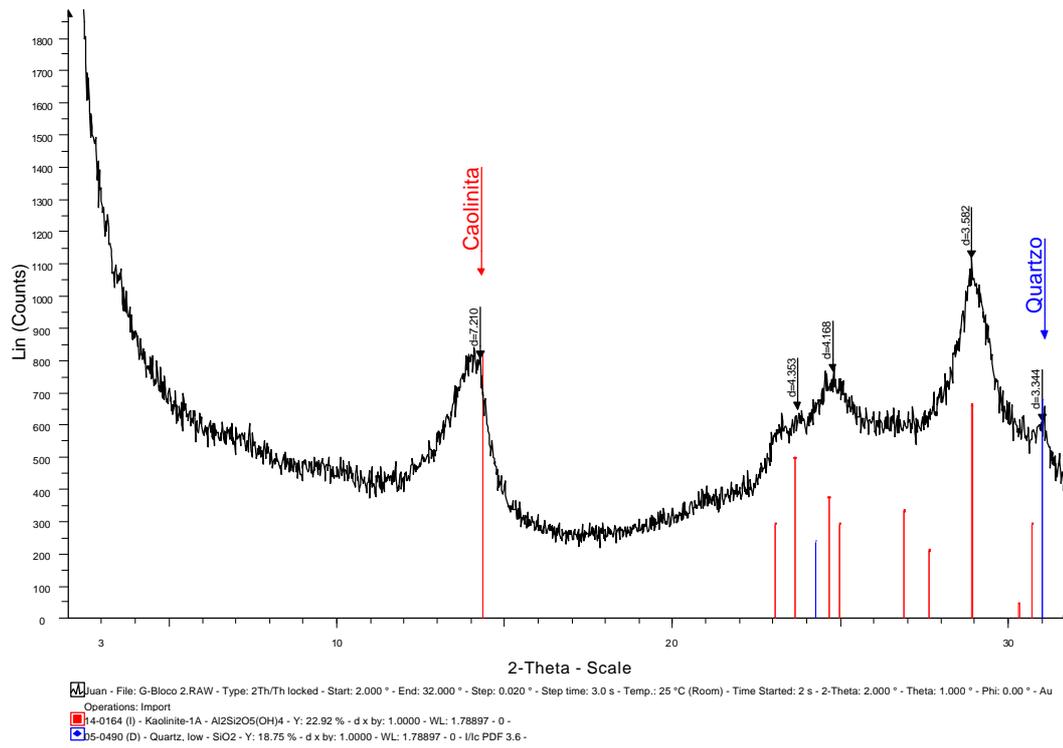


Figura 4.13 - Difratoograma da amostra glicolada do Bloco RO

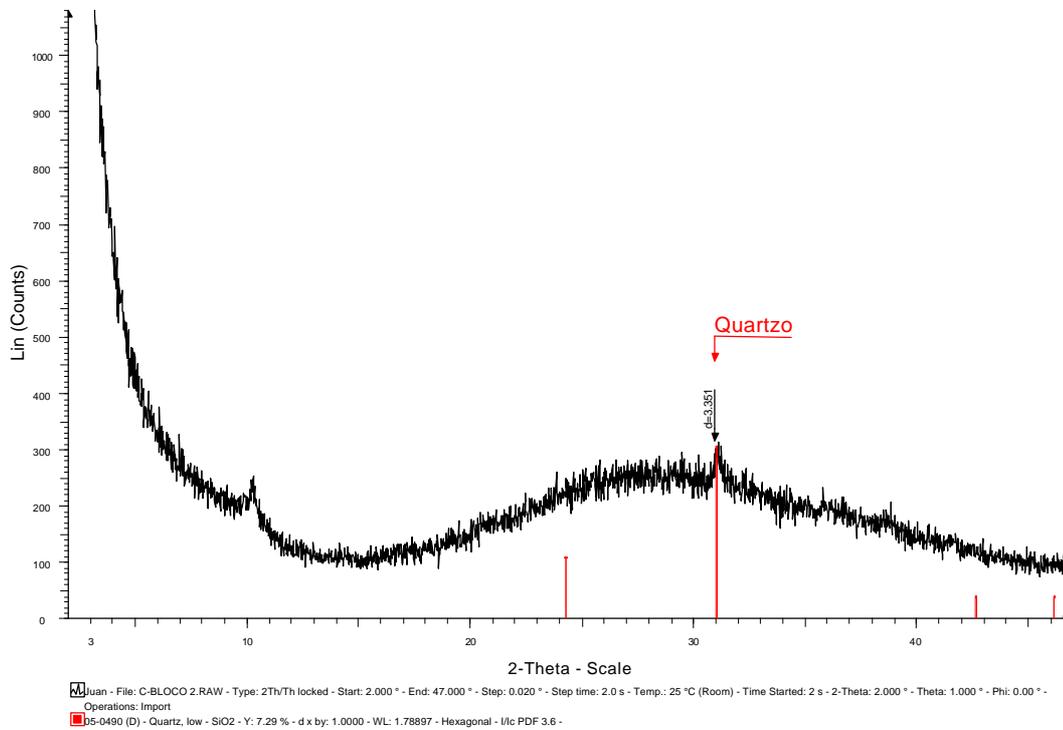


Figura 4.14 - Difratoograma da amostra calcinada do Bloco RO

As Figuras 4.9, 4.10 e 4.11 apresentam os difratogramas de Raios-X para o Bloco AV. Analisando esse difratograma podemos verificar que esse solo apresenta caulinita de boa cristalinidade (pico quase assimétrico) e presença significativa de quartzo (herdado provavelmente da rocha arenito). O pico da caulinita a 7,244Å pode indicar a ocorrência de haloisita, que é uma caulinita não hidratada. Esse mineral na presença de água tende a se hidratar e expandir um pouco. A presença de quartzo, juntamente com a grande quantidade de areia fina apresentada em sua curva granulométrica, indica um caráter mais arenoso para esse material.

Os difratogramas de Raios-X para o Bloco RO são apresentados nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14. A análise desses difratogramas parece indicar um intemperismo mais avançado para este solo, pois a caulinita encontra-se degradada e com baixa cristalinidade, e também ocorre o desenvolvimento de gibsita, que é característica de solos lixiviados. O Bloco RO, oriundo do basalto, tende a apresentar um caráter mais argiloso.

## 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados experimentais obtidos nesta dissertação, os quais são analisados e discutidos à medida que vão sendo apresentados. Inicialmente as curvas características dos solos estudados na condição indeformada são apresentadas e as influências da variação do índice de vazios inicial, da histerese e do tempo de equalização na forma da curva são comentados. Na seqüência, uma análise do potencial de colapso dos solos amostrados é realizada através de critérios qualitativos, baseados em ensaios de caracterização e índices físicos, e por critérios quantitativos, com base nos ensaios oedométricos simples e duplo. Ao final do capítulo, é apresentada uma comparação entre os resultados obtidos para o potencial de colapso de amostras indeformadas e remoldadas.

### 5.1. Curva Característica

A determinação da curva característica é fundamental para o entendimento do comportamento do solo não saturado, pois expressa a variação da quantidade de água dentro dos poros do solo quando o mesmo é submetido a diferentes valores de sucção, em trajetórias de umedecimento e/ou secagem. A quantidade de água contida dentro dos poros do solo é definida pela umidade (gravimétrica ou volumétrica) ou pode, também, ser representada pelo grau de saturação. As curvas características dos materiais estudados foram expressas em termos da sucção mátrica *versus* grau de saturação e *versus* teor de umidade gravimétrico. A nova proposta de ensaio para a técnica do papel filtro foi utilizada na obtenção das curvas características desses materiais. Nesta seção serão apresentados alguns índices físicos iniciais das amostras ensaiadas ( $e_0$ ,  $w_0$  e  $S_{r0}$ ) e as curvas características obtidas para os dois solos investigados. Nas seções seguintes serão discutidos alguns aspectos que influenciaram no formato destas curvas, como o índice de vazios inicial, a histerese e o tempo de equalização adotado no método do papel filtro.

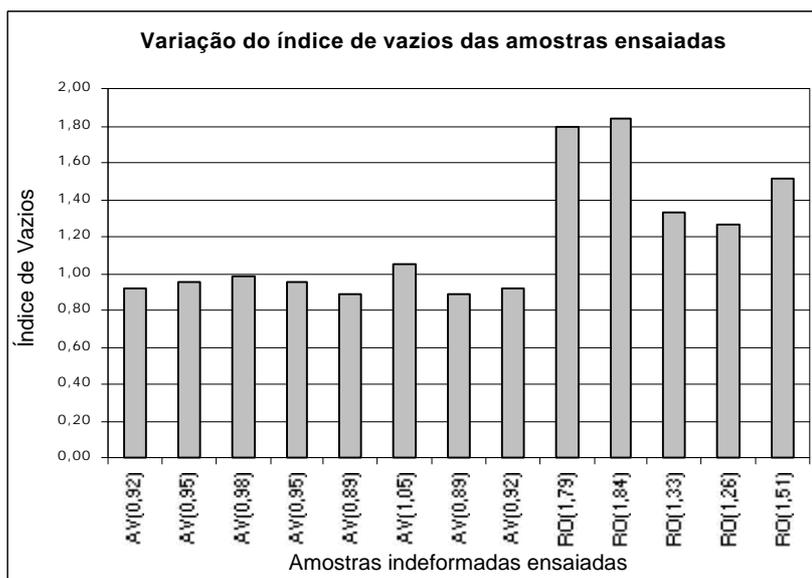
Nesta dissertação, para a determinação das curvas características, foram utilizados 8 corpos de prova para o Bloco AV (5 iniciando na trajetória de secagem e 3 na de

umedecimento) e 5 corpos de prova para o Bloco RO (2 para a trajetória de secagem e 3 para a trajetória de umedecimento). Na Tabela 5.1 são apresentados os índices físicos iniciais de todas as amostras ensaiadas. A identificação das amostras que aparecem nos gráficos foi feita na seguinte seqüência: as duas primeiras letras indicam o tipo de solo (AV - para o solo coluvionar de arenito e RO – para o solo coluvionar de basalto), a letra seguinte indica a trajetória seguida pelo material (S - para secagem e U - para umedecimento) e o último número entre parênteses identifica o índice de vazios inicial. Cabe destacar que as primeiras amostras iniciaram na umidade de campo e a partir daí foram submetidas a um ciclo de secagem-umedecimento-secagem (S1-U1-S2). Entretanto, para melhor identificar o comportamento do solo em campo, quando submetido a períodos de chuva e posterior dessecação, outras amostras foram moldadas e submetidas a um ciclo de umedecimento-secagem (U1-S1). Assim, o número expresso ao lado da trajetória indica se a mesma corresponde à primeira ou à segunda trajetória de umedecimento ou de secagem dentro do ciclo.

**Tabela 5.1 – Índices físicos iniciais das amostras de curva característica**

<b>Amostra</b>	<b><math>e_o</math></b>	<b><math>w_o</math> (%)</b>	<b><math>S_{ro}</math> (%)</b>	<b>Trajatória</b>
AV (0,92)	0,92	25,9	78,3	S1-U1-S2
AV (0,95)	0,95	26,2	76,7	S1-U1-S2
AV (0,98)	0,98	24,2	69	S1-U1
AV (0,95)	0,95	25,3	74,6	S1-U1
AV (0,89)	0,89	24,6	76,7	S1-U1
AV (1,05)	1,05	22	58,8	U1-S1
AV (0,89)	0,89	18,9	59,2	U1-S1
AV (0,92)	0,92	20,9	63,8	U1-S1
RO (1,79)	1,79	41,6	66,3	S1-U1-S2
RO (1,84)	1,84	42,8	66,5	S1-U1-S2
RO (1,33)	1,33	32,3	69,5	U1-S1
RO (1,26)	1,26	29,4	66,9	U1-S1
RO (1,51)	1,51	32,3	61,1	U1-S1

A Figura 5.1 apresenta a variação do índice de vazios inicial das amostras indeformadas utilizadas na determinação das curvas características dos Blocos AV e RO.



**Figura 5.1 – Variação do índice de vazios inicial das amostras de curva característica**

As primeiras curvas características correspondem às amostras AV(0,92), AV(0,95), RO(1,79) e RO(1,84), as quais foram submetidas a um ciclo S1-U1-S2. As outras amostras pertencem às curvas iniciadas dois meses depois e submetidas ao ciclo U1-S1. Com relação às características iniciais das amostras, observa-se que o Bloco AV não apresenta grande variação de índice de vazios (0,89-1,05), sendo o valor médio de 0,94, e uma variação pequena de teor de umidade, com média de 23,5%. Por outro lado, o Bloco RO apresenta considerável variação de índice de vazios (1,26-1,84), devida à heterogeneidade do material, e de teor de umidade (29,4%-42,8%). Entretanto, neste solo os valores de grau de saturação são similares para todas as amostras ensaiadas.

Nas Figuras 5.2 e 5.3 são apresentadas as curvas características dos Blocos AV e RO, respectivamente. As curvas características apresentadas são baseadas na relação entre o grau de saturação e o logaritmo da sucção mátrica.

### Curva característica Bloco Av

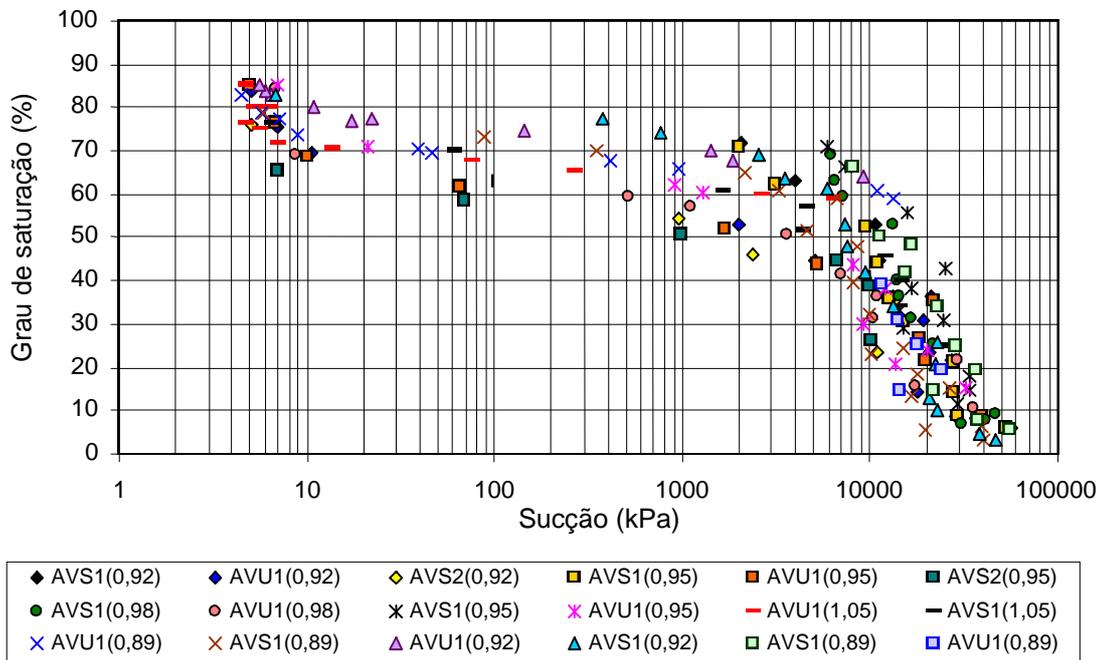


Figura 5.2 - Curva característica do Bloco AV em função do grau de saturação (obtida pelo método do papel filtro)

### Curva característica Bloco RO

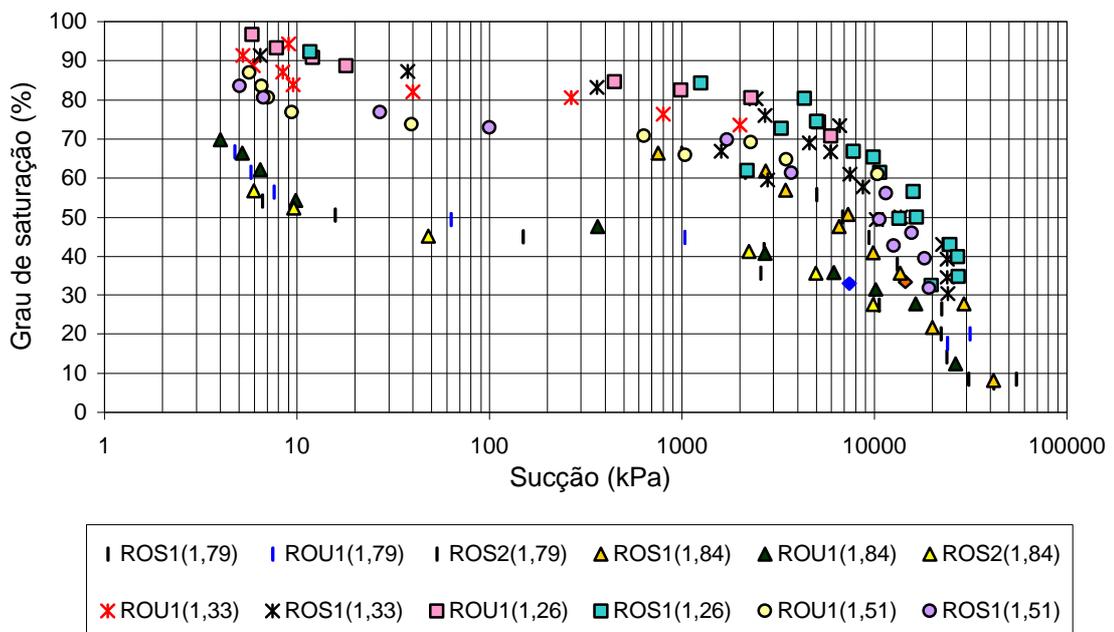


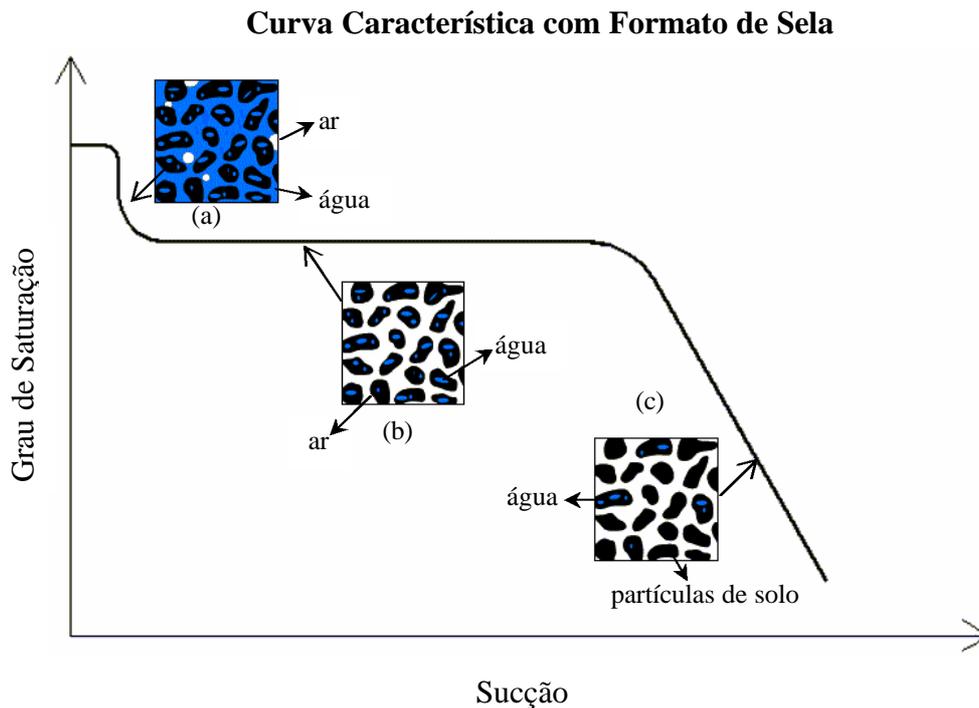
Figura 5.3 - Curva característica do Bloco RO em função do grau de saturação (obtida pelo método do papel filtro)

As curvas características apresentadas pelos materiais sugerem que os solos coluvionares estudados apresentam um comportamento intermediário entre uma areia e uma argila, dependendo do nível de sucção aplicado. O formato das curvas é semelhante a uma “sela” e pode ser dividido em três trechos. Os solos apresentam inicialmente um primeiro valor de entrada de ar menor que 5 kPa seguido por uma pequena dessaturação. Essa dessaturação inicial corresponde ao primeiro trecho da curva característica o qual ocorre para sucções baixas, até mais ou menos 10 kPa. Após esse valor, ocorre um patamar praticamente horizontal, onde o valor de grau de saturação permanece aproximadamente constante e a sucção varia de 20 kPa até mais ou menos 2000 kPa. Ao final desse segundo trecho, ocorre um segundo valor de entrada de ar para uma sucção entre 2000 kPa e 6000 kPa. No último trecho, depois do segundo valor de entrada de ar, observa-se uma variação considerável do grau de saturação com a sucção. Cabe destacar que, para uma determinação mais precisa do primeiro valor de entrada de ar, é necessária a utilização de um equipamento que permita aplicar valores baixos de sucção, como a placa de sucção (equipamento em fase de teste descrito no Capítulo 3).

O comportamento observado nas curvas características indica que a microestrutura e a macroestrutura do solo comandam a entrada e saída de água dos poros do solo. O modelo físico adotado para explicar esse formato da curva característica é o seguinte: no primeiro trecho a dessaturação é governada pela macroestrutura, ou seja, os solos que em seu estado natural apresentam grumos ou partículas argilosas fortemente agregadas com tamanho de areia tendem a perder água mais facilmente, já que apresentam uma estrutura mais granular. Após o primeiro valor de entrada de ar, observa-se que um aumento da sucção não provoca uma variação significativa no teor de umidade, provavelmente porque o material não apresenta tamanho de poro intermediário e a microestrutura do solo tem grande capacidade de retenção de água. Em outras palavras, a água que se encontrava na forma contínua entre os agregados com tamanho granular já foi eliminada na dessaturação inicial e a água restante encontra-se dentro dos grumos ou microagregados de argila. Esse trecho termina quando a sucção atinge valores elevados, que sejam capazes de vencer as forças capilares que mantêm as moléculas de água presas no interior dos grumos. Dessa forma, no último trecho tem-se uma diminuição do grau de saturação devida a retirada progressiva de água da microestrutura do solo.

A hipótese considerada permite supor que o formato da curva característica é controlado pela macroestrutura para baixos valores de sucção, e pela microestrutura para

valores altos. A Figura 5.4 ilustra uma curva característica com formato de sela e uma provável variação da área de água nos diferentes trechos. Na Figura 5.4 (a) observa-se o início da dessaturação dos macroporos existentes entre os microagregados de argila, com tamanho granular. A Figura 5.4 (b) apresenta a macroestrutura dessaturada e a água restante encontra-se dentro da microestrutura, uma vez que o solo não apresenta tamanho de poro intermediário. A Figura 5.4 (c) corresponde a dessaturação da microestrutura do solo.



**Figura 5.4 – Curva característica com formato de sela e provável variação da área de água nos diferentes trechos.**

O modelo físico descrito acima pode ser reforçado considerando os resultados dos ensaios granulométricos. No ensaio sem defloculante verifica-se que os solos estudados apresentam partículas de argila aderidas de tal maneira que se comportam como um agregado, que não é separado nem pelo dispersor e nem por lavagem do material após sedimentação. Entretanto, o uso de uma substância desagregadora, como o defloculante, demonstra que esses agregados não são partículas granulares e sim microagregados de argila. Portanto, o material não apresenta comportamento nem granular e nem argiloso; o que se observa é um comportamento intermediário que depende do nível de sucção.

Outras curvas características com formato de “sela” foram encontradas por Bortoli (1999) para um colúvio arenoso da Formação Botucatu (RS), e por Bastos (1999) para um solo argilo-arenoso laterítico da região de Alvorada/RS (apresentadas no Capítulo 2).

### 5.1.1 Influência do Índice de Vazios Inicial

Na análise da curva característica apresentada para o Bloco RO (Figura 5.3), a influência do índice de vazios inicial é evidenciada. Nesta Figura a curva superior é a que apresenta menor índice de vazios inicial ( $ROe_0=1,26$ ), as curvas seguintes apresentam índice de vazios um pouco maior ( $ROe_0=1,33$  e  $ROe_0=1,51$ ) e as curvas inferiores são as que apresentam maiores valores de índices de vazios iniciais ( $ROe_0=1,79$  e  $ROe_0=1,84$ ). As curvas características do Bloco RO apresentam-se de forma paralela e tendem a se deslocar para baixo quanto maior for o índice de vazios inicial.

Esse comportamento pode ser explicado ao se analisar a estrutura desse solo em duas condições: uma com índice de vazios elevado e outra com índice de vazios baixo, como esquematizado na Figura 5.5. Supõe-se que o tamanho dos grãos seja o mesmo para as duas condições e a diferença encontra-se na distribuição desses grãos, ou seja, no percentual de macroporos e microporos do solo. Na condição de índice de vazios mais alto, Figura 5.5 (a), o solo apresenta um percentual de macroporos grande e um percentual de microporos pequeno, de forma que as partículas de argila agregadas encontram-se dispersas entre os largos poros interconectados. Por outro lado, quando o solo apresenta índice de vazios mais baixo, Figura 5.5 (b), o percentual de macroporos é pequeno e o percentual de microporos é grande, a dimensão e a conexão entre os vazios são menores e a estrutura apresenta-se mais homogênea e fechada.

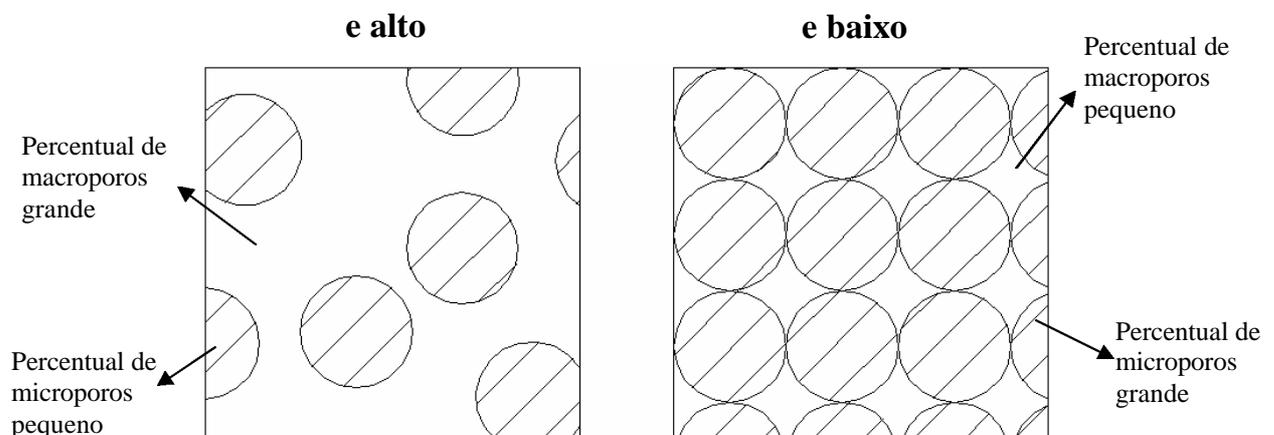


Figura 5.5 – Comparação entre amostras com e alto e e baixo para o mesmo tamanho de grãos

Dessa forma, como o primeiro trecho da curva característica corresponde à dessaturação da macroestrutura, a amostra com maior percentual de macroporos (maior índice de vazios inicial) vai dessaturar mais rapidamente, atingindo um grau de saturação menor para o mesmo nível de sucção. O segundo trecho é horizontal e aproximadamente paralelo para todas as amostras, sendo a reta superior a de menor valor de índice de vazios inicial e a inferior a de maior valor, indicando que o solo é formado pela mesma matriz sem poros intermediários. Ao final desse trecho, observa-se que o segundo valor de entrada de ar é praticamente o mesmo para todas as amostras, pois elas são formadas pela mesma microestrutura. No último trecho, o grau de saturação decresce com o aumento da sucção, devido à retirada de água do interior dos microagregados de argila. Entretanto, esse decréscimo será maior para a amostra com menor índice de vazios inicial, pois esta apresenta um volume de microporos maior. Para sucções mais altas, provavelmente em torno de 30000 kPa, as curvas de todas as amostras do Bloco RO tendem a convergir, mostrando que o índice de vazios não exerce mais influência na forma da curva. Os valores de sucção maiores que 30000 kPa não conseguem ser medidos com precisão através da técnica do papel filtro.

A influência do índice de vazios inicial na curva característica é evidenciada ao se considerar a relação entre o grau de saturação e a sucção. Quando a curva característica do Bloco RO é expressa em termos do teor de umidade gravimétrico (Figura 5.6), esse efeito desaparece e as curvas apresentam-se praticamente sobrepostas. Matematicamente isso ocorre porque o teor de umidade não é calculado em função do índice de vazios. Fisicamente porque a relação entre o peso de água e de sólidos é a mesma nas duas condições. Por exemplo, se, para um determinado teor de umidade, for considerada a distribuição de pesos de água e de grãos para as amostras, verifica-se que a amostra com maior índice de vazios (RO16) apresenta menor quantidade de grãos e de água e a amostra com menor índice de vazios (RO14) exibe uma quantidade maior de grãos e de água. Dessa forma, ocorre uma compensação entre os pesos de água e de grãos, resultando em um valor praticamente igual para o teor de umidade.

Por outro lado, o Bloco AV não apresenta grande variação de índice de vazios inicial e a influência dessa variável não é evidenciada nas curvas características desse solo. A Figura 5.7 apresenta a curva característica do Bloco AV expressa em função do teor de umidade gravimétrico.

### Curva característica Bloco RO

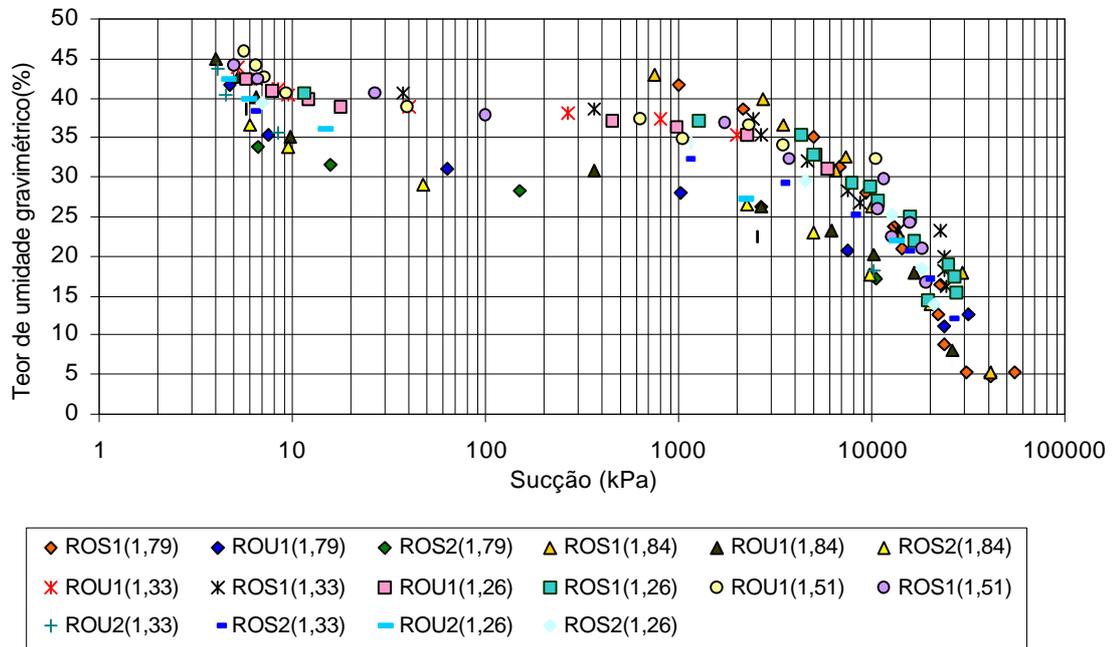


Figura 5.6 - Curva característica do Bloco RO em função do teor de umidade

### Curva característica Bloco Av

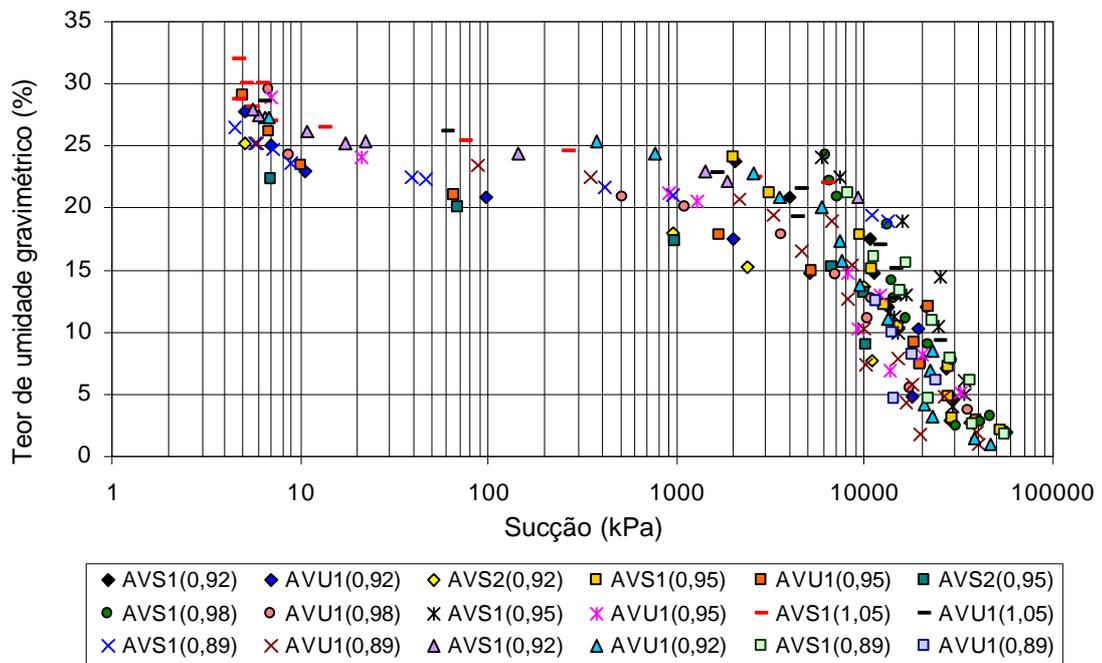
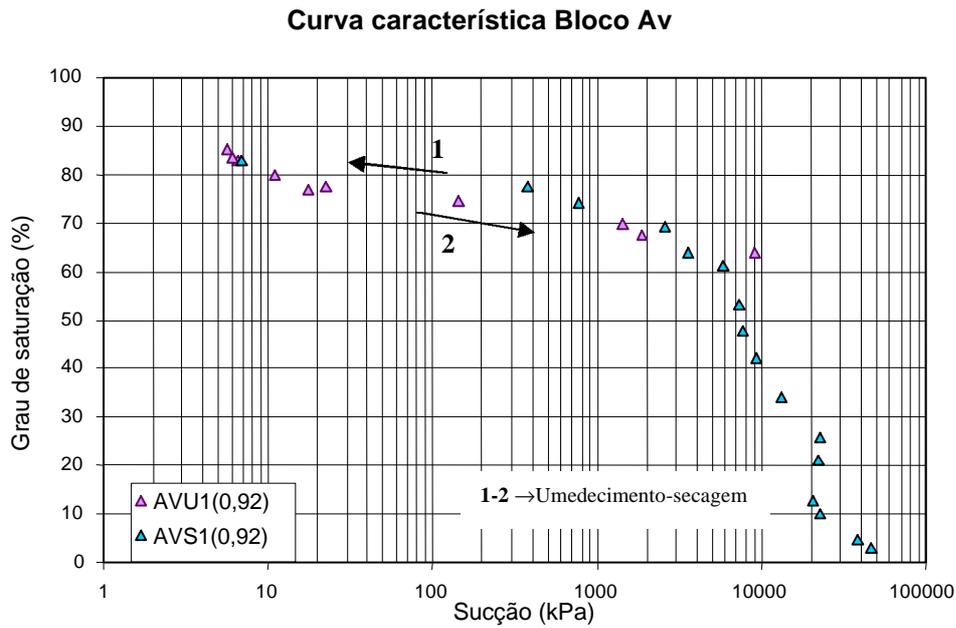


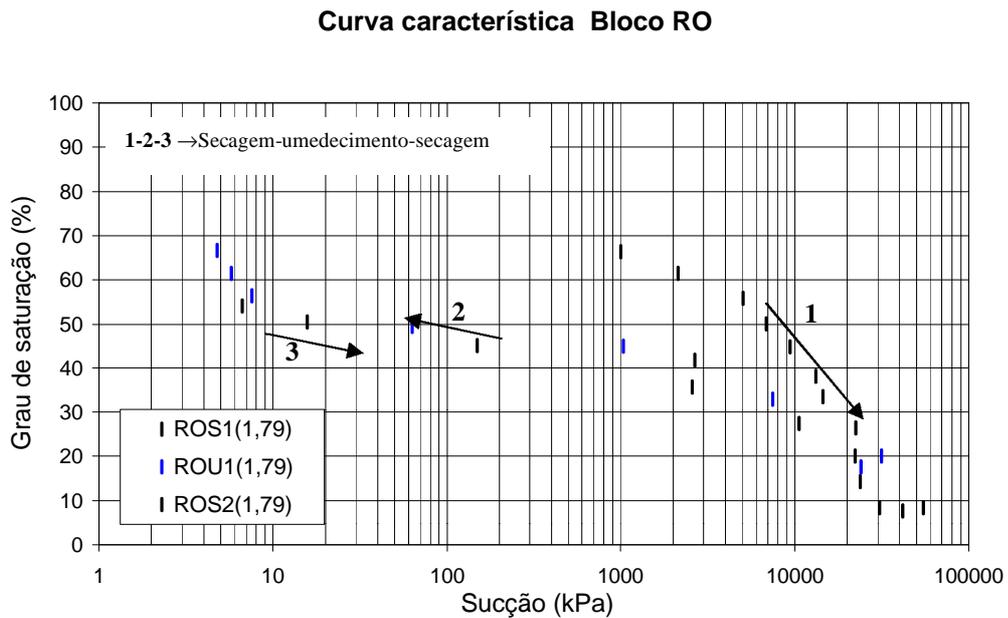
Figura 5.7 - Curva característica do Bloco AV em função do teor de umidade



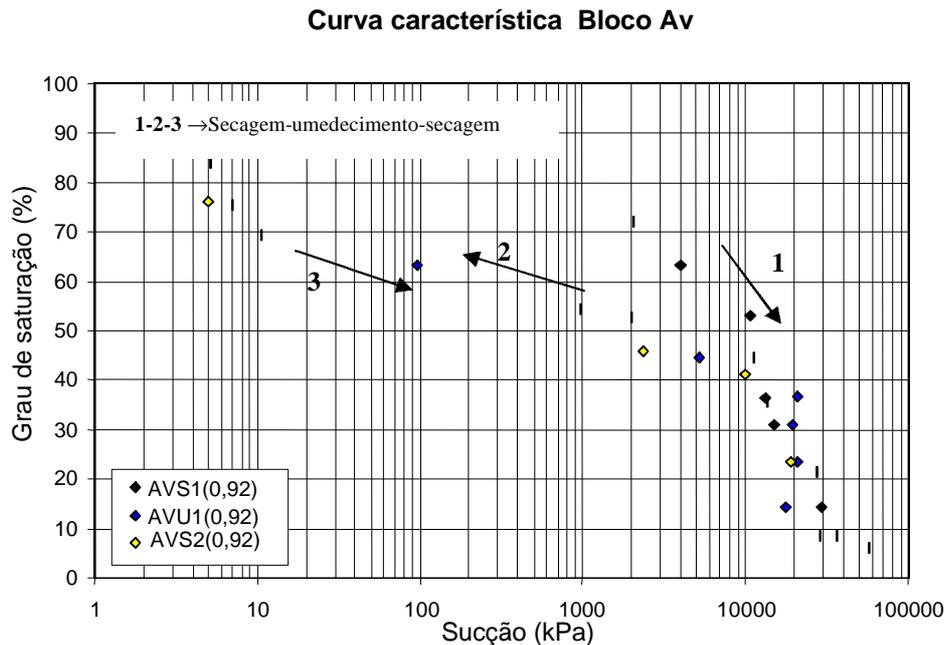


**Figura 5.9 - Ciclo completo de umedecimento-secagem para o Bloco AV**

Por outro lado, todas as amostras que iniciaram na trajetória de secagem apresentam uma histerese pronunciada quando submetidas ao umedecimento. Após esse umedecimento, a histerese inicial desaparece e a nova curva de secagem praticamente se sobrepõe à de umedecimento. As Figuras 5.10 e 5.11 apresentam um ciclo de secagem-umedecimento-secagem para os Blocos RO e AV, respectivamente. Assim, pode-se supor que a dessecação provoque uma alteração estrutural irreversível nestes materiais.



**Figura 5.10 – Ciclo completo de secagem-umedecimento-secagem para o Bloco RO**



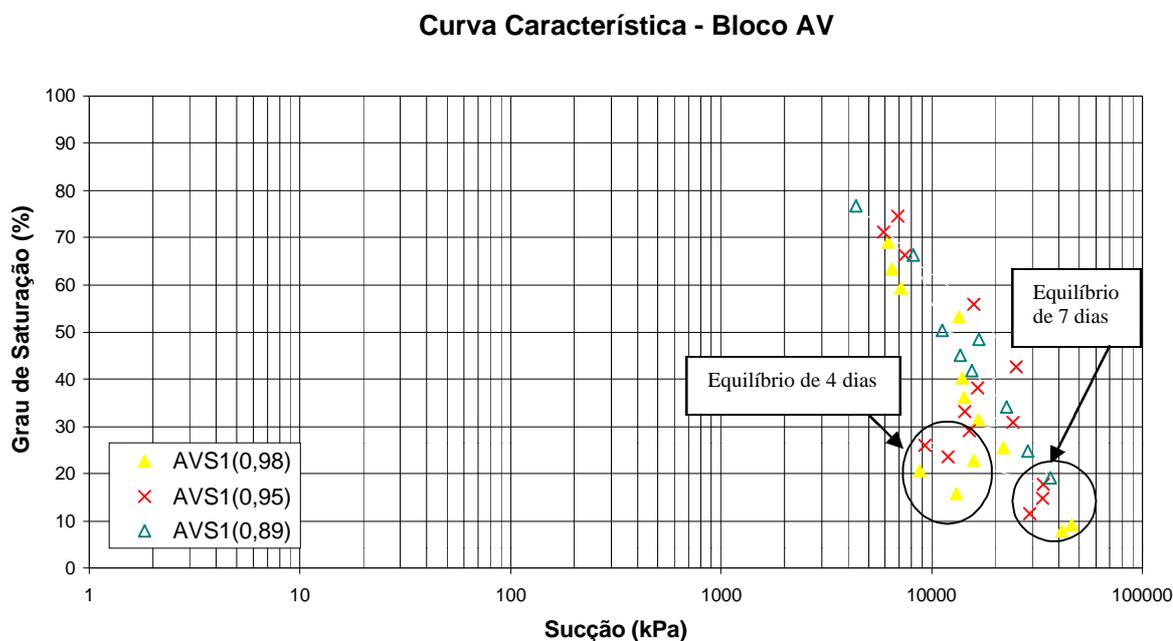
**Figura 5.11 - Ciclo completo de secagem-umedecimento-secagem para o Bloco AV**

### 5.1.3 Influência do Tempo de Equalização

Dentre os vários pontos relevantes da técnica do papel filtro, apresentados no Capítulo 2 desta dissertação, o tempo de equilíbrio de sucção entre a amostra de solo e o papel filtro é um dos mais importantes. Swarbrick (1995) apresenta os tempos de equilíbrio propostos por diversos autores e sugere que sejam utilizados tempos de equilíbrio de 2 dias para as amostras com sucções mátricas baixas e intermediárias, e um tempo de 7 dias para sucções mais altas. Nesta tese, foram utilizados inicialmente dois tempos de equilíbrio diferentes, 4 e 7 dias. Com o andamento dos ensaios observou-se que o tempo de 4 dias não era suficiente para sucções mátricas maiores que 10000 kPa. Dessa forma, quando as sucções das amostras apresentavam-se próximas a esse valor, o tempo de equalização era aumentado para 7 dias.

A Figura 5.12 apresenta os resultados de um ensaio para três anéis do Bloco AV, onde se verifica que 4 dias são insuficientes para o equilíbrio de sucções mátricas maiores que 10000 kPa. As amostras AVS1(0,98) e AVS1(0,95) foram deixadas equalizar inicialmente por 4 dias e a amostra AVS1(0,89) por 7 dias. Observa-se que as curvas características das três amostras são similares até a sucção de 10000 kPa. Para sucções maiores que esse valor, as amostras AVS1(0,98) e AVS1(0,95) começam a apresentar uma redução no valor de sucção e a amostra AVS1(0,89) continua com sucção crescente. Após essa verificação, os próximos

pontos da curva característica das amostras AVS1(0,98) e AVS1(0,95) foram obtidos com 7 dias de equilíbrio. Observa-se que essas curvas, para 7 dias, voltam a apresentar o mesmo comportamento da AVS1(0,89).



**Figura 5.12 - Influência do tempo de equalização nos valores de sucção obtidos**

## 5.2. Colapsibilidade

A colapsibilidade (ou potencial de colapso) representa a capacidade do solo de sofrer súbita deformação quando submetido à inundação (colapso estrutural). Os valores elevados de índice de vazios iniciais (característicos de solos com estrutura fofo e potencialmente instável), a condição não saturada (caracterizada por um alto valor de sucção em campo) e a presença de macroestrutura e microestrutura dos solos coluvionares estudados foram os condicionantes para uma análise do potencial de colapso destes materiais. O potencial de colapso foi avaliado através de critérios baseados em índices físicos e ensaios de caracterização, e também por critérios baseados em ensaios oedométricos simples e duplos. Os critérios baseados em índices físicos e ensaios de caracterização são de caráter meramente qualitativo, visto que não levam em consideração o tipo de estrutura, o tipo de cimentação e as tensões atuantes no solo. Esses critérios foram empregados devido à simplicidade e facilidade com que os ensaios de caracterização podem ser executados, e por fornecerem uma indicação preliminar do comportamento do solo quanto à colapsibilidade. Por outro lado, os

critérios baseados em ensaios oedométricos fornecem uma avaliação quantitativa do colapso. Estes ensaios são simples, consagrados na literatura e possibilitam também o conhecimento de alguns parâmetros de deformabilidade do solo como: tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), índices de compressão ( $C_c$ ) e de recompressão ( $C_{cr}$ ) e coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ).

Dessa forma, foram realizados ensaios oedométricos em amostras indeformadas para tensões de inundação de 12,5, 25, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa (ensaio oedométrico simples) e nas condições natural e previamente inundada (ensaio oedométrico duplo). As amostras remoldadas foram ensaiadas em três cargas de inundação diferentes. As cargas aplicadas foram as mesmas utilizadas para as amostras indeformadas que apresentaram índices de vazios menor, maior e intermediário. A Tabela 5.2 apresenta as características iniciais de cada amostra e as Figuras 5.13 e 5.14 exibem a variação de índice de vazios dos solos indeformados ensaiados. As amostras foram identificadas da seguinte maneira: as duas primeiras letras correspondem ao solo ensaiado (AV – solo coluvionar de arenito ou RO – solo coluvionar de basalto), o número seguinte corresponde à carga de inundação e a última letra indica se a amostra é indeformada (I) ou remoldada (R). As amostras na condição natural e previamente inundada foram identificadas como NAT e INU, respectivamente.

**Tabela 5.2 - Características iniciais das amostras de colapso**

Amostra	eo	wo (%)	So (%)
AV 12,5(I)	1,10	32,9	83,8
AV 25(I)	1,21	35,5	82
AV 50(I)	1,12	33,4	77,2
AV 100(I)	1,01	27,2	75,3
AV 200(I)	1,16	30,6	72,9
AV 400(I)	1,01	30,6	84,7
AV 800(I)	1,00	29,5	82,4
AV INU	1,05	29,3	78,5
AV NAT	1,01	29,3	80,7
AV 25(R)	1,22	24,9	57,2
AV 25(R2)	1,21	35,5	81,8
AV 100(R)	1,02	24,9	68,7
AV 200(R)	1,16	24,9	60,2

Amostra	eo	wo (%)	So (%)
RO 12,5(I)	1,62	40,2	71
RO 25(I)	1,81	40,7	64,3
RO 50(I)	1,74	41	67,4
RO 100(I)	1,66	41,3	70,9
RO 200(I)	1,72	42,3	70,4
RO 400(I)	1,68	41,2	70,3
RO 800(I)	1,50	41,8	79,8
RO INU	1,71	42,4	70,9
RO NAT	1,41	41,2	83,7
RO 25(R)	1,80	41,5	66
RO 400(R)	1,65	40,1	69,4
RO 800(R)	1,51	41,5	78,7

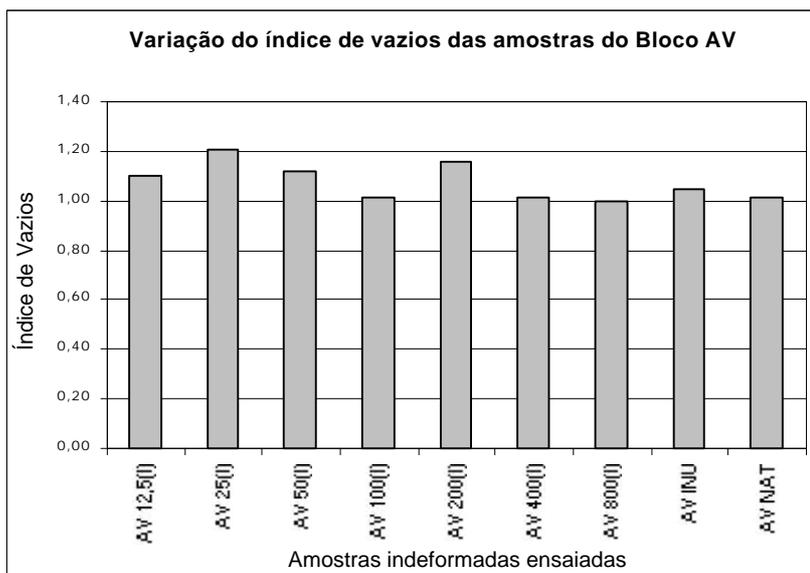


Figura 5.13 – Índice de vazios inicial das amostras indeformadas do Bloco AV

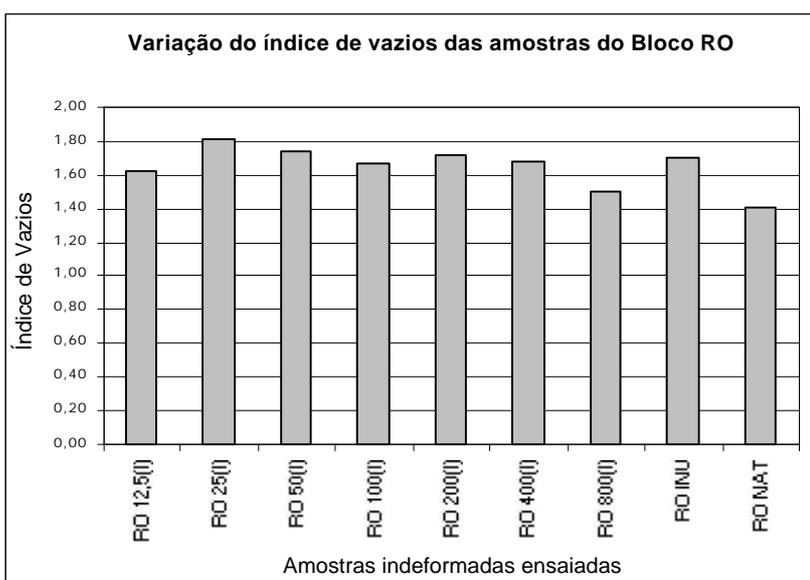


Figura 5.14 - Índice de vazios inicial das amostras indeformadas do Bloco RO

O Bloco AV apresenta um teor de umidade variando de 29,3% a 33,6% para as amostras indeformadas e um teor de umidade de 24,9% para as amostras remoldadas. Dessa forma, as amostras remoldadas do Bloco AV apresentam o mesmo índice de vazios que as indeformadas, porém teores de umidade menores. Uma amostra remoldada foi repetida mantendo-se o mesmo índice de vazios que a indeformada e fazendo-se a correção do teor de umidade (amostra AV25(R2)) para verificar a diferença no potencial de colapso do solo ocasionada pelo teor de umidade menor. O grau de saturação médio das amostras

indeformadas é de 88,9% e das remoldadas é de 67%. O índice de vazios do Bloco AV varia de 1,0 a 1,21, sendo o valor médio de 1,07.

O Bloco RO apresenta o teor de umidade variando entre 40,1% a 42,4%, para amostras remoldadas e indeformadas, sendo a média de 41,26%. A variação do índice de vazios do Bloco RO é da ordem de 1,41 a 1,81, sendo que o valor médio corresponde a 1,65. O grau de saturação também apresenta significativa variação de 64,3% a 83,6%, com valor médio de 71,9%. A variação no grau de saturação é atribuída ao índice de vazios, uma vez que o teor de umidade é praticamente o mesmo para todas as amostras.

### **5.2.1 Critérios Baseados nos Índices Físicos e Ensaio de Caracterização**

Existem diversas propostas que buscam correlações entre o potencial de colapso dos solos e suas características geotécnicas, tais como índices físicos, granulometria e limites de consistência. Estes métodos são empíricos e foram desenvolvidos para os solos investigados por cada autor. Dessa forma, esses critérios devem ser utilizados com cautela e são úteis apenas para avaliações preliminares da possibilidade de colapso de um solo. As proposições adotadas para avaliação do potencial de colapso dos solos estudados foram as de Prinklonskij (1952), Gibbs e Bara (1962), Fedá (1956), Kassif e Henkin (1967), Handy (1973) e Basma e Tuncer (1992). Todas essas proposições foram descritas no Capítulo 2 dessa dissertação (seção 2.3.5.1). Cabe destacar que a proposição de Basma e Tuncer (1992) é a única considerada quantitativa, pois fornece a magnitude do potencial de colapso para o solo.

A Tabela 5.3 apresenta os resultados da aplicação dessas propostas para todas as amostras ensaiadas. Na sequência alguns comentários sobre os métodos utilizados e os resultados obtidos são apresentados.

Tabela 5.3 – Critérios qualitativos utilizados e resultados obtidos para o potencial de colapso

Amostra	Priklonskij	Gibbs e Bara	Feda	Kassif e Henkin	Handy	Basma e Tuncer
AV 12,5(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente Não colapsível	0,15
AV 25(I)	Não Colapsível	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,18
AV 50(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,20
AV 100(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,21
AV 200(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,25
AV 400(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,24
AV 800(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,25
AV INU	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	-
AV NAT	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	-
AV 25(R)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	Não Colapsível	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,20
AV 25(R2)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,21
AV 100(R)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,20
AV 200(R)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,25
RO 12,5(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,24
RO 25(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,29
RO 50(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,30
RO 100(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,31
RO 200(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,33
RO 400(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,35
RO 800(I)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,38
RO INU	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	-
RO NAT	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	-
RO 25(R)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,28
RO 400(R)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,35
RO 800(R)	Não Colapsível/ Expansivo	Não Colapsível	-	Não Colapsível	Provavelmente não colapsível	0,35

Os critérios de Priklonskij (1952) e Kassif e Henkin (1967) dependem da umidade natural do solo, portanto os mesmos podem variar ao longo do ano. O critério de Priklonskij (1952) classifica as amostras como não colapsíveis e expansivas, com exceção da amostra AV25(I) que é apenas não colapsível. Esse critério não se aplica para os solos estudados, pois ensaios de expansão realizados por Silveira (2003) caracterizam esses materiais como não expansivos, para uma tensão de 30 kPa. Os resultados de Kassif e Henkin (1967) e de Gibbs e Bara (1962) identificam todas as amostras como apresentando comportamento não colapsível.

A condição para o uso do critério de Feda (1956) é de que o solo tenha um grau de saturação inferior a 60%, portanto o mesmo só pode ser aplicado à amostra AV25(R), a qual foi identificada como não colapsível.

O método de identificação de solos colapsíveis de Handy (1973) foi realizado baseando-se no ensaio de granulometria feito com o uso de defloculante. Nessa análise todas as amostras classificam-se como provavelmente não colapsíveis. No entanto, se fossem utilizados os valores obtidos nos ensaios de granulometria sem o uso do defloculante, todas as amostras seriam classificadas como provavelmente colapsíveis.

O critério de Basma e Tuncer (1992), apesar de depender fundamentalmente de índices físicos e granulometria, considera também a tensão de inundação e quantifica o colapso. Dessa forma, com o valor obtido para o potencial de colapso, o solo pode ser classificado através dos limites estipulados por Jennings e Knight (1975), Vargas (1978), Luternegger e Saber (1988) e pela norma ASTM D5333-92 (apresentados no Capítulo 2). De acordo com os resultados obtidos, as amostras foram classificadas como não colapsíveis pelos três primeiros critérios. A norma ASTM D5333-92 é a mais rigorosa quanto à avaliação do colapso e identifica os materiais como levemente colapsíveis. Esse método não pode ser empregado para as amostras nas condições natural e previamente inundada, pois estas não apresentam tensões de inundação.

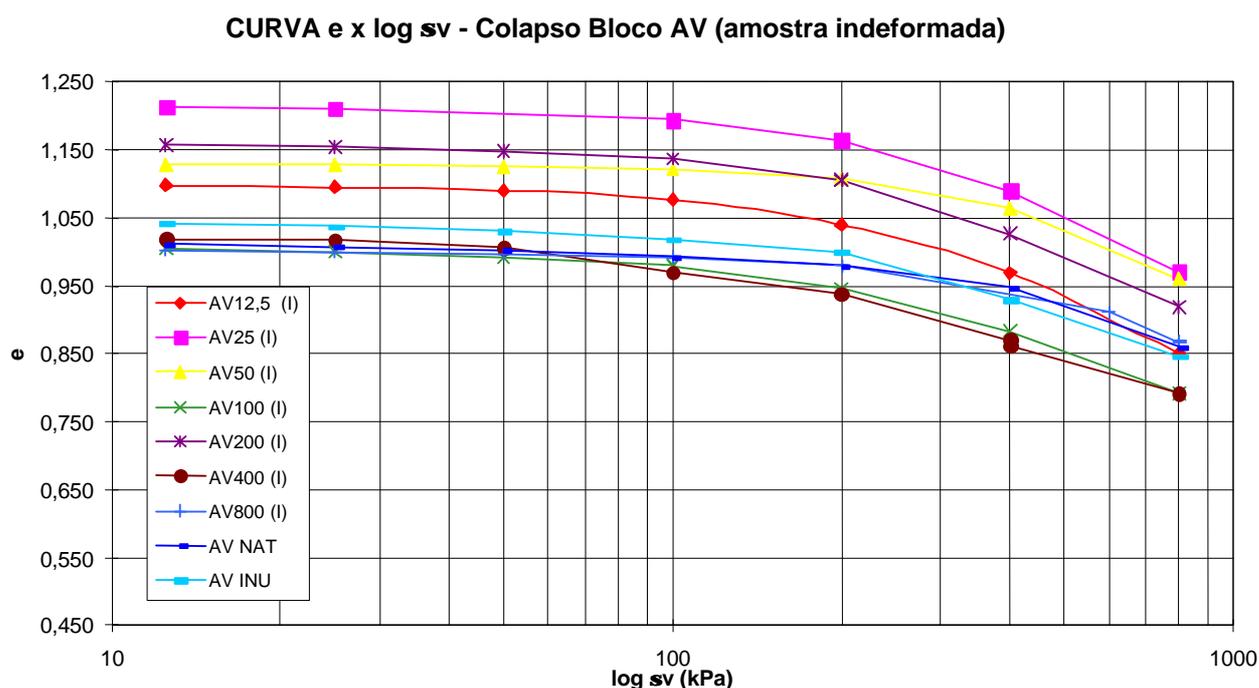
Os critérios apresentados nesta seção, com exceção do método de Basma e Tuncer (1992), são qualitativos e necessitam de uma avaliação da aplicabilidade de cada método à região estudada. Os critérios de Gibbs e Bara (1962), Feda (1956), Kassif e Henkin (1967), Handy (1973) e Basma e Tuncer (1992) classificaram as amostras dos Blocos AV e RO como não colapsíveis, e podem ser utilizados como uma informação qualitativa inicial. O método de Priklonskij (1952) não apresentou resultados coerentes, pois identifica praticamente todas as amostras como expansivas.

### 5.2.2 Critérios Baseados em Ensaios Oedométricos

Para fins de engenharia é necessário quantificar o colapso que um solo pode apresentar quando submetido à inundação sob carga, ou seja, é necessário utilizar métodos que além de identificar o solo como colapsível apresentem uma estimativa do valor desse colapso. Os ensaios oedométricos simples e duplo apesar de não permitirem previsões acuradas quanto à história de tensões, sucção do solo e sua variação, são ensaios simples e consagrados para identificação e quantificação da colapsibilidade de um solo.

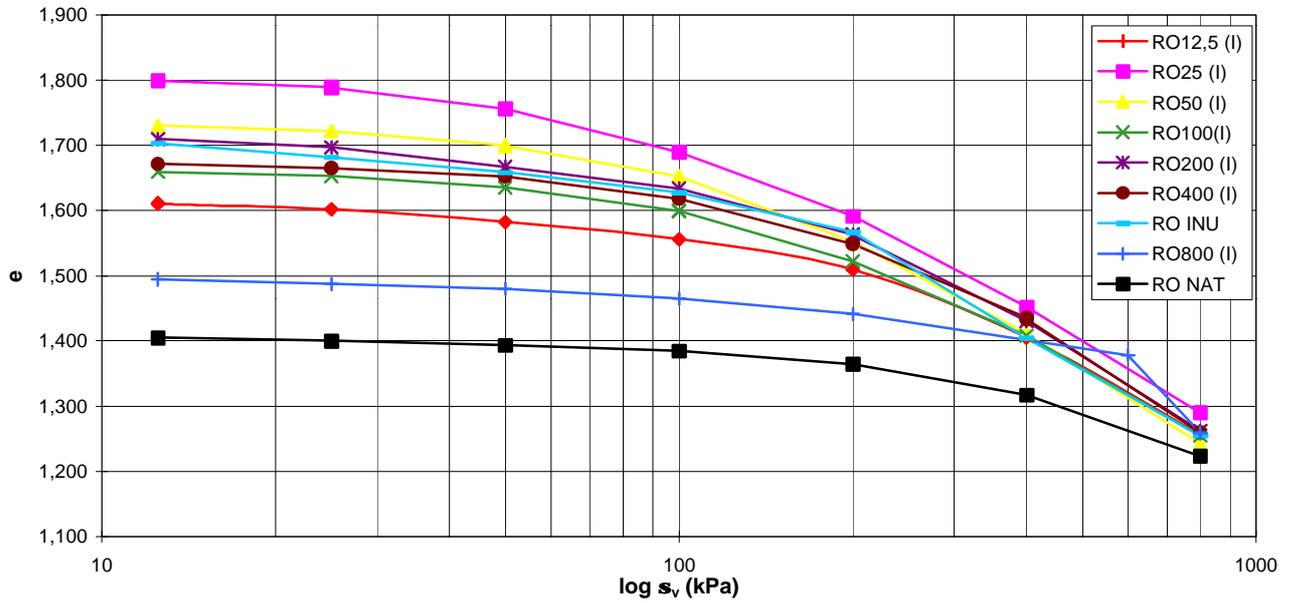
#### 5.2.2.1 Ensaios Oedométricos Simples

Os ensaios oedométricos simples para o Bloco AV e para o Bloco RO são apresentados nas Figuras 5.15 e 5.16, respectivamente. Como as amostras indeformadas apresentaram considerável variação no índice de vazios inicial, as curvas foram normalizadas em relação a esse índice. A normalização serve para eliminar a influência de determinada variável nos resultados dos ensaios. As curvas normalizadas são apresentadas na Figura 5.17, para o Bloco AV, e na Figura 5.18, para o Bloco RO. Os ensaios nas condições natural e previamente inundada também são apresentados nas curvas, mas serão analisados na próxima seção (ensaios oedométricos duplos).



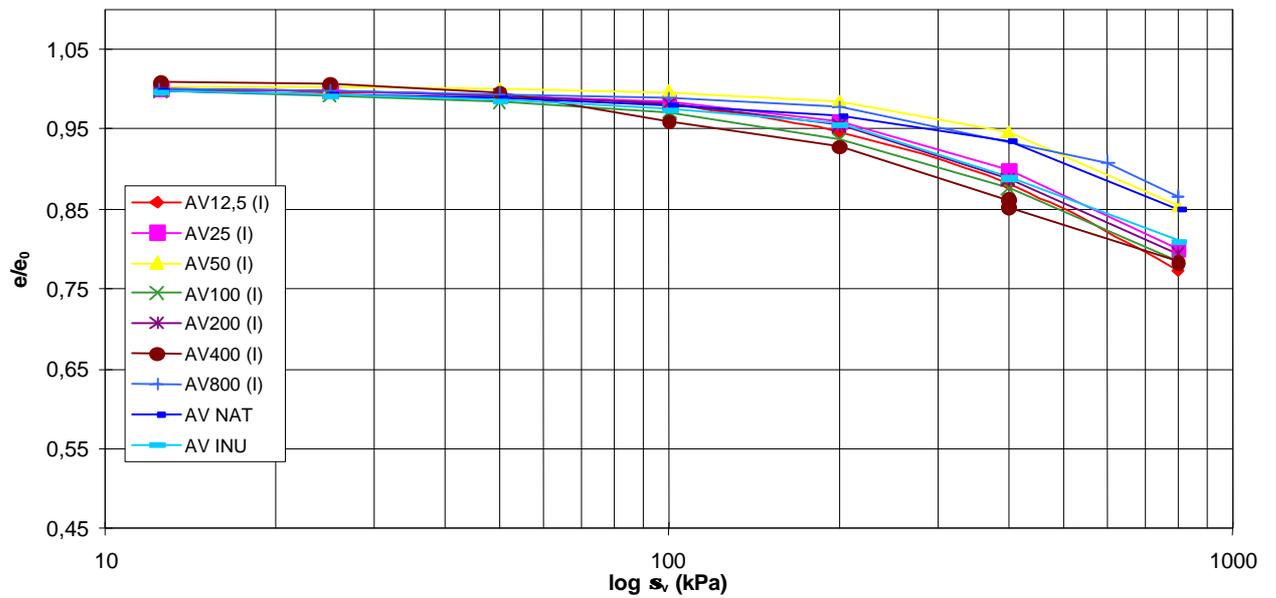
**Figura 5.15 – Ensaios oedométricos de colapso para o Bloco AV indeformado**

**CURVA  $e$  x  $\log s_v$  - Colapso Bloco RO (amostra indeformada)**



**Figura 5.16 – Ensaios oedométricos de colapso para o Bloco RO indeformado**

**CURVA  $e$  normalizado x  $\log s_v$  - Colapso Bloco AV (amostra indeformada)**



**Figura 5.17 - Ensaios oedométricos de colapso normalizado para o Bloco AV indeformado**

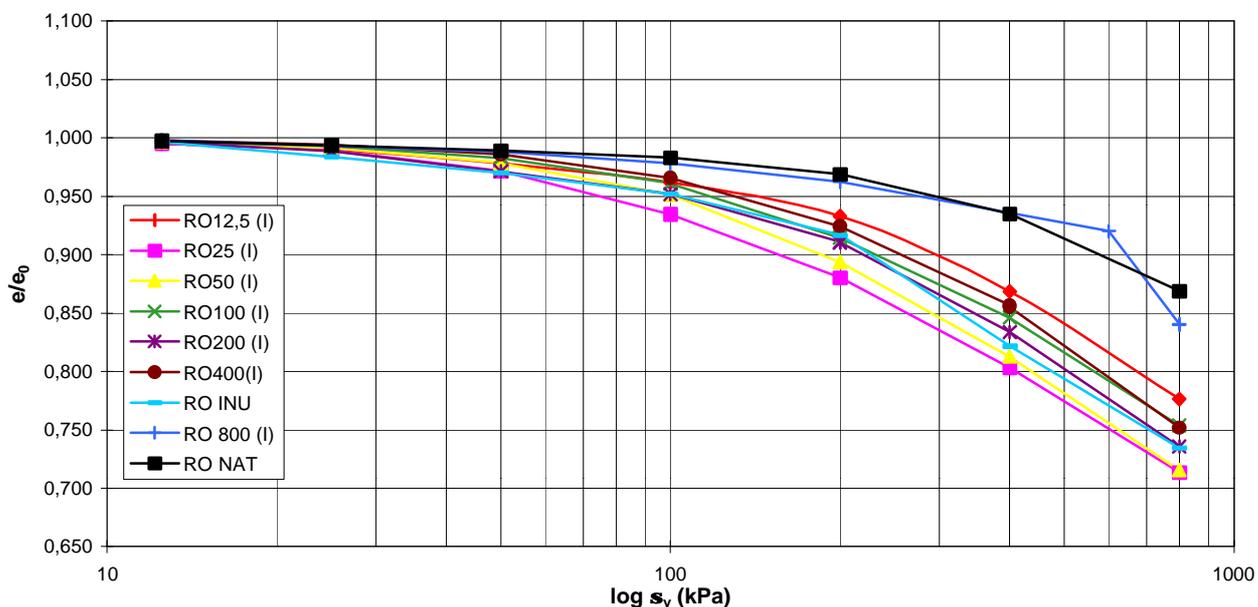
CURVA e normalizado x log  $s_v$  - Colapso Bloco RO (amostra indeformada)

Figura 5.18 - Ensaios oedométricos de colapso normalizado para o Bloco RO indeformado

Os ensaios oedométricos simples para as amostras dos solos AV e RO na condição indeformada não apresentaram colapso, ou seja, não houve uma variação significativa do índice de vazios após a inundação. A única amostra que apresenta uma leve redução do índice de vazios quando inundada é a amostra AV400(I), mas essa pequena variação não caracteriza o colapso da estrutura do solo.

Analisando os resultados dos ensaios para o Bloco AV (Figuras 5.13 e 5.15) observa-se que as curvas sem normalização são aproximadamente paralelas e apresentam diferença de índice de vazios ( $e_0 - e_f$ ) em torno de 0,22 (amostras AV12,5(I), AV25(I), AV100(I), AV200(I) e AV400(I)) e em torno de 0,15 (amostras AV50(I) e AV800(I)). Já as curvas normalizadas apresentam-se sobrepostas até uma tensão de aproximadamente 100 kPa e após esse valor as amostras dividem-se em dois grupos: um para as amostras que apresentaram menor compressibilidade (0,15) e outro para as amostras que apresentaram maior compressibilidade (0,22) nas curvas sem normalização. De maneira geral, os resultados evidenciam um caráter pouco compressível para o Bloco AV na condição indeformada. Provavelmente porque esse material apresenta um caráter mais arenoso, evidenciado pela presença de quartzo praticamente inalterado nos difratogramas de Raios-X e pela quantidade significativa de areia fina em sua curva granulométrica.

O Bloco RO apresenta uma compressibilidade maior que o Bloco AV, com variação de índice de vazios ( $e_0 - e_f$ ) de 0,24 para a amostra com menor índice de vazios inicial, e de 0,52 para a amostra com maior índice de vazios inicial. As curvas de compressibilidade obtidas para o Bloco RO (Figuras 5.16 e 5.18) demonstram um comportamento diferente do apresentado pelo Bloco AV. Na condição sem normalização, as curvas tendem a convergir para uma tensão maior que 800 kPa, independente do índice de vazios inicial. Por outro lado com a normalização as curvas apresentam-se aproximadamente paralelas. A compressibilidade maior desse solo deve-se provavelmente a sua origem geológica; o basalto quando decomposto origina solos mais argilosos.

Em termos de compressibilidade sabe-se que solos arenosos tendem a convergir para um índice de vazios limite (linha de compressão normal) para tensões bem maiores que solos argilosos. Martins *et al.* (2001) estudaram alguns aspectos da compressibilidade de areias argilosas, onde observaram que, quanto maior o teor de finos adicionado a um solo arenoso, mais compressível o mesmo se apresenta e a mais rapidamente a linha de compressão normal é atingida. Outra observação interessante de Martins *et al.* (2001) é que solos arenosos com teores de finos relativamente baixos não apresentam qualquer tendência de convergência para uma linha de compressão normal única (as curvas de compressão seguem aproximadamente paralelas mesmo para níveis de tensão efetiva muito altos). Os solos coluvionares estudados apresentam a mesma quantidade de argila, entretanto, o Bloco RO apresenta convergência das curvas de compressibilidade sem normalização e o Bloco AV exibe curvas paralelas até a tensão de 800 kPa (máxima do ensaio). Provavelmente, a origem geológica dos materiais tem influência neste comportamento. O Bloco AV, que é um solo coluvionar de arenito, apresenta um comportamento que tende mais para uma areia, o que condiz com a classificação arenosa desse material no ensaio sem defloculante. O solo coluvionar de basalto (Bloco RO), por outro lado, apresenta razoável quantidade de areia, mas grande quantidade de partículas menores, do tamanho argila e silte, o que resulta numa convergência mais rápida das curvas.

O potencial de colapso dos solos estudados foi calculado de acordo com as expressões 5.1 e 5.2 para cada uma das cargas de inundação dos ensaios oedométricos simples. Os critérios utilizados para avaliação dos valores obtidos foram os apresentados por Jennings e Knight (1975), Vargas (1978), Luternegger e Saber (1988) e pela ASTM D 5333-92. Todos esses critérios foram detalhados no Capítulo 2. Jennings e Knight (1975) e a norma ASTM D 5333-92 utilizam a equação 5.1, enquanto que Vargas (1978) e Luternegger e Saber (1988)

utilizam a equação 5.2. É importante ressaltar que esses autores utilizam expressões diferentes, pois muitos trabalhos encontrados na literatura citam a equação 5.2 para os quatro critérios.

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot 100\% \text{ (Equação 5.1)}$$

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \cdot 100\% \text{ (Equação 5.2)}$$

onde:  $\Delta e$  – variação do índice de vazios que ocorre durante o colapso;  $e_0$  – índice de vazios inicial;  $e_i$  – índice de vazios antes da saturação.

A Tabela 5.4 apresenta a classificação do potencial de colapso das amostras ensaiadas pelos quatro critérios mencionados.

**Tabela 5.4 - Avaliação do potencial de colapso das amostras ensaiadas**

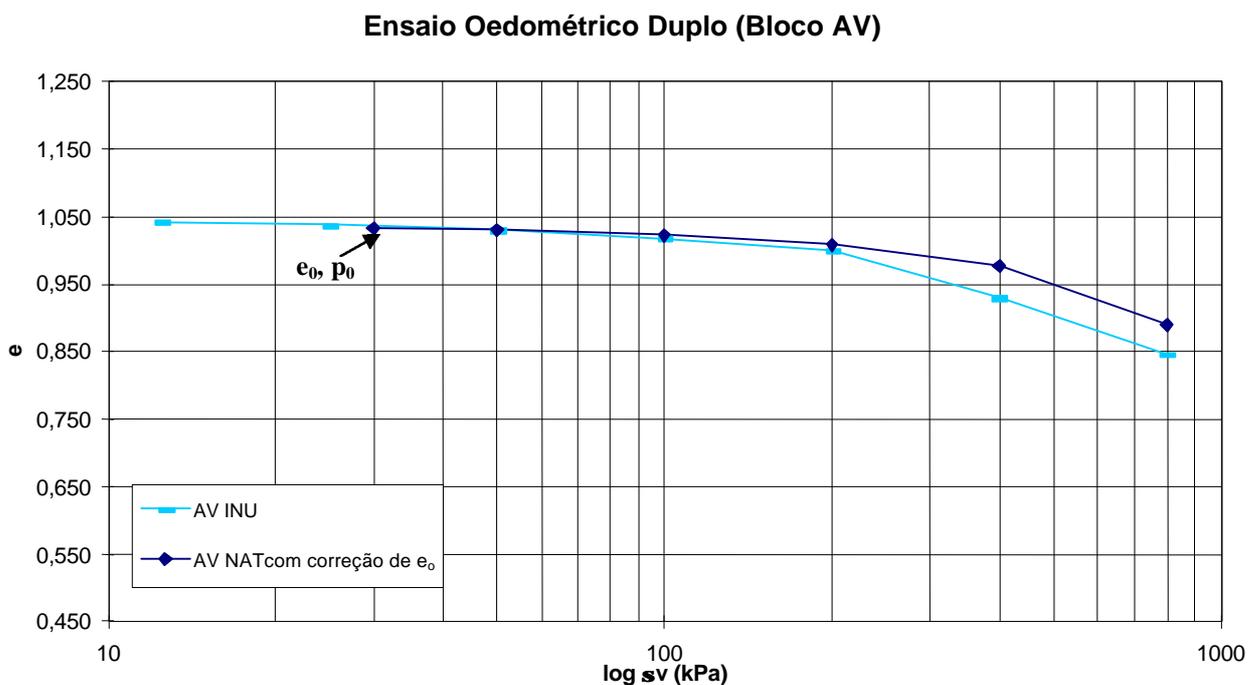
<b>Amostra</b>	<b>Valor em (%) Eq. (5.1)</b>	<b>Jennings e Knight (1975)</b>	<b>ASTM D 5333-92 (1992)</b>	<b>Valor em (%) Eq. (5.2)</b>	<b>Vargas (1978)</b>	<b>Luternegger e Saber (1988)</b>
AV 12,5(I)	0	sem problema	Nenhum	0	não colapsível	sem problema
AV 25(I)	0	sem problema	Nenhum	0	não colapsível	sem problema
AV 50(I)	0	sem problema	Nenhum	0	não colapsível	sem problema
AV 100(I)	0,050	sem problema	Nenhum	0,051	não colapsível	sem problema
AV 200(I)	0,023	sem problema	Nenhum	0,023	não colapsível	sem problema
AV 400(I)	0,450	sem problema	Colapso leve	0,480	não colapsível	sem problema
AV 800(I)	-0,030	sem problema	Nenhum	-0,050	não colapsível	sem problema
RO 12,5(I)	0,037	sem problema	Nenhum	0,037	não colapsível	sem problema
RO 25(I)	0,027	sem problema	Nenhum	0,028	não colapsível	sem problema
RO 50(I)	0,044	sem problema	Nenhum	0,044	não colapsível	sem problema
RO 100(I)	0,017	sem problema	Nenhum	0,018	não colapsível	sem problema
RO 200(I)	0,036	sem problema	Nenhum	0,038	não colapsível	sem problema
RO 400(I)	0,081	sem problema	Nenhum	0,089	não colapsível	sem problema
RO 800(I)	0,054	sem problema	Nenhum	0,060	não colapsível	sem problema

Os resultados apresentados na Tabela 5.4 confirmam que os solos não apresentam comportamento colapsível, mesmo com valores elevados de índice de vazios inicial. Esse fato sugere a presença de uma cimentação natural entre os grãos que não é destruída com a inundação. Todas as amostras foram classificadas como não colapsíveis, com exceção da amostra AV400(I) que foi classificada como apresentando um colapso leve de acordo com o critério da ASTM D5333-92. A tensão de 400 kPa é a que produz maior valor para o potencial de colapso dos dois solos estudados. Outro fato observado é que a amostra AV800(I) apresenta uma leve expansão, caracterizada por um resultado de potencial de colapso negativo e próximo de zero.

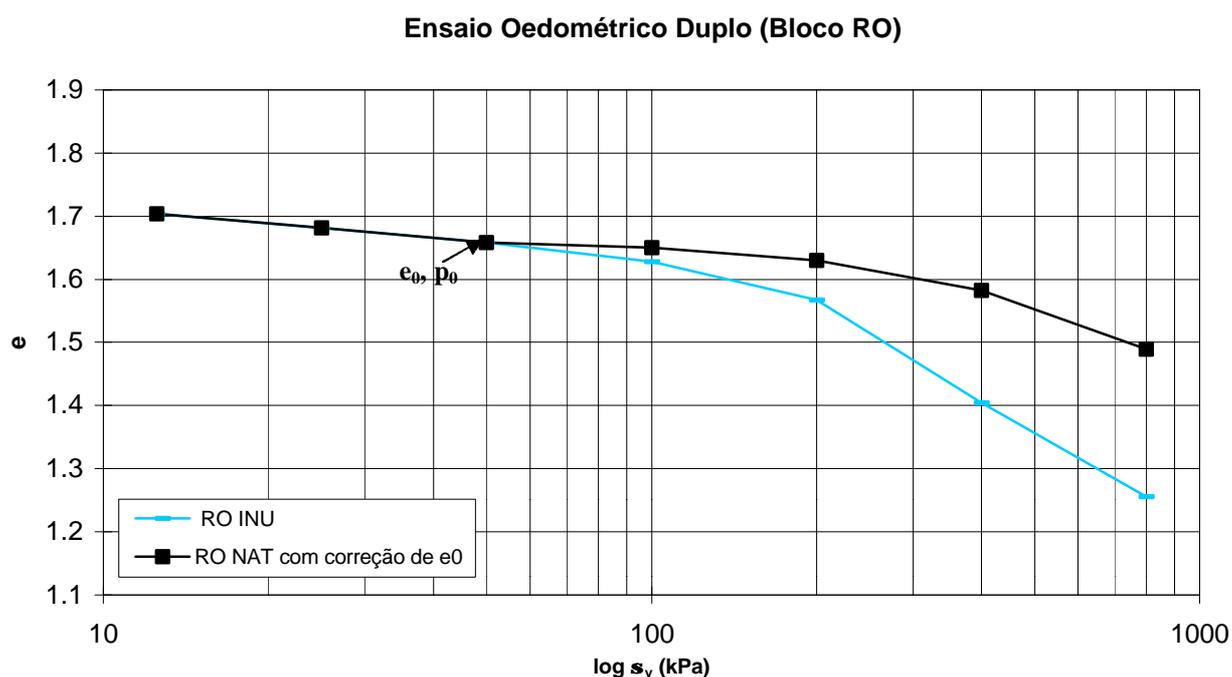
### 5.2.2.2 Ensaios Oedométricos Duplos

Nos ensaios oedométricos duplos uma amostra é carregada no teor de umidade natural e outra é previamente inundada e depois carregada. A diferença entre as duas curvas de compressão indica a deformação que deveria ocorrer no solo quando o mesmo fosse inundado em uma determinada tensão (Jennings e Knight, 1975). Dessa forma, o potencial de colapso do solo para uma dada tensão é calculado através de uma aproximação geométrica entre as curvas dos dois testes.

Para calcular a diferença entre as duas curvas de compressibilidade é necessário que as mesmas iniciem com o mesmo índice de vazios inicial. Como as amostras apresentam valores diferentes de índice de vazios inicial foi utilizada a correção de acordo com o método proposto por Jennings e Knight (1975) (apresentado no Capítulo 2, seção 2.3.5.2). Os autores propõem correções diferentes para as amostras normalmente adensada e pré-adensada. Os solos coluvionares ensaiados enquadram-se no caso pré-adensado, pois a razão entre a tensão de pré-adensamento inundada e a tensão total calculada para a profundidade amostrada é maior que 1,5. As Figuras 5.19 e 5.20 apresentam os resultados dos ensaios oedométricos duplos com a correção do índice de vazios inicial para os Blocos AV e RO, respectivamente.



**Figura 5.19 - Ensaio oedométrico duplo para Bloco AV**



**Figura 5.20 – Ensaio oedométrico duplo para Bloco RO**

A Tabela 5.5 apresenta uma estimativa para o potencial de colapso dos solos obtida através do ensaio oedométrico duplo. Esse valor foi calculado utilizando a equação 5.1 que é a proposta pelos autores que desenvolveram o método (Jennings e Knight, 1975). Entretanto, o valor de  $e_0$  corresponde ao ponto de encontro das curvas, como simbolizado nos gráficos das Figuras 5.19 e 5.20. Os resultados foram analisados de acordo com os limites apresentados pelos autores.

**Tabela 5.5 – Valores do potencial de colapso calculado através do ensaio oedométrico duplo**

BLOCO AV		BLOCO RO	
Carga de colapso	Valor do potencial de colapso (%)	Carga de colapso	Valor do potencial de colapso (%)
12,5	0	12,5	0
25	0	25	0
50	0	50	0
100	0	100	0,83
200	0,47	200	2,33
400	2,32	400	6,63
800	2,11	800	8,71

Os valores de potencial de colapso obtidos para o Bloco AV através do ensaio oedométrico duplo indicam que para tensões menores ou iguais a 200 kPa o solo não apresenta problema quanto ao colapso. Para tensões de 400 e 800 kPa o solo é classificado

como apresentando problema moderado. Outro fato evidenciado é que a tensão de 400 kPa apresenta maior valor de colapso no ensaio oedométrico simples e duplo para esse solo.

No Bloco RO, os valores de potencial de colapso estimados a partir do ensaio oedométrico duplo classificam o solo com problema moderado para as tensões de 100 kPa e 200 kPa e problemático para as tensões de 400 kPa e 800 kPa. De maneira geral, o ensaio oedométrico duplo superestima os valores de colapso para os dois solos coluvionares estudados.

### **Parâmetros de Compressibilidade**

Como os ensaios oedométricos duplos correspondem a ensaios convencionais para as condições de teor de umidade natural e inundado, os mesmos fornecem os seguintes parâmetros de deformabilidade do solo: tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), índices de compressão ( $C_c$ ) e de recompressão ( $C_{cr}$ ) e coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ). Entretanto, deve-se notar que - para os solos na umidade natural - ensaios oedométricos com controle de sucção são atualmente considerados mais adequados para a determinação de parâmetros de compressibilidade.

O coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) varia de acordo com os diferentes níveis de tensões. O cálculo do  $C_v$  é realizado para cada estágio de carregamento e os resultados são apresentados em função da tensão a que correspondem. Em problemas reais, são adotados os coeficientes correspondentes às tensões envolvidas. A variação do valor do coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) com a tensão é apresentada na Tabela 5.6.

**Tabela 5.6 – Variação de  $c_v$  com a tensão para amostras na umidade natural e inundada**

	Bloco AV		Bloco RO	
	Umidade natural	Inundado	Umidade natural	Inundado
Tensão (kPa)	$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)			
12,5	$7,7 \cdot 10^{-7}$	$7,8 \cdot 10^{-7}$	$3,2 \cdot 10^{-7}$	$3,97 \cdot 10^{-7}$
25	$2,1 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-7}$	$4,6 \cdot 10^{-7}$	$8,11 \cdot 10^{-7}$
50	$4,5 \cdot 10^{-7}$	$5,2 \cdot 10^{-7}$	$3,8 \cdot 10^{-7}$	$5,54 \cdot 10^{-7}$
100	$1,3 \cdot 10^{-7}$	$4,6 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-7}$	$4,72 \cdot 10^{-7}$
200	$8,1 \cdot 10^{-7}$	$8,1 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-7}$	$5,79 \cdot 10^{-7}$
400	$8,6 \cdot 10^{-7}$	$8,2 \cdot 10^{-7}$	$4,1 \cdot 10^{-7}$	$4,01 \cdot 10^{-7}$
800	$7,3 \cdot 10^{-7}$	$3,9 \cdot 10^{-7}$	$4,5 \cdot 10^{-7}$	$5,1 \cdot 10^{-7}$

Os resultados de  $C_v$  apresentados correspondem aos obtidos pelo método de Taylor. O método de Casagrande não foi aplicado, pois nem todas as tensões apresentavam trecho de adensamento secundário bem definido. Quanto à magnitude de  $C_v$ , que no caso é de  $10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ , é característica de materiais que apresentam permeabilidade de baixa a intermediária.

Os outros parâmetros ( $\sigma'_{vm}$ ,  $C_c$  e  $C_{cr}$ ) são apresentados na Tabela 5.7. A tensão de pré-adensamento foi calculada através dos métodos de Casagrande e Pacheco e Silva. Os resultados obtidos pelos dois métodos são similares. O índice de compressão é menor para o Bloco AV, o que confirma o caráter mais arenoso desse material oriundo de sedimentos do arenito Botucatu.

**Tabela 5.7 – Parâmetros de compressibilidade dos Blocos AV e RO**

	<b><math>\sigma'_{vm}</math> – Casagrande (kPa)</b>	<b><math>\sigma'_{vm}</math> - Pacheco/Silva (kPa)</b>	<b><math>C_{cr}</math></b>	<b><math>C_c</math></b>
Bloco AV inundado	200	210	0,017	0,314
Bloco AV w moldagem	380	360	0,043	0,276
Bloco RO inundado	190	170	0,017	0,309
Bloco RO w moldagem	290	295	0,076	0,538

### **5.2.3 Comparação entre Amostras Indeformadas e Remoldadas**

Os ensaios com amostras remoldadas foram realizados para verificar a influência do processo de remoldagem no potencial de colapso dos solos investigados. Esse processo pode causar alterações na estrutura do solo, desagregar partículas ou grumos e enfraquecer a cimentação natural do material. As amostras remoldadas foram ensaiadas em três cargas de colapso diferentes escolhidas em função do índice de vazios dos solos na condição indeformada (índice de vazios menor, intermediário e maior). Dessa forma, as amostras remoldadas apresentam praticamente o mesmo índice de vazios que na condição indeformada e teores de umidade iguais, para o Bloco RO, e diferentes, para o Bloco AV, como mencionado anteriormente. A Tabela 5.8 apresenta as características iniciais e finais das amostras indeformadas e remoldadas que serão comparadas.

Tabela 5.8 - Índices iniciais e finais das amostras remoldadas e indeformadas

Amostra	eo	wo(%)	So(%)	ef	wf (%)	Sf (%)	De sem normalização	Def	Defn
AV 25(I)	1,21	35,6	82	0,97	34,7	100	0,24		
AV 25(R)	1,22	24,9	57,3	0,78	27,9	100	0,44	0,190	0,158
AV 25(R2)	1,21	35,5	81,8	0,83	29,7	100	0,38	0,141	0,114
AV 100(I)	1,01	27,2	75,3	0,79	28,3	100	0,22	0,088	0,093
AV 100(R)	1,02	24,9	68,7	0,70	25,2	100	0,31		
AV 200(I)	1,16	30,2	72,9	0,92	32,9	100	0,24	0,091	0,077
AV 200(R)	1,16	24,9	60,2	0,83	29,7	100	0,33		
RO 25(I)	1,81	40,7	64,3	1,29	42,3	95	0,52	0,065	0,0327
RO 25(R)	1,80	41,5	66	1,23	43,8	100	0,57		
RO 400(I)	1,68	41,2	70,3	1,26	45	100	0,42	0,032	0,0092
RO 400(R)	1,65	40,1	69,4	1,23	44	100	0,43		
RO 800(I)	1,50	41,8	79,8	1,26	45	100	0,24	0,08	0,059
RO 800(R)	1,51	41,5	78,7	1,18	42,2	100	0,33		

Onde:  $\Delta e$  – diferença entre índice de vazios inicial e final;  $\Delta e_f$  – diferença entre índice de vazios final de amostras remoldadas e indeformadas da curva sem normalização;  $\Delta e_{fn}$  – diferença entre o índice de vazios final de amostras remoldadas e indeformadas da curva normalizada

As curvas de índice de vazios *versus* tensão vertical para as amostras do Bloco AV na condição indeformada e remoldada são apresentadas nas Figuras 5.21 e 5.22, respectivamente sem e com normalização. Os resultados dessas curvas de compressibilidade evidenciam que as amostras na condição remoldada apresentam-se mais compressíveis que as amostras na condição natural. Os dados normalizados indicam que o índice de vazios ao final do ensaio para a condição remoldada é menor quanto maior for a tensão de inundação. Outro fato observado nas curvas normalizadas é a divisão das amostras em dois grupos após a tensão de 100 kPa: um grupo menos compressível para as amostras indeformadas e outro com compressibilidade maior para as remoldadas. Ferreira (2002) estudando um solo oriundo da decomposição do Arenito Botucatu (RS) afirma que o solo na condição indeformada apresenta uma película de óxido de ferro recobrendo sua superfície. Já quando o solo é remoldado, o mineral quartzo sofre arredondamento e os grãos são desagregados, liberando material fino, bem mais compressível do que o solo indeformado.

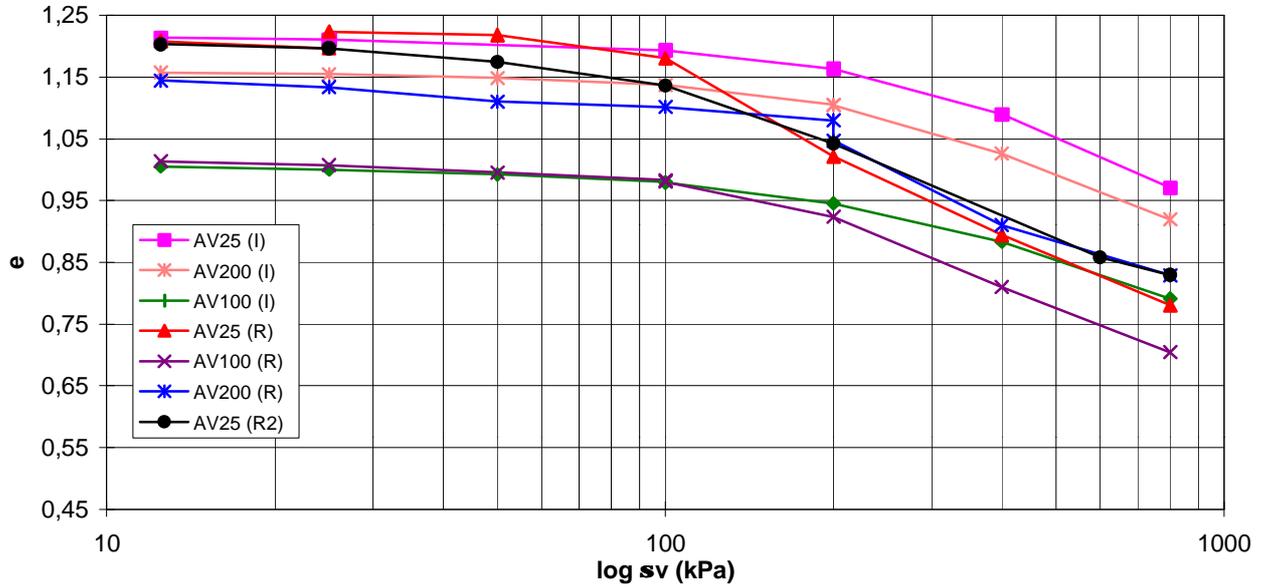
A variação do potencial de colapso calculado de acordo com a norma ASTM D5333-92 para as amostras indeformadas e remoldadas do Bloco AV é apresentada na Figura 5.23. Com relação ao potencial de colapso verifica-se que o processo de remoldagem provoca um aumento desse valor, indicando que a estrutura e o arranjo das partículas no seu estado natural

têm um papel importante na estabilidade do solo. Comparando-se as amostras remoldadas para a tensão de colapso de 25 kPa, verifica-se que a amostra AV25(R) com umidade menor, apresenta expansão quando inundada, e a amostra AV25(R2) com umidade maior e igual à indeformada apresenta valor de colapso praticamente nulo. Alguns resultados experimentais, como os de Booth (1975), Aragão e de Melo (1982), Popescu (1986) e Lawton *et al.* (1992), indicam que o aumento do teor de umidade ocasiona uma diminuição no potencial de colapso do solo. Outros autores verificaram também um comportamento expansivo em solos mesmo colapsíveis quando inundados sob baixas tensões (Jennings e Burland, 1962; Dudley, 1970; Jennings e Knight, 1975; Vilar *et al.*, 1981). Dessa forma, o aumento do teor de umidade anula a expansão inicial que ocorre quando a amostra AV25(R) é submetida à inundação sob baixa tensão.

As curvas de variação do índice de vazios com a tensão vertical para as amostras remoldadas e indeformadas do Bloco RO são apresentadas nas Figuras 5.24 (sem normalização) e 5.25 (com normalização). Analisando-se essas Figuras observa-se o mesmo comportamento obtido para o Bloco AV, ou seja, as amostras remoldadas são mais compressíveis que as indeformadas, e também as amostras com maior tensão de inundação apresentam os menores índices de vazios finais nas curvas normalizadas. Entretanto, não ocorre uma separação das curvas normalizadas em dois grupos, o que se observa são curvas aproximadamente paralelas terminando sempre as amostras remoldadas com curvas abaixo das indeformadas. As curvas sem normalização das amostras indeformadas e remoldadas tendem a convergir indicando que a linha de compressão normal (LCN) é a mesma, tanto para amostras remoldadas, quanto para indeformadas.

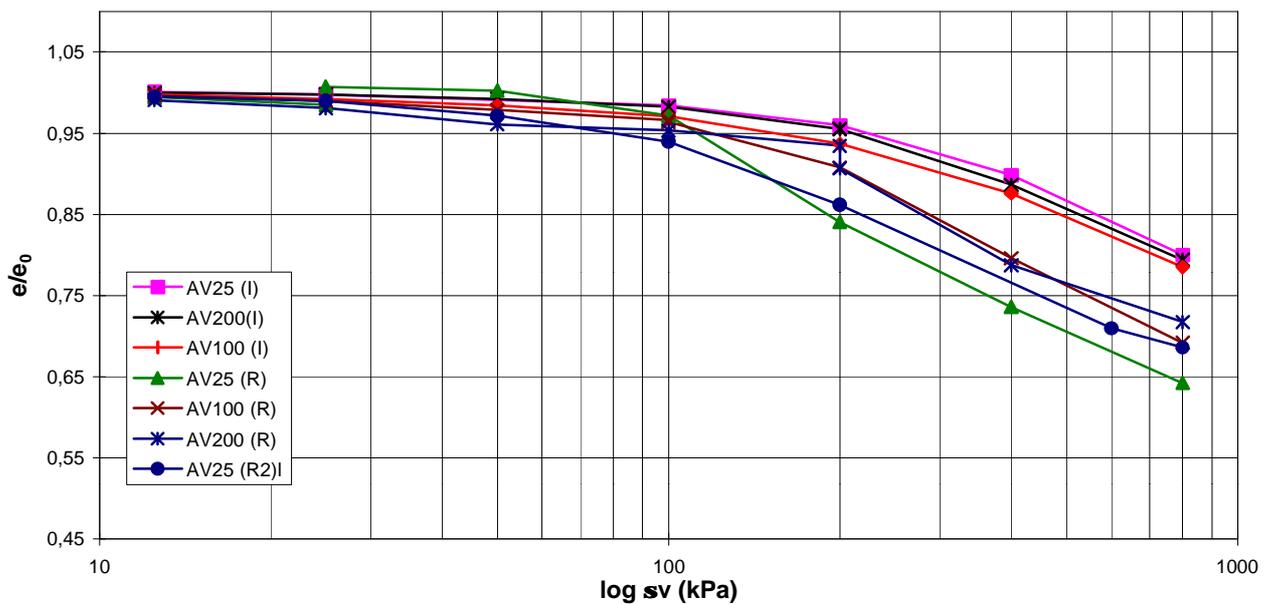
O potencial de colapso das amostras do Bloco RO, apresentado na Figura 5.26, evidencia que a remoldagem também aumenta a colapsibilidade do solo. O potencial de colapso cresce na mesma seqüência que para a condição indeformada, ou seja, maior valor para a tensão de 400 kPa, seguida da de 800 e 25 kPa. Dessa forma, o potencial de colapso do Bloco RO para amostras remoldadas e indeformadas tende a aumentar até um certo valor de tensão crítica, no caso 400 kPa, após o qual diminui.

**CURVA e x log sv - Comparação amostras remoldadas e indeformadas  
Bloco AV**



**Figura 5.21 – Comparação de amostras remoldadas e indeformadas do Bloco AV sem normalização**

**CURVA enormalizado x log sv - Comparação amostras remoldadas e indeformadas  
Bloco AV**



**Figura 5.22 - Comparação de amostras remoldadas e indeformadas do Bloco AV normalizadas**

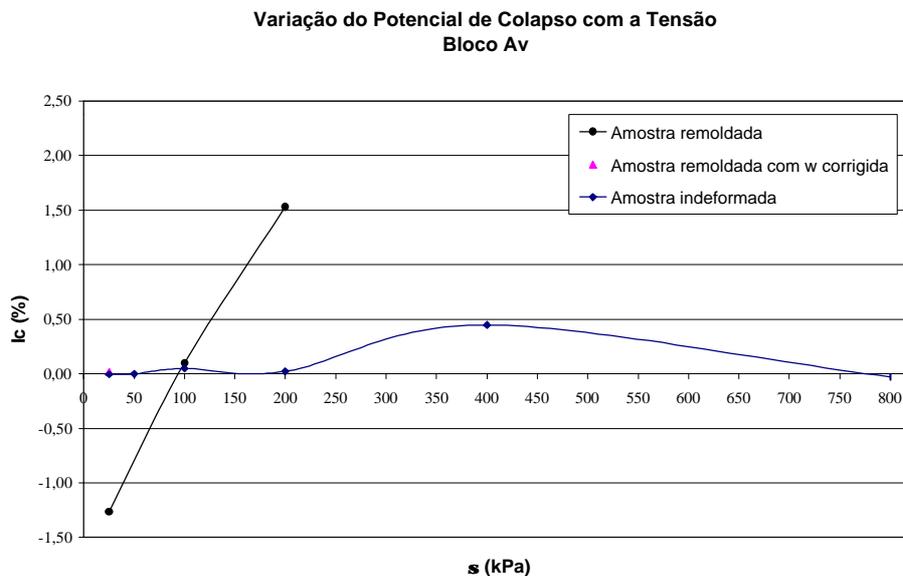


Figura 5.23 - Potencial de colapso para amostras compactadas e remoldadas do Bloco AV

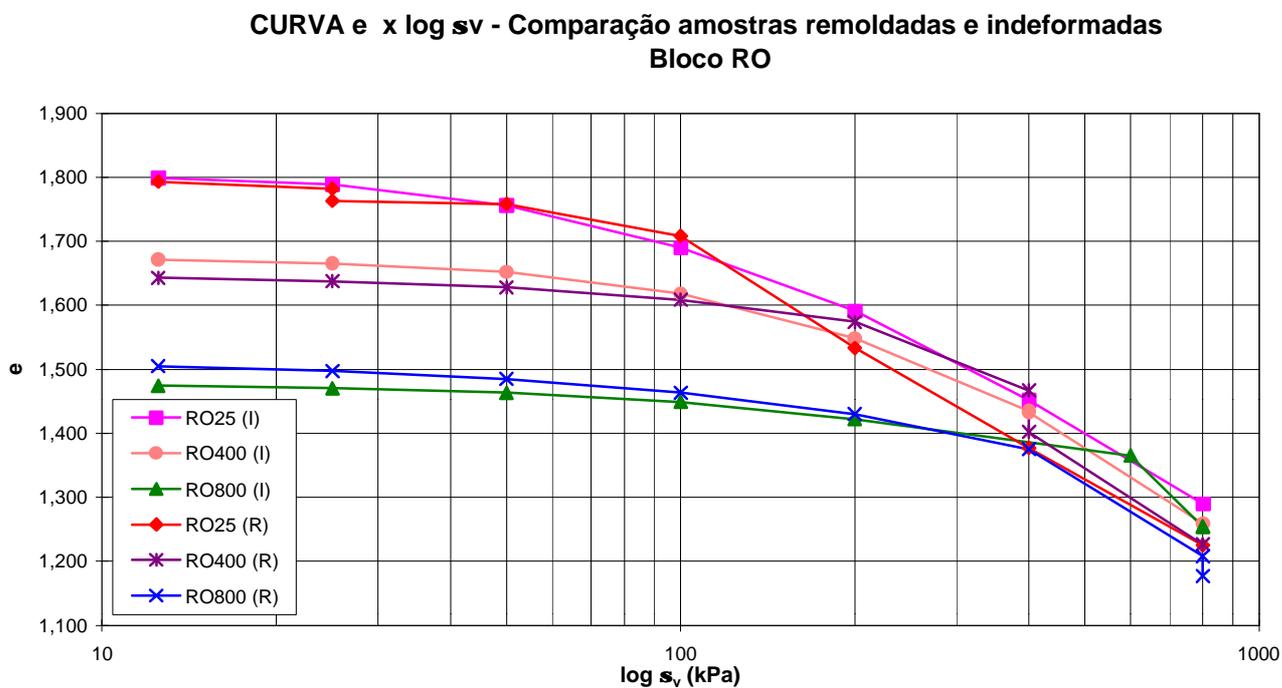
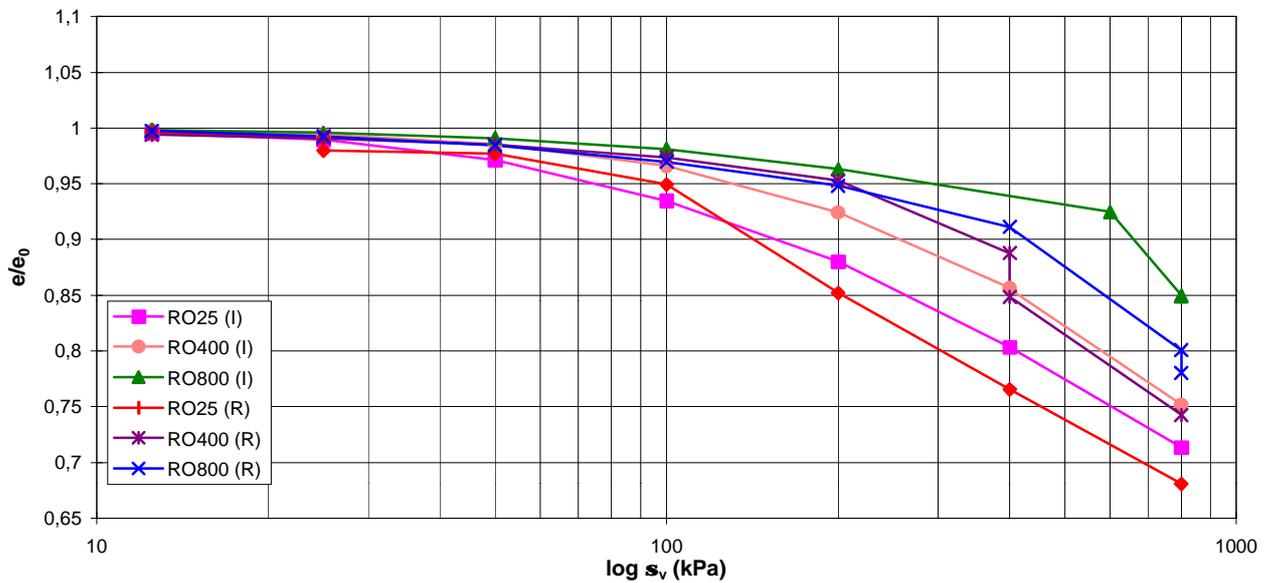


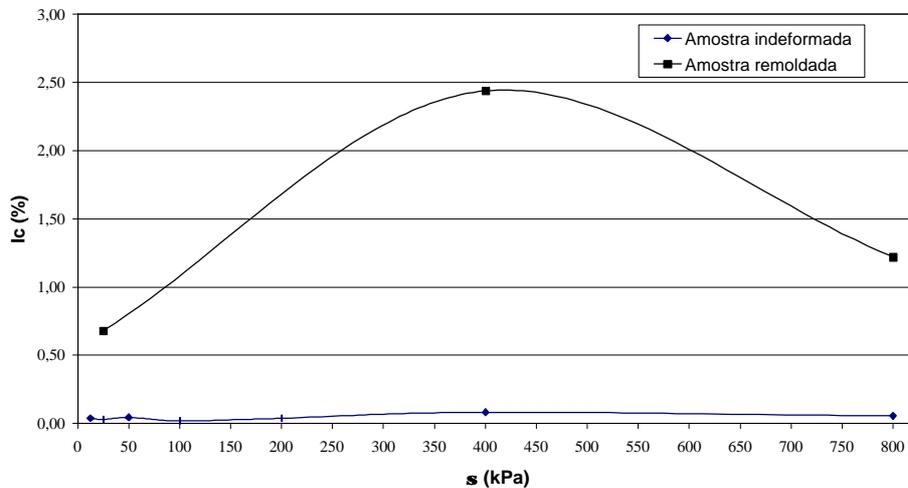
Figura 5.24 - Comparação de amostras remoldadas e indeformadas do Bloco RO sem normalização

**CURVA enormalizado x log  $s_v$  - Comparação amostras remoldadas e indeformadas  
Bloco RO**



**Figura 5.25 - Comparação de amostras remoldadas e indeformadas do Bloco RO normalizadas**

**Variação do Potencial de Colapso com a Tensão  
Bloco RO**



**Figura 5.26 - Potencial de colapso para amostras compactadas e remoldadas do Bloco RO**

De maneira geral, as amostras remoldadas apresentam compressibilidade e potencial de colapso maiores que as indeformadas para os dois blocos investigados (AV e RO). Esse fato pode ser explicado considerando que o processo de remoldagem pode provocar desagregação dos grumos ou partículas de argila que no estado natural apresentam tamanho de grãos de areia (Bloco AV) ou de areia e silte (Bloco RO), e enfraquecimento ou perda da cimentação do material, tornando a estrutura do solo mais sujeita à ação da água e do carregamento.

## **6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

Neste capítulo são expostas as conclusões mais relevantes obtidas nesta dissertação. Algumas delas já foram, de alguma forma, citadas no decorrer do trabalho. Ao final, são apresentadas algumas sugestões para a continuidade do trabalho.

### **6.1. Conclusões**

O programa experimental desenvolvido nesta dissertação permitiu uma avaliação do comportamento de dois solos coluvionares não saturados, com relação à determinação das curvas características e à análise de colapso desses materiais quando submetidos à inundação sob carga. A partir da análise e discussão dos resultados experimentais, algumas conclusões e hipóteses, válidas dentro das condições e limites específicos do estudo realizado, podem ser levantadas.

#### **6.1.1 Ensaios de Caracterização Física e Mineralógica**

- a) Os ensaios de granulometria com o uso de defloculante evidenciam que os solos coluvionares investigados são essencialmente argilosos. Por outro lado, os ensaios sem o uso de defloculante indicam que o solo é formado por partículas granulares com predominância do tamanho areia e silte (Bloco RO) ou areia (Bloco AV). A análise conjunta desses dois ensaios permite a conclusão de que o solo no seu estado natural é composto por partículas de argila que se encontram aderidas formando grumos ou microagregados com tamanho granular.
- b) A caracterização mineralógica, através de difratogramas de Raios-X, indica para o Bloco AV, a presença de argilominerais como a caulinita e o quartzo (proveniente da decomposição do arenito). Supõe também a ocorrência de haloisita, que é uma caulinita que na presença de água tende a se hidratar e expandir um pouco. Por outro lado, o Bloco

RO apresenta caulinita, traço de quartzo e gibsitita, que é característica de solo lixiviado. Nesse solo provavelmente o intemperismo é mais avançado.

### **6.1.1 Curva Característica**

- a) O novo procedimento de ensaio proposto para a técnica do papel filtro mostrou-se eficiente e forneceu resultados coerentes na determinação da curva característica dos dois solos estudados. Os resultados apresentaram pouca dispersão e praticamente nenhum ponto foi descartado.
- b) As curvas características encontradas para as amostras dos dois solos investigados apresentaram um formato de “sela”, sugerindo a existência de dois valores de entrada de ar e a divisão da curva em três trechos. O primeiro valor de entrada de ar está associado à saída de água dos macroporos e o segundo valor de entrada de ar corresponde ao início da dessaturação da microestrutura. O modelo físico adotado para explicar esse formato de curva fundamenta-se na existência de uma distribuição bimodal de tamanho de poros: macroporos entre os microagregados ou grumos de argila, que são dessaturados no primeiro trecho da curva característica, e microporos no interior desses microagregados, os quais são dessaturados no terceiro trecho. No segundo trecho praticamente não ocorre saída de água da estrutura do solo, pois esta não apresenta tamanho de poro intermediário.
- c) A influência do índice de vazios inicial é evidenciada quando a curva característica do Bloco RO é expressa em função do grau de saturação. As curvas características para diferentes índices de vazios iniciais apresentam-se de forma paralela, sendo que a curva do solo com menor índice de vazios inicial situa-se na parte superior e a curva de maior valor de índice de vazios inicial na parte inferior. A hipótese adotada para explicar esse fato baseia-se na distribuição do percentual de macroporos e microporos de solo. A amostra com índice de vazios inicial mais elevado dessatura mais rapidamente no primeiro trecho, por apresentar um percentual de macroporos maior. Por outro lado, no último trecho a dessaturação é maior para a amostra com menor índice de vazios inicial, pois esta exibe um percentual de microporos mais elevado. Para sucções maiores que 30000 kPa, o índice de vazios não exerce mais influência sobre a curva característica do Bloco RO.

- d) Quando a curva característica do Bloco RO é expressa em função do teor de umidade gravimétrico, a influência do índice de vazios inicial não é observada.
- e) A influência dos ciclos de umedecimento e secagem na histerese da curva característica foi verificada para os dois solos estudados. Aparentemente a histerese só é evidenciada no ciclo secagem-umedecimento e não aparece no ciclo umedecimento-secagem. A hipótese é que o solo sofre deformações irreversíveis no ciclo de secagem, ou seja, o incremento da sucção provoca quebra e/ou separação dos grumos de argila e durante o posterior umedecimento a estrutura não volta mais a se agregar. Entretanto, como que não foi encontrada nenhuma referência a esse fato na literatura geotécnica disponível, estudos mais detalhados são necessários.
- f) Quanto ao tempo adotado para equalização de sucção entre o papel filtro e o solo, observou-se que o tempo de equilíbrio de 4 dias é suficiente para obtenção de valores de sucção mátrica menores que 10000 kPa. Para valores maiores que 10000 kPa, o tempo sugerido para equalização é de 7 dias.

### **6.1.2 Colapso**

- a) Os critérios qualitativos de avaliação de colapso são indicativos iniciais que permitem obter informações sobre a possibilidade de colapso de um determinado solo. Todas as proposições qualitativas descritas neste trabalho, com exceção do método de Prinklonskij (1952), mostraram-se coerentes com os resultados dos ensaios oedométricos simples, classificando os solos como não colapsíveis.
- b) Os ensaios oedométricos simples indicam que os solos coluvionares estudados não apresentam colapso quando inundados em tensões que variam de 12,5 kPa a 800 kPa. Esse fato indica a presença de um solo estruturado com cimentação natural. A tensão que apresenta maior valor de colapso para os dois solos é a de 400 kPa (tensão crítica).
- c) O ensaio oedométrico duplo apresenta, em geral, valores de colapso superiores ao do ensaio oedométrico simples, classificando os solos como colapsíveis para as tensões de inundação mais altas.

- d) Com relação ao comportamento das curvas de compressibilidade sem normalização dos solos pesquisados, observa-se que o Bloco AV apresenta curvas aproximadamente paralelas e o Bloco RO curvas que tendem a convergir para tensões superiores a 800 kPa. Como os dois materiais têm o mesmo teor de finos, a origem geológica e a história de tensões devem ter influência neste comportamento.
- e) Os ensaios oedométricos de colapso para amostras remoldadas apresentaram curvas mais compressíveis e um potencial de colapso maior quando comparadas com as amostras indeformadas. Esse fato indica que o processo de remoldagem provoca alterações na estrutura, na história de tensões e na cimentação natural dos solos, tornando-os menos resistentes à ação d'água e às tensões aplicadas.
- f) Os resultados obtidos para duas amostras remoldadas com diferentes teores de umidade confirmam que o aumento do teor de umidade diminui o colapso ou a expansão inicial de amostras inundadas sob baixa tensão.

## 6.2. Sugestões para Trabalhos Futuros

A continuação desse trabalho de pesquisa envolverá uma descrição mais detalhada do comportamento desses solos coluvionares na condição não saturada. As seguintes sugestões são feitas para os estudos futuros:

- a) Realizar ensaios de placa de sucção para determinar o comportamento da curva característica para baixos valores de sucção e obter uma indicação mais precisa do primeiro valor de entrada de ar dos solos;
- b) Propor equações de ajuste para as curvas características obtidas através do método do papel filtro;
- c) Determinar as curvas características dos materiais na condição remoldada e comparar com as obtidas para a condição indeformada;
- d) Analisar microscopicamente a possível quebra e separação das partículas de argila que ocorre durante o ciclo de secagem-umedecimento das curvas características, bem como o aspecto das amostras submetidas ao ciclo de umedecimento-secagem;

- e) Adaptar o equipamento oedométrico com sucção controlada para que o mesmo funcione também como placa de pressão e possibilite complementar a curva característica para sucções de 25 kPa até 300 kPa (valor de entrada de ar da pedra porosa);
- f) Realizar medições de sucção nestes solos em campo (tensiômetros elétricos convencionais de baixa sucção e transdutores de pressão adaptados para altas sucções) e comparar com os resultados obtidos em laboratório, através do método do papel filtro, da placa de pressão e da placa de sucção;
- g) Investigar a estrutura natural, a presença de óxidos cimentantes e a distribuição espacial dos materiais nas condições indeformada e remoldada, através de microscopia óptica e eletrônica;
- h) Avaliar a resistência ao cisalhamento dos materiais através de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, ambos com sucção controlada, a fim de determinar-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturados:  $\phi'$ - ângulo de atrito interno,  $c'$ - intercepto coesivo e  $\phi^b$ - parâmetro que quantifica o aumento da resistência devido ao aumento da sucção;
- i) Propor uma previsão da variação da resistência ao cisalhamento dos solos a partir da curva característica e comparar com os resultados de resistência ao cisalhamento obtidos pelos ensaios na condição não saturada;
- j) Analisar a compressibilidade dos materiais através de ensaios oedométricos com controle de sucção sob diferentes trajetórias de tensões;
- k) Avaliar a condutividade hidráulica não saturada desses solos através de ensaios de campo e de laboratório.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AGUS, S.S.; LEONG, E.C.; SCHANZ, T. (2003). Assessment of statistical models for indirect determination of permeability functions from soil-water characteristic curves. **Géotechnique**, v.53 n.2, p. 279-282, Technical Note.
2. ALONSO, E.E.; GENS, A.; ROSA, A. (1990). The constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, v.40 n.3, p. 405-430.
3. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1990). **Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils**. ASTM D2435-90, 11p.
4. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1994). **Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper**. ASTM 5298-94, 6p.
5. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1996). **Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils**. ASTM D5333-96, 3p.
6. ARAGÃO, C.J.G.; DE MELO, A.C. (1982). Fundações rasas em solo colapsível um caso no semi-árido de Pernambuco. In: VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – VII COBRAMSEG. Olinda/Recife, **Anais....**, v. II, p. 19-40.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **Análise granulométrica**. ABNT NBR 7181, Rio de Janeiro, 1984. 13p.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **Determinação do limite de liquidez**. ABNT NBR 6459, Rio de Janeiro, 6p.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **Determinação do limite de plasticidade**. ABNT NBR 7180, Rio de Janeiro, 3p.

10. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – determinação da massa específica**. ABNT NBR 6508, Rio de Janeiro, 8p.
11. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas**. ABNT NBR 9604, Rio de Janeiro, 9p.
12. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. ABNT NBR 6457, Rio de Janeiro, 9p.
13. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995). **Rochas e solos: terminologia**. ABNT NBR 6502, Rio de Janeiro, 18p.
14. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995). **Rochas e solos: simbologia**. ABNT NBR 134442, Rio de Janeiro, 13p.
15. AUBERTIN, M.; RICARD, J.F.; CHAPUIS, R.P. (1998). A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. **Canadian Geotechnical Journal**, v.35, p. 55-69.
16. BARBOUR, S.L. (1998). The soil-water characteristics curve – a historical perspective. 19<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Colloquium. **Canadian Geotechnical Journal**, v.35, p. 873-894.
17. BARDEN, L.; MCGOWN, A.; COLLINS, K. (1973). The collapse mechanism in partly saturated soil. **Engineering Geology**, v. 7, p. 49-60.
18. BASTOS, C. A. (1999). **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 269p.
19. BENVENUTO, C.; WOLLE, C.M.; VICTORIO, F.C.; POLLA, C.M.; SAAD, A.M.; PELLEGHINI, P. (1978). Estudo preliminar da colapsividade dos solos no projeto Jaíba (MG). In: 2º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, São Paulo, **Anais...**, v. 1, p. 179-193.

20. BISHOP, A.W. (1959). **The principle of effective stress**, Tecknisk Ukeblab, n.39, p. 1-5.
21. BOOTH, A.R. (1975). The factors influencing collapse settlement in compacted soils. In: 6<sup>th</sup> Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation. Engineering Durban, South Africa, **Proceedings...**, v.1, p. 57-63.
22. BORTOLI, C.R. (1999). **Estudo numérico-experimental da condutividade hidráulica saturada/não saturada de um solo estruturado**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 121p.
23. BROOKS, R.H.; COREY, A.T. (1964). **Hydraulic properties of porous media**. Colorado State University (Fort Collins), Hydrology Paper, n. 3.
24. CHANDLER, R.J.; GUTIERREZ, C.I. (1986). The filter-paper method of suction measurement. Technical Note. **Géotechnique**, v.36 n.2, p. 265-268.
25. CINTRA, J.C.A. (1998). Fundações em solos colapsíveis. São Carlos, Serviço Gráfico da EESC/USP, 116p.
26. CLEMENCE, S.P.; FINBARR, A.O. (1981). Design considerations for collapsible soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.107 n.GT3, p. 305-317.
27. COLLINS, K.; McGOWN, A. (1974). The form and function of micro-fabric features in a variety of natural soils. **Géotechnique**, v.24 n.2, p. 223-254.
28. CÔTÉ, J.; KONRAD, J.M.; ROY, M. (2002). Influence of grain size distribution and mineralogy of unbound aggregates on soil-water characteristic curves. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, **Proceedings...**, v. 1, p. 255-260.
29. DELAGE, P.; GRAHAM, J. (1995). Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. In: 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, **Proceedings....**, v.3, p. 1223-1256.
30. DUDLEY, J.H. (1970). Review of collapsing soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 96 n. SM 3, p. 925-947.

- 
31. ESCÁRIO, V.; JUCA, J. (1989) Strength and deformation of partly saturated soils. In: XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering., Rio de Janeiro. **Proceedings...**, v.1, p. 43-46.
32. FERREIRA, S.R.M. (1994). Fatores que influenciam a variação de volume devido à inundação de solos colapsíveis. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – X COBRAMSEG., **Anais....**, v. 4, p. 1285-1292.
33. FERREIRA, S.R.M.; LACERDA, W.A. (1993). Variação de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e campo. **Revista Solos e Rochas**. v. 16 n.4, p. 245-253.
34. FERREIRA, P.M.V. (2002). **Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 234p.
35. FRANÇA, A.B.; WINTER, W.R.; ASSINE, M.L. (1996). Arenitos lapa-velha: um modelo de trato de sistemas subaquosos canal-lobos sob influência glacial, Grupo Itararé (C-P), Bacia do Paraná, **Revista Brasileira de Geociências**, 26 (1), p. 43-56.
36. FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress state variable for unsaturated soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, vol 103, GT5, p. 447-466.
37. FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. (1993). **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York, Ed. John Wiley & Sons.
38. FREDLUND, D.G.; XING, A. (1994). Equation for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v.33, p. 379-392.
39. FREDLUND, D.G.; XING, A.; HUANG, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using soil-water characteristic. **Canadian Geotechnical Journal**, v.31 n.3, p. 533-546.
40. FREDLUND, D.G.; XING, A., FREDLUND, M.D.; BARBOUR, S. L. (1996). The relationship of unsaturated soil shear strength function to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v.33 n.3, p. 440-448.

41. FUTAI, M.M. (1997). Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 255p.
42. 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.
43. GEHLING, W.Y.Y.; DIAS, R.D.; ROISENBERG, A. (1982). Compressibilidade e colapsibilidade de solos porosos do Planalto Meridional do Rio Grande do Sul. In: VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – VII COBRAMSEG. Olinda/Recife, **Anais....**, v. IV, p. 192-205.
44. GERSCOVICH, D.M.S. (2001). Equações para modelagem da curva característica aplicadas a solos brasileiros. In: 4<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT01, Porto Alegre, **Anais....**, v. 1, p. 76-92.
45. HOLZ, M.; CARLUCCI, R. (2002). Litoestratigrafia, Estratigrafia de Seqüências e Evolução Paleofisiográfica da Zona de Borda da Bacia do Paraná no Rio Grande do Sul durante o Eo-permiano. **Geologia do Rio Grande do Sul**, ed. Michael Holz e Luiz Fernando De Ros, p. 303-322.
46. HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; WAGNER, A.M. (1994). Laboratory filter paper suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.17, n<sup>o</sup> 2, p. 185-194.
47. JENNINGS, J.E.; KNIGHT, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sand subsoils on wetting. In: IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, **Proceedings...**, v. 1, p. 316-319.
48. JENNINGS, J.E.; BURLAND, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. **Géotechnique**, v.12 n.2, p. 125-144.
49. JENNINGS, J.E.; KNIGHT, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. In: 6<sup>th</sup> Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation. Engineering Durban, South Africa, **Proceedings...**, v.1, p. 99-105.

- 
50. KHALILI, N.E.; KHABBAZ, M.H.A. (1998). A unique relationship for  $\chi$  for determination of the shear strength of unsaturated soil. Technical Note. **Géotechnique**, v.48 n.5, p. 681-687.
51. KNODEL, P.C. (1981). Construction of large canal on collapsing soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.107 n. GT1, p. 79-94.
52. LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1979). **Soil Mechanics**. New York, Ed. John Wiley & Sons.
53. LAWTON, E.C.; FRAGASZY, R.J.; HETHERINGTON, M.D. (1992). Review of wetting-induced collapse in compacted soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.118 n.9, p. 1376-1394.
54. LEONG, E.C.; RAHARDJO, H. (2002) Soil-water characteristic curves of compacted residual soils. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, **Proceedings...**, v. 1, p. 271-281.
55. LUTENEGGER, A.J.; SABER, R.T. (1988). Determination of collapse potential of soil. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.11 n.3, p. 173-178.
56. MACHADO, S.L.; VILAR, O.M. (1998). Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: ensaios de laboratório e determinação expedita. **Solos e Rochas**, v.21 (2), p. 65-78.
57. MAHLER, C.F.; OLIVEIRA, L.C.D. (1997). Determinação da sucção total in situ de solos porosos de São Paulo através do método do papel filtro. In: 3<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT 97, Rio de Janeiro, **Anais...** v. 2, p. 551-556.
58. MARINHO, F.A.M. (1994). **Shrinkage behaviour of some plastic soils**. PhD thesis – Imperial College, University of London.
59. MARINHO, F.A.M. (1995). A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre, **Anais...** p. 112-125, 18-20 out. 1995.

60. MARINHO, F.A.M. (1997). Medição de sucção em solos. In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT97, Rio de Janeiro, **Anais...** p. 373-397, 21-25 abr. 1997.
61. MARINHO, F. A. M. (2000). **Soil Suction Measurement in Soils and Porous Material**. Short Course on Unsaturated Soils Geodenver 2000 – ASCE, Denver, Colorado, agosto 2000.
62. MARINHO, F.A.M.; STUERMER, M. (2000). The influence of the compaction energy on the SWCC of a residual soil. In: C.D. Shackelford, N.-Y. Chang, & S.L. Houston (eds). *Advances in unsaturated geotechnics*. **ASCE Geotechnical Special Publication**, n. 99, p. 125-141.
63. MARTINS, F.B.; BRESSANI, L.A.; COOP, M.R.; BICA, A.V.D. (2001). Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v.38 n.6, p. 1177-1186.
64. MEDERO, G.M. (2001). **Análise do comportamento mecânico de um material colapsível**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 128p.
65. MELGAREJO, M.L.; RIDLEY, A.M.; DINEEN, K. (2002). A comparison of the soil water characteristic curves for reconstituted and undisturbed samples of a colluvium from Rio de Janeiro. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, **Proceedings...**, v. 1, p. 313-316.
66. MENEZES, J.R.C. (2002). Estratigrafia do Neopermiano da Bacia do Paraná no Rio Grande do Sul. **Geologia do Rio Grande do Sul**, ed. Michael Holz e Luiz Fernando De Ros, p. 323-333.
67. MENEZES, R.S. (1994). O fenômeno do colapso: condicionantes e critérios de identificação. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica Dos Solos e Engenharia de Fundações – X COBRAMSEG., **Anais....**, v. 4, p. 1325-1332.
68. MILANI, J.E. (2002). Geodinâmica Fanerozóica do Gondwana sul-ocidental e a Evolução Geológica da Bacia do Paraná. **Geologia do Rio Grande do Sul**, ed. Michael Holz e Luiz Fernando De Ros, p. 275-302.

69. MITCHELL, J.K. (1976). **Fundamentals of soil behaviour**. University of California, John Wiley and Sons, Inc. 1993, 437p.
70. MUALEM, Y. (1986) Hydraulic conductivity of unsaturated soils: prediction and formulas. In. Methods of soils analysis. Part 1. Physical and mineralogical methods 2<sup>nd</sup> edn, Agronomy, p. 799-823. Madison, Wis: American Society of Agronomy.
71. NUÑES, E. (1975). Suelos colapsibles y preconsolidados por desecacion. In: V Congresso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. v. IV, p. 45-73.
72. ÖBERG, A.L.; SÄLLFORS, G.A. (1997). Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.20, n° 1, p. 40-48.
73. OLIVEIRA, M.O., MARINHO, F. (2002). Resistência não saturada de um solo residual compactado avaliada em ensaios de compressão simples. In: XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – XII COBRAMSEG, São Paulo, **Anais....**
74. PINTO, C.S. (2000). **Curso básico de mecânica dos solos**; Ed. Oficina de Textos, São Paulo.
75. POPESCU, M.E. (1986). A comparison between the behaviour of swelling and of collapsing soils. **Engineering Geology**, Amsterdam, (23), p. 145-163.
76. PRESA, E.P. (1997). Deformabilidade de solos não saturados colapsíveis. In: 3º Simpósio de Solos Não Saturados, ÑSAT97, Rio de Janeiro, **Anais...** p. 451-460, 21-25 abr. 1997.
77. PROJETO FINEP CTPETRO 0682/01. Caracterização geológico-geotécnica e bases de modelagem. Autores: STRIEDER, A.J; BICA, A.V.D.; BRESSANI, L.A., 137p. (**não publicado**).
78. RADAMBRASIL (1986). Levantamento de Recursos Naturais, vol. 33. Rio de Janeiro, 1986.

79. RAHARDJO H.; LEONG, E.C. (1997) Soil-water characteristic curves and flux boundary problems. **Unsaturated Soil Engineering Practice ASCE**, Geotechnical Special Publication n. 68, New York, p. 88-112.
80. RIDLEY, A.M. (1995). “Discussion on ‘Laboratory Filter Paper Suction Measurements’ by Sandra L. Houston, William N. Houston, and Anne-Marie Wagner”, **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.18, n° 3, p. 391-396.
81. RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. (1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Géotechnique**, v.43 n.2, p. 321-324.
82. RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. (1995). Measurement of suction in materials which swell. *Mechanics of Swelling*. Appl Mech Ver, Edited by Theodoros K. Koralis, v. 48, n.10, p. 727-732, oct. 1995.
83. RIDLEY, A.M.; WRAY, W.K. (1995). Suction measurement: a review of current theory and practices. In: 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, **Proceedings...**,v.3, p. 1293-1322.
84. RIDLEY, A.M.; DINEEN, K.; BURLAND, J.B.; VAUGHAN, P.R. (2003). Soil matrix suction: some examples of its measurement and application in geotechnical engineering. **Géotechnique**, v.53 n.1, p. 241-253.
85. RIGO, M.L. (2000). **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 134p.
86. ROISENBERG, A.; VIERO, A. P. (2002). Arcaboço estratigráfico do Mesozóico da Bacia do Paraná. **Geologia do Rio Grande do Sul**, ed. Michael Holz e Luiz Fernando De Ros, p. 355-374.
87. ROJAS, E. (2002). Modeling the soil-water characteristic curve during wetting and drying cycles. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, **Proceedings...**, v. 1, p. 215-220.

- 
88. SCHERER, C.M.S.; FACCINI, U.F.; LAVINA, E.L. (2002). Arcaboço estratigráfico do Mesozóico da Bacia do Paraná. **Geologia do Rio Grande do Sul**, ed. Michael Holz e Luiz Fernando De Ros, p. 334-354.
89. SCHNEIDER, R.L.; MULHMANN, H.; TOMASI, E.; MEDEIROS, R.A.; DAEMON, R. F.; NOGUEIRA, A.A. (1974). Revisão estratigráfica da Bacia do Paraná. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 28, Porto Alegre, 1974. **Anais...**, v. 1, p. 41-49.
90. SILVEIRA, G.C. (1991). Considerações sobre a granulometria de solos residuais e coluvionares do escorregamento da Estrada do Soberbo – RJ. **Revista Solos e Rochas**. v. 14 n.1, p. 59-62.
91. SILVEIRA, R.M. (2003). **Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares do gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC)**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 131p.
92. SMITH, G.N.; SMITH, I.G.N. (1998). **Elements of soils mechanics**, 7<sup>th</sup> ed. London Ed.Blackwell science, 494p.
93. SUGII, T.; YAMADA, K.; KONDOU, T. (2002). Relationship between soil-water characteristic curve and void ratio. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, **Proceedings...**, v. 1, p. 209-214.
94. SWARBRICK, G.E. (1995). Measurement of soil suction using the filter paper method. In: 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, **Proceedings...**, v. 2, p. 653-658.
95. TADEPALLI, R.; FREDLUND, D.G. (1991). The collapse behaviour of a compacted soil during inundation. **Canadian Geotechnical Journal**, v.28 n.4, p. 477-488.
96. 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.
97. TOVEY, N.K. (1986). Microfabric, chemical and mineralogical studies of soils: techniques. **Geotechnical Engineering**, vol. 17, p. 131-165.

98. VAN GENUCHTEN, M.Th. (1980) A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science of America Journal**, v. 44, p. 892-898.
99. VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, 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.
100. VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E.; CLIFTON, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, v.33 n.3, p. 379-392.
101. VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E. (1999). The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristic of a compacted till. **Géotechnique**, v.49 n.2 abril, p. 143-159.
102. VARGAS, M. (1978). **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, Ed. McGraw-Hill do Brasil, 509p.
103. VELDE, B. (1992). **Introduction to clay minerals: chemistry, origins, uses and environmental significance**. Publicado por Chapman & Hall, London, 198p.
104. VERTAMATTI, E.; ARAÚJO, F.A.R. (1999) Suction associated to the erodibility of tropical soils. In. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, **Anais...**, v.2, p. 1007-1012, Foz do Iguaçu, Brazil.
105. VERTAMATTI, E.; ARAÚJO, F.A.R. (2002) Association of soil-water characteristic curves with genesis and grain size composition of tropical soils . In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, **Proceedings...**, v. 1, p. 261-264.
106. VILAR, O.M.; RODRIGUES, J.E.; NOGUEIRA, J.B. (1981). Solos colapsáveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, **Anais...**, v. 1, p. 209-224.
107. VILLAR, L.F.S.; DE CAMPOS, T.M.P. (2001). Obtenção de uma curva característica de sucção pelo uso combinado de diversas técnicas. In: 4<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT01, Porto Alegre, **Anais...**, v. 1, p. 337-353.

108. WOODBURN, J.A.; LUCAS, B. (1995). New approaches to the laboratory and field measurement of soil suction. In: 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, **Proceedings...**, v. 2, p. 667-671.