

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E DA  
CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS  
COLUVIONARES NÃO SATURADOS DA FORMAÇÃO  
SERRA GERAL**

**Carolina Feuerharmel**

Porto Alegre  
Novembro 2007

**CAROLINA FEUERHARMEL**

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E DA  
CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS  
COLUVIONARES NÃO SATURADOS DA FORMAÇÃO  
SERRA GERAL**

Tese 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 Doutor em Engenharia na modalidade Acadêmico.

Porto Alegre  
Novembro 2007

FEUERHARMEL, Carolina

Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da Formação Serra Geral/ Carolina Feuerharmel. – Porto Alegre, RS: PPGEC/UFRGS, 2007.

**329 p.**

Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Doutor. Orientador: Wai Ying Yuk Gehling e Adriano Virgílio Damiani Bica.

1. Solos não saturados I. Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da Formação Serra Geral.

CCAA2

**CAROLINA FEUERHARMEL**

**ESTUDO DA RESISTENCIA AO CISALHAMENTO E DA  
CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS COLUVIONARES  
NÃO SATURADOS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL**

Esta Tese de Doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 30 de novembro de 2007

---

Profª. Wai Ying Yuk Gehling  
Dr. Universidad Politécnica da Catalunya  
Orientador

---

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

---

Prof. Fernando Schnaid  
Coordenador do PPGE/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Gilson Gitirana Jr. (UFG)**  
PhD. pela University of Saskatchewan (Canadá)

**Prof. José Camapum de Carvalho (Unb)**  
Dr. Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse (França)

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

**Prof. Luiz Antônio Bressani (UFRGS)**  
PhD pela University of London (Inglaterra)

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

À minha mãe, Myriam , ao meu irmão, Daniel, e ao meu  
grande amor, Leonardo.

## AGRADECIMENTOS

Poder contribuir para a geração de novos conhecimentos é, com certeza, um privilégio. Por isso quero expressar os mais sinceros agradecimentos a todos que contribuíram, colaboraram e participaram direta ou indiretamente da elaboração deste trabalho. A todos vocês ofereço o sonho, a esperança na pesquisa e este trabalho. Em especial gostaria de agradecer as seguintes pessoas e instituições:

Aos meus orientadores, Wai e Bica, pela dedicação, pelo incentivo, pelas discussões e pelo empenho com que me orientaram. Tenho certeza que aprendi muito com vocês, não apenas conhecimentos geotécnicos, mas ensinamentos que levo comigo para toda a vida. Ao Professor Bica pela confiança, esforço e pelo precioso tempo dedicado, principalmente durante a construção do permeâmetro triaxial para solos não saturados. À “mãezona” Wai pela amizade, pelos inúmeros ensinamentos e, principalmente, por ter sempre acreditado na minha capacidade. Wai, as palavras seriam poucas e não conseguiriam expressar tudo o que tu já fizestes por mim e a pessoa que tu representas na minha vida. Se eu era o teu braço direito (e esquerdo, como tu falas); tu eras a minha guia, o meu norte, o meu estímulo; sempre com uma palavra certa na hora certa.

De forma muito especial agradeço ao meu grande amigo Álvaro, pela amizade, conselhos e discussões durante o desenvolvimento deste trabalho, em especial durante a construção dos sensores de efeito Hall. Gostaria de parabenizá-lo pelo exemplo de profissional que estás te tornando. À amiga Josiane pela amizade, pelas conversas ao telefone e principalmente por entender a minha falta de tempo.

Agradeço a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de estudos concedida, e a UFRGS, não só pela oportunidade de obter meu grau de doutorado, como por toda minha formação acadêmica.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), em especial aos professores da área de geotecnia Washington, Bressani, Ceratti, Nilo e Schnaid, agradeço pelos conhecimentos e ensinamentos transmitidos. Ao Laboratório de Geotecnologia (LAGEO), por disponibilizar os equipamentos para realização do programa experimental. Ao laboratorista Jair, agradeço pelo auxílio fundamental na execução dos ensaios, sempre com uma solução simples para um problema aparentemente muito difícil. Às minhas queridas bolsistas Helena,

Juliana, Carla, Lúcia e Brenda pela dedicação e empenho com que desempenharam as tarefas e os ensaios no laboratório.

Aos colegas de laboratório e de Pós-Graduação pelo convívio agradável, pelos divertidos almoços no RU e pela ajuda, sempre que necessária. À funcionária do DECIV Raquel pela amizade, pelo incentivo e pelas divertidas conversas durante o “cafezinho”. Vou sentir muita falta disso. Às bibliotecárias Vera e Sílvia pela atenção e ajuda na busca pelos artigos que compõem as referências deste trabalho. Às funcionárias do PPGEC, Liliane, Ana Luíza, Carmen e Rita por sempre terem me auxiliado nos tramites burocráticos.

À banca examinadora, Camapum, César, Gilson, Bressani e Washington agradeço por aceitarem o convite para participar desta defesa. É uma honra poder contar com a participação de vocês. Agradeço especialmente ao professor Gilson Gitirana pelo auxílio na parte de previsão da função condutividade hidráulica a partir da curva característica, o qual, sem dúvida, foi fundamental para a conclusão deste trabalho.

Aos meus novos colegas da 9ª Vara do Trabalho de Porto Alegre: Marinho, Marcelo, Thiago, Jussamara, Iracema, Denise, Émerson, Paulo, Beto, Clóvis, Ledy e Paolo, agradeço pelo interesse e curiosidade que demonstraram por este trabalho e principalmente por terem me acolhido tão bem. Está sendo muito bom trabalhar com vocês.

À minha família à qual eu dedico este trabalho. A minha mãe pelo apoio e confiança nas minhas escolhas, por ser o meu “porto-seguro” e por tudo que me ensinaste na vida, me fazendo chegar até aqui. Ao meu irmão, Dani, que mesmo de longe sempre acreditou e torceu pelo meu sucesso. Ao meu amor, Leonardo, pelo apoio constante em todos os momentos, pelo companherismo, pelo incentivo, enfim pela alegria que me faz sentir. AMO MUITO TODOS VOCÊS. Agradeço também a minha sogra Vera e a minha cunhada Flávia, que hoje são parte da minha família e que sempre me incentivaram durante o desenvolvimento deste trabalho. Obrigada também a todos os meus familiares que mesmo de longe acompanharam o meu progresso, em especial ao tio Niltinho (*in memoriam*) cuja confiança está sempre presente na minha vida e nas minhas escolhas.

Por fim, agradeço a Deus pela possibilidade de concluir mais um sonho na minha vida.

Carolina Feuerharmel

“Tudo o que chega, chega sempre por alguma razão”  
*Fernando Pessoa*



## RESUMO

FEUERHARMEL, C. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares Não Saturados da Formação Serra Geral**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta tese apresenta um estudo sobre a resistência ao cisalhamento e a condutividade hidráulica de dois solos coluvionares não saturados situados na divisa dos estados do Rio Grande do Sul e Santa Catarina, em um dos trechos do Gasoduto Bolívia-Brasil. Esses solos são constituídos por sedimentos oriundos da Formação Serra Geral (basalto – Solo RO) e da Formação Botucatu (arenito – Solo AV). O trabalho de pesquisa realizado com esses solos tem seu enfoque dividido em duas partes principais: (1) obtenção direta da resistência ao cisalhamento e da função condutividade hidráulica em diferentes níveis de sucção, e (2) previsão indireta dessas propriedades a partir da determinação da curva característica do solo e de parâmetros geotécnicos saturados. As curvas características dos solos AV e RO, nas condições indeformada e remoldada (sem e com secagem prévia do solo), foram obtidas pelo uso combinado do método do papel filtro e da placa de sucção. Para as condições indeformada e remoldada sem secagem prévia, essas curvas exibiram um formato bimodal. A dessaturação é controlada pelos macroporos, para baixas sucções, e pelos microporos, para altas sucções. Para valores de sucção intermediários, praticamente não ocorre remoção de água do solo, devido, provavelmente, à ausência de poros com tamanho intermediário. Já as curvas características das amostras remoldadas com secagem prévia do solo tendem a apresentar um formato mais próximo do unimodal. A influência do índice de vazios inicial e da história de umedecimento e secagem no formato da curva é também discutida. A resistência ao cisalhamento dos solos estudados foi determinada em laboratório através de ensaios de cisalhamento direto convencionais e com sucção controlada. Os resultados, obtidos para amostras indeformadas e remoldadas sem secagem prévia, permitiram a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento  $c'$ ,  $\phi'$  e  $\phi^b$ . Para determinação direta da função condutividade hidráulica do Solo AV foi construído um permeâmetro triaxial com controle de sucção, baseado no modelo apresentado por Huang *et al.* (1998). Esse equipamento foi utilizado para determinação da função condutividade hidráulica do Solo AV não saturado, em diferentes trajetórias de umedecimento e secagem. Os resultados evidenciaram que as amostras do Solo AV nas três condições de moldagem - indeformada, remoldada sem e com secagem - tendem a reproduzir o comportamento de dessaturação exibido nas curvas características. A função condutividade hidráulica apresenta inicialmente um decréscimo para sucções até 50 kPa, seguido por um valor praticamente constante, para sucções até 90 kPa.

**Palavras-chave:** solo não saturado; curva característica; resistência ao cisalhamento, condutividade hidráulica.

## ABSTRACT

FEUERHARMEL, C. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares Não Saturados da Formação Serra Geral**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

### **Shear strength and hydraulic conductivity of unsaturated colluvium soils from Serra Geral Formation**

This thesis presents a study about the shear strength and hydraulic conductivity of two unsaturated 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 soils are constituted by sediments originated from Serra Geral (basalt – sample RO) and Botucatu formations (sandstone - sample AV). The research performed with these soils had its focus divided in two main parts: (1) direct measurements of shear strength and hydraulic conductivity function at different suction levels and (2) indirect prediction of these properties from the soil-water characteristic curves and saturated geotechnical parameters. The soil-water characteristic curves of AV and RO Samples, in undisturbed and remolded conditions (without and with previous drying), were determined with both the filter-paper technique and the suction-plate technique. The undisturbed and remolded samples without previous drying showed a bimodal shape. The desaturation is controlled by the macropores for low suction values and by the micropores, for higher values. For intermediary suction values, practically no removal of water from the sample occurs, possibly due to the lack of intermediate pore sizes. The remolded samples with previous drying tend to present a shape close to unimodal. The influences of void ratio and the drying and wetting history in the shape of the soil-water characteristic curve are also discussed. The shear strength of the studied soils was determined with conventional and suction-controlled direct shear tests. The results obtained for undisturbed and remolded samples without previous drying allowed the determination of shear strength parameters  $c'$ ,  $\phi'$  e  $\phi^b$ . For the direct measurement of hydraulic conductivity function, a flexible-wall permeameter was built, based on the model presented by Huang *et al.* (1998). This equipment was used for determining the unsaturated hydraulic conductivity function of Sample AV in different drying and wetting paths. The results showed that Samples AV in the three molding conditions - undisturbed and remolded without and with previous drying – reproduced the desaturation behavior showed by the soil-water characteristic curves. The hydraulic conductivity function presents initially a decrease for suctions up to 50 kPa, followed by a practically constant value, for suctions up to 90 kPa.

**Key-words:** unsaturated soil; soil-water characteristic curve; shear strength; hydraulic conductivity.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	12
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	19
<b>LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS</b> .....	21
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b> .....	22
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	25
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA .....	25
1.2.OBJETIVOS .....	28
1.3.ESTRUTURA DA TESE .....	29
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	31
2.1 CONCEITOS BÁSICOS .....	32
<b>2.1.1 Sucção</b> .....	32
2.1.1.1 Sucção Mátrica .....	35
2.1.1.2 Sucção Osmótica .....	36
<b>2.1.2 Estágios de Saturação</b> .....	36
<b>2.1.3 Variáveis de Estado de Tensão</b> .....	38
2.2 CURVA CARACTERÍSTICA .....	40
<b>2.2.1 Curva Característica Unimodal</b> .....	41
<b>2.2.2 Curva Característica Bimodal</b> .....	44
<b>2.2.3 Fatores que Influenciam a Curva Característica</b> .....	47
<b>2.2.4 Métodos de Obtenção da a Curva Característica</b> .....	51
2.2.4.1 Método do Papel Filtro .....	51
2.2.4.1.1 <i>Detalhes da técnica</i> .....	54
2.2.4.2 Translação de Eixos .....	56
<b>2.2.5 Equações para Representar a Curva Característica</b> .....	58
2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS .....	61
<b>2.3.1 Equações de Resistência ao Cisalhamento para Solos Não Saturados</b> .....	64
2.4 FLUXO EM SOLOS NÃO SATURADOS .....	74
<b>2.4.1 Métodos para Determinar a Condutividade Hidráulica do Solo Não Saturado</b> .....	78
2.4.1.1 Métodos Indiretos .....	79
2.4.1.2 Métodos Diretos de Regime Permanente .....	82
2.4.1.3 Métodos Diretos de Regime Transiente .....	84
<b>2.4.2 Permeômetros Triaxiais para Solos Não Saturados</b> .....	88
2.4.2.1 Medidas da Variação de Volume do Solo Não Saturado .....	92
2.4.2.2 Sistemas para Eliminação do Ar Difuso .....	94

<b>3. DESCRIÇÃO DO PERMEÂMETRO TRIAXIAL DESENVOLVIDO .....</b>	<b>97</b>
3.1 PERMEÂMETRO TRIAXIAL .....	97
3.1.1 Célula Triaxial .....	99
3.1.2 Painel de Controle das Pressões .....	102
3.1.3 Acumuladores .....	103
3.1.4 Medidores de Vazão de Entrada e de Saída .....	105
3.1.5 Dispositivos para Eliminação do Ar Difuso .....	107
3.1.6 Medidores Locais de Deformação .....	108
3.1.6.1 Efeito Hall .....	108
3.1.6.2 Transdutores de Deformação Axial .....	110
3.1.6.3 Transdutor de Deformação Radial .....	111
3.1.7 Layout do Equipamento .....	112
3.2 AQUISIÇÃO DE DADOS E CONTROLE DE ENSAIOS .....	115
3.2.1 Descrição do Programa.....	115
3.3 CALIBRAÇÃO DO EQUIPAMENTO .....	119
3.3.1 Calibração dos Instrumentos e Ensaio Preliminares .....	119
3.3.2 Ensaio de Condutividade Hidráulica Saturada .....	122
3.3.2.1 Descrição do solo utilizado .....	122
3.3.2.2 Permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio .....	123
3.3.2.3 Programa para ensaio do solo saturado no permeâmetro triaxial desenvolvido .....	125
3.3.2.4 Comparação dos resultados .....	128
<b>4. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E MÉTODOS DE ENSAIOS .....</b>	<b>129</b>
4.1. ÁREA INVESTIGADA .....	129
4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA .....	131
4.2.1 Formação Botucatu .....	134
4.2.2 Formação Serra Geral .....	134
4.2.3 Depósitos Cenozóicos .....	135
4.3. CARACTERIZAÇÃO PEDOLÓGICA .....	136
4.4. COLETA DAS AMOSTRAS .....	137
4.5. PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA .....	139
4.5.1 Corpos de Prova Indeformados .....	139
4.5.2 Corpos de Prova Remoldados sem e com Secagem Prévia do Solo .....	141
4.6. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MINERALÓGICA .....	142
4.7. ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA .....	145
4.7.1 Método do Papel Filtro .....	145
4.7.2 Método da Placa de Sucção .....	148
4.8 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	150
4.8.1 Ensaio de Cisalhamento Direto Convencional .....	150

<b>4.8.2 Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada</b> .....	153
<b>4.9. ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA</b> .....	156
<b>4.9.1 Permeâmetro Triaxial com Coluna de Mercúrio</b> .....	157
<b>4.9.2 Permeâmetro Triaxial com Sucção Controlada</b> .....	159
<b>5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	162
<b>5.1. CURVA CARACTERÍSTICA</b> .....	162
<b>5.1.1 Influência da Condição de Moldagem</b> .....	165
<b>5.1.2 Influência do Índice de Vazios Inicial</b> .....	174
<b>5.1.3 Influência da História de Umedecimento e Secagem (Histerese)</b> .....	180
<b>5.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO</b> .....	182
<b>5.2.1 Critérios de Ruptura Propostos</b> .....	195
<b>5.2.2 Envoltória de Resistência ao Cisalhamento – Plano <math>\tau_x</math> (<math>\sigma-u_a</math>)</b> .....	200
<b>5.2.3 Envoltória de Resistência ao Cisalhamento – Plano <math>\tau_x</math> (<math>u_a-u_w</math>)</b> .....	205
<b>5.3. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA</b> .....	211
<b>6. MODELOS DE PREVISÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA A PARTIR DA CURVA CARACTERÍSTICA</b> .....	229
<b>6.1. PREVISÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO A PARTIR DA CURVA CARACTERÍSTICA</b> .....	229
<b>6.1.1 Apresentação dos Modelos de Previsão de Resistência ao Cisalhamento</b> .....	230
<b>6.1.2 Aplicação dos Modelos de Previsão da Resistência ao Cisalhamento aos Solos Estudados</b> .....	234
<b>6.2. PREVISÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA A PARTIR DA CURVA CARACTERÍSTICA</b> .....	251
<b>6.2.1 Apresentação dos Modelos de Previsão de Condutividade Hidráulica</b> .....	252
<b>6.2.2 Aplicação dos Modelos de Previsão da Condutividade Hidráulica aos Solos Estudados</b> .....	252
<b>6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	261
<b>7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS</b> .....	262
<b>7.1. CONCLUSÕES</b> .....	262
<b>7.1.1 Curva Característica</b> .....	262
<b>7.1.2 Resistência ao Cisalhamento</b> .....	264
<b>7.1.3 Condutividade Hidráulica</b> .....	266
<b>7.1.4 Modelos de Previsão</b> .....	268
<b>7.2. RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS</b> .....	269
<b>8. REFERÊNCIAS</b> .....	271
<b>ANEXO I</b> .....	295

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: fluxograma dos principais objetivos desta tese .....	27
Figura 2: definição dos componentes de sucção do solo com base em princípios termodinâmicos .....	34
Figura 3: definição dos componentes de sucção do solo utilizando uma membrana semi-permeável .....	34
Figura 4: esquema ilustrativo dos componentes da sucção mátrica .....	35
Figura 5: classificação do solo não saturado proposta por Wroth e Houlsby (1985) .....	37
Figura 6: classificação do solo não saturado baseada na continuidade da fase ar .....	38
Figura 7: variáveis de estado de tensão para um solo não saturado .....	39
Figura 8: influência relativa das parcelas de sucção na curva característica .....	40
Figura 9: curva característica unimodal .....	41
Figura 10: provável variação da área de água nos estágios da curva característica unimodal .....	42
Figura 11: curva característica bimodal .....	44
Figura 12: provável variação da área de água nos estágios da curva característica bimodal .....	45
Figura 13: forma da curva característica de acordo com a distribuição de tamanho de poros .....	47
Figura 14: fatores que influenciam a curva característica .....	49
Figura 15: tipos de fluxo entre solo e papel filtro .....	52
Figura 16: possíveis envoltórias de ruptura para um solo não saturado .....	65
Figura 17: relação entre curva característica e envoltória de resistência ao cisalhamento ..	69
Figura 18: relação entre $\tau$ e $(u_a - u_w)$ para diferentes solos não saturados .....	69
Figura 19: influência da sucção em $\phi'$ .....	70
Figura 20: efeito de $\sigma_3 - u_a$ sobre a contribuição da sucção na resistência.....	72
Figura 21 variação de $\phi_b / \phi'$ com a sucção .....	73
Figura 22: (a) avanço da interface ar-água no solo não saturado; (b) variação da condutividade relativa do ar e da água com o grau de saturação .....	74
Figura 23: relação entre curva característica e condutividade hidráulica .....	76
Figura 24 variação da condutividade hidráulica com (a) sucção e (b) com grau de saturação .....	77
Figura 25: equipamentos para medir $k_w$ usando método de regime permanente .....	83
Figura 26: equipamentos para medir $k_w$ usando método de regime transiente: (a) Método do perfil instantâneo, (b) Método do fluxo para fora .....	85
Figura 27: método do perfil instantâneo: perfis de carga hidráulica e teor de umidade .....	86
Figura 28: permeâmetro triaxial desenvolvido por Barden e Pavlakis (1971) .....	89
Figura 29: permeâmetro triaxial desenvolvido por Huang <i>et al.</i> (1998a) .....	90
Figura 30: permeâmetro triaxial desenvolvido por Agus <i>et al.</i> (2003a) .....	91
Figura 31: sistemas para eliminação do ar difuso .....	95

Figura 32: esquema simplificado do permeâmetro triaxial desenvolvido .....	98
Figura 33: cabeçote e pedestal com ranhura em espiral e disco cerâmico de AVEA .....	100
Figura 34: célula triaxial sobre o suporte, antes e após instalação dos transdutores de pressão .....	101
Figura 35: painel de controle com reguladores de pressão .....	102
Figura 36: acumulador para aplicação da tensão confinante .....	104
Figura 37: acumulador para aplicação da tensão na base e/ou no topo .....	104
Figura 38: medidores do volume de água (transdutores de pressão diferencial) .....	106
Figura 39: interceptor de bolhas de ar (IBA) .....	107
Figura 40: sensores de efeito Hall - curva de calibração típica .....	109
Figura 41: sensor de efeito Hall .....	110
Figura 42: peças utilizadas para montagem do sensor axial .....	111
Figura 43: transdutor de efeito Hall radial .....	112
Figura 44: layout do permeâmetro triaxial construído .....	113
Figura 45: permeâmetro triaxial para ensaio de condutividade hidráulica não saturada .....	114
Figura 46: permeâmetro triaxial e programa de controle .....	114
Figura 47: fluxograma simplificado do programa de ensaio .....	116
Figura 48: ajuste dos sensores de efeito Hall .....	117
Figura 49: entrada de dados .....	117
Figura 50: aplicação da sucção mátrica e equalização .....	118
Figura 51: ensaio de condutividade hidráulica não saturada .....	118
Figura 52: curvas de calibração dos transdutores de pressão convencionais .....	120
Figura 53: curvas de calibração dos transdutores de pressão diferenciais .....	120
Figura 54: curvas de calibração dos sensores de efeito Hall .....	121
Figura 55: permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio .....	124
Figura 56: fluxograma simplificado para ensaio saturado .....	125
Figura 57: etapa de saturação (Percolação) .....	126
Figura 58: etapa de saturação (aplicação de contra-pressão) .....	127
Figura 59: determinação do parâmetro B .....	127
Figura 60: monitoramento das pressões durante ensaio de condutividade hidráulica saturada .....	127
Figura 60: mapas com o traçado do Gasoduto Bolívia-Brasil e a localização do município de Timbé do Sul (SC) .....	130
Figura 61: trajetória do Gasoduto e locais de amostragem dos solos ensaiados .....	130
Figura 62: mapa com a localização geográfica da Bacia do Paraná .....	131
Figura 63: coluna estratigráfica da bacia do Paraná .....	132
Figura 64: perfil geológico da área investigada .....	133
Figura 65: perfil de Solo Litólico, em duas seqüências de colúvio sobre solo residual de basalto (próximo ao km 1000 do Gasoduto) .....	136

Figura 66: perfil de Podzólico Vermelho-Amarelo, em colúvio de arenito (próximo ao km 998 do Gasoduto) .....	137
Figura 67: bloco talhado manualmente .....	138
Figura 68: bloco parcialmente parafinado .....	138
Figura 69: bloco na caixa de madeira, pronto para o transporte .....	138
Figura 70: moldagem de corpo de prova indeformado do Solo RO (ensaios de curva característica e cisalhamento direto) .....	140
Figura 71: moldagem de corpo de prova indeformado do Solo AV (ensaio de condutividade hidráulica) .....	141
Figura 72: curvas granulométricas do solo coluvionar de arenito (Solo AV) .....	144
Figura 73: curvas granulométricas do solo coluvionar de basalto (Solo RO) .....	144
Figura 74: método do papel filtro utilizado nesta tese .....	146
Figura 75: equipamento Placa de Sucção .....	149
Figura 76: equipamento de cisalhamento direto convencional (amostras saturadas) .....	151
Figura 77: equipamento de cisalhamento direto convencional (amostras secas ao ar) .....	152
Figura 78: seção lateral do equipamento de cisalhamento direto com controle de sucção ..	154
Figura 79: equipamento de cisalhamento direto (amostras submetidas à sucção mátrica) ..	155
Figura 80: curva característica do Solo AV indeformado .....	166
Figura 81: curva característica do Solo AV remoldado sem secagem prévia .....	166
Figura 82: curva característica do Solo AV remoldado com secagem prévia .....	167
Figura 83: comparação da primeira trajetória de secagem do solo AV nas condições indeformada, remoldada com e sem secagem prévia .....	167
Figura 84: curva característica do Solo RO indeformado .....	170
Figura 85: curva característica do Solo RO remoldado sem secagem prévia .....	171
Figura 86: curva característica do Solo RO remoldado com secagem prévia .....	171
Figura 87: comparação da primeira trajetória de secagem do solo RO nas condições indeformada, remoldada com e sem secagem prévia .....	172
Figura 88: influência do índice de vazios inicial do solo RO indeformado .....	175
Figura 89: comparação entre amostras com e alto e e baixo para o mesmo tamanho de grãos .....	175
Figura 90: curva característica solo RO remoldado s/ secagem prévia (e maior = 1,94) ....	178
Figura 91: curva característica solo RO remoldado s/ secagem prévia (e intermediário = 1,65) .....	178
Figura 92: curva característica solo RO remoldado s/ secagem prévia (e menor = 1,29) ....	179
Figura 93: influência do índice de vazios inicial do solo RO remoldado sem secagem prévia .....	179
Figura 94: influência da história de umedecimento e secagem no solo AV indeformado ...	181
Figura 95: influência da história de umedecimento e secagem no solo RO indeformado ...	181
Figura 96: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV indeformado (saturado - sucção 0 kPa) .....	185



Figura 97: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV indeformado (sucção 50 kPa) .....	185
Figura 98: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV indeformado (sucção 100 kPa) .....	186
Figura 99: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV indeformado (sucção 150 kPa) .....	186
Figura 100: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV indeformado (seco – sucção inicial estimada em 5600 kPa pelo papel filtro) .....	187
Figura 101: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV remoldado (saturado - sucção 0 kPa) .....	187
Figura 102: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV remoldado (sucção 50 kPa) .....	188
Figura 103: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV remoldado (sucção 100 kPa) .....	188
Figura 104: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV remoldado (sucção 150 kPa) .....	189
Figura 105: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV remoldado (seco – sucção inicial estimada em 5800 kPa pelo papel filtro) .....	189
Figura 106: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO indeformado (saturado - sucção 0 kPa) .....	190
Figura 107: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO indeformado (sucção 50 kPa) .....	190
Figura 108: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO indeformado (sucção 100 kPa) .....	191
Figura 109: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO indeformado (sucção 150 kPa) .....	191
Figura 110: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO indeformado (seco – sucção inicial estimada em 6500 kPa pelo papel filtro) .....	192
Figura 111: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO remoldado (saturado – sucção 0 kPa) .....	192
Figura 112: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO remoldado (sucção 50 kPa) .....	193
Figura 113: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO remoldado (sucção 100 kPa) .....	193
Figura 114: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO remoldado (sucção 150 kPa) .....	194
Figura 115: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO remoldado (seco – sucção inicial estimada em 6100 kPa pelo papel filtro) .....	194
Figura 116: possíveis formas para as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e critérios de ruptura propostos .....	196
Figura 117: critérios de ruptura propostos para o solo AV indeformado (sucção de 150kPa) .....	198
Figura 118: critérios de ruptura propostos para o solo AV remoldado (sucção 150 kPa) ...	198
Figura 119: critérios de ruptura propostos para o solo RO remoldado (sucção 100 kPa) ...	199

Figura 120: critérios de ruptura propostos para o solo RO remoldado (sucção 150 kPa) ...	199
Figura 121: envoltória de resistência ao cisalhamento solo AV indeformado - plano $\tau_x$ ( $\sigma-u_a$ ) .....	202
Figura 122: envoltória de resistência ao cisalhamento solo RO indeformado - plano $\tau_x$ ( $\sigma-u_a$ ) .....	202
Figura 123: envoltória de resistência ao cisalhamento solo AV remoldado - plano $\tau_x$ ( $\sigma-u_a$ ) (Critério 1) .....	203
Figura 124: envoltória de resistência ao cisalhamento solo AV remoldado - plano $\tau_x$ ( $\sigma-u_a$ ) (Critério 2) .....	203
Figura 125: envoltória de resistência ao cisalhamento solo RO remoldado - plano $\tau_x$ ( $\sigma-u_a$ ) (Critério 1) .....	204
Figura 126: envoltória de resistência ao cisalhamento solo AV remoldado - plano $\tau_x$ ( $\sigma-u_a$ ) (Critério 2) .....	204
Figura 127: envoltória de resistência ao cisalhamento solo AV indeformado - plano $\tau_x$ ( $u_a-u_w$ ) .....	208
Figura 128: envoltória de resistência ao cisalhamento solo RO indeformado - plano $\tau_x$ ( $u_a-u_w$ ) .....	208
Figura 129: envoltória de resistência ao cisalhamento solo AV remoldado - plano $\tau_x$ ( $u_a-u_w$ ) (Critério 1) .....	209
Figura 130: envoltória de resistência ao cisalhamento solo AV remoldado - plano $\tau_x$ ( $u_a-u_w$ ) (Critério 2) .....	209
Figura 131: envoltória de resistência ao cisalhamento solo RO remoldado - plano $\tau_x$ ( $u_a-u_w$ ) (Critério 1) .....	210
Figura 132: envoltória de resistência ao cisalhamento solo RO remoldado - plano $\tau_x$ ( $u_a-u_w$ ) (Critério 2) .....	210
Figura 133: função condutividade hidráulica solo AV indeformado .....	213
Figura 134: função condutividade hidráulica solo AV remoldado sem secagem prévia .....	213
Figura 135: função condutividade hidráulica solo AV remoldado com secagem prévia ....	214
Figura 136: comparação da trajetória de secagem do solo AV nas condições indeformada, remoldada sem e com secagem prévia do solo - (a) curva característica, (b) função condutividade hidráulica .....	216
Figura 137: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de secagem) .....	218
Figura 138: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa - trajetória de secagem) .....	219
Figura 139: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa - trajetória de secagem) .....	219
Figura 140: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 90 kPa - trajetória de secagem) .....	220
Figura 141: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa – trajetória de umedecimento).....	220
Figura 142: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa – trajetória de umedecimento) .....	221

Figura 143: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de umedecimento) .....	221
Figura 144: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de secagem) .....	222
Figura 145: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa - trajetória de secagem) .....	222
Figura 146: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa - trajetória de secagem) .....	223
Figura 147: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 90 kPa - trajetória de secagem) .....	223
Figura 148: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa – trajetória de umedecimento) .....	224
Figura 149: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa – trajetória de umedecimento) .....	224
Figura 150: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de umedecimento) .....	225
Figura 151: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de secagem) .....	225
Figura 152: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa - trajetória de secagem) .....	226
Figura 153: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa - trajetória de secagem) .....	226
Figura 154: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 90 kPa - trajetória de secagem) .....	227
Figura 155: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa – trajetória de umedecimento) .....	227
Figura 156: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa – trajetória de umedecimento) .....	228
Figura 157: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de umedecimento) .....	228
Figura 158: relação entre o parâmetro de ajuste $k$ e o IP .....	231
Figura 159: procedimento 1 – solo AV indeformado (Hipótese 1) .....	237
Figura 160: procedimento 1 – solo AV indeformado (Hipótese 2) .....	237
Figura 161: procedimento 1 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1) .....	238
Figura 162: procedimento 1 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2) .....	238
Figura 163: procedimento 1 – solo RO indeformado (Hipótese 1) .....	239
Figura 164: procedimento 1 – solo RO indeformado (Hipótese 2) .....	239
Figura 165: procedimento 1 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1) .....	240
Figura 166: procedimento 1 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2) .....	240
Figura 167: procedimento 2 – solo AV indeformado (Hipótese 1) .....	241
Figura 168: procedimento 2 – solo AV indeformado (Hipótese 2) .....	241
Figura 169: procedimento 2 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1) .....	242

Figura 170: procedimento 2 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2) .....	242
Figura 171: procedimento 2 – solo RO indeformado (Hipótese 1) .....	243
Figura 172: procedimento 2 – solo RO indeformado (Hipótese 2) .....	243
Figura 173: procedimento 2 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1) .....	244
Figura 174: procedimento 2 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2) .....	244
Figura 175: procedimento 3 – solo AV indeformado (Hipótese 1) .....	245
Figura 176: procedimento 3 – solo AV indeformado (Hipótese 2) .....	245
Figura 177: procedimento 3 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1) .....	246
Figura 178: procedimento 3 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2) .....	246
Figura 179: procedimento 3 – solo RO indeformado (Hipótese 1) .....	247
Figura 180: procedimento 3 – solo RO indeformado (Hipótese 2) .....	247
Figura 181: procedimento 3 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1) .....	248
Figura 182: procedimento 3 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2) .....	248
Figura 183: procedimento 4 – solo AV indeformado (Hipótese 1 e 2) .....	249
Figura 184: procedimento 4 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1 e 2) ..	249
Figura 185: procedimento 4 – solo RO indeformado (Hipótese 1 e 2) .....	250
Figura 186: procedimento 4 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1 e 2) ..	250
Figura 187: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de van Genutchen – Mualem (solo AV indeformado) .....	255
Figura 188: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de van Genutchen – Mualem (solo AV remoldado sem secagem prévia) .....	256
Figura 189: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de van Genutchen – Mualem (solo AV remoldado com secagem prévia) .....	257
Figura 190: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de Fredlund e Xing – Child e Collis-George (solo AV indeformado) .....	258
Figura 191: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de Fredlund e Xing – Child e Collis-George (solo AV remoldado sem secagem prévia) .....	259
Figura 192: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de Fredlund e Xing – Child e Collis-George (solo AV remoldado com secagem prévia) .....	260

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: técnicas para obtenção da sucção do solo .....	51
Tabela 2: curvas de calibração para os papéis Whatman N° 42 e Schleicher & Schuell N° 589 .....	53
Tabela 3: tempos de equilíbrio adotados no método do papel filtro .....	55
Tabela 4: equações para curva característica unimodal com formato “S” .....	59
Tabela 5: equações para tensão efetiva de solos não saturados .....	62
Tabela 6: equações para resistência ao cisalhamento de solos não saturados .....	66
Tabela 7: trabalhos com relação resistência x sucção não linear .....	68
Tabela 8: modelos empíricos e macroscópicos para a função condutividade hidráulica não saturada .....	80
Tabela 9: modelos estatísticos para a função condutividade hidráulica não saturada .....	81
Tabela 10: condutividade hidráulica saturada dos discos de AVEA e área interna dos acumuladores .....	122
Tabela 11: características físicas do Solo Concepa .....	123
Tabela 12: características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de condutividade hidráulica saturada .....	123
Tabela 13: comparação dos resultados fornecidos pelos permeômetros triaxiais .....	128
Tabela 14: características físicas dos solos estudados .....	143
Tabela 15: características mineralógicas dos solos estudados .....	143
Tabela 16: detalhes adotados no método do papel filtro .....	148
Tabela 17: características iniciais das amostras utilizadas na determinação das curvas características dos solos AV e RO .....	164
Tabela 18: modelos de ajuste para as curvas características dos solos AV e RO .....	164
Tabela 19: valores de entrada de ar do solo AV obtidos graficamente (trajetória de secagem) .....	165
Tabela 20: parâmetros utilizados para ajuste matemático das curvas do Solo AV .....	165
Tabela 21: valores de entrada de ar do solo RO obtidos graficamente (trajetória de secagem) .....	172
Tabela 22: parâmetros utilizados para ajuste matemático das curvas do solo RO .....	172
Tabela 23: valores de entrada de ar do solo RO com diferentes índices de vazios obtidos graficamente (trajetória de secagem) .....	177
Tabela 24: parâmetros utilizados para ajuste matemático das curvas do Solo RO com diferentes índices de vazios .....	177
Tabela 25: características dos corpos de prova do solo AV indeformado .....	183
Tabela 26: características dos corpos de prova do solo AV remoldado (sem secagem prévia) .....	183

Tabela 27: características dos corpos de prova do solo RO indeformado .....	184
Tabela 28: características dos corpos de prova do solo RO remoldado (sem secagem prévia) .....	184
Tabela 29: valores de resistência ao cisalhamento para amostras com curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal sempre crescente .....	197
Tabela 30: parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados ( $\sigma - u_a \leq 25$ kPa) .....	200
Tabela 31: variação de $\phi'$ com o nível de sucção e o critério de ruptura utilizado .....	201
Tabela 32: variação de $\phi^b$ com a tensão normal líquida e sucção (solos AV e RO indeformado) .....	206
Tabela 33: variação de $\phi_b$ com a tensão normal líquida e sucção (solo AV remoldado) .....	206
Tabela 34: variação de $\phi^b$ com a tensão normal líquida e sucção (solo RO remoldado) .....	206
Tabela 35: características físicas iniciais das amostras do solo AV utilizadas na determinação de $k_w$ saturado e não saturado .....	212
Tabela 36: valores experimentais de $k_w$ (cm/s) obtidos para as amostras do solo AV .....	212

## **LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS**

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

AVEA: alto valor de entrada de ar

CONCEPA: Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre

DAVI – indicador de volume de ar difuso

IBA – interceptor de bolhas de ar

LAGEO: Laboratório de Geotecnologia

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Solo AV: colúvio de basalto

Solo RO: colúvio de arenito

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UR: umidade relativa

VEA: valor de entrada de ar

## LISTA DE SÍMBOLOS

A: área

atm: atmosfera

c': intercepto coesivo

cm: centímetros

cm<sup>3</sup>: centímetros cúbicos

D: diâmetro

#: diâmetro da malha da peneira

$\Delta$ : variação

e: índice de vazio

e<sub>0</sub> ou e<sub>i</sub>: índice de vazio inicial

$\epsilon$ : deformação

$\epsilon_{rup}$ : deformação na ruptura

$\phi'$ : ângulo de atrito interno

$\phi^b$ : ângulo que quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento quando a variável escolhida é  $(\sigma - u_a)$

$\phi''$ : ângulo que quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento quando a variável escolhida é  $(\sigma - u_w)$

$\gamma_d$ : peso específico aparente seco

$\gamma_s$ : peso específico real dos grãos

°C: graus Celsius

g: gramas

H: altura

i: gradiente hidráulico

IP: índice de plasticidade

k<sub>s</sub>: condutividade hidráulica saturado

k<sub>d</sub>: condutividade hidráulica da pedra de alto valor de entrada de ar



$k_w$ : coeficiente de condutividade da fase água ou condutividade hidráulica

$k_a$ : coeficiente de condutividade da fase ar

kPa: kiloPascal

km: quilômetro

$km^2$ : quilômetro quadrado

ln: logaritmo natural

LL: limite de liquidez

LP: limite de plasticidade

m: metros

mm: milímetro

min: minuto

$\pi$ : sucção osmótica

$\theta$ : teor de umidade volumétrico

s: segundos

$S_r$ : grau de saturação

$S_{r0}$ : grau de saturação inicial

$S_e$ : grau de saturação efetivo

$\Psi$ : sucção

$\Psi_{b1}$ : valor de entrada de ar dos macroporos

$\Psi_{b2}$ : valor de entrada de ar dos microporos

$\Psi_r$ : sucção residual

$\Psi_{res1}$ : sucção residual dos macroporos

$\Psi_{res2}$ : sucção residual dos microporos

$\sigma - u_w$ : tensão efetiva

$\sigma$ : tensão total

$\sigma_c$ : pressão confinante

$\sigma_1$ : tensão principal maior na ruptura

$\sigma_3$ : tensão principal menor na ruptura

$\sigma - u_a$ : tensão normal líquida

$(\sigma - u_a)_f$  – tensão normal líquida atuante no plano de ruptura na ruptura;

$\tau$  – resistência ao cisalhamento

$\tau_{ff}$  – resistência ao cisalhamento no plano de ruptura na ruptura

$\tau_{rup}$  – tensão cisalhante na ruptura

$u_w$ : poro-pressão de água

$u_{wB}$ : poro-pressão de água da base

$u_{wT}$ : poro-pressão de água do topo

$u_a$ : poro-pressão de ar

$u_a - u_w$ : sucção mátrica

$(u_a - u_w)_f$ : sucção mátrica no plano de ruptura na ruptura

$v$ : velocidade do fluxo

$V$ : volts

$\chi$ : parâmetro relacionado com o grau de saturação utilizado na equação de Bishop

$w$ : teor de umidade gravimétrico

$w_0$ : teor de umidade inicial

$w_f$ : teor de umidade final

## 1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta inicialmente o problema de pesquisa dessa tese, onde é feita uma breve contextualização da ênfase e dos objetivos desse trabalho. Na sequência são detalhados os objetivos específicos e o conteúdo abordado em cada capítulo.

### 1.1. PROBLEMA DE PESQUISA

A Mecânica dos Solos Não Saturados descreve o comportamento de uma grande variedade de solos, tais como solos residuais, sedimentares, expansivos, colapsíveis, compactados, remoldados, etc. Todos esses materiais, frequentemente encontrados na prática de engenharia, estão sujeitos a variações de umidade de origem natural (variações atmosféricas) ou artificial (atividade humana), que causam importantes modificações em seu comportamento mecânico e hidráulico. Os solos não saturados são encontrados, principalmente, em regiões de clima árido e semi-árido, as quais são caracterizadas pela limitada quantidade de chuva e pela alta taxa de evaporação. Países tropicais, como o Brasil, possuem uma vasta área coberta por solos não saturados de diferentes origens geológicas.

O comportamento de engenharia de um solo não saturado é significativamente influenciado pela variável definida como sucção ou pressão negativa existente na água intersticial. O entendimento conceitual da sucção e sua determinação em campo ou em laboratório fornecem a base para a solução da maioria dos problemas geotécnicos associados a solos não saturados (Kumar *et al.*, 2002). A sucção pode ser utilizada para entender uma grande variedade de problemas relacionados à estabilidade de taludes, estruturas de contenção, pavimentos, fundações superficiais e profundas, desempenho de solos utilizados em coberturas ou *liners*, e fluxos de água ou contaminantes na zona não saturada do solo (Vanapalli *et al.*, 2004).

A sucção varia com a quantidade de água presente nos vazios de um solo e é frequentemente analisada a partir da curva característica ou curva de retenção do solo. Nesta tese optou-se por denominar a relação entre a quantidade de água presente nos vazios do solo e a sucção de curva característica. Essa curva descreve a capacidade do solo de armazenar água, quando o

mesmo é submetido a diferentes valores de sucção, em trajetórias de umedecimento e secagem. Nos últimos anos, vários estudos têm demonstrado que o comportamento mecânico e hidráulico de um solo não saturado pode ser previsto a partir da análise e interpretação dessa curva. A curva característica e o coeficiente de condutividade hidráulica saturado têm sido utilizados para prever a função condutividade hidráulica do solo não saturado (Brooks e Corey, 1964; van Genuchten, 1980; Mualem, 1986; Fredlund *et al.*, 1994; Agus *et al.*, 2003b). Da mesma forma, a variação da resistência ao cisalhamento com relação à sucção pode ser estimada utilizando a curva característica e parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados (Vanapalli *et al.*, 1996b; Fredlund *et al.*, 1996; Öberg e Sällfors, 1997; Khalili e Khabbaz, 1998; Bao *et al.*, 1998; Rassam e Cook, 2002; Tekinsoy *et al.*, 2004). A utilização de aproximações teóricas e empíricas para modelar essas propriedades a partir da curva característica são bastante atrativas para a prática de engenharia geotécnica. Cabe ressaltar, entretanto, que estes modelos precisam ser avaliados, testados e calibrados a partir de uma gama maior de solos não saturados antes de serem empregados na prática de engenharia geotécnica.

Dentro desse contexto, esta tese visa contribuir para a compreensão do comportamento geotécnico de dois solos coluvionares não saturados que compõem o substrato direto do Gasoduto Bolívia-Brasil, particularmente nas encostas da Formação Serra Geral, junto à divisa dos estados do Rio Grande do Sul e Santa Catarina. O primeiro solo estudado é um colúvio de rocha vulcânica situado na escarpa da Serra Geral, no km 1000 do Gasoduto (Solo RO), e o segundo um colúvio de arenito localizado no sopé da encosta, próximo ao km 998 do Gasoduto (Solo AV). A escolha desses materiais foi baseada nos possíveis riscos que os mesmos poderiam apresentar à estabilidade e segurança do Gasoduto. As variações atmosféricas nesta região podem provocar a percolação de água dentro desses colúvios, gerando um aumento na poro-pressão de água (e no grau de saturação) e uma redução no fator de segurança dos taludes de encosta. Com o intuito de contribuir para o entendimento dos fenômenos de instabilidade de taludes característicos dessa região, o estudo do comportamento hidráulico e de resistência ao cisalhamento desses dois solos coluvionares está sendo proposto.

Os solos coluvionares investigados exibem características diferentes de muitos solos não saturados estudados na literatura geotécnica. O fluxograma apresentado na figura 1 ilustra como o comportamento resistente e hidráulico desses solos foi determinado nesta tese.

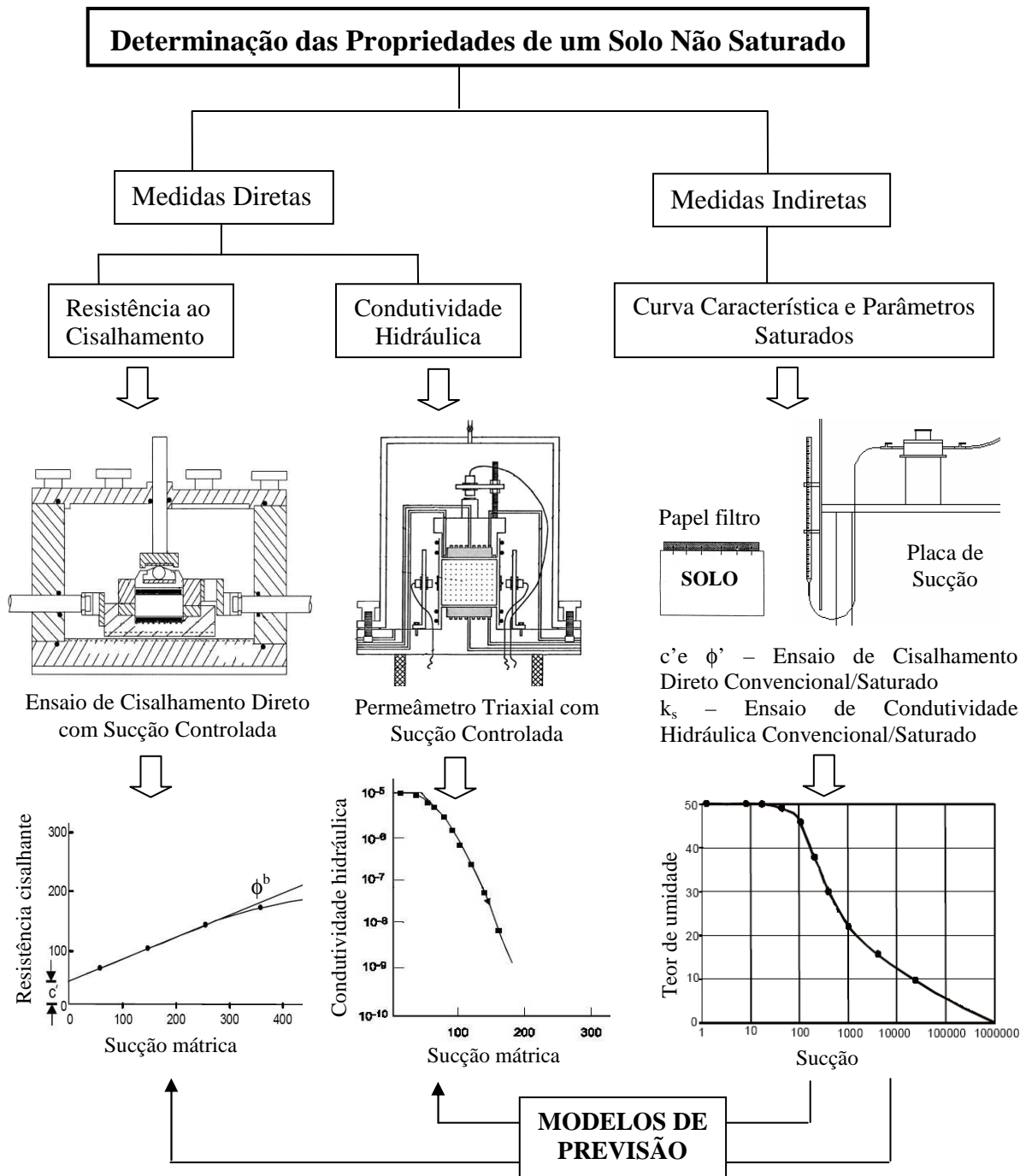


Figura 1: fluxograma dos principais objetivos desta tese

As propriedades de resistência ao cisalhamento e de condutividade hidráulica dos solos estudados foram obtidas através de dois procedimentos distintos: (i) métodos diretos, onde a variação da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica com a sucção foi determinada experimentalmente através de ensaios de cisalhamento direto e de condutividade hidráulica com sucção controlada, respectivamente. Para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados foi utilizado o equipamento desenvolvido por Bastos

(1999). Um permeâmetro triaxial com controle de sucção, baseado no modelo proposto por Huang *et al.* (1998a), foi construído para determinação da função condutividade hidráulica na condição não saturada. (ii) métodos indiretos, onde a curva característica e parâmetros saturados dos solos -  $c'$  (intercepto coesivo),  $\phi'$  (ângulo de atrito interno) e  $k_s$  (coeficiente de condutividade hidráulico saturado) - foram utilizados na previsão da resistência ao cisalhamento e da função condutividade hidráulica não saturada. As curvas características dos Solos AV e RO foram obtidas pelo uso combinado do método do papel filtro (sucções entre 5 kPa e 30.000 kPa) e da placa de sucção (sucções mais baixas - < 5 kPa).

## 1.2. OBJETIVOS

O principal objetivo desse trabalho é contribuir para o conhecimento do comportamento geotécnico de dois solos coluvionares não saturados situados em um dos trechos do Gasoduto Bolívia-Brasil, focalizando principalmente a determinação da curva característica, da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica. Essas propriedades foram determinadas a partir de amostras moldadas nas condições indeformada e remoldada (com e sem secagem prévia do solo). Um estudo comparativo entre os resultados experimentais e os estimados a partir da curva característica do solo foi também realizado.

Os objetivos específicos desse estudo compreendem:

- a) Determinar as curvas características dos solos AV e RO através do método do papel filtro e da placa de sucção;
- b) Obter a resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares (AV e RO), para diferentes tensões normais líquidas e sucções, através de ensaios de cisalhamento direto convencionais e com sucção controlada. Esses ensaios permitirão obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento:  $\phi'$ - ângulo de atrito interno,  $c'$ - intercepto coesivo e  $\phi_b$ - parâmetro que quantifica a influência da sucção na resistência ao cisalhamento do solo;
- c) Determinar o coeficiente de condutividade hidráulica saturado do Solo AV utilizando um permeâmetro triaxial convencional, com coluna de mercúrio;
- d) Construir e calibrar um permeâmetro triaxial com controle de sucção para determinação da função condutividade hidráulica não saturada do solo AV,

- e) Aplicar modelos existentes na literatura para previsão da resistência ao cisalhamento e da função condutividade hidráulica na condição não saturada a partir da curva característica e de parâmetros saturados do solo.

### 1.3. ESTRUTURA DA TESE

Esta tese de doutorado é composta por oito Capítulos e apresenta os ensaios, resultados e análises realizadas para determinação do comportamento quanto à resistência ao cisalhamento e à condutividade hidráulica dos solos coluvionares não saturados estudados. Neste Capítulo 1 são apresentados o problema de pesquisa e os principais objetivos dessa tese.

Uma revisão dos aspectos teóricos necessários para a compreensão e análise dos resultados dessa pesquisa é apresentada no Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica. Essa revisão aborda inicialmente alguns conceitos básicos e fundamentais para o entendimento do comportamento de um solo não saturado, como sucção, estágios de saturação e variáveis de estado de tensão. Após é realizada uma revisão sobre curva característica, resistência ao cisalhamento e fluxo em solos não saturados.

O Capítulo 3 descreve o permeâmetro triaxial com controle de sucção desenvolvido para determinar a função condutividade hidráulica não saturada do Solo AV, em ciclos de umedecimento e secagem. São detalhadas todas as partes constituintes do equipamento, bem como o programa desenvolvido para controle e aquisição de dados, e os ensaios realizados para calibração do equipamento.

O Capítulo 4, referente aos materiais e métodos, pode ser dividido em duas partes: (i) caracterização dos solos coluvionares investigados, e (ii) metodologia empregada nos ensaios de laboratório. Na primeira parte são descritos a localização da área investigada, a caracterização geológica e pedológica dos solos, e os métodos de coleta e preparação das amostras indeformadas e remoldadas (com e sem secagem prévia do solo). Nas técnicas experimentais são detalhados os equipamentos e procedimentos adotados durante a realização dos ensaios de curva característica (método do papel filtro e placa de sucção), resistência ao cisalhamento (cisalhamento direto convencional e com sucção controlada) e condutividade hidráulica (permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio e com controle de sucção).

No Capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados do programa experimental. As curvas características obtidas para os solos AV e RO são apresentadas e as influências da condição de moldagem, do índice de vazios inicial e da história de umedecimento e secagem no formato da curva são analisados. Os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento dos solos AV e RO e os diferentes critérios de ruptura adotados são também detalhados. Ao final desse capítulo o comportamento hidráulico do Solo AV sob diferentes trajetórias de umedecimento e secagem é descrito e discutido.

O Capítulo 6 procura verificar a aplicabilidade dos modelos de previsão da resistência ao cisalhamento e da função condutividade hidráulica não saturada existentes na literatura aos solos estudados. Os resultados previstos são comparados com os resultados experimentais apresentados no Capítulo 5.

No Capítulo 7 são descritas as principais conclusões da tese e algumas propostas para futuras linhas de pesquisa que darão continuidade ao trabalho aqui iniciado. As referências bibliográficas que embasam este trabalho são apresentadas no Capítulo 8.

No Anexo I são apresentadas todas as pranchas com os desenhos de cada componente do permeâmetro triaxial desenvolvido nesta pesquisa.



## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O interesse pelo estudo de Solos Não Saturados é reconhecido desde o estabelecimento da Mecânica dos Solos como ciência de engenharia. Entretanto, os princípios da Mecânica dos Solos Clássica foram desenvolvidos com ênfase em solos saturados ( $S_r = 100\%$ ) ou secos ( $S_r = 0\%$ ). Para essas duas condições extremas, as teorias existentes podem ser aplicadas com sucesso na descrição do comportamento mecânico - resistência ao cisalhamento e compressibilidade – ou hidráulico do solo. As principais razões para essa ênfase são: (i) o solo na condição saturada, ou completamente seca, forma um sistema bifásico constituído por uma fase sólida (grãos) e uma fase fluida (água ou ar). Esse sistema é mais fácil de ser analisado que um sistema multifásico (grãos, água e ar), como o solo não saturado; (ii) a tecnologia e a prática de engenharia geotécnica foram desenvolvidas principalmente em regiões de clima temperado, onde o lençol freático é geralmente superficial e o solo encontra-se comumente saturado; (iii) as formulações e equações constitutivas associadas a solos não saturados são freqüentemente não lineares. Como resultado requerem análises matemáticas mais complexas para que uma solução seja encontrada, e (iv) os ensaios realizados em solos não saturados demandam tempo, são caros, necessitam de equipamentos especiais e de pessoal qualificado para sua operação. Todos os fatores citados contribuíram para que o desenvolvimento de princípios teóricos, experimentais e práticos relacionados a solos não saturados ocorresse de forma mais lenta. Atualmente existe uma tendência de considerar o solo saturado como um caso particular do solo não saturado, isto é, um caso onde o grau de saturação é igual a 100% (Delage e Graham, 1995; Fredlund, 1995).

A necessidade de uma teoria que englobe solos na condição não saturada é extremamente importante, uma vez que esses materiais são encontrados em todos os continentes, particularmente nos países de clima árido e semi-árido (mais de 60% dos países do mundo). Em regiões de clima tropical com longos períodos de estiagem, como o Brasil, a ocorrência de solos não saturados é bastante significativa. Nestas regiões muitos problemas geotécnicos e geoambientais envolvem solos na condição não saturada, como: estabilidade de taludes, construção de estradas, fundações superficiais e profundas, barragens de terra, estruturas de contenção, instalações para resíduos industriais ou urbanos e fluxo de contaminantes em

solos. Adicionalmente, o comportamento de solos compactados, remoldados, expansivos, colapsíveis, residuais e sedimentares também se constituem exemplos de solos não saturados.

Um embasamento teórico para a Mecânica dos Solos Não Saturados tem sido desenvolvido nas últimas quatro décadas, devido em grande parte aos trabalhos realizados por Bishop *et al.* (1960), Fredlund e Morgenstern (1977), Alonso *et al.*, (1987) e Fredlund e Rahardjo (1993). As equações constitutivas para resistência ao cisalhamento, fluxo e variação volumétrica em solos não saturados têm sido aprimoradas para descrever e modelar o comportamento destes solos. Entretanto, muitos aspectos teóricos, métodos de previsão de propriedades, bem como a aplicação destes conceitos à prática de engenharia geotécnica ainda não se encontram completamente estabelecidos. Dentro deste contexto, este capítulo apresenta inicialmente alguns conceitos fundamentais para o entendimento do comportamento do solo não saturado, como sucção, estágios de saturação e variáveis de estado de tensão. Posteriormente, é realizada uma revisão sobre curva característica, resistência ao cisalhamento e fluxo em solos não saturados.

## 2.1. CONCEITOS BÁSICOS

### 2.1.1 Sucção

Os solos são encontrados na natureza como uma mistura de diversas fases. Quando os vazios do solo estão preenchidos pela mistura de ar e água afirma-se que o solo é não saturado. Dessa forma, um solo não saturado é normalmente definido como um sistema trifásico composto por partículas sólidas, água e ar. Entretanto, muitos autores consideram a interface ar-água como uma quarta fase independente (Fredlund e Morgenstern, 1977).

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

de volume de água é a sucção (Lee e Wray, 1995). A sucção também pode ser definida como a tensão requerida para remover uma molécula de água do solo na fase de vapor (Houston *et al.*, 1994). Marinho (2000) define sucção como sendo a pressão isotrópica imposta pelo poro-água para absorver mais água.

A sucção total é composta por duas componentes, a sucção mátrica (relacionada à matriz do solo, ou seja, estrutura e composição das partículas) e a osmótica (devido à concentração química da água do solo) (Marinho, 1997). O significado físico da sucção total, mátrica e osmótica pode ser melhor compreendido utilizando conceitos termodinâmicos ou através de uma membrana semipermeável.

Aitchison (1965) (*apud* Marinho, 2000) definiu os diferentes componentes de sucção baseando-se em princípios termodinâmicos. A sucção mátrica é a sucção equivalente obtida através da medida da pressão parcial de vapor em equilíbrio com a água do solo, em relação à pressão parcial de vapor em equilíbrio com uma solução de composição idêntica à água do solo. A sucção osmótica é a sucção equivalente derivada da medida da pressão parcial de vapor em equilíbrio com uma solução de composição idêntica à da água do solo, em relação à pressão parcial de vapor em equilíbrio com a água pura livre. A sucção total é a sucção equivalente derivada da medida da pressão parcial de vapor em equilíbrio com a água do solo, em relação à pressão parcial de vapor em equilíbrio com a água pura livre. A figura 2 ilustra essas definições e a diferença entre as umidades relativas (UR) indica o efeito da sucção mátrica ( $UR_1-UR_2$ ), osmótica ( $UR_2-UR_3$ ) e total ( $UR_1-UR_3$ ). A umidade relativa representa a dificuldade destes sistemas (solo + água intersticial, água intersticial e água pura) de perderem uma molécula de água para o ar (Marinho, 2000).

A definição de sucção através de uma membrana semipermeável é apresentada na figura 3. A sucção total é a diferença de pressão através de uma membrana semipermeável que separa a água pura de um sistema constituído pelo solo e água intersticial. A membrana é permeável apenas à água e não aos solutos, logo pode existir uma diferença de concentração química entre a água pura e a água do solo. A sucção mátrica é a diferença de pressão através de uma membrana que separa o sistema solo/água intersticial de uma solução idêntica à da água intersticial, mas sem o solo. A membrana é permeável à solução, deixando passar água e solutos, portanto não há diferença de concentração química de um ponto a outro do poro fluido. A sucção osmótica é obtida pela diferença entre as sucções total e mátrica.

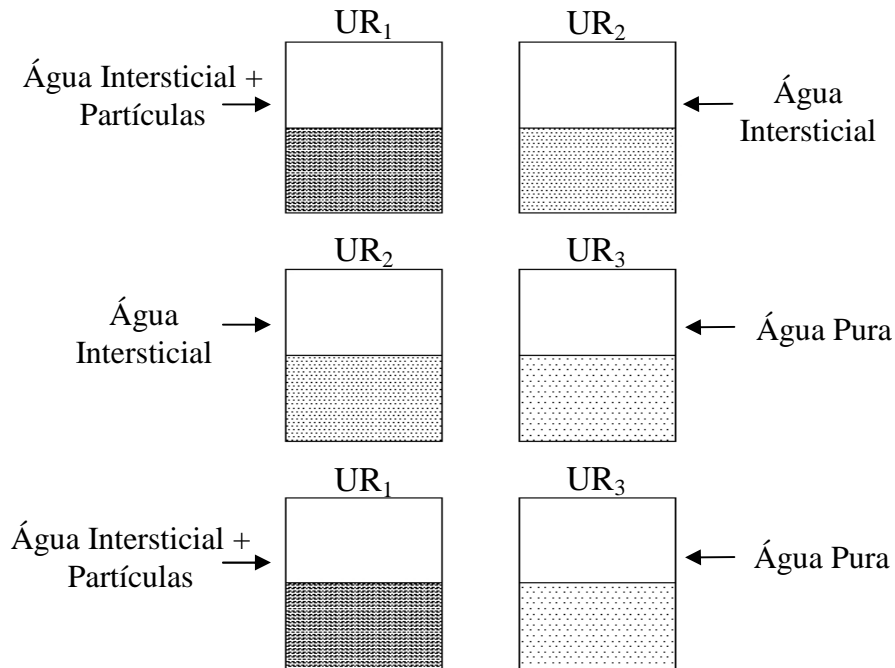


Figura 2: definição dos componentes de sucção do solo com base em princípios termodinâmicos (Fonte: Marinho, 2000)

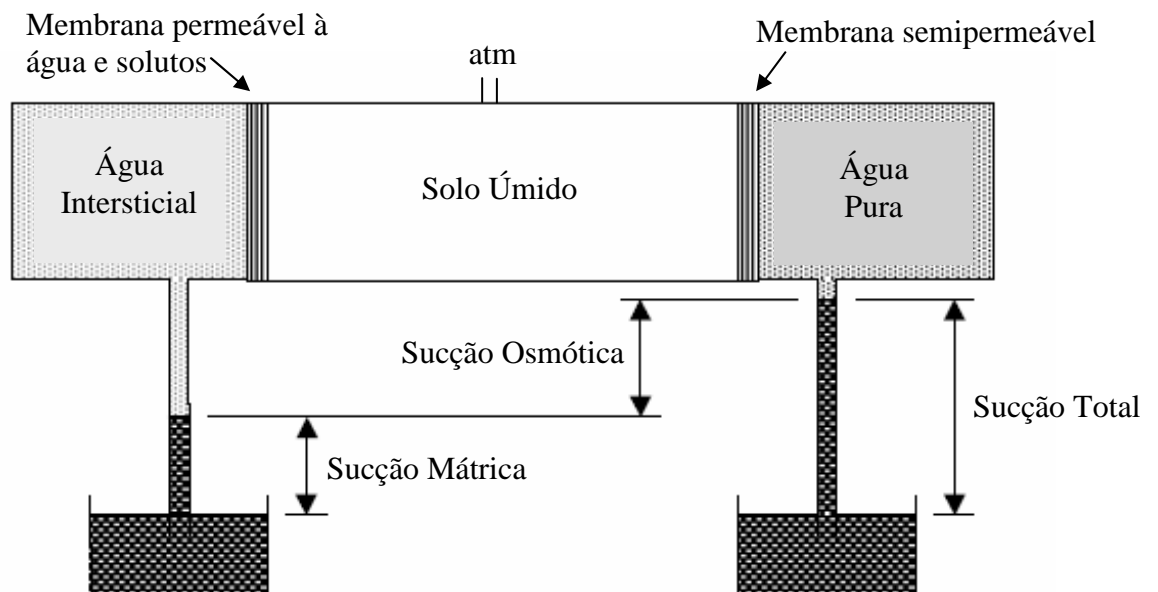


Figura 3: definição dos componentes de sucção do solo utilizando uma membrana semipermeável (Fonte: Marinho, 2000)

### 2.2.1.1 Sucção Mátrica

A sucção mátrica é quantitativamente definida 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 controlada por dois mecanismos distintos e experimentalmente inseparáveis: forças capilares e forças de adsorção. A parcela capilar está relacionada com a macroestrutura, aos poros interligados nos quais a água flui devido a gradientes de pressão capilar. Já a parcela de adsorção está associada com a microestrutura, com a hidratação dos argilominerais (Moncada, 2004).

A contribuição de cada um desses mecanismos depende da composição e estrutura do solo (figura 4). Para areias e outros materiais não coesivos, a sucção mátrica pode ser estimada pelo modelo capilar. Os solos argilosos, por outro lado, são constituídos por partículas quimicamente ativas, com uma grande variabilidade de tamanho de poros, interconexões e ângulos de contato. Nestes solos a poro-pressão de água é significativamente influenciada pela água adsorvida à superfície do argilomineral. Nesse caso as forças eletroquímicas

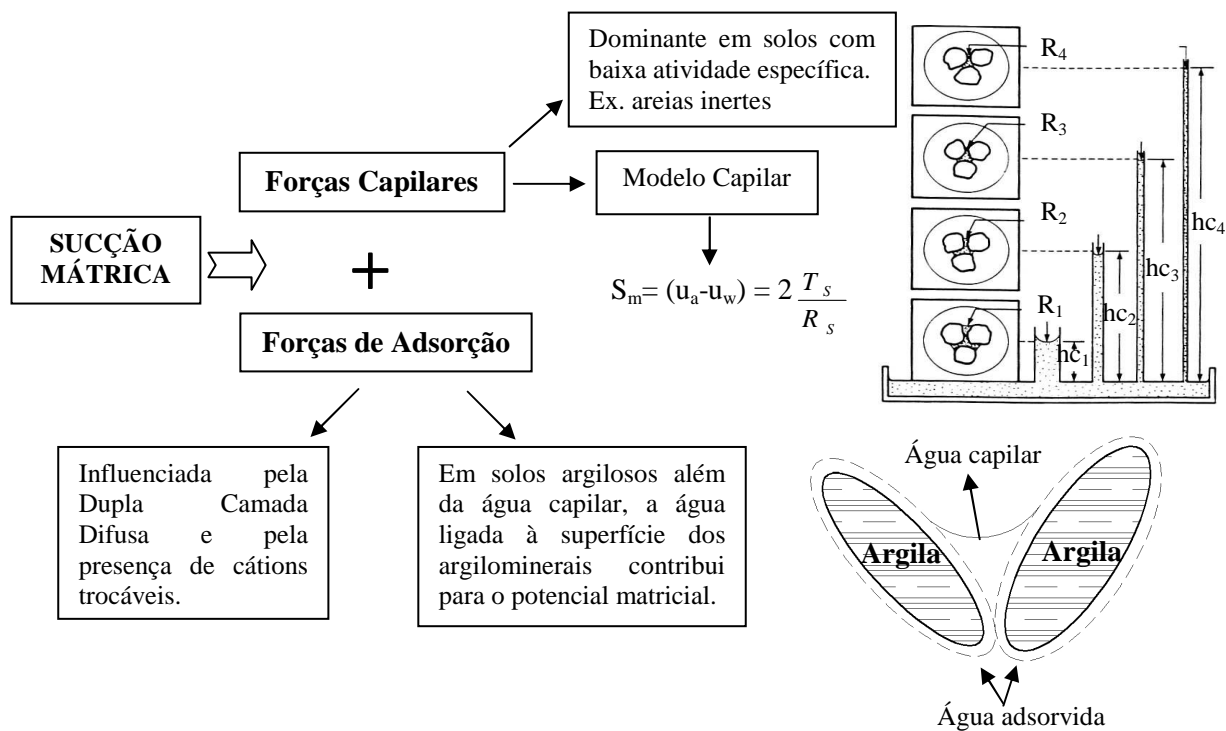


Figura 4: esquema ilustrativo dos componentes da sucção mátrica

(ou de adsorção) devem ser consideradas como um segundo componente de sucção mátrica, o qual pode ser mais importante que o componente capilar (Wiebe, 1996).

#### 2.1.1.2 Sucção Osmótica

A sucção osmótica é definida como a tensão adicional necessária para remover uma molécula de água, devido à presença de sais dissolvidos na fase água (Ridley, 1995). Essa sucção depende da concentração química da água intersticial e normalmente é aproximada pela Equação 1 (Yong e Warkentin, 1965 *apud* Wiebe, 1996). A sucção osmótica é influenciada pelas condições químicas e térmicas do solo e pode ocorrer tanto em solos não saturados como em saturados. A diferença ou alteração na concentração de sal de um ponto a outro dentro do poro fluido ou a presença de vegetação e contaminantes no solo podem induzir um fluxo osmótico (Marinho, 1997).

$$\pi = n.R.T.c \quad \text{(equação 1)}$$

Onde: n - número de moléculas por moles do sal; R – constante universal dos gases;  
T- temperatura absoluta, e c – concentração do sal

A sucção osmótica é desprezada na maioria dos problemas geotécnicos que envolvem solos não saturados. Algumas razões para esse fato podem ser destacadas, como: (i) um solo granular e livre de sais não tem sucção osmótica e a sucção total é igual à sucção matricial (Smith e Smith, 1998); (ii) as variações na sucção osmótica têm efeito sobre o comportamento mecânico e hidráulico do solo, entretanto, o efeito dessa variação não é tão significativo quanto o produzido por uma alteração na sucção mátrica (Fredlund e Rahardjo, 1993), e (iii) na maioria dos solos não saturados, a concentração de sal no poro fluido, quando presente, é relativamente baixa ou praticamente não varia com as alterações ambientais (Zhan, 2003).

### 2.1.2 Estágios de Saturação

Muitos pesquisadores propuseram diferentes classificações para o solo não saturado em função da forma e continuidade com que as fases água e ar podem estar presentes. Wroth e Houlsby (1985) dividiram o solo não saturado em três categorias, como ilustrado na figura 5: (1) Fase ar contínua e fase água descontínua - esta fase ocorre para baixos graus de saturação,

onde a fase ar se apresenta na forma de canais e a água encontra-se retida, formando meniscos ao redor dos pontos de contatos dos grãos; (2) Fases ar e água contínuas – ocorre para solos não saturados com grau de saturação intermediário, e (3) Fase água contínua e fase ar descontínua - para graus de saturação mais altos a fase ar perde a continuidade e pode tornar-se oclusa na água. Quando o ar não está mais presente nos vazios, a saturação completa é alcançada. Algumas categorizações similares foram propostas por Fredlund (1995) e Cho e Santamarina (2001).

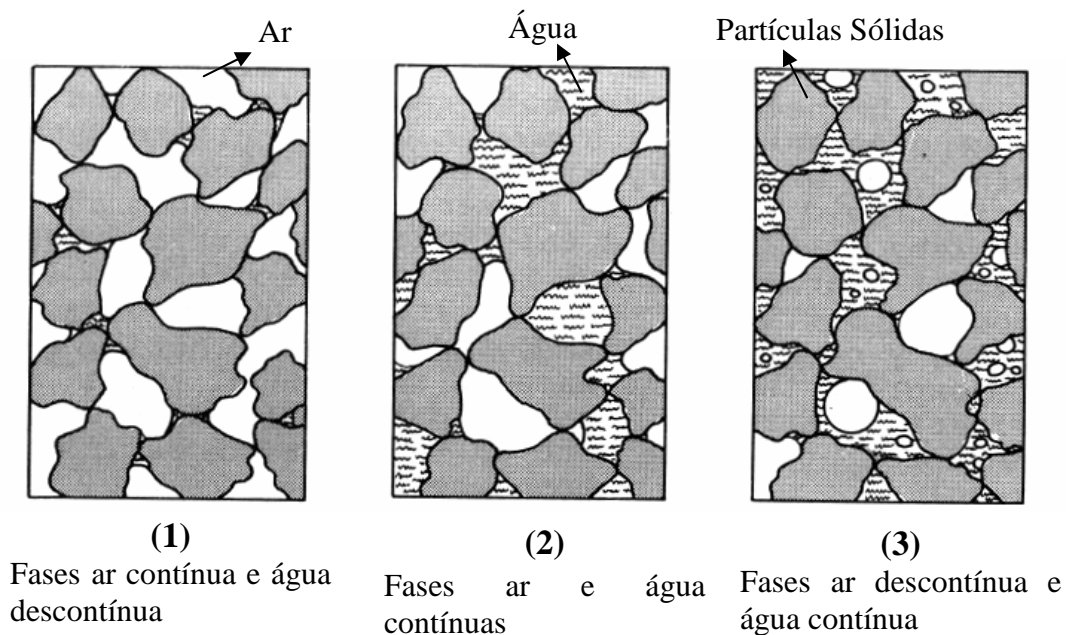


Figura 5: classificação do solo não saturado proposta por Wroth e Housby (1985)

Bao *et al.* (1998) (*apud* Zhan, 2003) propuseram quatro estágios de saturação para solos compactados com base na continuidade da fase ar (figura 6). Os estágios A, B e D correspondem respectivamente às fases (1), (2) e (3) da classificação proposta por Wroth e Housby (1985). O estágio internamente contínuo (estágio C) é um estágio adicional, onde a fase ar não está conectada com a atmosfera, mas contínua dentro da massa de solo. Os autores salientam que em solos compactados os poros da superfície ou limites são submetidos a um esforço de compactação maior e conseqüentemente são menores que aqueles existentes dentro da massa de solo. Portanto, a existência do estágio internamente contínuo só é possível em solos compactados. Os quatro estágios de saturação propostos foram verificados experimentalmente em ensaios de laboratório, incluindo ensaios de penetração de ar e testes de dissipação de poro-pressão de água.

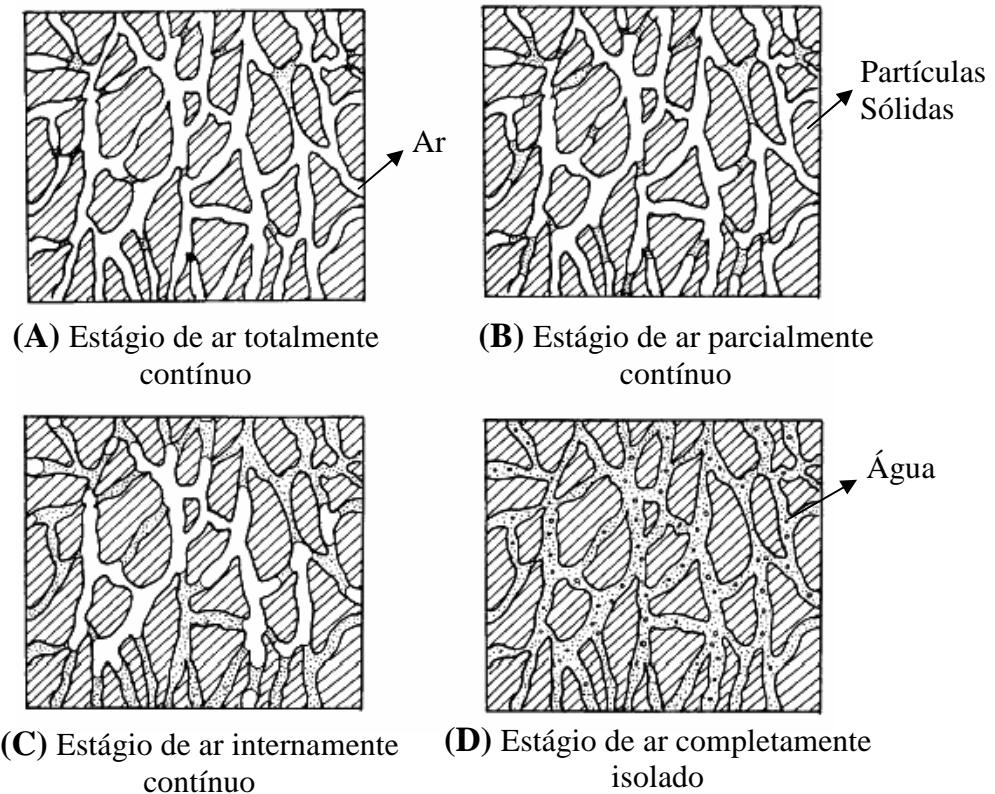


Figura 6: classificação do solo não saturado baseada na continuidade da fase ar

O comportamento hidráulico e mecânico de um solo não saturado é fortemente influenciado pelos estágios de saturação. Para solos relativamente secos (fase 1 da figura 5), o fluxo é controlado basicamente pela condutividade do ar, o movimento de água ocorre principalmente na fase de vapor e, portanto, a lei de Darcy não pode ser aplicada. Nesta situação a sucção atinge valores bastante elevados, mas sua contribuição para o comportamento mecânico é negligenciável em virtude da pequena porção de área úmida. Por outro lado, em solos relativamente úmidos (fase 3 da figura 5), grande parte dos vazios está preenchida por água e a sucção mátrica tem pequena influência no comportamento mecânico e hidráulico, uma vez que o solo se encontra perto da saturação. Dessa forma, as teorias propostas para solos não saturados foram desenvolvidas principalmente para o caso onde as fases água e ar são contínuas (Fredlund, 2000). Tal condição, representada pela fase 2 da figura 5, ocorre normalmente para graus de saturação entre 20% e 80%.

### 2.1.3 Variáveis de Estado de Tensão

Uma variável de tensão é definida como uma variável não material requerida para caracterização da condição de tensão a que o solo está submetido. O número de variáveis de



tensões necessárias para descrever o estado tensional de um solo depende principalmente do número de fases envolvidas. Os sistemas bifásicos têm seu estado de tensões completamente definido utilizando-se uma variável de tensão:  $(\sigma - u_w)$ , para o solo saturado, e  $(\sigma - u_a)$ , para o solo seco. O solo não saturado necessita de duas variáveis de tensões independentes para descrever seu estado tensional (Fredlund e Morgenstern, 1977).

As possíveis combinações de variáveis de estado de tensões para um solo na condição não saturada são: (1)  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$ ; (2)  $(\sigma - u_w)$  e  $(u_a - u_w)$ , e (3)  $(\sigma - u_a)$  e  $(\sigma - u_w)$ . Qualquer par dessas variáveis pode ser utilizado para formular equações constitutivas que descrevam a resistência ao cisalhamento, as variações volumétricas e as propriedades hidráulicas do solo não saturado. O par tensão normal líquida  $(\sigma - u_a)$  e sucção  $(u_a - u_w)$  é normalmente o mais utilizado tendo em vista que: (i) os efeitos da variação da tensão total podem ser separados dos efeitos causados pela variação na poro-pressão de água; (ii) a poro-pressão de ar é constante (pressão atmosférica) para a maioria dos problemas geotécnicos, enquanto que a poro-pressão de água é negativa e freqüentemente difícil de ser medida com precisão, e (iii) esse par de variáveis permite uma transição suave para o caso saturado, uma vez que, quando a sucção se anula,  $(\sigma - u_a)$  coincide com  $(\sigma - u_w)$  (De Campos, 1997; Sharma, 1998, Zhan, 2003). A figura 7 ilustra a atuação dessas variáveis de tensão em um elemento de solo não saturado. Existe uma hierarquia com respeito aos valores dos componentes individuais das variáveis de estado de tensões em um solo não saturado:  $\sigma \geq u_a \geq u_w$ . Essa hierarquia deve ser mantida para garantir condições de equilíbrio estáveis (Fredlund e Rahardjo, 1993).

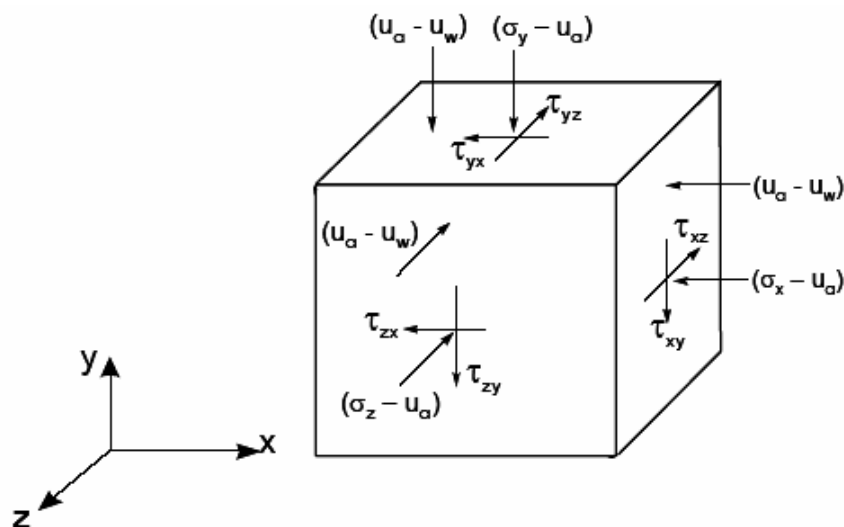


Figura 7: variáveis de estado de tensão para um solo não saturado  
(modificado de Fredlund e Rahardjo, 1993)

## 2.2 CURVA CARACTERÍSTICA

A curva característica, também chamada de curva de retenção, é uma das relações constitutivas mais importantes utilizadas para entender e interpretar a resposta de um solo não saturado. Essa curva representa uma função que correlaciona a quantidade de água dentro dos poros do solo com a energia necessária para sua retirada (sucção). A quantidade de água no solo pode ser representada pelo teor de umidade gravimétrico ( $w$ ), teor de umidade volumétrico ( $\theta$ ) ou grau de saturação ( $S_r$ ). Já a sucção expressa na curva característica pode ser a sucção mátrica ou total. A sucção mátrica é associada a fenômenos capilares e parece dominar a curva característica para baixos valores de sucção (menores que 1500 kPa). Para altas sucções, onde a água flui principalmente na forma de vapor, a sucção total parece ser mais importante (Fredlund, 2002a). A figura 8 ilustra o tipo de dessaturação predominante para diferentes níveis de sucção da curva característica.

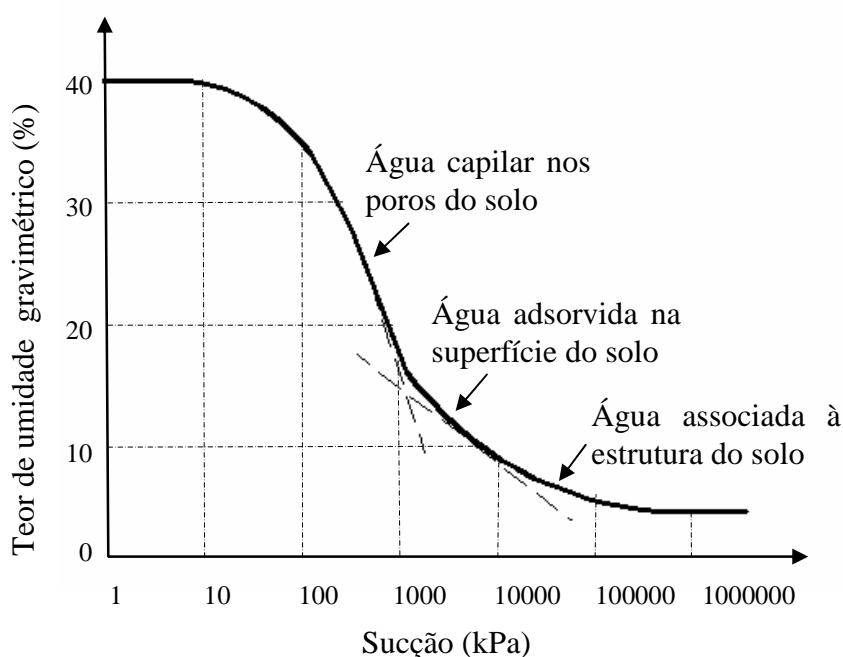


Figura 8: influência relativa das parcelas de sucção na curva característica (modificado de Moncada, 2004)

Fisicamente, a curva característica é uma medida da capacidade de armazenamento de água de um solo para um dado valor de sucção (Ng e Pang, 2000a). As propriedades de engenharia de um solo não saturado, como resistência ao cisalhamento, coeficiente de condutividade hidráulica e variação volumétrica são significativamente influenciadas pelas características de armazenamento de água no solo. Nos últimos anos foram publicados diversos estudos que utilizam informações contidas na curva característica e parâmetros geotécnicos obtidos na

condição saturada para prever outras propriedades do solo na condição não saturada (van Genuchten, 1980; Fredlund *et al.*, 1994; Vanapalli *et al.*, 1996a e 1996b; Öberg e Sällfors, 1997; Khalili e Kahabbaz, 1998; Agus *et al.*, 2003b). A utilização de modelos para previsão dessas propriedades a partir da curva característica é atrativa para a prática de engenharia geotécnica em função da simplicidade e do baixo custo (Vanapalli *et al.*, 2004).

### 2.2.1 Curva Característica Unimodal

A curva característica fornece informações importantes sobre a distribuição de tamanhos de poros, a quantidade de água contida nesses poros e o estado de tensão atuante no poro-água (Sillers *et al.*, 2001). Uma curva característica unimodal, tradicionalmente conhecida na literatura geotécnica, é apresentada na figura 9 para valores de sucção entre 1 e 1.000.000 kPa. Vários resultados experimentais indicam a sucção de 1.000.000 kPa como o máximo valor de sucção da curva característica. A curva característica unimodal, com formato “S”, exibe três estágios de dessaturação: estágio de efeito limite de entrada de ar, estágio de transição e estágio residual de não-saturação. A figura 10 ilustra uma provável variação da área de água em cada um desses trechos.

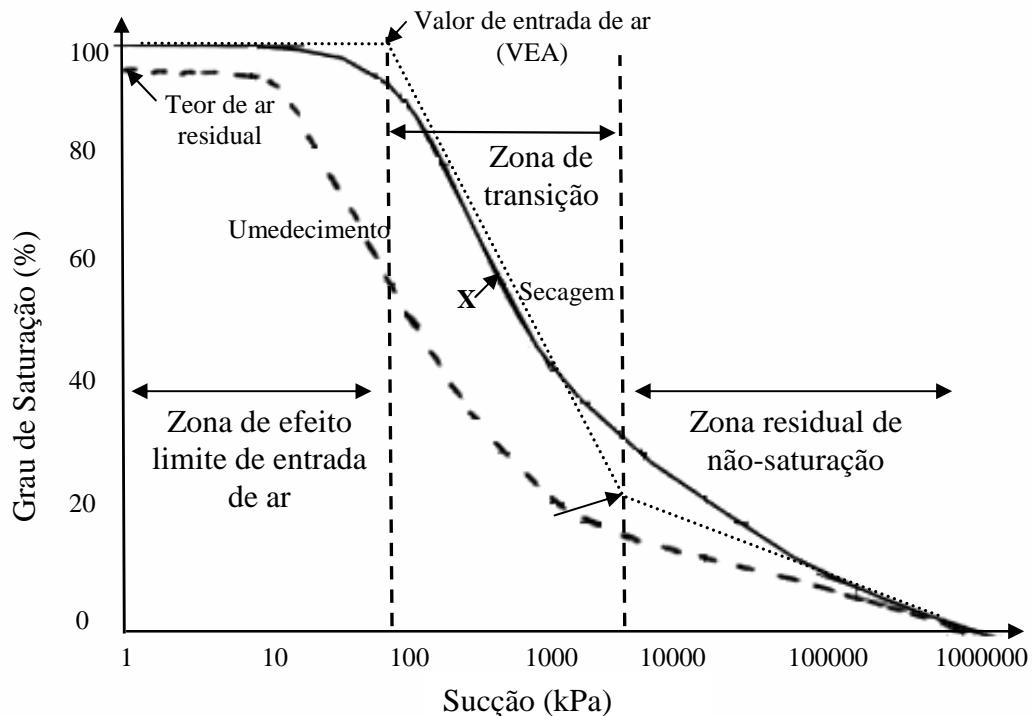


Figura 9: curva característica unimodal (modificado de Vanapalli *et al.*, 1999)

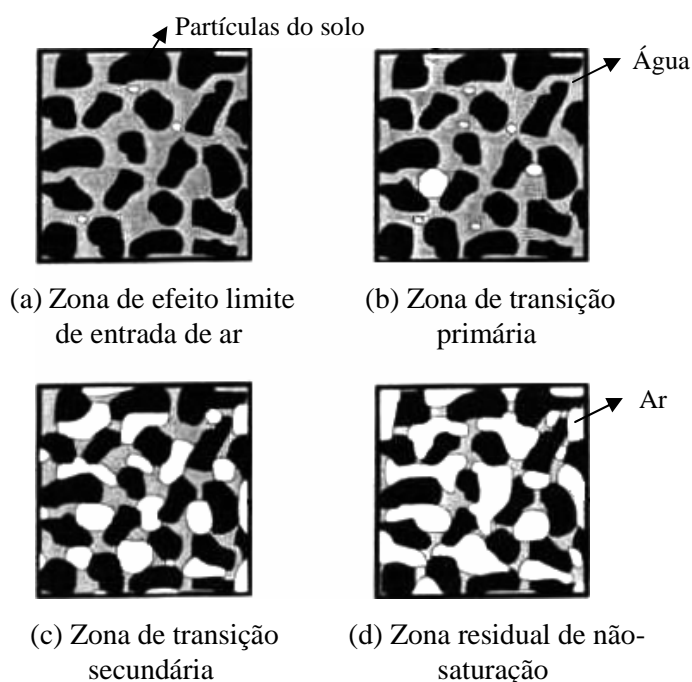


Figura 10: provável variação da área de água nos estágios da curva característica unimodal  
(Fonte: Vanapalli *et al.*, 1996b)

**(a) Estágio de efeito limite de entrada de ar** - Esse estágio inicia em um valor de sucção próximo a zero e estende-se até a sucção correspondente ao valor de entrada de ar do solo (VEA). O valor de entrada de ar, também chamado de pressão de borbulhamento, identifica o ponto em que o ar começa a entrar no maior poro do solo não saturado. Nesse trecho da curva característica quase todos os poros do solo estão saturados, mas devido à ação de forças capilares, o poro-água encontra-se sob tensão. O comportamento do solo nesse trecho pode ser descrito pela Mecânica dos Solos Saturados.

**(b) Estágio transição** - A partir do valor de entrada de ar, o solo inicia sua dessaturação e o teor de umidade (ou grau de saturação) diminui progressivamente com o aumento da sucção. O menisco de água que se encontra ao redor das partículas de solo começa a reduzir e perder sua forma contínua. Este estágio pode ser dividido em zona de transição primária e secundária. A divisão é feita a partir do ponto de inflexão da reta na zona de transição (ponto X). O estágio de transição termina no grau de saturação residual, onde o poro-água se torna essencialmente imóvel dentro da matriz do solo. Nesse estágio o solo necessita de teorias da Mecânica dos Solos Não Saturados para descrever seu comportamento.

**(c) Estágio residual de não-saturação** - Após o teor de umidade residual, grandes aumentos de sucção conduzem a variações muito pequenas no teor de umidade, pois a água está fortemente aderida à matriz do solo. Essa dessaturação ocorre principalmente na forma de

vapor. O estágio residual de não-saturação termina quando o solo alcança um teor de umidade muito próximo de zero e uma sucção de aproximadamente 1.000.000 kPa (Fredlund e Xing, 1994). Na zona residual, observa-se a ausência de meniscos, sendo a sucção melhor compreendida em termos da energia requerida para a remoção de uma massa unitária de água da estrutura do solo (Sillers *et al.*, 2001).

O valor de entrada de ar e o teor de umidade residual são definidos na trajetória de secagem ou de dessaturação. O valor de entrada de ar é obtido graficamente estendendo-se a porção linear da curva característica até interceptar a linha horizontal correspondente à saturação de 100 %. O ponto de saturação residual é estimado pela intersecção da reta correspondente ao trecho linear da curva característica com a reta que se ajusta aos pontos de alta sucção. Estes dois pontos também podem ser observados na trajetória de umedecimento ou de absorção (Fredlund, 2002a). Entretanto, o valor de entrada de ar da curva de secagem representa, na curva de umedecimento, o valor de sucção em que o ar permanece na forma oclusa (teor de ar residual). Todos estes pontos podem ser visualizados na figura 9.

A diferença entre as curvas de secagem e umedecimento da curva característica é denominada de histerese. Um número infinito de curvas características intermediárias pode existir entre as curvas limites de umedecimento e secagem (Vanapalli *et al.*, 2004). Jucá (1993b) cita diversas razões para o comportamento histerético da curva característica: (i) efeitos dos diferentes ângulos de contato durante o avanço do menisco (umedecimento) ou retrocesso (secagem); (ii) não uniformidade geométrica dos vazios do solo; (iii) presença de ar retido nos poros do solo, e (iv) variações da estrutura do solo associadas a fenômenos de inchamento (durante umedecimento) ou contração (durante secagem). A histerese é a primeira indicação de que a curva característica de um solo não é única (Fredlund, 2000).

A histerese da curva característica é conhecida há muitas décadas, entretanto a maioria das aplicações agrícolas ou de engenharia geotécnica utiliza apenas a curva de secagem (Fredlund *et al.*, 2003). Alguns estudos recentes, envolvendo estabilidade de taludes e modelagem de efeitos de chuva, atentam para a utilização da trajetória de umedecimento da curva característica. Análises de estabilidade de taludes considerando a trajetória de umedecimento conduziram a fatores de segurança mais baixos que aqueles obtidos usando a trajetória de secagem (Ng e Pang, 2000a). Outros autores consideram adequado utilizar uma curva característica média entre as duas curvas limites (secagem e umedecimento). Jucá (1993b) salienta que a utilização de uma única relação entre sucção e teor de umidade é uma hipótese

simplista que só se justifica em casos específicos, quando o processo de secagem ou umedecimento é único e representa fielmente as condições reais do solo.

### 2.2.2 Curva Característica Bimodal

A maioria das curvas características publicadas na literatura geotécnica apresenta forma similar à curva mostrada na figura 9 e pode ser dividida nas três zonas de dessaturação descritas anteriormente. Entretanto, curvas características com formato “S” não representam o comportamento de dessaturação de muitos solos de origem residual ou sedimentar encontrados em regiões de clima tropical e subtropical (Feuerharmel *et al.*, 2006). Esses solos freqüentemente apresentam macroestrutura e microestrutura bem definidas, sendo compostos por partículas de argila agregadas de tal forma que se assemelham, em tamanho, a grãos de silte ou areia. A forma da curva característica desses materiais sugere uma distribuição bimodal de tamanho de poros: macroporos, entre os agregados de argila, e microporos, no interior destes. Uma curva característica bimodal é apresentada na figura 11 e três estágios de dessaturação são propostos: estágio de dessaturação dos macroporos, patamar intermediário e estágio de dessaturação dos microporos (Feuerharmel *et al.*, 2005). A figura 12 apresenta um elemento de solo inicialmente saturado e uma provável variação da área de água em cada um desses estágios.

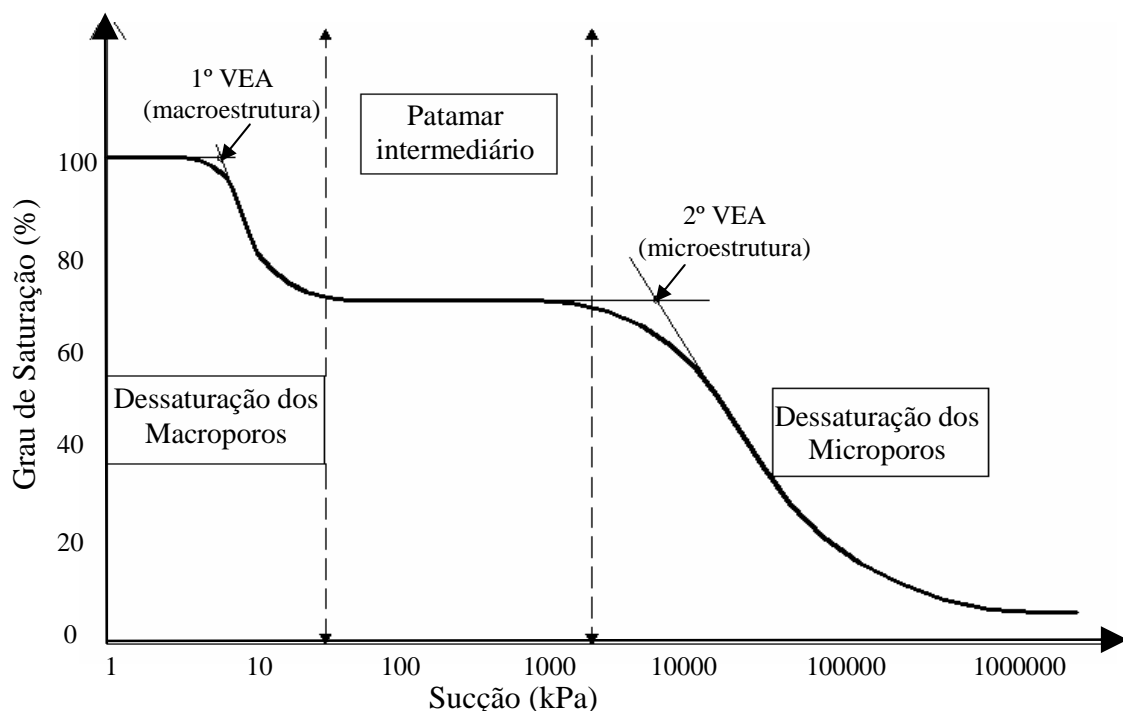


Figura 11: curva característica bimodal  
(Fonte: Feuerharmel *et al.*, 2005)

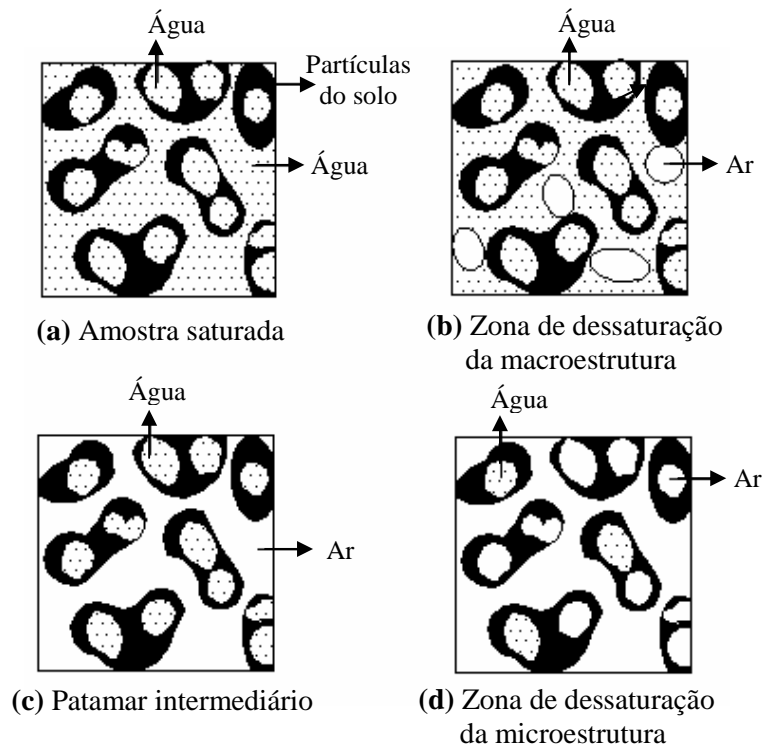


Figura 12: provável variação da área de água nos estágios da curva característica bimodal  
(Fonte: Feuerharmel *et al.*, 2005)

**(a) Estágio de dessaturação dos macroporos** - Esse estágio começa em um valor de sucção próximo a zero, onde os macroporos e microporos do solo se encontram na condição saturada (figura 12a). O solo permanece essencialmente saturado até atingir o primeiro valor de entrada de ar (1° VEA), que identifica o ponto onde o ar começa a penetrar nos macroporos do solo (figura 12b). Após o 1° VEA ocorre a dessaturação da macroestrutura, onde o grau de saturação reduz com o aumento da sucção. Ao final desse trecho, a macroestrutura do solo está dessaturada e a água remanescente encontra-se dentro dos agregados de argila.

**(b) Patamar intermediário** - Neste estágio o grau de saturação (ou teor de umidade) permanece aproximadamente constante com o aumento da sucção. Esse patamar é associado provavelmente à ausência de poros com tamanho intermediário nesse tipo de solo (figura 12c). Esse estágio termina quando a sucção excede a capacidade de retenção de água dos microporos.

**(c) Estágio de dessaturação dos microporos** – Essa zona inicia-se em uma sucção próxima ao segundo valor de entrada de ar (2° VEA), o qual está relacionado à entrada de ar nos microporos do solo. Após esse valor, observa-se uma contínua redução da área de água com a

sucção. Essa redução está associada à remoção de água do interior dos agregados de argila (figura 12d). A zona de dessaturação dos microporos parece continuar até que as condições residuais sejam alcançadas.

Em suma, em solos que apresentem uma distribuição bimodal de tamanho de poros (curva característica com formato “Duplo S”) a dessaturação é controlada pelos macroporos, para baixos valores de sucção, e pelos microporos, para sucções mais altas. Para valores de sucção intermediários, a remoção de água da microestrutura do solo praticamente não ocorre devido à ausência de poros com tamanho intermediário. Algumas curvas características bimodais foram observadas na literatura em: (i) solos estruturados, como solos superficiais orgânicos agregados (Smettem e Kirby, 1990; Wilson *et al.*, 1992; Duner 1994; Mallants *et al.*, 1997); (ii) solos residuais e coluvionares brasileiros (Bastos, 1999; Bortoli, 1999; Camapum de Carvalho *et al.*, 2002, Futai *et al.*, 2004); (iii) solo sedimentar formado por esqueletos inorgânicos de algas e plânctons (Burger e Schackelford, 2001), e (iv) meios porosos que exibem importante estrutura secundária, como *tuff* fraturados (Wang e Narasimhan, 1985; Peters e Klavetter, 1988; Press *et al.*, 1990).

De acordo com Marinho (2005) a forma da curva característica é uma resposta à distribuição de tamanhos de poros e à compressibilidade do solo em relação à sucção. Com base nesta afirmativa, o autor propõe uma forma geral para a curva característica de um material de acordo com sua distribuição de tamanho de poros (figura 13). Para um material rígido, com uma distribuição de tamanho de poros uniforme, a curva característica deve ser similar à curva a. Entretanto, a perda completa de água com um pequeno aumento de sucção não é muito comum em solos. Mesmo em um material poroso com distribuição de tamanho de poros uniforme, certa parcela de água deveria estar presente devido a fenômenos de superfície. Desta forma, a curva característica de um material com distribuição de tamanho de poros simples seria melhor representada pela curva b. A curva c representa um material com dois tamanhos de poros. Nesta curva cada tamanho de poro é dessaturado, por fenômenos capilares, em um valor de sucção específico. Para um material com vários tamanhos de poros, a redução do teor de umidade com o aumento da sucção tende a ocorrer de forma mais gradual, como apresentado na curva d. Uma classificação similar à apresentada na figura 13 foi proposta por Gitirana Jr e Fredlund (2004), onde as curvas a, b e d são classificadas como curvas características unimodais, com dois pontos de quebra, e a curva c como bimodal. Os autores apresentam ainda uma outra curva característica unimodal, com um ponto de quebra,



onde o ponto de saturação residual não pode ser definido, pois a zona de transição se prolonga até a sucção de 1.000.000 kPa.

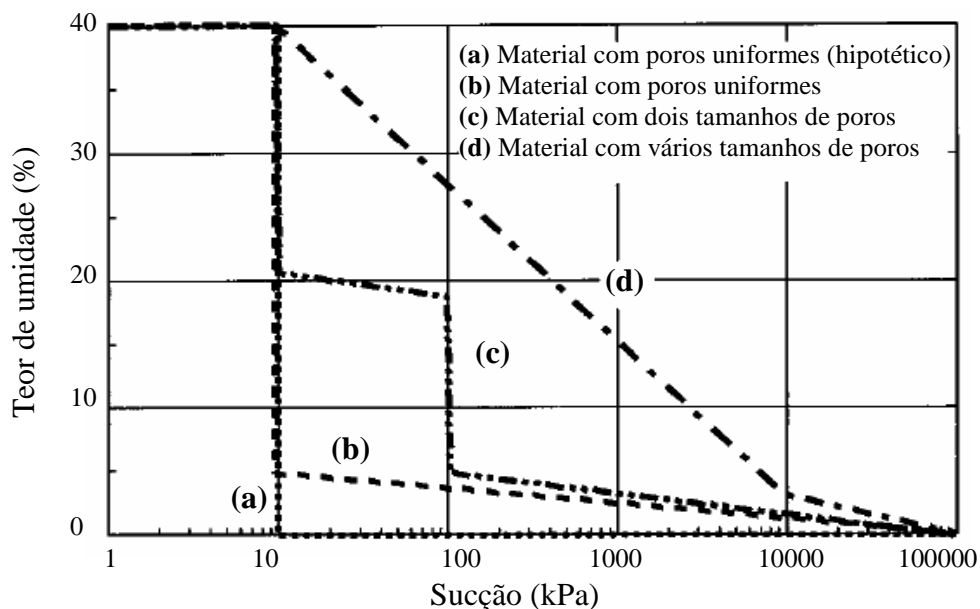


Figura 13: forma da curva característica de acordo com a distribuição de tamanho de poros  
 (Fonte: Marinho, 2005)

### 2.2.3 Fatores que Influenciam a Curva Característica

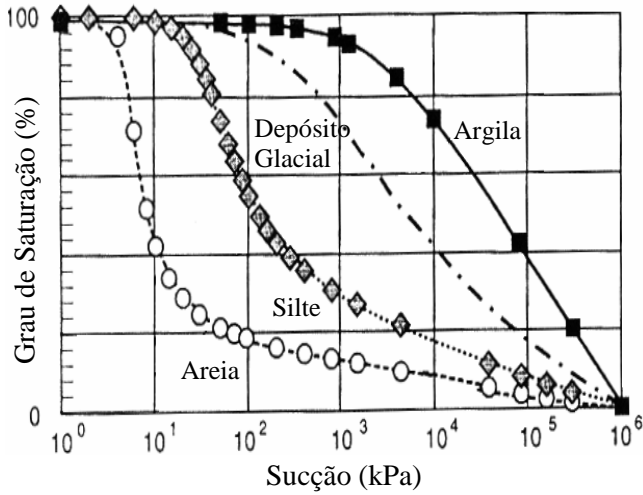
Na última década, diversos estudos foram publicados na literatura sobre fatores que influenciam a curva característica de um solo (Tinjum *et al.*, 1997; Vanapalli *et al.*, 1999; Ng e Pang, 2000b; Vanapalli *et al.*, 2004; Zhou e Yu, 2005; Ho *et al.*, 2006). Alguns desses fatores incluem: tipo e estrutura do solo, teor de umidade inicial, energia de compactação, índice de vazios, história de umedecimento e secagem, história de tensões, entre outros. As curvas características de solos argilosos são mais susceptíveis a estes fatores que aquelas de solos arenosos e limpos (Leroueil e Hight, 2002). O estudo de Marinho e Stuermer (2000) indica que a energia de compactação e o teor de umidade inicial controlam o formato da curva característica de solos compactados, particularmente para níveis de sucção baixos. De acordo com Vanapalli *et al.* (2004) e Zhou e Yu (2005) os fatores que parecem ter maior influência sobre a curva característica de solos de granulometria fina são a estrutura do solo e sua história de tensões.

A figura 14 (a-f) demonstra a influência de vários fatores sobre a curva característica de um solo. Cabe destacar que estes estudos se concentram principalmente em solos na condição compactada, os quais apresentam curvas características unimodais. A influência do tipo de solo sobre a curva característica é apresentada na figura 14a. Os solos de granulometria mais grossa, como areias e pedregulhos, apresentam grandes poros interconectados e tendem a perder água mais facilmente com o aumento da sucção (curva mais íngreme). Os solos com teor de finos mais elevado, como as argilas, apresentam poros menores e uma maior capacidade de armazenar água (curva mais suave). Essa alta retenção de umidade em solos argilosos é associada às ligações eletrostáticas que podem se desenvolver entre as moléculas de água e a superfície dos argilominerais. Um comportamento intermediário é observado no solo siltoso.

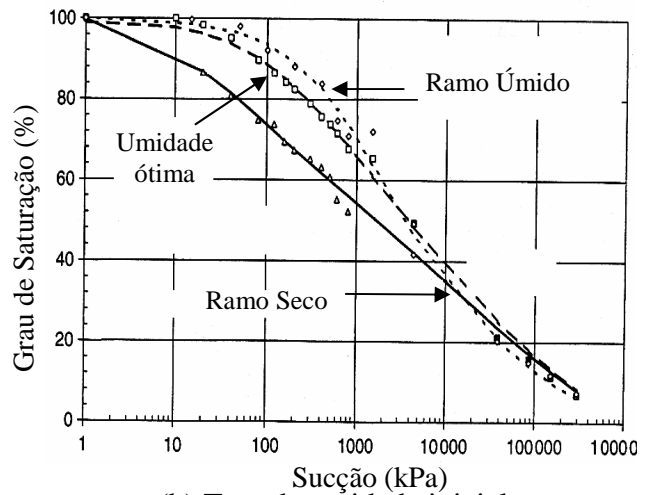
O teor de umidade inicial afeta consideravelmente a forma da curva característica, pois influencia a estrutura dos poros do solo (figura 14b). O solo compactado no ramo seco apresenta uma distribuição bimodal de tamanho de poros: macroporos grandes entre os torrões que não foram remoldados durante a compactação e microporos no interior destes. Por apresentar uma estrutura mais aberta, esse material tende a perder água mais facilmente. Já o solo compactado no ramo úmido apresenta uma distribuição de tamanho de poros unimodal, onde os poros se encontram em microescala (estado ocluso ou sem conexão). Nessa condição o solo é mais homogêneo, isento de macroporos e apresenta maior capacidade de retenção de água. A condição limite entre poro ocluso e aberto ocorre para um teor de umidade aproximadamente igual ao ótimo da curva de compactação. Resultados similares foram obtidos por Tinjum *et al.* (1997) e Ng e Pang (2000b). Para altos valores de sucção, as curvas características de solos com diferentes teores de umidade iniciais convergem.

A influência do esforço de compactação na curva característica de solos residuais compactados é apresentada na figura 14c. O aumento da energia de compactação ocasiona uma diminuição no tamanho de poros do solo, aumentando sua capacidade de armazenamento e conseqüentemente seu valor de entrada de ar. Para sucções mais elevadas a influência da energia de compactação parece não ser perceptível na curva característica. Tinjum *et al.* (1997) e Marinho e Stuermer (2000) observaram comportamento semelhante.

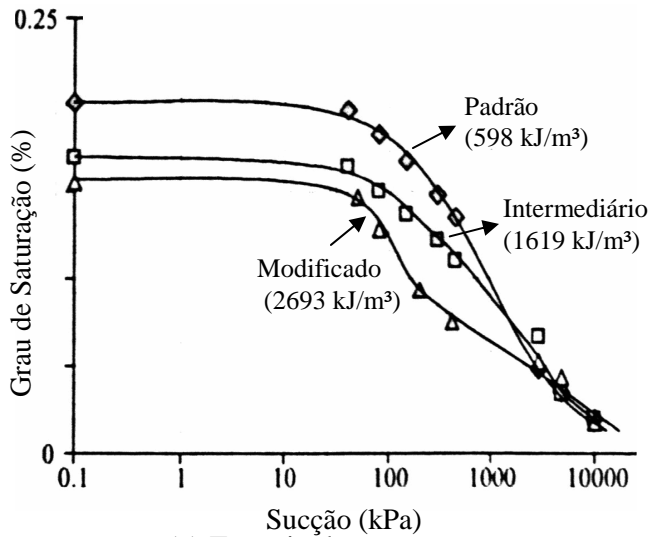
Uma previsão do efeito do índice de vazios, expresso pelo volume específico ( $v=1+e$ ), sobre a forma da curva característica de um solo não saturado foi apresentada por Galipolli *et al.* (2003) (figura 14d). Os autores verificaram que, quando o volume específico decresce, a



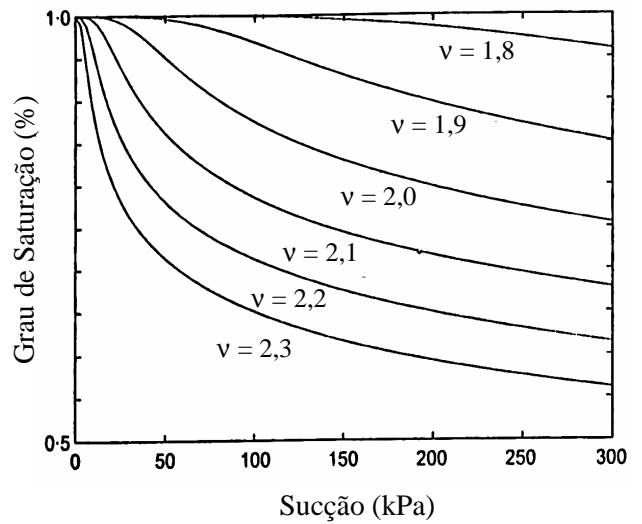
(a) Tipo de solo



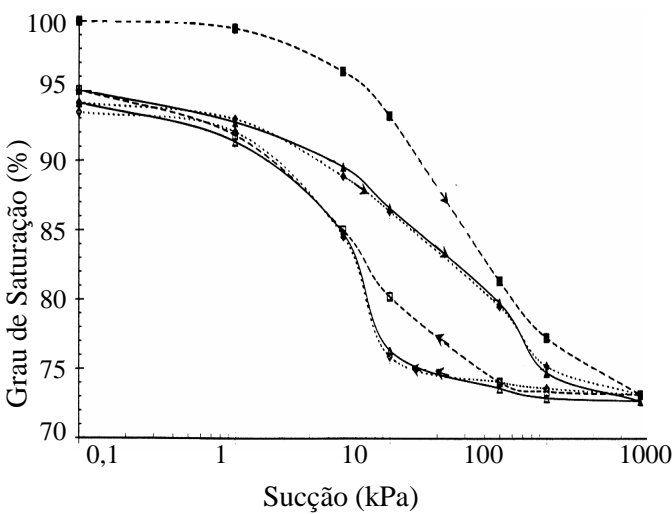
(b) Teor de umidade inicial



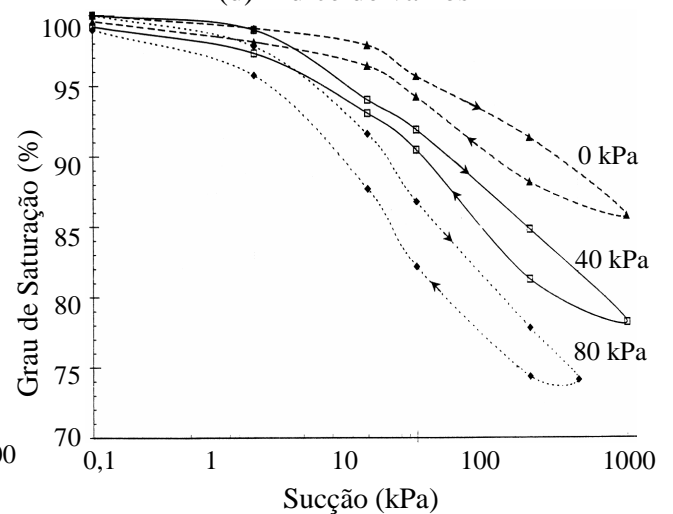
(c) Energia de compactação



(d) Índice de vazios



(e) Ciclos de umedecimento-secagem



(f) Estado de tensões

Figura 14: fatores que influenciam a curva característica

(Fonte: (a) Barbour (1998), (b) Vanapalli *et al.* (1999), (c) Leong e Rahardjo (2002), (d) Galipolli *et al.* (2003), (e) e (f) Ng e Pang (2000b))

dimensão e a conexão entre os vazios diminuem, e o solo apresenta uma maior capacidade de retenção. Por outro lado, com o aumento do volume específico o solo tende a apresentar uma estrutura mais aberta e dessatura mais rapidamente. Outros estudos sobre a influência do índice de vazios inicial sobre a curva característica foram apresentados por Sugii *et al.* (2002) e Zhou e Yu (2005).

A sucção real apresentada por um solo depende de toda a história de umedecimento e secagem sofrida pelo mesmo até aquele momento (Rojas, 2002). Um estudo sobre a influência dos ciclos de umedecimento e secagem na curva característica é apresentado na figura 14e (Ng e Pang, 2000b). Existe uma significativa diferença entre as trajetórias de umedecimento e secagem do primeiro e segundo ciclos. As taxas de absorção e dessaturação são substancialmente maiores no primeiro ciclo que nos seguintes. De acordo com os autores esse fato pode ser ocasionado por alterações estruturais irreversíveis que ocorrem durante o primeiro ciclo secagem-umedecimento, as quais resultam na redução do índice de vazios do solo (colapso). Dessa forma, as curvas características do segundo e terceiro ciclos permanecem praticamente idênticas.

A influência do estado de tensões sobre a curva característica de amostras naturais, verticalmente carregadas em tensões normais líquidas de 0 kPa, 40 kPa e 80 kPa, é apresentada na figura 14f. Estes ensaios foram realizados em uma placa de pressão modificada, a qual possibilita que uma tensão vertical seja aplicada à amostra. Os resultados evidenciaram que amostras submetidas a uma tensão normal líquida maior apresentam uma estrutura mais fechada, com valor de entrada de ar maior e taxas de absorção e dessaturação mais baixas. Por outro lado, amostras sem carga conservam uma distribuição de tamanho de poros variada e menor capacidade de armazenamento. O tamanho do loop de histerese parece não ser afetado pelo nível de tensão aplicada. Vanapalli *et al.* (1999) analisaram a influência da história de tensões no formato da curva característica de solos compactados em diferentes teores de umidade inicial. Os resultados sugerem que o valor de entrada de ar e a inclinação da curva característica aumentam com a elevação da tensão de pré-adensamento. Entretanto, este comportamento é mais acentuado em amostras compactadas no ramo seco do que em amostras compactadas no ramo úmido da curva de compactação. Nesses ensaios os corpos de prova foram inicialmente carregados em um oedômetro e, após atingirem um determinado valor de tensão efetiva, sua curva característica foi obtida utilizando uma placa de sucção convencional. Esses dois trabalhos apesar de relacionarem o estado de tensão à curva característica são conceitualmente diferentes, Vanapalli *et al.* (1999) considera o efeito do

pré-adensamento na curva característica e Ng e Pang (2000b) a influência da tensão atual.

## 2.2.4 Métodos de Obtenção da Curva Característica

Diversos equipamentos e técnicas têm sido utilizados para obtenção da curva característica de um solo, em campo ou em laboratório. Os métodos de medição podem ser divididos em duas categorias – diretos e indiretos (Kumar *et al.*, 2002). Um método é considerado direto quando a energia do poro-água (sucção) é medida diretamente. Por outro lado, quando a sucção é estimada a partir de correlações com outras propriedades ou parâmetros do solo o método é considerado indireto. A tabela 1 apresenta algumas das técnicas utilizadas para obtenção da sucção do solo.

Tabela 1: técnicas para obtenção da sucção do solo

Técnica	Sucção Avaliada	Uso Principal	Intervalo (kPa)	Tempo de equilíbrio
Psicrômetro termopar	Total	Campo	100-7500	Minutos
Psicrômetro transistor	Total	Campo	100-71000	Minutos
Papel filtro em contato	Mátrica	Laboratório	30-30000	7 dias
Papel filtro sem contato	Total	Campo	400-30000	7 a 14 dias
Placa de sucção	Mátrica	Laboratório	0-90	Horas
Placa de pressão	Mátrica	Laboratório	0-1500	Horas
Bloco Poroso	Mátrica	Campo	30-30000	7 dias
Bloco Térmico	Mátrica	Campo	0-175	Dias
Condutividade Térmica	Mátrica	Campo	10-1500	Semanas
Tensiômetro padrão	Mátrica	Campo	0-90	Minutos
Tensiômetro osmótico	Mátrica	Campo	0-1500	Horas
Tensiômetro de alta capacidade	Mátrica	Campo	0-1800	Minutos
Tensiômetro Imperial College	Mátrica	Campo e Laboratório	0-1500	Minutos
Dessecador de vácuo	Total	Laboratório	1000-1000000	Meses

(Fonte: Ridley e Burland, 1993; Ridley e Wray, 1995; Marinho, 2000).

Detalhes sobre essas técnicas podem ser encontrados em Fredlund e Rahardjo (1993a), Marinho (1997 e 2000), Vanapalli *et al.* (2004), entre outros. A seguir é apresentada uma descrição de duas técnicas: (1) método do papel filtro, o qual foi a principal técnica utilizada nessa tese para obtenção da curva característica, e (2) translação de eixos, a qual foi utilizada para imposição da sucção nos ensaios de cisalhamento direto e condutividade hidráulica.

### 2.2.4.1 Método do Papel Filtro

A técnica do papel filtro tem sido bastante utilizada para obtenção da curva característica de solos não saturados em função da simplicidade, do baixo custo e da possibilidade de medir

sucção total ou m trica em amplos limites. A divulga o dos procedimentos de ensaio também tem contribuído para uma maior aceita o e confiabilidade da técnica (ASTM D5298-94; Houston *et al.*, 1994; Marinho, 1994 e 1995a; Ridley *et al.*, 2003; Feuerharmel *et al.*, 2006).

Este método   baseado no princípio de que, quando dois materiais porosos são colocados em contato em um ambiente fechado, eles trocarão água entre si até alcançarem a condi o de equilíbrio energético. Dessa forma, quando um solo úmido   colocado em contato com o papel filtro seco, este último absorver  água até que o sistema entre em equilíbrio de suc o. No estado de equilíbrio o fluxo de água cessa e o valor de suc o   suposto como sendo igual para os dois materiais, embora seus teores de umidade sejam diferentes. A  gua absorvida pelo papel filtro pode ser utilizada como indicador da suc o do sistema.

A troca de água entre solo e papel filtro pode ocorrer de duas maneiras – fluxo de vapor ou fluxo capilar (figura 15). Quando o fluxo ocorre por vapor, existe um espaço de ar entre o solo e o papel filtro, o qual atua como uma membrana semipermeável permitindo apenas o fluxo de vapor de  gua. Nessa situa o o papel filtro medir  suc o total, pois as moléculas de água devem se separar e sair dos poros do solo, vencendo forças capilares e osmóticas. Na condi o de fluxo capilar, o papel filtro encontra-se em contato com a água do poro e a suc o medida   a m trica, pois o componente osmótico não atua como força adicional que impede o fluxo de água para o papel filtro (Marinho, 1995a). De acordo com Ridley (1995), o único método satisfatório para estimar a suc o osmótica através da técnica do papel filtro   pela diferença entre suc o total e m trica.

A suc o de equilíbrio   estimada a partir do teor de umidade do papel filtro usando sua curva de calibra o. O procedimento de calibra o consiste em permitir que o papel filtro atinja o equilíbrio com um material ou soluço de suc o conhecida. Após o equilíbrio, o papel filtro  

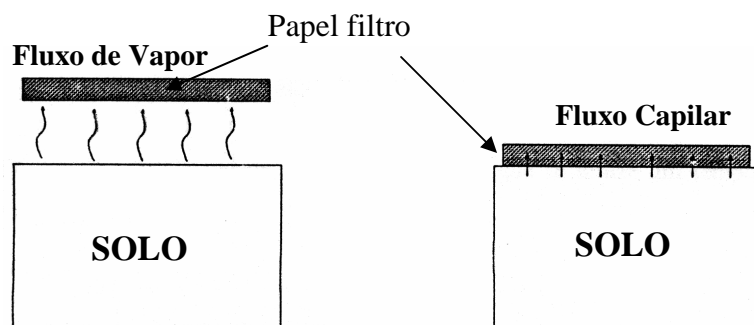


Figura 15: tipos de fluxo entre solo e papel filtro  
(Fonte: Marinho, 1995a)

retirado, pesado e seco em estufa para determinação do seu teor de umidade. O teor de umidade obtido é correlacionado 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. Os métodos mais comuns utilizam placa de sucção, placa de pressão, membrana de pressão, dessecador de vácuo ou amostras de solo com sucção “conhecida”.

A curva de calibração é dependente do tipo de papel filtro utilizado. Nas últimas décadas, 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 resume algumas das equações de calibração propostas para esses papéis. Sibley e Williams (1990) avaliaram o desempenho de cinco materiais absorventes diferentes e concluíram que o papel Whatman No. 42 é o mais apropriado para medidas de sucção entre 0 e 200 MPa. Leong e Rahardjo (2002b) examinaram os dados de calibração dos papéis filtro Whatman No. 42 e Schleicher & Schuell No. 589 e verificaram que o papel que apresenta maior consistência e menor dispersão de resultados é o Whatman No. 42. Com relação ao papel filtro Whatman No. 42, cabe destacar que o estudo apresentado por Oliveira (2004) demonstrou que, para uma caixa específica desse papel, foram encontradas algumas discrepâncias em relação às curvas de calibração tradicionais apresentadas na literatura. Dessa forma, o autor recomenda que, antes de se utilizar a técnica do papel filtro, seja realizada uma verificação da curva de calibração do papel.

Tabela 2: curvas de calibração para os papéis Whatman N° 42 e Schleicher & Schuell N° 589

Referência	Curva de calibração	
	Whatman No. 42	
Chandler e Gutierrez (1986)	$\log \psi = 4.84 - 0.0622w_f$	$w_f < 47$
Chandler <i>et al.</i> (1992)	$\log \psi = 6.05 - 2.48 \log w_f$	$w_f \geq 47$
Greacen <i>et al.</i> (1987)	$\log \psi = 5.327 - 0.0779w_f$	$w_f < 45.3$
ASTM (1994)	$\log \psi = 2.413 - 0.0135w_f$	$w_f \geq 45.3$
	Schleicher & Schuell No. 589	
Al-Khafaf e Hanks (1974)	$\log \psi = 4.136 - 0.0337w_f$	$w_f < 85$
	$\log \psi = 2.0021 - 0.009w_f$	$w_f \geq 85$
McKeen (1980)	$\log \psi = 4.9 - 0.0624w_f$	$w_f < 66$
	$\log \psi = 1.25 - 0.0069w_f$	$w_f \geq 66$
Greacen <i>et al.</i> (1987)	$\log \psi = 5.056 - 0.0688w_f$	$w_f < 54$
ASTM (1994)	$\log \psi = 1.882 - 0.0102w_f$	$w_f \geq 54$

$\psi$  = sucção (kPa);  $w_f$  = teor de umidade do papel filtro (%)

Outro aspecto importante da técnica do papel filtro diz respeito à utilização de uma única curva de calibração para o método sem contato (sucção total) e com contato (sucção mátrica). Houston *et al.* (1994) e Leong e Rahardjo (2002b) afirmam que a resposta do papel filtro é diferente para sucção mátrica e total e adotam uma curva de calibração para cada tipo de sucção. Por outro lado, o estudo apresentado por Marinho e Oliveira (2006) demonstra, a partir da análise de dados existentes na literatura, que existe apenas uma curva de calibração para o método do papel filtro, independente do tipo de sucção que está sendo medida.

#### 2.2.4.1.1 Detalhes da técnica

O método do papel filtro é um método simples e barato, entretanto, é necessário extremo cuidado na execução e interpretação de seus resultados. O sistema utilizado para obtenção da curva característica do solo deve ser o mais próximo possível do adotado na calibração do papel filtro (Sibley e Williams, 1990; Houston *et al.*, 1994; Ridley, 1995). Medidas confiáveis dependem de uma série de fatores como: (i) tipo de contato; (ii) tempo de equilíbrio; (iii) histerese do papel; (iv) determinação do teor de umidade do papel filtro; (v) número de papéis, e (vi) flutuação de temperatura.

O tipo de contato entre solo e papel filtro define qual parcela de sucção está sendo avaliada: mátrica (em contato) ou total (sem contato). Uma observação cuidadosa quanto à condição do papel filtro quando esse for removido da amostra pode indicar qual sucção está sendo estimada (Ridley, 1995). Se existe alguma aderência ou tensão superficial entre o papel filtro e o solo, a fase água encontra-se contínua e sucção mátrica será medida. Por outro lado, se o papel filtro não se encontra em contato íntimo com o solo a transferência de água para o papel é feita através do fluxo de vapor. Nesse caso, sucção total estará sendo avaliada. Cabe destacar que para sucções mais altas a continuidade da fase água é quebrada e, mesmo quando o papel filtro está em contato com o solo, a migração de água só ocorre através do fluxo de vapor. Nesse estágio, as curvas características baseadas em sucção mátrica ou total tendem a coincidir.

Outra importante consideração do método do papel filtro é o tempo permitido para que o solo e o papel entrem em equilíbrio de sucção. A norma ASTM D5298-94 recomenda um tempo de equilíbrio de 7 dias, independente do tipo e magnitude da sucção. Swarbrick (1995) verificou que o tempo de equilíbrio depende do nível de sucção avaliada e sugere 2 dias para



equilíbrio de sucções mátricas até 600 kPa e pelo menos 7 dias para sucções maiores. 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. Na tabela 3 são apresentados os tempos de equilíbrio adotados no método do papel filtro por diversos pesquisadores.

Tabela 3: tempos de equilíbrio adotados no método do papel filtro

Referência	Tempo de Equilíbrio	Tipo de Contato
Fawcett e Collis-George (1967)	6-7 dias	Contato
McQueen e Miller (1968)	7 dias	Contato
Al-Khafaf e Hanks (1974)	2 dias	Contato e contato incerto
Hamblin (1981)	Minutos-36 dias	Contato
Chandler e Gutierrez (1986)	5 dias	Contato
Duran (1986)	7 dias	Sem contato
Greacen <i>et al.</i> (1987)	7 dias	Contato
Sibley e Williams (1990)	3 dias	Contato
	10 dias	Sem contato
Lee e Wray (1992)	14 dias	Contato / Sem contato
Houston <i>et al.</i> (1994)	7 dias	Contato / Sem contato
Harrison e Blight (1998)	7-10 dias	Umedecimento sem contato
	21 dias	Secagem sem contato
	10 dias	Umedecimento com Contato
	25-30 dias	Secagem sem Contato

(Fonte: Leong e Rahardjo, 2002b)

O papel filtro é um material poroso e pode apresentar curvas de calibração diferentes para a trajetória de umedecimento (papel inicialmente seco) e secagem (papel inicialmente úmido). Quando o papel filtro está úmido o fluxo de água ocorre do papel em direção ao solo, exceto quando a sucção do solo é muito baixa. Por outro lado, se o papel filtro estiver seco, o sentido do fluxo será do solo para o papel. Houston *et al.* (1994) não observaram histerese nos dados de calibração do papel Whatman No. 42 para sucções mátricas entre 8 e 2.500 kPa. De acordo com Ridley (1995), as curvas de calibração do papel Whatman No. 42 em termos de sucção mátrica demonstram clara, porém pequena histerese. Alguma histerese também foi reportada por Leong e Rahardjo (2002b) nas curvas de calibração dos papéis Whatman No. 42 e Schleicher & Schuell No. 589. A norma ASTM D5298-94 adota uma única curva de calibração e sugere que o papel filtro seja seco em estufa por no mínimo 16 horas antes de seu uso. Marinho (1997) salienta que esse procedimento pode afetar as características de absorção do papel filtro e recomenda que o papel seja utilizado diretamente da caixa, na condição seco ao ar.

Para garantir uma medida confiável de sucção, o papel filtro não pode apresentar perda

significativa de água por evaporação após ser retirado da amostra. Marinho (1995a) observou que a evaporação pode reduzir o teor de umidade do papel filtro a uma taxa de 1,5 % por minuto, para um teor de umidade do papel da ordem de 35 %. A ASTM D5298-94 recomenda um tempo de 3 a 5 segundos entre a remoção do papel filtro da amostra e sua colocação em um recipiente fechado. Da mesma forma, após ser retirado da estufa, o papel filtro seco absorve umidade do ar e deve ser rapidamente colocado em um recipiente fechado. Villar e De Campos (2001) sugerem que o tempo máximo para pesagem do papel filtro depois de removido da estufa seja de 3 minutos.

Outro aspecto a ser considerado é o efeito do número de papéis filtro utilizados na medição da sucção. Com o propósito de evitar a contaminação do papel filtro com partículas de solo, alguns autores sugerem a colocação de um papel filtro de proteção entre o papel filtro sensor da sucção e a amostra de solo (Houston *et al.*, 1994). Entretanto, o aumento do número de papéis filtro eleva o tempo necessário para a completa transferência de água entre solo e papel, uma vez que o fluxo de água deverá ultrapassar o papel filtro protetor e alcançar o utilizado como sensor.

A flutuação da temperatura é outra consideração importante, pois pode provocar evaporação e condensação dentro da amostra selada. Tal fato interfere no processo de fluxo de água entre os dois materiais porosos (Ridley *et al.*, 2003). É recomendável que, durante o tempo necessário para equilíbrio de sucção, a amostra selada seja colocada em um ambiente com temperatura controlada. O estudo de Al-Khafaf e Hanks (1974) indicou que a temperatura absoluta não é tão importante na execução da técnica, mas que as variações de temperatura têm um grande efeito na sucção obtida. A ASTM D5298-94 recomenda uma temperatura padrão de  $20^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$ . Woodburn e Lucas (1995) recomendam que a flutuação de temperatura seja  $< 3^{\circ}\text{C}$ , para medição de sucção mátrica, e  $< 0,5^{\circ}\text{C}$ , para medição de sucção total. A quantidade de ar livre dentro da amostra também deve ser a menor possível. Marinho e Oliveira (2006) salientam que a flutuação de temperatura não interfere na umidade relativa, mas afeta a velocidade com que as moléculas de água escapam do estado líquido, podendo influenciar no tempo de equilíbrio.

#### 2.2.4.2 Translação de Eixos

A técnica de translação de eixos é utilizada tanto para controlar como para medir sucção mátrica em ensaios de laboratório realizados em solos não saturados. Essa técnica previne a

ocorrência de medidas de poro-pressão de água menores que o zero absoluto, o que poderia acarretar na cavitação da água do sistema de medida. A cavitação é a formação de cavidades de vapor dentro do próprio líquido ou nos contornos limites com outros materiais (Kratz de Oliveira, 2001). Marinho (1995b) revisou os aspectos físicos da cavitação. Quando a cavitação ocorre, bolhas de ar ocluso acumulam-se abaixo do compartimento de água do disco de alto valor de entrada de ar (AVEA), gerando erros na poro-pressão e no volume de água medidos.

A translação de eixos, utilizada em ensaios de resistência ao cisalhamento ou de condutividade hidráulica não saturada, consiste em aumentar a tensão total ( $\sigma$ ), a poro-pressão de ar ( $u_a$ ) e a poro-pressão de água ( $u_w$ ) na mesma quantidade, mantendo as variáveis de estado de tensão (tensão normal líquida e sucção) constantes (Gan e Fredlund, 1988; Avesa e Nicotera, 2002). Esse procedimento não interfere na curvatura da interface ar-água e permite que a poro-pressão de água seja mantida em um valor positivo, sem risco de cavitação. Durante a aplicação dessa técnica, a poro-pressão de água em um solo não saturado pode ser medida (ou controlada) usando um disco cerâmico de AVEA. Esse disco, quando saturado, atua como uma membrana semipermeável que permite a passagem de água, mas previne a passagem de ar livre. Essa separação é alcançada somente quando o valor de entrada de ar (VEA) do disco é maior que a sucção mátrica aplicada ao solo. O VEA corresponde à máxima sucção mátrica que o disco de AVEA pode ser submetido antes que ar livre passe através dele.

Na literatura são apresentados vários estudos sobre a validade da técnica de translação de eixos (Bishop e Blight, 1963; Bocking e Fredlund, 1980; Tarantino *et al.*, 2000). Essa técnica foi considerada válida, permitindo medição e controle da sucção durante ensaios realizados em solos não saturados. Algumas limitações também foram apresentadas, como: (i) a técnica deve ser aplicada em solos que apresentem fase ar interconectada. Em materiais com quantidade significativa de bolhas de ar ocluso o valor da sucção pode ser superestimado (Bocking e Fredlund, 1980); (ii) essa técnica envolve a elevação da poro-pressão de água de um valor negativo para um valor positivo prevenindo que a cavitação ocorra em laboratório, entretanto, a cavitação pode ser um fenômeno importante no comportamento de um solo não saturado em campo (Zhan, 2003), e (iii) o uso da técnica de translação de eixos por um período de tempo prolongado pode acarretar na difusão de ar através do disco de AVEA. Por essa razão é importante que, em ensaios realizados em solos não saturados, se incorpore um

equipamento auxiliar que permita transportar ou aprisionar as bolhas de ar difuso, mantendo a continuidade da fase líquida.

### 2.2.5 Equações para Representar a Curva Característica

Diversas equações empíricas foram propostas na literatura para representar matematicamente os dados da curva característica de um solo não saturado. A maioria dos modelos baseia-se na interdependência entre a forma da curva característica e a distribuição de tamanho de poros. Outros modelos sugerem que a curva característica possa ser estimada diretamente a partir da distribuição granulométrica e de propriedades físicas do solo. Entretanto, tais modelos não consideram a influência de aspectos como: arranjo estrutural, estado de tensões, teor de umidade inicial, energia de compactação e não uniformidade geométrica dos vazios do solo (Gerscovich, 2001).

Leong e Rahardjo (1997a) e Sillers *et al.* (2001) apresentam uma revisão das principais expressões matemáticas encontradas na literatura para descrever a curva característica, ilustrando vantagens, desvantagens e parâmetros associados com cada modelo. A tabela 4 reúne as principais equações para ajuste da curva característica. Cabe destacar que a maior parte dessas equações foi desenvolvida para solos específicos, com formato particular de curva (curva característica unimodal), intervalo de sucção limitado e modelam somente a trajetória de secagem.

Alguns fatores de correção foram propostos para aumentar o intervalo de sucção destas equações, como os apresentados por Fredlund e Xing (1994) e Fayer e Simmons (1995). O objetivo desses fatores de correção é direcionar as equações para uma sucção de aproximadamente 1.000.000 kPa quando o teor de umidade se aproxima de zero (Sillers e Fredlund, 2001). Existem também alguns modelos que procuram descrever a histerese da curva característica, entretanto, as equações são complexas e os dados necessários para calibração dos mesmos envolvem a determinação de pontos experimentais em baixos e altos valores de sucção. Os estudos apresentados por Pham *et al.* (2001, 2002 e 2005) e Fredlund *et al.* (2003) avaliam o desempenho de vários modelos que consideram a histerese da curva característica. Esses modelos foram aplicados a diferentes tipos de solos encontrados na literatura.

Tabela 4: equações para curva característica unimodal com formato “S”

Referência	Equação	Descrição das Variáveis
Burdine (1953)	$S = \frac{1}{(1 + (a\psi)^n)^{(1-2/n)}}$	S = grau de saturação; $\psi$ = sucção $a, n$ e $m$ = parâmetros de ajuste ( $m = 1 - 2/n$ )
Gardner (1958)	$S = \frac{1}{1 + a\psi^n}$	$a$ e $n$ = parâmetros de ajuste
Brooks e Corey (1964)	$S = \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda$	$\lambda$ = índice de distribuição de tamanho de poros $\psi_b$ = sucção de entrada de ar
Brutsaert (1966)	$S = \frac{1}{1 + \left(\frac{\psi}{\psi_b}\right)^n}$	$n$ = parâmetro relacionado à distribuição de tamanho de poros
Farrel e Larson (1972)	$S = \psi_b \cdot \exp[a(1 - \Theta)]$	$\psi_b$ = sucção de entrada de ar $a$ = parâmetro de ajuste
Mualem (1976)	$S = \frac{1}{(1 + (a\psi)^n)^{(1-2/n)}}$	Similar ao modelo de Burdine (1953), mas $m = 1 - 1/n$
van Genuchten (1980)	$S = \left[\frac{1}{1 + (a\psi)^n}\right]^m$	$a, n$ e $m$ = parâmetros de ajuste
William <i>et al.</i> (1983)	$\ln \psi = a + b \ln \theta$	$a$ e $b$ = parâmetros de ajuste
McKee e Bumb (1984)	$S = \exp\left(\frac{a - \psi}{n}\right)$	$a$ e $n$ = parâmetros de ajuste
McKee e Bumb (1987)	$S = \frac{1}{1 + \exp\left(\frac{\psi - a}{n}\right)}$	$a$ e $n$ = parâmetros de ajuste
Haverkamp e Parlange (1986)	<p><i>Umedecimento</i></p> $\theta = \frac{n}{1 + \lambda} \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda \rightarrow \psi > \psi_b$ $\theta = n \left[ 1 - \left(\frac{\lambda}{1 + \lambda}\right) \left(\frac{\psi}{\psi_b}\right) \right] \rightarrow \psi_b^* \leq \psi_b$ $\theta = \theta_s \rightarrow \psi \leq \psi_b^*$ <p><i>Secagem</i></p> $\theta = n \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda \left[ 1 - \frac{\psi_b}{\psi} \left(1 - \frac{\theta_s}{n}\right) \right] \rightarrow \psi > \psi_b$ $\theta = \theta_s \rightarrow \psi \leq \psi_b$	$n$ = porosidade $\lambda$ = parâmetro de ajuste relacionado à distribuição de tamanho de poro $\theta_s$ = teor de umidade saturado $\psi_b$ e $\psi_b^*$ = sucção correspondente ao VEA para as curvas de secagem e de umedecimento, respectivamente.
Kosigi (1994)	$S = \left(1 + \frac{a - \psi}{a - n}\right) \cdot \exp\left(-\frac{a - \psi}{a - n}\right)$	$a$ e $n$ = parâmetros de ajuste modificação do modelo de Tani (1982)

Referência	Equação	Descrição das Variáveis
Fredlund e Xing (1994)	$\theta = C_\psi \frac{\theta_s}{\left[ \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right]^m}$ $C_\psi = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)}$	$\psi_r$ = sucção correspondente ao ponto de saturação residual $a$ , $m$ e $n$ = parâmetros de ajuste $a = \psi_i$ $m = 3,67 \ln \left( \frac{\theta_s}{\theta_i} \right)$ $n = \frac{1,31^{m+1}}{m \theta_s} 3,72 s \psi_i$ $s$ = inclinação
Aubertin <i>et al.</i> (1998)	$S_r = S_c + S_a(1 - S_c)$ $S_c = 1 - \left[ \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right] e^{-m \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2}$ $S_a = C_\psi \frac{a}{e^{1/3} \psi^{1/6} \psi_{90}^{2/3}} \quad C_\psi = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{\psi_0}{\psi_r} \right)}$	$a$ , $h_{co}$ e $m$ = parâmetros de ajuste $h_{co} = 1$ a $2,5 \psi_b$ (cm H <sub>2</sub> O) $S_r = \theta / \theta_s$ $a \approx 0,006$ (curva de dessaturação) $\psi_0 = 10^7$ cm H <sub>2</sub> O $\psi_r = 15 \times 10^3$ cm H <sub>2</sub> O $\Leftrightarrow \theta_r$ $e$ = índice de vazios
Gallipoli <i>et al.</i> (2003)	$\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha \psi)^n} \right]^m \quad (2.15)$ $\alpha = \phi(\nu - 1)^\psi$	$\nu$ = volume específico $\phi$ , $\psi$ = constantes do solo (correção do modelo de Van Genuchten (1980) para solos deformáveis)

(Fonte: Leong e Rahardjo, 1997a; Gerscovich, 2001; Sillers *et al.*, 2001; Gallipoli, 2003)

Não foram apresentadas na literatura muitas equações que representassem curvas características bimodais, com formato “Duplo S”. Burger e Shackelford (2001) sugerem que as curvas características bimodais sejam ajustadas por duas funções unimodais distintas, de acordo com o intervalo de sucção. De acordo com os autores, inicialmente determina-se um ponto de inflexão, localizado no patamar intermediário da curva. Esse ponto divide a curva característica em dois trechos e qualquer uma das equações unimodais pode ser ajustada para descrever separadamente cada trecho. Dessa forma, um conjunto de parâmetros descreveria a região de dessaturação dos macroporos e outro conjunto representaria a dessaturação dos microporos. Fredlund (1999) apresenta uma equação para descrever curvas características bimodais (equação 2), onde os parâmetros  $a_1$ ,  $n_1$  e  $m_1$  estão relacionados com baixas sucções e os parâmetros  $a_2$ ,  $n_2$  e  $m_2$  com altas sucções;  $s_1$  corresponde à sucção que divide baixas e altas sucções, e  $\psi_r$  é o valor de sucção residual.

$$S = \left( 1 - \frac{\ln(1 + \psi / \psi_r)}{\ln(1 + 10^6 / \psi_r)} \right) \cdot \left[ \frac{s_1}{(\ln(\exp(1) + (\psi / a_1)^{n_1}))^{m_1}} - \frac{1 - s_1}{(\ln(\exp(1) + (\psi / a_2)^{n_2}))^{m_2}} \right] \quad (\text{equação 2})$$

Gitirana Jr e Fredlund (2004) propõem equações para modelar curvas características unimodais, com um ponto de quebra ou dois pontos de quebra, e bimodais, com quatro pontos de quebra. As expressões são baseadas na equação geral de uma hipérbole no sistema de coordenadas  $\ln(\psi)$ - $S_r$ , rotado de um ângulo  $\alpha$  e com seu centro transladado para fora da origem do sistema de coordenadas. Essas equações podem ser utilizadas para representar tanto a trajetória de secagem como a de umedecimento da curva característica. A equação 3 é utilizada para curvas bimodais com quatro pontos de quebra.

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{b1} \cdot \psi_{res1}})^{d1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{res1} \cdot \psi_{b2}})^{d2}} + \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{b2} \cdot \psi_{res2}})^{d3}} + S_4 \quad (\text{equação 3})$$

$$S_i = \frac{\tan \theta_i (1 + r_i^2) \ln(\psi / \psi_i^a)}{(1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)} + (-1)^i \cdot \frac{(1 + \tan^2 \theta_i)}{(1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)} \sqrt{r_i^2 \ln^2 \left( \frac{\psi}{\psi_i^a} \right) + \frac{a^2 (1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)}{(1 + \tan^2 \theta_i)}} + S_i^a$$

$$\boxed{\theta_i = -(\lambda_{i-1} + \lambda_i) / 2} \quad \boxed{r_i = \tan((\lambda_{i-1} + \lambda_i) / 2)} \quad \boxed{d_j = 2 \cdot \exp(1 / \ln(\psi_{j+1}^a / \psi_j^a))}$$

$$\lambda_0 = 0 \quad \boxed{\lambda_i = \arctan[(S_i^a - S_{i+1}^a) / (\ln(\psi_{i+1}^a / \psi_i^a))]}$$

$$S_1^a = 1; S_2^a = S_{res1}; S_3^a = S_b; S_4^a = S_{res2}; S_5^a = 0$$

$$\psi_1^a = \psi_{b1}; \psi_2^a = \psi_{res1}; \psi_3^a = \psi_{b2}; \psi_4^a = \psi_{res2}; \psi_5^a = 10^6 \quad i = 1, 2, 3, 4; j = 1, 2, 3.$$

### 2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Os primeiros estudos relativos à resistência ao cisalhamento de solos não saturados envolveram o uso de tensões efetivas. A partir da década de 50, diversas equações foram propostas para determinação da tensão efetiva de solos não saturados. De um modo geral essas equações incorporavam algum parâmetro ou propriedade do solo e utilizavam uma ou mais variáveis de tensão para representar a contribuição da tensão total e da sucção na tensão efetiva (Fredlund, 1979). A tabela 5 resume as principais expressões de tensões efetivas para solos não saturados encontradas na literatura.

Dentre todas as expressões propostas, a equação de Bishop (1959) foi a mais difundida e utilizada. O maior inconveniente apresentado por esta equação é o parâmetro  $\chi$ , que não

Tabela 5: equações para tensão efetiva de solos não saturados

Referência	Equação	Descrição das Variáveis
Aitchison e Donald (1956)	$\sigma' = \sigma + p''$	$p''$ - deficiência de pressão intersticial de água sob a atmosférica
Croney <i>et al.</i> (1958)	$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	$\beta'$ - fator que representa o número de ligações sob tensão capaz de uma contribuição efetiva na resistência do solo
Bishop (1959)	$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$	$\chi$ - parâmetro relacionado com o grau de saturação
Lambe (1960)	$\sigma' = \sigma \cdot a_m + u_a \cdot a_a + u_w \cdot a_w + R - A$	$a_m$ - área de contato dos sólidos $a_a$ - parte da área total ocupada pelo ar $a_w$ - parte da área total de água R - força de repulsão elétrica A - força de atração elétrica
Aitchison (1961)	$\sigma' = \sigma + \psi \cdot p''$	$\psi$ - parâmetro que varia de 0 a 1
Jennings (1961)	$\sigma' = \sigma + \beta \cdot p''$	$\beta$ - fator que representa a relação entre as áreas de água e ar num plano arbitrário da massa de solo
Jennings e Burland (1962)	$\sigma' = \sigma - u^* = [\chi \cdot u_w + (1 - \chi)u_a]$	$u^*$ - poro-pressão equivalente
Newland (1965)	$\sigma' = \sigma_1 - u_a + \chi(u_a - u_w) + (\sigma - u_a)$	$\sigma_1$ - resultante das forças originadas pela eletricidade, osmose e efeitos de Van der Walls
Richards (1966)	$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m(h_m + u_a) + \chi_s(h_s + u_a)$	$\chi_m$ - Parâmetro de tensão efetiva; $h_m$ - sucção matricial; $\chi_s$ - Parâmetro de tensão efetiva para sucção do soluto; $h_s$ - sucção do soluto
Aitchison (1973)	$\sigma' = \sigma + \chi_m \cdot p''_m + \chi_s \cdot p''_s$	$p''_m$ - sucção matricial $p''_s$ - sucção do soluto

(Fonte: Jucá, 1990; Benevelli, 2002)

representa uma característica do material e varia de 1 (solo saturado) a zero (solo seco). Valores intermediários de  $\chi$  dependem do grau de saturação, ciclos de umedecimento e secagem, estrutura e composição do material, história de tensões e trajetória tensional seguida (Bishop *et al.*, 1960; Jennings e Burland, 1962; Bishop e Blight, 1963; Aitchison, 1965 e Matyas e Radharkrishma, 1968). Além disso, o valor de  $\chi$  para um mesmo solo com mesmo grau de saturação pode ser diferente em relação à variação volumétrica ou resistência ao cisalhamento (Bishop *et al.*, 1960; Coleman, 1962; Bishop e Blight, 1963 e Burland, 1964).

Jennings e Burland (1962) foram os primeiros a questionar o emprego da equação de Bishop. Os autores realizaram uma série de ensaios oedométricos e de compressão isotrópica em amostras de silte, areia siltosa e argila siltosa, em condições saturadas e não saturadas. Os resultados evidenciaram uma brusca redução do índice de vazios das amostras (colapso)



quando ensaiadas abaixo do grau de saturação crítico, definido pelos autores como sendo da ordem de 20 % para solos granulares grossos, 40-50 % para siltes e 85 % para argilas. Tais resultados, apesar de concentrarem-se apenas na avaliação da variação volumétrica, revelaram que o princípio de tensões efetivas proposto por Bishop (1959) não era capaz de explicar completamente o comportamento do solo não saturado.

Posteriormente outros autores seguiram questionando a equação proposta por Bishop. Devido à dificuldade de determinar o parâmetro  $\chi$ , Bishop e Blight (1963) reavaliaram o uso da equação de tensões efetivas em termos de resistência ao cisalhamento e variação volumétrica. Os autores afirmaram que a equação de Bishop (1959) poderia ser utilizada com menor dificuldade em termos de resistência ao cisalhamento, controlada por forças intergranulares na ruptura, do que em termos de variação volumétrica, a qual é dependente da trajetória de tensão seguida. Uma representação gráfica entre o índice de vazios e as variáveis  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$  foi sugerida para descrever a variação de volume do solo, enquanto que a resistência ao cisalhamento foi representada em função das variáveis  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ,  $[(\sigma_1 + \sigma_3)/2] - u_a$  e  $(u_a - u_w)$ . Burland (1964) também afirma que a utilização da equação de tensão efetiva de Bishop (1959) fornece melhores resultados em problemas de resistência ao cisalhamento do que na análise da variação volumétrica do solo. Entretanto, o autor salienta que existem limitações para a previsão de efeitos de dilatação durante o cisalhamento. De acordo com Aitchison (1965) a equação proposta por Bishop apresenta duas complexidades: (i) a grande quantidade de fatores que influenciam o parâmetro  $\chi$  e a interdependência entre eles, e (ii) o fato da equação considerar apenas a sucção mátrica. O autor ressalta que a sucção osmótica pode existir e sua alteração poderá causar variação volumétrica em alguns solos, como argilas com dupla camada difusa desenvolvida.

Matyas e Radhakrishna (1968) introduziram o conceito de superfícies de estado, segundo o qual o estado de um solo não saturado é plenamente descrito por superfícies que correlacionam índice de vazios e grau de saturação com duas variáveis tensionais independentes -  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$ . Os autores apresentaram um conjunto de ensaios de compressão (isotrópica e em condições  $K_0$ ) e as superfícies de estado obtidas para as diferentes trajetórias de tensão e de saturação propostas. Os resultados evidenciaram algumas restrições na abordagem das superfícies de estado, associadas à histerese da estrutura do solo (ciclos de carga-descarga e umedecimento-secagem). Para garantir a unicidade dessas superfícies, os autores estabeleceram que o grau de saturação deve sempre aumentar e que o

solo não pode expandir (as superfícies explicam bem colapso, mas não expansão). Esse trabalho serviu para comprovar que o princípio de tensões efetivas era inadequado para descrever o comportamento do solo submetido a diferentes trajetórias de tensões e reforçou o uso das variáveis de tensões de forma independente. Brackley (1971) realizou ensaios oedométricos em amostras de argila expansiva compactada e apresentou diversos fatores que invalidam ou limitam o uso da equação proposta por Bishop (1959).

De forma geral, no final da década de 60 os pesquisadores já haviam observado as limitações e dificuldades do emprego da equação de Bishop (1959) e a necessidade de se utilizar variáveis de tensões de forma independente para descrever a resistência ao cisalhamento do solo não saturado. Uma teoria geral para solos não saturados, baseada no ponto de vista da mecânica do contínuo, foi apresentada por Fredlund e Morgenstern (1977). O solo não saturado foi considerado como um sistema constituído por quatro fases: ar, água, partículas sólidas e membrana contráctil (ou interface ar-água). Análises teóricas, através de equações de equilíbrio, e experimentais, através de ensaios do tipo *null tests*, demonstraram que o comportamento mecânico de um solo não saturado pode ser descrito utilizando qualquer par das seguintes variáveis de tensão:  $(\sigma - u_a)$ ,  $(\sigma - u_w)$  e  $(u_a - u_w)$ .

### 2.3.1 Equações de Resistência ao Cisalhamento para Solos Não Saturados

Bishop *et al.* (1960) apresentaram uma equação para resistência ao cisalhamento de solos não saturados levando em consideração o princípio de tensão efetiva proposto por Bishop (1959) e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (equação 4). Como discutido anteriormente, a tentativa de se explicar o comportamento mecânico de solos não saturados através da tensão efetiva foi bastante criticada.

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \cdot \tan \phi' \quad (\text{equação 4})$$

Onde:  $\tau$  – resistência ao cisalhamento;  $c'$  – intercepto coesivo;  $\chi$  - parâmetro de Bishop  
 $(\sigma - u_a)$  – tensão normal líquida;  $(u_a - u_w)$  – sucção mátrica, e  $\phi'$  – ângulo de atrito interno

Fredlund *et al.* (1978) propuseram uma equação para a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado em termos de duas variáveis de tensões independentes. A equação 5 apresenta a resistência ao cisalhamento em termos das variáveis  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$ , enquanto a equação 6 utiliza as variáveis  $(\sigma - u_w)$  e  $(u_a - u_w)$ . Uma relação entre os ângulos de atrito  $\phi'$ ,  $\phi^b$  e  $\phi''$  pode

ser obtida igualando-se essas duas equações (equação 7). Independente da combinação de variáveis escolhida, o valor de resistência ao cisalhamento obtido para um solo com determinados valores de  $\sigma$ ,  $u_a$  e  $u_w$  deve ser o mesmo. Como salientado anteriormente as variáveis de tensão ( $\sigma - u_a$ ) e ( $u_a - u_w$ ) são preferidas e, conseqüentemente, a equação 5 tem sido a mais utilizada.

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma - u_a)_f \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \cdot \tan \phi^b \quad (\text{equação 5})$$

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma - u_w)_f \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \cdot \tan \phi'' \quad (\text{equação 6})$$

$$\tan \phi'' = \tan \phi^b - \tan \phi' \quad (\text{equação 7})$$

Onde:  $\tau_{ff}$  – resistência ao cisalhamento no plano de ruptura na ruptura;

$c'$  e  $\phi'$  – intercepto coesivo efetivo e ângulo de atrito interno, respectivamente;

$(\sigma - u_a)_f$  – tensão normal líquida atuante no plano de ruptura na ruptura;

$(u_a - u_w)_f$  – sucção mátrica no plano de ruptura na ruptura;

$\phi''$  e  $\phi^b$  – ângulos que quantificam a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento quando a variável escolhida é  $(\sigma - u_w)$  ou  $(\sigma - u_a)$ , respectivamente.

A envoltória de ruptura de um solo não saturado é representada em um gráfico tridimensional que apresenta como ordenada a tensão cisalhante ( $\tau$ ), e como abscissas, as variáveis de tensão ( $\sigma - u_a$ ) e ( $u_a - u_w$ ). Essa envoltória pode ser plana, com  $\phi^b$  constante (figura 16a), ou curva, onde  $\phi^b$  varia de forma não-linear com a sucção (figura 16b) – Fredlund, 2002b. A forma da envoltória de ruptura depende do tipo de solo, do intervalo de sucção e da trajetória de tensões a que o solo tenha sido submetido (Abramento e Carvalho, 1989).

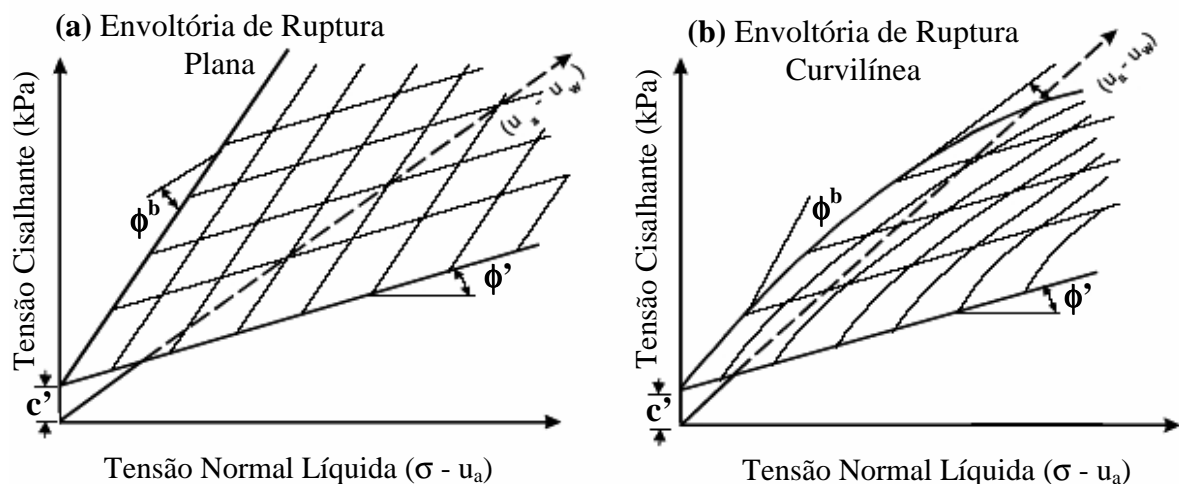


Figura 16: possíveis envoltórias de ruptura para um solo não saturado

Outras equações para resistência ao cisalhamento de solos não saturados foram apresentadas na literatura (tabela 6), entretanto as equações propostas por Bishop *et al.* (1960) e Fredlund *et al.* (1978) são as mais conhecidas e utilizadas. Essas equações, mesmo apresentando conceituações teóricas diferentes, são semelhantes e seus parâmetros podem ser correlacionados (equação 8). A equação de Bishop tem sido utilizada por diversos autores, como Öberg e Sallfors (1995) e Khalili e Khabbaz (1998), entretanto, a equação de Fredlund tem despertado maior interesse. De Campos (1997) salienta que a determinação experimental do parâmetro  $\chi$  de Bishop é mais complexa do que a determinação do parâmetro  $\phi^b$  de Fredlund, reforçando o uso da equação 5.

$$\chi = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \quad (\text{equação 8})$$

A envoltória de ruptura de um solo não saturado dada pela equação de Fredlund *et al.* (1978) foi originalmente proposta como uma superfície planar, tendo como base um conjunto limitado de resultados apresentados na literatura (Fredlund *et al.*, 1978; Gulhati e Satija, 1981 e Ho e Fredlund, 1982). De acordo com esses trabalhos, a envoltória de ruptura de um solo

Tabela 6: equações para resistência ao cisalhamento de solos não saturados

Referência	Equação	<i>Teoria Principal</i>
Gracen (1960)	$\tau = [\sigma_n + (u_a - u_w)]. \tan \phi' (1 - n_a)$	Aproximação empírica
Sridharan (1959)	$\tau = f(\sigma - u_w - R - A)$	Mineralogia do solo
Satija (1978)	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = a + (\sigma_3 - u_a) \tan \alpha + (u_a - u_w) \tan \beta$	Análise estatística
Lamborn (1986)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \theta_w \tan \phi'$	Micromecânica
Karube (1988)	$q = M'[p + f(s)]$	Mecânica dos solos do estado crítico
Peterson (1988)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + C_\psi$	Extensão da teoria de Hvorslev
Toll (1990)	$p = M(p - u_a) + M_w(u_a - u_w)$	Mecânica dos solos do estado crítico
Wheeler e Sivakumar (1992)	$p = Mp' + \mu(u_a - u_w)$	Mecânica dos solos do estado crítico

(Fonte: Jucá, 1990; Martínez, 2003)

não saturado pode ser assumida como linear, para a faixa de sucções ensaiadas, e os ângulos  $\phi'$  e  $\phi^b$  são constantes. Comportamento similar foi verificado por Rahardjo *et al.* (1995) em um solo residual argiloso de Singapura.

Evidências experimentais posteriores questionaram a validade do critério de ruptura para solos não saturados proposto por Fredlund *et al.* (1978) em alguns aspectos, como:

a) relação entre  $\tau$  e  $(u_a - u_w)$  pode ser não-linear

Diversos trabalhos publicados na literatura reportam para a não-linearidade da envoltória de ruptura de um solo não saturado (Escario e Saéz, 1986; Gan *et al.*, 1988; Abramento e Carvalho, 1989; De Campos e Carrillo, 1995; Futai *et al.*, 2004). Outros estudos utilizam conceitos da mecânica dos solos do estado crítico para avaliar a relação entre resistência ao cisalhamento e sucção (Toll, 1990; Mahalinga-Iyer e Williams, 1995). A tabela 7 apresenta algumas referências e informações sobre solos onde a relação entre  $\tau$  e  $(u_a - u_w)$  varia de forma não-linear.

Fredlund *et al.* (1987) sugerem diversas maneiras de se trabalhar com a não-linearidade da envoltória de ruptura: (i) a envoltória pode ser adotada como bilinear; (ii) pode-se utilizar uma envoltória linear mais conservadora partindo da sucção mátrica igual a zero, com inclinação  $\phi^b < \phi'$ ; (iii) a envoltória pode ser discretizada em diversos segmentos lineares, quando a tendência à não linearidade for grande, ou (iv) linearizar a envoltória trasladando a porção de baixas sucções (menores que o VEA) para o plano  $\tau \times (\sigma - u_a)$ , pois neste trecho  $\phi^b = \phi'$ ; para sucções maiores, considerar uma envoltória linear no plano  $\tau \times (u_a - u_w)$  começando na sucção correspondente ao VEA e com inclinação  $\phi^b < \phi'$ .

A não-linearidade da envoltória de resistência pode ser explicada com base na curva característica do solo. Existe uma relação entre a taxa com que a resistência ao cisalhamento varia em condições não saturadas e a área do menisco de água em contato com as partículas do solo ou agregados (Vanapalli *et al.*, 1996a; Fredlund e Vanapalli, 2002). A figura 17 apresenta uma relação entre curva característica e envoltória de resistência ao cisalhamento de dois solos não saturados: silte argiloso e areia fina. A resistência ao cisalhamento aumenta linearmente com a sucção até atingir o valor de entrada de ar do solo (neste trecho  $\phi^b$  é igual a  $\phi'$ ). Após esse valor, ocorre um aumento não-linear de resistência até que as condições residuais sejam alcançadas, ou seja,  $\phi^b$  passa a ser menor que  $\phi'$ . Além do ponto de saturação

Tabela 7: trabalhos com relação resistência x sucção não linear

Referência	Solos estudados	Ensaio realizado	Intervalo de sucção (kPa)	Relação $\tau$ e $(u_a - u_w)$ (NL – não linear)
Donald (1956) ( <i>apud</i> Fredlund <i>et al.</i> , 1996)	Solos arenosos	Cisalhamento direto	0-40	NL (decrecente após pico)
Escario e Saéz (1986)	Argila cinza, argila vermelha e areia argilosa (Espanha)	Cisalhamento direto	0-1.000	NL (elipse de grau 2,5)
Escario e Jucá (1989)			0-15.000	
Delage <i>et al.</i> (1987)	Solo siltoso de baixa plasticidade	Triaxial (CD)	0-800	NL (crescente)
Gan <i>et al.</i> (1988)	Solo glacial (Saskatchewan)	Cisalhamento direto	0-500	NL (levemente crescente)
Abramento e Pinto (1993)	Solo coluvionar (Serra do Mar)	Triaxial drenado	0-60	NL (função exponencial)
De Campos e Carrillo (1995)	Solo coluvionar e residual	Cisalhamento direto	0-210	NL (função polinomial)
Drumright e Nelson (1995)	Solo arenoso	Ensaio triaxiais (CD, CW e UU)	0-150	NL (crescente)
Röhm e Vilar (1995)	Solo sedimentar arenoso laterítico	Triaxial (CU)	0-400	NL (função hiperbólica )
Oloo e Fredlund (1996)	Solo siltoso Solo glacial	Cisalhamento direto	0-420 0-320	NL
Nishimura e Fredlund (2000)	Solo siltoso	Triaxial (CID)	0-292.400	NL (até as condições residuais)
Bastos <i>et al.</i> (2001)	Solos residuais de origem granítica (horizonte B e C)	Cisalhamento direto	0-300	NL (função hiperbólica )
Reis e Vilar (2004)	Solos residuais de gnaiss (maduro e saprolítico)	Triaxial (CD)	0-320	NL (função hiperbólica )
Futai <i>et al.</i> (2004)	Argila laterítica e solo saprolítico siltoso de gnaiss	Triaxial (CD)	0-600 (e condição seca ao ar)	NL (função hiperbólica)
Oliveira (2004)	Solo residual de gnaiss compactado	Compressão Simples e Triaxial	0-300	NL (ajuste de potência)

residual, a resistência ao cisalhamento pode aumentar, diminuir ou permanecer constante dependendo do tipo de solo. Uma representação gráfica geral para a envoltória de ruptura de um solo não saturado é apresentada na figura 18. O solo a tem um VEA > 500 kPa e uma envoltória de ruptura perfeitamente linear até esse valor de sucção. O solo b apresenta uma envoltória de resistência composta de duas porções: uma porção linear até o VEA (200 kPa), onde o solo ainda encontra-se saturado, e uma porção não-linear, que se inicia com a dessaturação do solo e vai até a sucção residual. Quando as condições residuais são alcançadas, a contribuição da sucção mátrica na resistência ao cisalhamento pode tornar-se nula (solo c) ou diminuir (solo d), dependendo do tipo de solo. Dessa forma, para sucções maiores que o valor residual, o ângulo  $\phi^b$  pode ser positivo, nulo ou negativo.

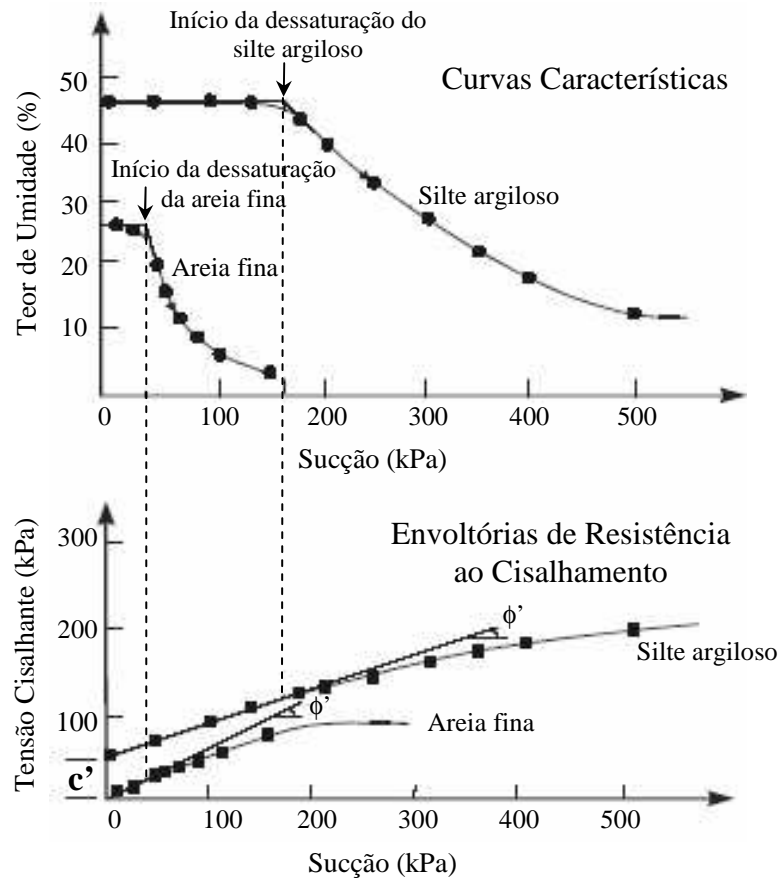


Figura 17: relação entre curva característica e envoltória de resistência ao cisalhamento (Fonte: Fredlund, 2002b)

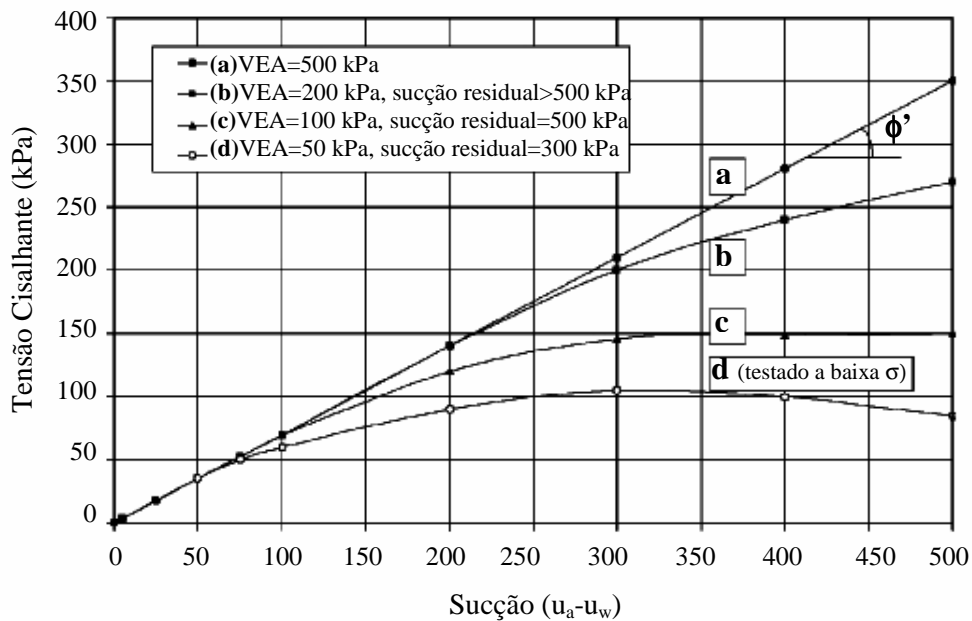


Figura 18: relação entre  $\tau$  e ( $u_a - u_w$ ) para diferentes solos não saturados (Fonte: Rassam e Cook, 2002)

b) o ângulo  $\phi'$  pode variar com a aumento da sucção

O ângulo de atrito interno depende do tipo de mineral que compõe o solo, do arranjo e grau de entrosamento das partículas, da quebra dos grãos e da dilatância (Mitchell, 1993; Futai *et al.*, 2004). Vários autores apresentaram resultados experimentais nos quais ocorre variação do ângulo de atrito interno com a sucção. Nenhuma explicação para esta variação foi apresentada. Dessa forma, encontra-se na literatura resultados onde o ângulo de atrito interno: (a) aumenta com o nível de sucção, como apresentado por Escario e Sáez (1986), Drumright e Nelson (1995), Röhm e Vilar (1995), e Futai *et al.* (2004); (b) diminui, como observado por Delage *et al.* (1987) e Bastos *et al.* (2001); ou (c) pode permanece constante com a sucção, conforme resultados de Escario e Sáez (1986), Nishimura e Fredlund (2000) e Reis e Vilar (2004). A figura 19 apresenta alguns resultados experimentais que ilustram essas três possibilidades.

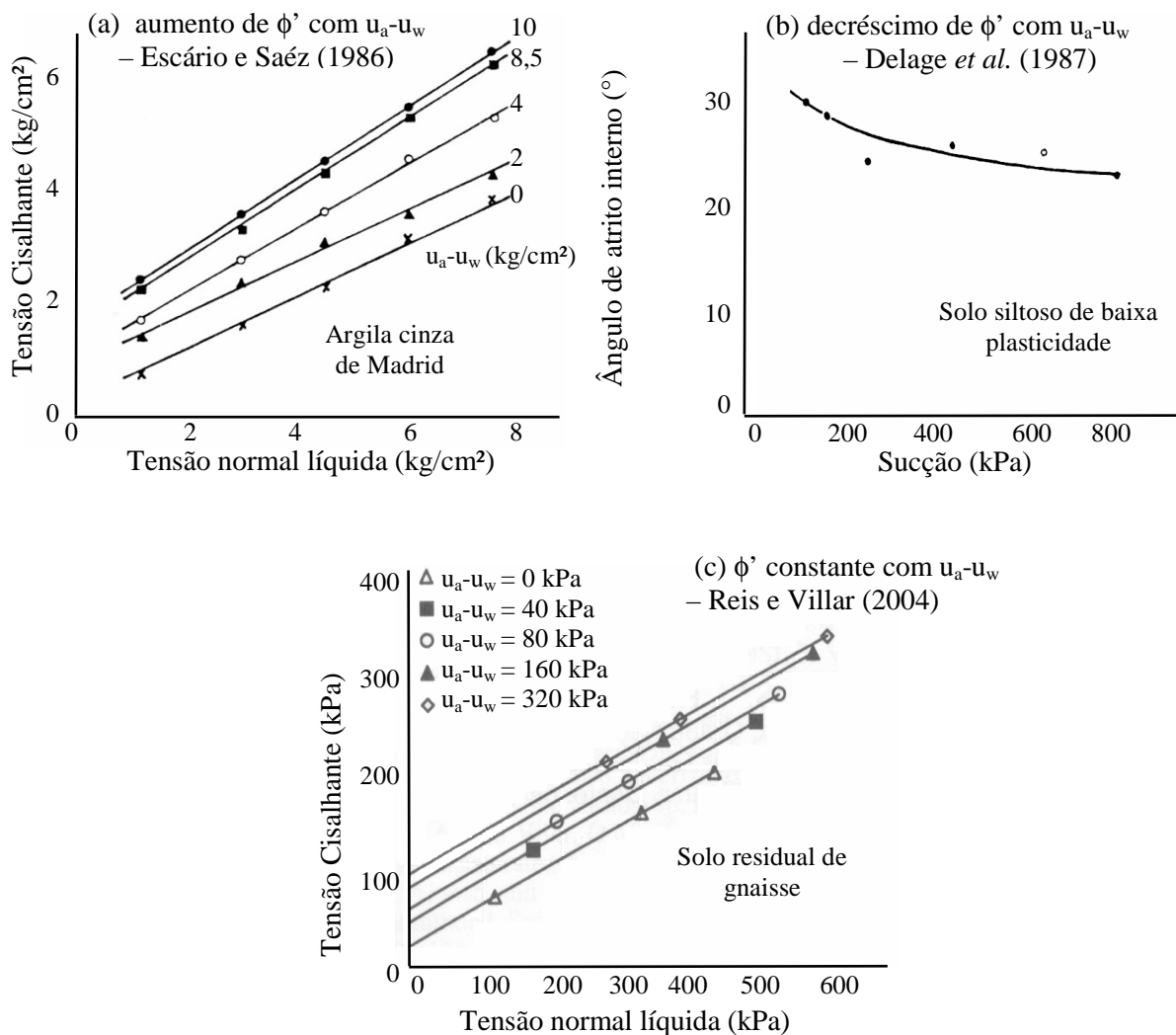


Figura 19: influência da sucção em  $\phi'$



c) O aumento da tensão normal líquida ( $\sigma - u_a$ ) pode reduzir o efeito da sucção na resistência ao cisalhamento

Alguns estudos atentam para o fato de que a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento de determinados solos pode ser limitada ao intervalo de tensão normal líquida aplicado. Delage *et al.* (1987) apresentaram envoltórias de resistência ao cisalhamento para um solo siltoso de baixa plasticidade, obtidas através de ensaios triaxiais baseados no princípio osmótico. Essas envoltórias parecem convergir em direção a um ponto único, indicando que o aumento da sucção parece não contribuir para a resistência ao cisalhamento do solo quando a tensão normal líquida é superior a 1.075 kPa .

Maâtouk *et al.* (1995) realizaram ensaios triaxiais em um solo siltoso não saturado colapsível e os resultados foram analisados em termos de resistência ao cisalhamento e variação volumétrica. Os conceitos de estado crítico, originalmente desenvolvidos para solos saturados, foram aplicados ao solo não saturado considerando a sucção mátrica como uma variável independente. As curvas tensão-deformação obtidas em ensaios CID para tensões normais líquidas de 50, 125 e 200 kPa são apresentadas na figura 20 a, b e c, respectivamente. Na figura 20a observa-se um aumento significativo da resistência ao cisalhamento do solo com a elevação da sucção. As curvas apresentadas na figura 20b também exibem tal comportamento, porém de forma menos pronunciada. Já as curvas apresentadas na figura 20c são quase idênticas, indicando que o aumento da sucção parece não contribuir mais como incremento na resistência ao cisalhamento do solo. As envoltórias de resistência ao cisalhamento desse solo, obtidas para diferentes valores de sucção, também parecem convergir em direção a um ponto único. Segundo os autores para tensões normais líquidas maiores que 450 kPa todas as envoltórias de sucção fornecem o mesmo valor de resistência ao cisalhamento.

d) o valor do ângulo  $\phi^b$  encontrado para alguns solos pode ser superior ao de  $\phi'$

A maioria dos estudos encontrados na literatura afirma que o ângulo  $\phi^b$  é aproximadamente igual ao ângulo  $\phi'$ , para valores de sucção mátrica menores que o VEA, e que  $\phi^b$  tende a ser menor que  $\phi'$  à medida que a sucção aumenta. Entretanto, alguns autores obtiveram resultados que indicam que alguns solos podem apresentar valores de  $\phi^b$  maiores que  $\phi'$ , principalmente para baixas sucções (Fredlund *et al.*, 1978; Abramento e Carvalho, 1989; Drumright, 1989; Röhm e Vilar, 1995; Teixeira e Vilar, 1997; Han *et al.*, 1995). Nenhuma explicação para tal comportamento foi apresentada.

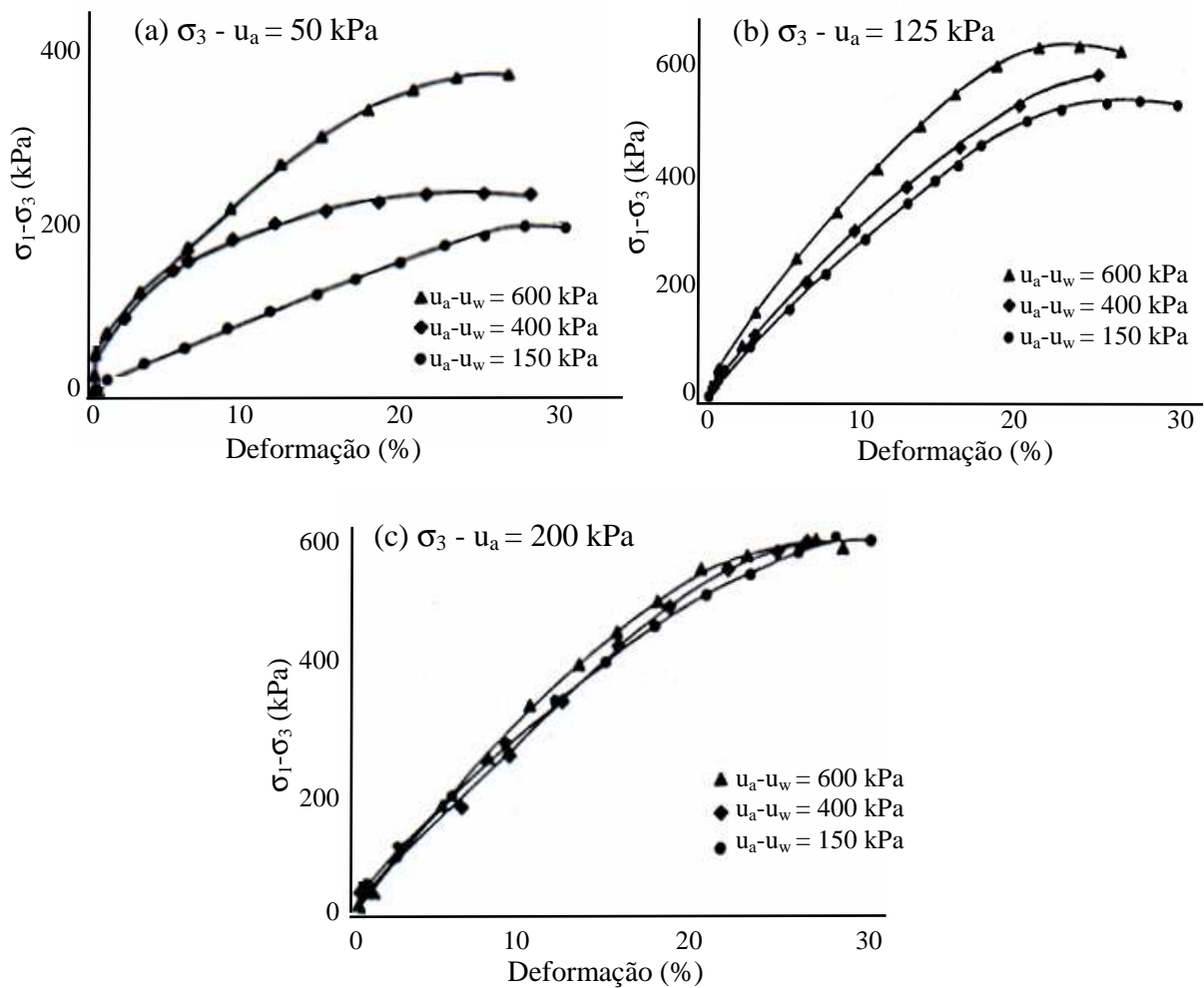


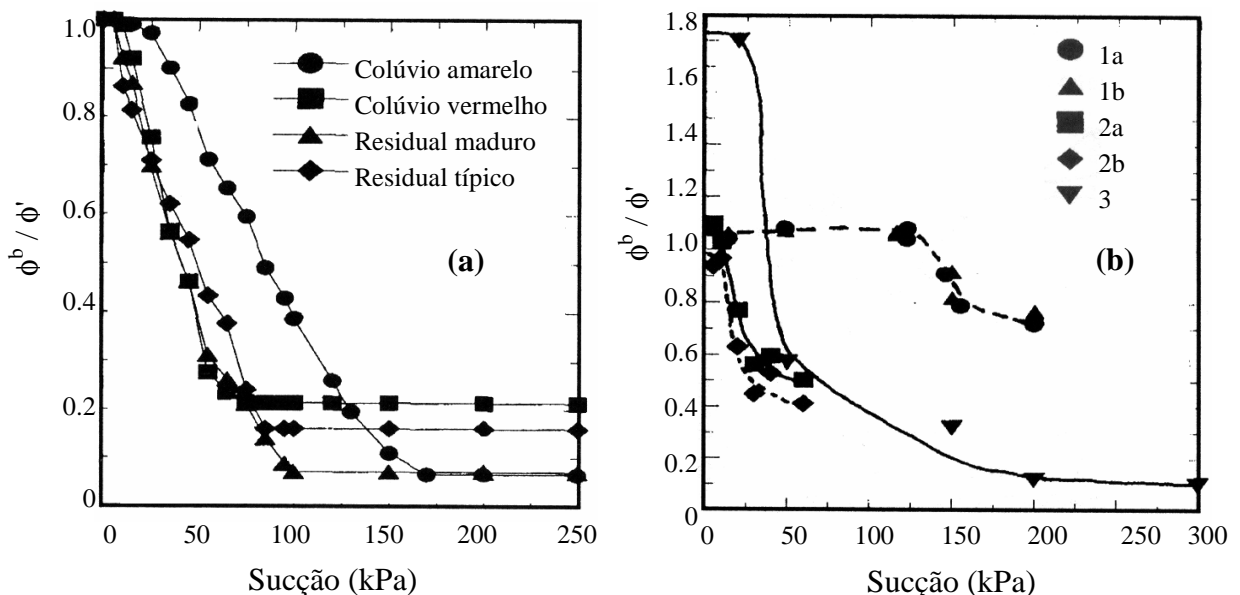
Figura 20: efeito de  $\sigma_3 - u_a$  sobre a contribuição da sucção na resistência

Fredlund *et al.* (1978), encontraram para um dos solos analisados valores de  $\phi''$  positivos, o que de acordo com a equação 7 conduz a  $\phi^b$  maior que  $\phi'$ . Abramento e Carvalho (1989), analisando resultados de resistência ao cisalhamento de um solo coluvionar, através da equação de Bishop *et al.* (1960), encontraram valores de  $\chi$  superiores a unidade. Para que isso ocorra é necessário que o aumento de resistência em função da sucção, caracterizada pelo ângulo  $\phi^b$ , seja maior que o incremento de resistência devida à tensão normal líquida, representada pelo ângulo  $\phi'$  (equação 8). Abramento e Pinto (1993) ressaltam que o parâmetro  $\chi$  é fortemente influenciado pelo valor escolhido para o ângulo de atrito interno. Valores de  $\chi$  maiores que 1 foram obtidos ao se utilizar  $\phi'$  igual a  $38^\circ$ ; esse valor seria menor ou igual a 1 para um ângulo de atrito igual a  $40^\circ$ .

Drumright (1989) realizou ensaios triaxiais CD e CW em um solo arenoso, onde para baixas sucções o ângulo  $\phi^b$  apresenta-se maior que o ângulo  $\phi'$ . De acordo com o autor esse fato não

é intuitivo e necessita de pesquisas futuras para ser explicado. Röhm e Vilar (1995), e Teixeira e Vilar (1997) avaliaram a resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado típico do Sudeste brasileiro na condição indeformada e compactada, respectivamente. Estes resultados evidenciaram que esse solo, em ambas as condições, apresenta valores de  $\phi^b > \phi'$ , para baixos níveis de sucção. Han *et al.* (1995) realizaram ensaios de cisalhamento direto saturados e com sucção controlada em um solo residual granítico de Singapura. Os resultados obtidos indicaram que o ângulo de atrito interno do solo ( $\phi'$ ) é igual a  $33^\circ$ , enquanto que o ângulo  $\phi^b$  varia de  $37^\circ$  a  $55^\circ$ .

De Campos (1997) verificou a variação da relação  $\phi^b/\phi'$  para diversos solos tropicais brasileiros (figura 21). Os resultados apresentados na figura 21a demonstram um comportamento tipicamente esperado, onde a relação  $\phi^b/\phi'$  inicia em 1, para a condição saturada, e permanece aproximadamente constante até determinado nível de sucção (próxima ao VEA do solo). Após ocorre um decréscimo acentuado de forma não-linear e ao final a relação  $\phi^b/\phi'$  passa a variar pouco ou torna-se novamente constante com a sucção. Na figura 21b observa-se que valores de  $\phi^b/\phi'$  maiores que a unidade foram encontrados para diversos solos brasileiros, em níveis baixos de sucção. De acordo com o autor nenhuma explicação física aceitável foi encontrada para justificar esses resultados experimentais.



(a) Solos de biotita-gnaíse (De Campos e Carrillo, 1995)

(b) 1a – colúvio, 1b – solo residual de mignatito (Abramento e Carvalho, 1989); 2a e 2b – solos saprolíticos de gnaíse (Fonseca, 1991); 3 – solo sedimentar laterítico (Rohm e Vilar, 1995)

Figura 21: variação de  $\phi_b / \phi'$  com a sucção  
(Fonte: De Campos, 1997)

## 2.4. FLUXO EM SOLOS NÃO SATURADOS

O fluxo em um solo não saturado é um exemplo de fluxo multifásico através de um meio poroso. Duas fases, água e ar, coexistem nos poros do solo e podem ser classificadas como fluidos. Dessa forma, duas equações são necessárias para descrever o fluxo em um solo não saturado. O fluxo de ar é normalmente descrito utilizando a lei de Fick modificada, enquanto a lei de Darcy é adaptada para descrever o fluxo de água (Fredlund e Rahardjo, 1993; Pereira, 1996). O movimento relativo desses dois fluidos através de um meio poroso é altamente dependente do grau de saturação ou sucção do solo.

Em um solo saturado todos os vazios estão preenchidos por água e são condutores (ar só existe no estado ocluso), logo a condutividade hidráulica é máxima. Quando um solo se torna não saturado, o ar tende a ocupar os vazios que antes estavam ocupados pela água, diminuindo progressivamente a seção disponível para o fluxo de água. Nessa situação ambos os fluxos - fase água e fase ar - podem ocorrer. Com a contínua dessaturação, o volume de poros ocupados por ar aumenta, a fase água perde sua continuidade e a situação limite ocorre quando praticamente todos os poros do solo tornam-se preenchidos por ar. A figura 22a apresenta, em estágios crescentes, o avanço da interface ar-água (1 a 5) nos vazios do solo. A dessaturação ocasiona um decréscimo no coeficiente de condutividade da fase água ( $k_w$ ) e um aumento no coeficiente de condutividade da fase ar ( $k_a$ ). A figura 22b representa a variação

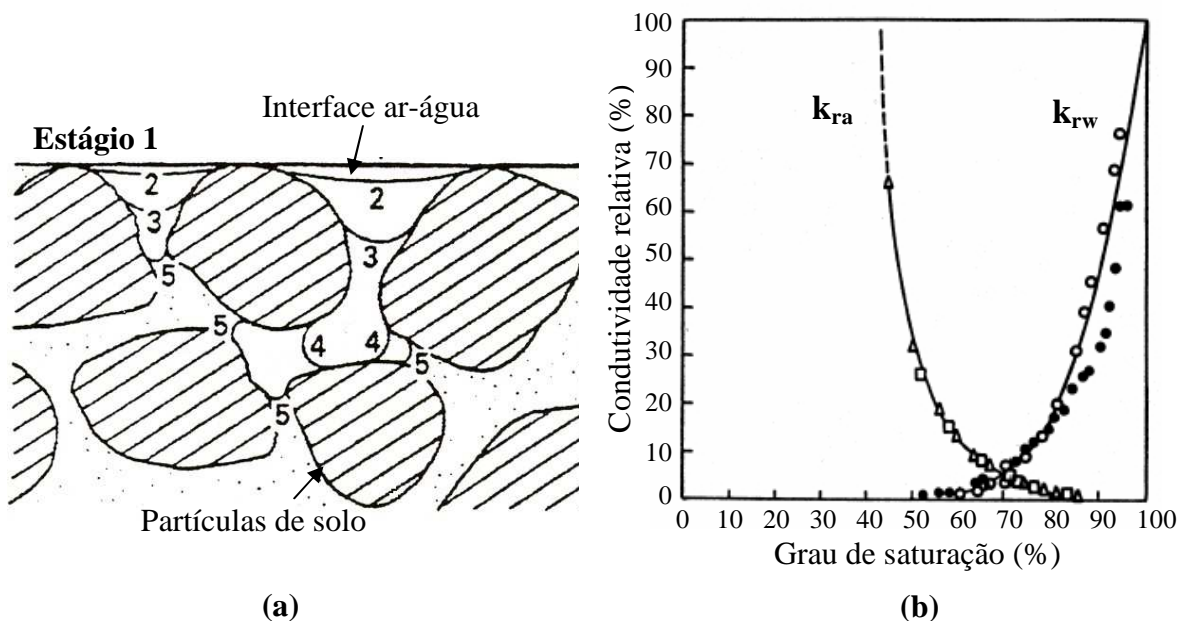


Figura 22 (a) avanço da interface ar-água no solo não saturado (Fredlund e Rahardjo, 1993); (b) variação da condutividade relativa do ar e da água com o grau de saturação (Corey, 1957)

de  $k_a$  e  $k_w$  com o aumento do grau de saturação (redução da sucção). Nesse gráfico a condutividade é expressa em termos da condutividade relativa, definida pela razão entre a condutividade efetiva para um dado grau de saturação e a condutividade quando a saturação é 100 % para o fluido em questão.

Para a maioria dos problemas encontrados em engenharia geotécnica somente o fluxo da fase água na zona não saturada é de interesse prático (Freeze e Cherry, 1979; Lam *et al.*, 1987). Isso ocorre porque os contaminantes provenientes de vertedores, os fertilizantes utilizados na agricultura ou a água que se infiltra no solo percolam através do solo não saturado antes de chegar aos aquíferos. Para estudar o fluxo de água que ocorre desde a superfície do terreno até o aquífero, é necessário conhecer os parâmetros hidráulicos do solo não saturado que existe entre eles (Pintado, 2002).

A lei de Darcy, que foi originalmente desenvolvida para solos saturados, pode ser estendida para descrever o fluxo de água através de um solo não saturado (equação 10). No caso do meio saturado, o coeficiente de condutividade hidráulica é função da distribuição de tamanho de poros  $e$ , conseqüentemente, do seu índice de vazios ( $e$ ). Em um meio poroso não saturado, a condutividade hidráulica ( $k_w$ ) varia também com a quantidade de água presente nos vazios do solo, a qual pode ser expressa pelo grau de saturação ou teor de umidade. Como existe uma interdependência entre índice de vazios, grau de saturação e teor de umidade (equação 10),  $k_w$  de um solo não saturado pode ser expresso como uma função de dois desses três índices físicos (Leong e Rahardjo, 1997b). Para solos não saturados com estrutura relativamente incompressível, a condutividade hidráulica pode ser expressa somente como função da quantidade de água presente nos vazios do solo. Entretanto, em solos com estrutura deformável a consideração do índice de vazios é importante (Huang *et al.*, 1998a).

$$v = -k_w \cdot i \quad (\text{equação 9}) \quad \theta = \frac{S_r \cdot e}{1 + e} \quad (\text{equação 10})$$

$$k_w = f(e, \theta) \quad k_w = f(S_r, e) \quad k_w = f(S_r, \theta)$$

Onde:  $v$  – velocidade de fluxo;  $k_w$  – coeficiente de condutividade hidráulica do solo;  
 $i$  – gradiente hidráulico;  $\theta$  - teor de umidade volumétrico;  
 $S_r$  – grau de saturação;  $e$  – índice de vazios

A quantidade de água presente nos poros do solo está diretamente relacionada com a sucção (curva característica), logo o coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado

também pode ser expresso como uma função da sucção. Uma relação entre curva característica e função condutividade hidráulica não saturada é apresentada na figura 23 para uma areia fina e um silte argiloso. A condutividade hidráulica do solo é máxima quando todos os vazios estão preenchidos por água e são condutores. Dessa forma, o coeficiente de condutividade hidráulica do solo não saturado mostra-se essencialmente constante e igual ao saturado até alcançar o VEA do solo. Após esse valor, o solo começa a dessaturar-se com o aumento da sucção e a condutividade hidráulica diminui consideravelmente até que as condições residuais sejam alcançadas. Após as condições residuais, o fluxo de água ocorre principalmente na fase de vapor. A transição da condição saturada para a não saturada ocasiona uma grande queda no coeficiente de condutividade hidráulica, o qual pode decrescer várias ordens de grandeza. Nessa figura observa-se também que embora a condutividade hidráulica da areia fina seja superior à do silte argiloso na saturação, essa decresce mais abruptamente à medida que a sucção aumenta e eventualmente pode tornar-se menor que a do silte argiloso (Fredlund, 2002b).

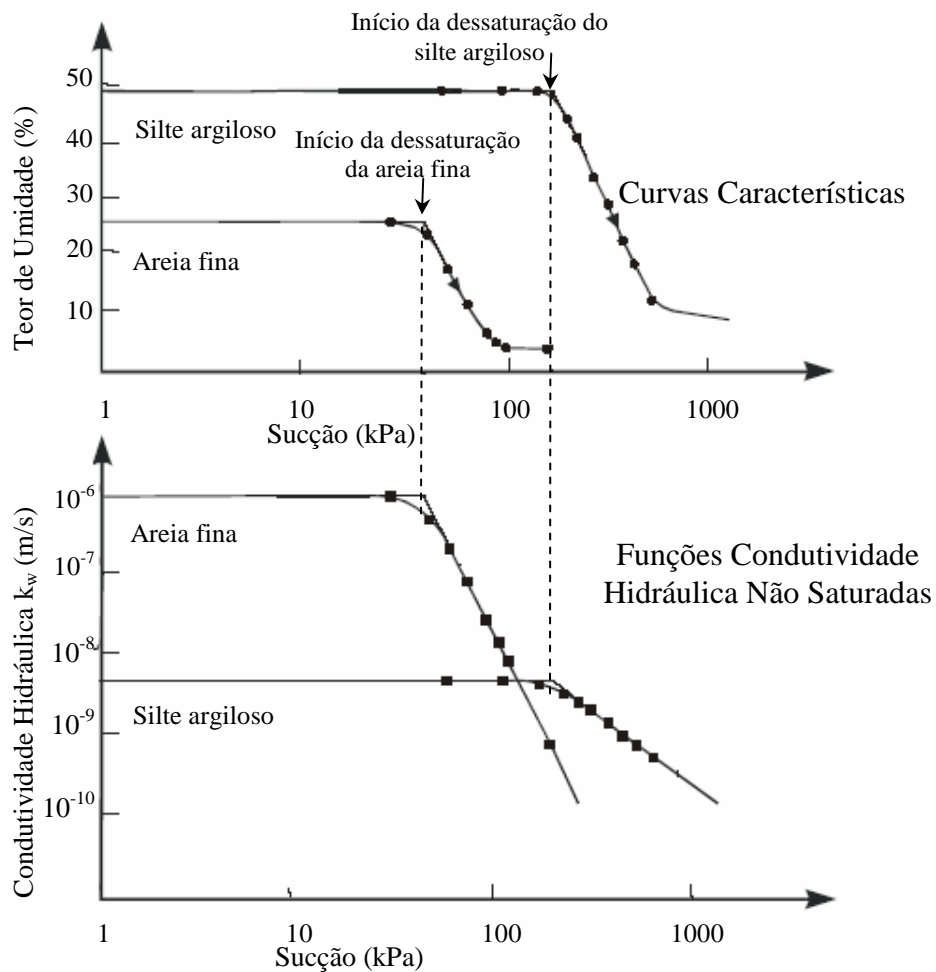


Figura 23: relação entre curva característica e condutividade hidráulica  
(Fonte: Fredlund, 2002b)

Como salientado a condutividade hidráulica de um solo não saturado é geralmente expressa como uma função da sucção ou da quantidade de água contida nos vazios do solo. Resultados típicos da variação da função condutividade hidráulica com a sucção e com o grau de saturação de um solo não saturado submetido a um ciclo de secagem-umedecimento são apresentados na figura 24. Nessa figura pode-se observar o efeito pronunciado da histerese na relação entre condutividade hidráulica e sucção. Por outro lado, quando a condutividade hidráulica é relacionada com o grau de saturação a histerese quase desaparece. Comportamento semelhante foi observado por outros autores em ensaios conduzidos em areias, siltes e solos agrícolas (Nielsen e Biggar, 1961; Elrick e Bowman, 1964; Topp e Miller, 1966; Meerdink *et al.*, 1996). Fredlund *et al.* (1994) justificam que a relação  $k_w \times S_r$  não apresenta histerese porque o volume de água que flui é uma função direta do volume de água contido nos vazios do solo. Então, para um dado grau de saturação, a área transversal de fluxo será a mesma e a condutividade hidráulica será similar, não importando se o solo encontra-se na trajetória de secagem ou de umedecimento

Além da quantidade de água no solo, outros fatores também influenciam a condutividade hidráulica de um solo não saturado como tipo de solo, teor de umidade inicial, método e esforço de compactação, índice de vazios, tensão normal líquida, temperatura, líquido percolado, gradiente hidráulico, entre outros (Weeks e Richards, 1967; Barden e Pavlakis, 1971; Boynton e Daniel, 1985; Lam *et al.*, 1987; Meerdink *et al.*, 1996; Agus *et al.*, 2003a e

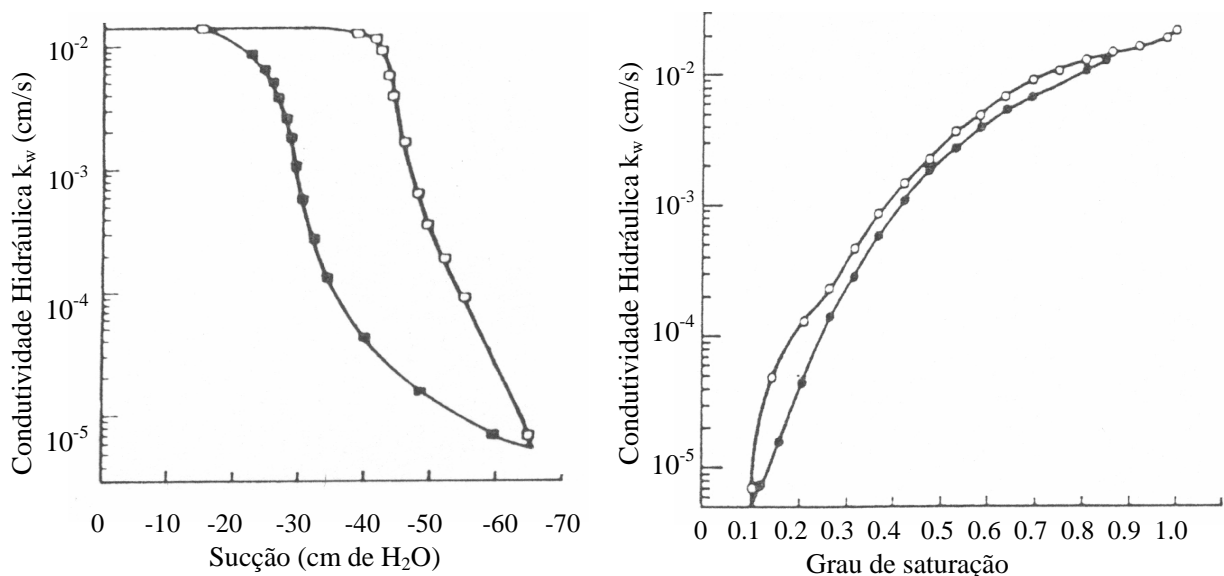


Figura 24: variação da condutividade hidráulica com (a) sucção e (b) com grau de saturação (Fonte: Alonso *et al.*, 1987)

2005). De forma geral, todos os fatores que influenciam a curva característica e a condutividade hidráulica saturada do solo influenciam também sua função condutividade hidráulica não saturada (Alonso *et al.*, 1987; Vanapalli e Lobbezoo, 2002).

#### **2.4.1 Métodos para Determinar a Condutividade Hidráulica do Solo Não Saturado**

O conhecimento do coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado é de grande interesse para análises de fluxo em meio saturado e não saturado a serem aplicadas em problemas geotécnicos e geoambientais. Em geral, existem duas formas para se determinar o coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado: métodos indiretos (modelos de ajuste e/ou previsão) e medidas diretas (ensaios de campo ou laboratório).

Os métodos indiretos envolvem basicamente três técnicas de modelagem para a função condutividade hidráulica em meio não saturado: (i) equações empíricas que se ajustem aos dados experimentais obtidos; (ii) modelos macroscópicos, e (iii) modelos estatísticos que utilizam o coeficiente de condutividade hidráulica saturado e a curva característica do solo para prever sua função condutividade hidráulica não saturada. Esses métodos permitem que a função condutividade hidráulica seja estimada mais facilmente e com custo menor. Entretanto, a formulação e avaliação dos modelos matemáticos dependem de dados experimentais que são obtidos através de medidas diretas. Dessa forma, a utilidade das aproximações indiretas não elimina a necessidade de continuar os estudos para aprimorar as medidas.

Os métodos diretos para determinação da condutividade hidráulica de um solo não saturado envolvem a realização de ensaios em laboratório e/ou em campo. Esses ensaios consomem tempo, são caros e não conseguem cobrir uma faixa relativamente ampla de valores de sucção. É importante ressaltar que, de modo geral, apesar dos ensaios de campo serem considerados mais representativos das condições reais do solo, as medidas em laboratório são geralmente escolhidas. Isso ocorre porque as medidas de laboratório apresentam algumas vantagens, como economia e melhor controle das condições de contorno do ensaio (Jucá, 1993a; Benson e Gribb, 1997). Uma grande variedade de ensaios de laboratório foi apresentada na literatura para medir o coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não



saturado (Klute, 1972; Daniel, 1982 e 1983; Klute e Dirksen, 1986; Fredlund e Rahardjo, 1993; Stephens, 1994; Benson e Gribbs, 1997; Brisson *et al.*, 2002). Esses ensaios são divididos em duas categorias em função do tipo de fluxo: métodos de regime permanente e métodos de regime transiente. De forma geral, ambos os métodos supõem que a lei de Darcy possa ser estendida para solos não saturados. No caso de fluxo transiente, a lei de Darcy é aplicada em curtos intervalos de tempo, onde o fluxo pode ser considerado como permanente.

#### 2.4.1.1 Métodos Indiretos

Os métodos indiretos utilizados para obter a função condutividade hidráulica de um solo não saturado são, geralmente, divididos em três categorias: equações empíricas, modelos macroscópicos e modelos estatísticos (Fredlund *et al.*, 1994; Leong e Rahardjo, 1997b). Os modelos empíricos propõem expressões matemáticas para descrever o coeficiente de condutividade hidráulica não saturado como uma função da sucção, do teor de umidade volumétrico ou do grau de saturação. Esses modelos são desenvolvidos com base nos resultados experimentais previamente obtidos. O número mínimo de dados experimentais necessários para uso dessas equações empíricas é igual ao número de parâmetros de ajuste do modelo considerado. Leong e Rahardjo (1997b) apresentam uma revisão dos modelos empíricos disponíveis na literatura para ajuste da função condutividade hidráulica não saturada e os classificam em dois tipos:  $k_w = f(u_a - u_w)$  e  $k_w = f(\theta)$ .

Os modelos macroscópicos procuram derivar expressões analíticas para a função condutividade hidráulica não saturada. Esses modelos consideram o fluxo laminar (a nível microscópico) como similar ao fluxo de água no meio poroso (nível macroscópico) e negligenciam o efeito da distribuição de tamanho de poros do solo. Em virtude das simplificações consideradas, todos os modelos macroscópicos apresentam a seguinte forma:  $k_w = f(S_e)$ . A tabela 8 apresenta as principais expressões empíricas e macroscópicas propostas para a função condutividade hidráulica não saturada.

Tabela 8: modelos empíricos e macroscópicos para a função condutividade hidráulica não saturada

Equação	Parâmetros	Referência
$k_w = f(u_a - u_w)$ Coeficiente de condutividade hidráulica como função da sucção mátrica		
$k_w = a.(u_a - u_w) + b$	$a, b$ e $n$ = parâmetros de ajuste	Richards (1931)
$k_w = a.(u_a - u_w)^{-n}$	$(u_a - u_w)$ = sucção	Wind (1955), Ahuja <i>et al.</i> (1960)
$k_w = \frac{k_s}{1 + b.(u_a - u_w)^n}$	$(u_a - u_w)_b$ = sucção de entrada de ar $k_s$ = condutividade hidráulica saturada	Barden (1965), Arbhahirama e Kridakorn (1968) Christensen (1943), Gardner (1958), Philip (1986)
$k_w = a.e^{\{a.[(u_a - u_w) - (u_a - u_w)_b]\}}$		
$k_w = f(\theta)$ Coeficiente de condutividade hidráulica como função do teor de umidade volumétrico		
$k_w = k_s \cdot \left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^n$	$b$ e $n$ = parâmetros de ajuste $\theta$ = teor de umidade volumétrico	Ahuja (1973), Campbell (1974), Gillham <i>et al.</i> (1976), Hillel (1982), Zachmann <i>et al.</i> (1981)
$k_w = k_s \cdot e^{[b.(\theta - \theta_s)]}$	$\theta_s$ = teor de umidade volumétrico saturado $k_s$ = condutividade hidráulica saturada	Davidson <i>et al.</i> (1969) Dane e Klute (1977), Gardner (1956)
$k_w = f(S_e)$ Coeficiente de condutividade hidráulica como função do grau de saturação efetivo “modelos macroscópicos”		
$k_w = S_e^\delta = \left(\frac{S - S_r}{1 - S_r}\right)^n$	$\delta$ e $n$ = parâmetros de ajuste $S$ = grau de saturação $S_r$ = grau de saturação residual	Averjanor (1950), Brooks e Corey (1964), Singh (1965)

(Fonte: Huang, 1994; Leong e Rahardjo, 1997b)

Os modelos estatísticos prevêm a função condutividade hidráulica não saturada a partir da curva característica e do coeficiente de condutividade hidráulica saturado. Esses modelos fazem uma consideração estatística da distribuição de tamanhos de poros do solo e suas interconexões. Os modelos estatísticos são considerados como o melhor método para determinação da função condutividade hidráulica não saturada e têm apresentado boa correlação com os resultados experimentais (Leong e Rahardjo, 1997b; Agus *et al.*, 2003b). Mualem (1986) apresentou uma extensiva revisão dos vários modelos estatísticos propostos na literatura, os quais podem ser representados através de três fórmulas gerais (tabela 9). Cabe destacar que a integração dessas equações conduz a outras funções de condutividade hidráulica não saturadas, como as propostas por van Genuchten (1980) e Fredlund *et al.* (1994). A tabela 9 reúne também alguns modelos estatísticos utilizados para solos não saturados deformáveis (Huang *et al.*, 1998b).

Tabela 9: modelos estatísticos para a função condutividade hidráulica não saturada

Referência	Equação	Parâmetros
<b>Modelos Estatísticos para Solo Não Saturado Indeformável</b>		
Gates e Leitz (1950) Fatt e Dykstra (1951) Burdine (1953)	$k_r(\theta) = S_e^n \frac{\int_0^\theta \frac{d\theta}{\psi^{2+m}}}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi^{2+m}}}$	$k_r$ - Coeficiente de condutividade hidráulica relativo ( $k_w/k_s$ ); $m$ e $n$ - constantes; $\psi$ - sucção; $\theta$ - teor de umidade volumétrico; $\theta_s$ - teor de umidade volumétrico saturado; $S_e$ - grau de saturação efetivo
Mualem (1976)	$k_r(\theta) = S_e^n \left[ \frac{\int_0^\theta \frac{d\theta}{\psi^{1+m}}}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi^{1+m}}} \right]^2$	Onde os valores das constantes $m$ e $n$ foram: $n = 0.5$ e $m = 0$
Childs e Collis-George (1950)	$k_r(\theta) = S_e^n \frac{\int_0^\theta \left( \frac{\theta - \vartheta}{\psi^{2+m}} \right) d\vartheta}{\int_0^{\theta_s} \left( \frac{\theta - \vartheta}{\psi^{2+m}} \right) d\vartheta}$	$\vartheta$ - variável de integração
<b>Modelos Estatísticos para Solo Não Saturado Deformável</b>		
Mitchell <i>et al.</i> (1965)	$k = C_3 \frac{\rho_w \cdot g}{\mu} \cdot \frac{e}{1+e} \cdot S^3$	$C_3$ - constante relacionada com o sistema solo-água; $e$ - índice de vazios; $S$ - grau de saturação.
Lloret e Alonso (1980)	$k = k(S, e_o) \cdot 10^{(e-e_o)/\alpha}$	$e_o$ - índice de vazios inicial (de referência); $\alpha$ - inclinação da reta que correlaciona $\log_{10} k_w$ versus $e$ (para $S$ cte).
Chang e Duncan (1983)	$k = k_o G_e H_s$	$G_e$ - fator relacionado com o índice de vazios; $H_s$ - fator relacionado com o grau de saturação
Huang <i>et al.</i> (1998b)	$k = k_{e_o} 10^{b(e-e_o)} \frac{\int_0^{S_e} n \frac{(S_e - \Sigma e)}{\psi^2} d\Sigma e}{\int_0^1 n \frac{(1 - \Sigma e)}{\psi^2} d\Sigma e}$	$\Sigma e$ - variável de integração representando o grau de saturação; $n$ - porosidade; $b$ - parâmetro de ajuste; $e$ - índice de vazios; $S_e$ - grau de saturação efetivo

(Fonte: Mualem, 1986; Huang *et al.*, 1998b)

#### 2.4.1.2 Métodos Diretos de Regime Permanente

Um método de regime permanente envolve o estabelecimento de um sistema de fluxo em que o teor de umidade, a sucção e a vazão não variam com o tempo. Nesse método a sucção mátrica é inicialmente imposta à amostra de solo usando a técnica da translação de eixos. Após equalização da sucção, denotada por um teor de umidade constante, um gradiente hidráulico é aplicado ao longo da amostra. A condição de fluxo permanente é alcançada quando a vazão que entra na amostra é igual à vazão que sai desta. Quando essa condição é atingida o coeficiente de condutividade hidráulica ( $k_w$ ), correspondente à determinada sucção ou teor de umidade, pode ser calculado utilizando a equação 9 (Lei de Darcy). O ensaio é repetido para diferentes magnitudes de sucção (ou teores de umidade). Os pares de dados obtidos formarão a função condutividade hidráulica não saturada do solo ensaiado.

Diversas configurações desse método têm sido apresentadas na literatura. A figura 25 apresenta alguns equipamentos utilizados na determinação do coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado através do método de regime permanente. A figura 25a apresenta a configuração do método de regime permanente mais tradicional. Uma amostra cilíndrica de solo é colocada entre dois discos porosos de AVEA ( $P_1$  e  $P_2$ ). Uma carga hidráulica de água ( $h_{w1}$ ) é aplicada sobre o disco poroso superior. O fluxo de saída é mantido em uma carga hidráulica constante ( $h_{w2}$ ) pelo controle da elevação do nível de saída (ponto de gotejamento). O fluxo ocorrerá na direção descendente mantendo-se  $h_{w1} > h_{w2}$ . Dois tensiômetros ( $T_1$  e  $T_2$ ) são instalados ao longo do comprimento da amostra para medir essas cargas hidráulicas. A amostra de solo é submetida a uma pressão de ar, a qual é medida usando um manômetro (M). As válvulas  $S_1$  e  $S_2$  são utilizadas para transportar as bolhas de ar que podem se acumular no compartimento de água adjacente ao disco poroso. A sucção da amostra é dada pela diferença entre a poro-pressão de ar aplicada e a poro-pressão de água média, lida pelos tensiômetros. Outro equipamento que pode ser utilizado para medir fluxo permanente é apresentado na figura 25b. Esse arranjo é semelhante ao anterior e utilizado principalmente com amostras indeformadas, como as colocadas em cilindros ou tubos plásticos. A figura 25c apresenta um permeâmetro que é colocado em uma câmara de pressão de ar. Neste equipamento a poro-pressão de ar ( $u_a$ ) é aplicada à amostra através de furos laterais executados nas paredes do permeâmetro, e as poro-pressões de água são aplicadas no topo e a base da amostra, através de discos porosos. Essa configuração é semelhante à apresentada por Uno *et al.* (1995). A figura 25d apresenta um permeâmetro utilizado para

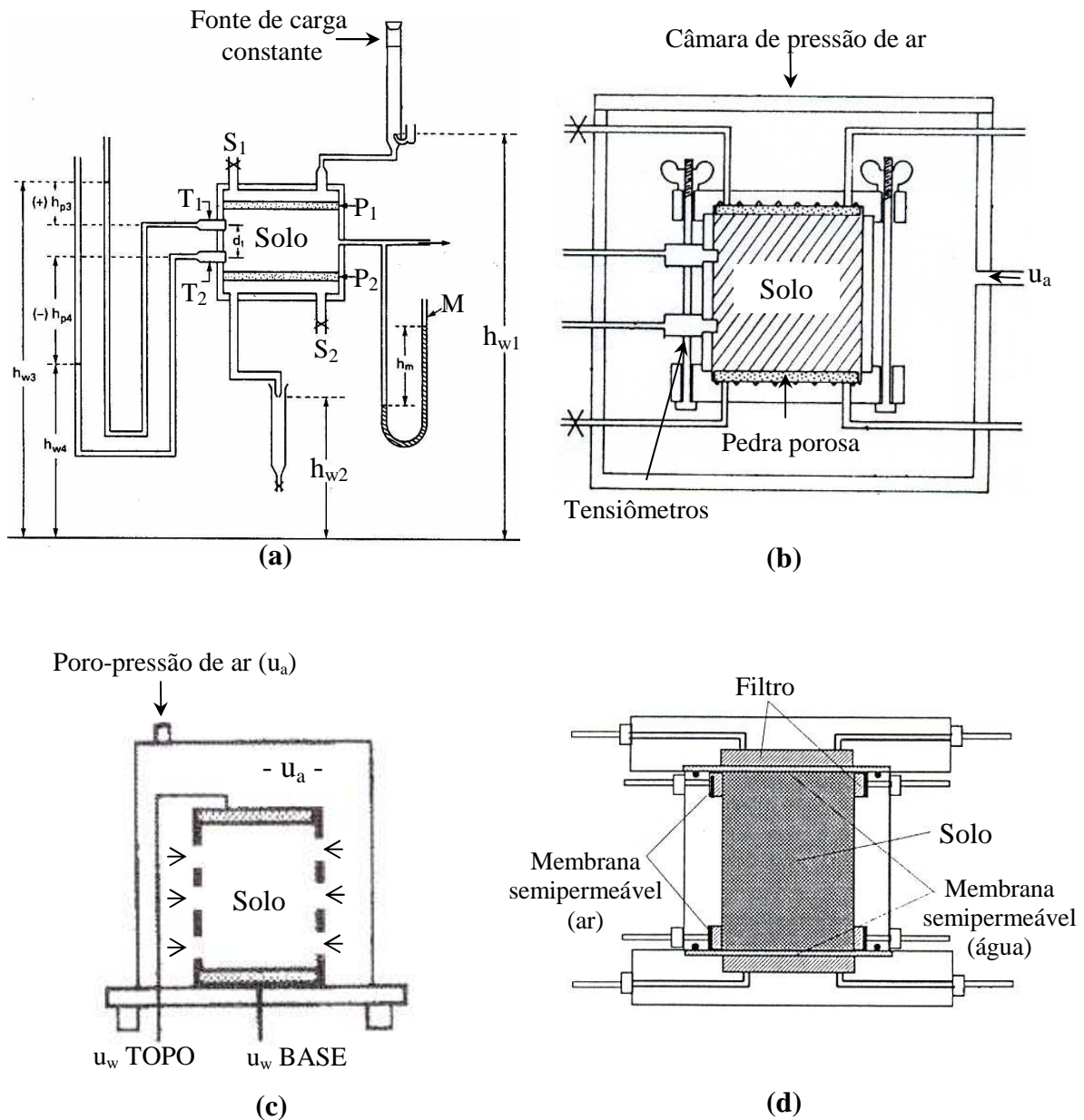


Figura 25: equipamentos para medir  $k_w$  usando método de regime permanente (Fonte: (a) e (b) Klute, 1965; (c) Benson e Gribb, 1997; (d) Fleureau e Taibi, 1995)

medir os coeficientes de condutividade das fases ar e água de um solo não saturado. Dois pares de membranas semipermeáveis foram colocados nas faces laterais desse equipamento.

Mais recentemente, Gan e Fredlund (2000) desenvolveram um permeâmetro de parede rígida para determinar o coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado utilizando o método de regime permanente. Os ensaios foram realizados utilizando duas configurações desse equipamento: (i) uma para sucções relativamente baixas ( $< 1,5$  kPa), onde um disco poroso altamente permeável foi utilizado para separar as fases água e ar, e (ii) outra para

sucções mátricas mais elevadas, onde se empregou um disco de AVEA (VEA = 100 kPa). Estes arranjos foram escolhidos porque os solos saprolíticos e residuais ensaiados apresentavam coeficiente de condutividade hidráulica superior ao do disco de AVEA, na saturação, e inferior ao disco altamente permeável, para sucções maiores. Além dos equipamentos descritos anteriormente, existe também o permeâmetro triaxial, que será apresentado na seção 2.4.2.

O método de regime permanente é o método de laboratório mais recomendado e apresenta muitas vantagens, como: (i) pode ser usado em amostras compactadas ou indeformadas; (ii) o estado de tensões pode ser cuidadosamente controlado (principalmente quando um permeâmetro triaxial é utilizado); (iii) o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica é simples e livre de ambigüidades, e (iv) o método funciona muito bem em solos relativamente úmidos ou arenosos. Como desvantagem do método pode-se destacar que: (i) a vazão algumas vezes é baixa e sua medida precisa pode ser difícil; (ii) o tempo para equilíbrio de sucção e para atingir as condições de regime permanente pode ser longo, principalmente quando o teor de umidade do solo diminui; (iii) em alguns casos um gradiente de sucção osmótica pode ocorrer em virtude da diferença de concentração química entre a água presente nos poros do solo e a água pura utilizada como fluido permeante, e (iv) o custo desse ensaio normalmente é alto (Klute, 1972; Stephens, 1994; Leong e Rahardjo, 1997b; Benson e Gribb, 1997).

#### 2.4.1.3 Métodos Diretos de Regime Transiente

No método transiente as propriedades variam com o tempo. A condutividade hidráulica é calculada usando soluções analíticas que descrevem o fluxo transiente, ou aplicando-se a lei de Darcy em intervalos de tempo durante os quais as condições de fluxo podem ser consideradas como permanentes. Uma grande variedade de métodos transientes pode ser encontrada na literatura (Stephens, 1994; Stolte *et al.*, 1994 e Benson e Gribb, 1997). Os mais utilizados são o método do perfil instantâneo e o método de fluxo para fora ou para dentro.

O método do perfil instantâneo consiste em induzir-se um fluxo transiente em uma coluna de solo, através da adição ou remoção de água, e na seqüência medir o teor de umidade e/ou sucção em diferentes profundidades e intervalos de tempo. O teor de umidade e a sucção podem ser determinados independentemente, ou um deles pode ser medido e o outro obtido a partir da curva característica. Ensaio de secagem podem ser conduzidos removendo-se água

por drenagem gravitacional (Watson, 1966), aplicando-se uma sucção mátrica (Richards e Weeks, 1953) ou por evaporação (Wendroth *et al.*, 1993; Meerdink *et al.*, 1996). Ensaio de umedecimento são conduzidos pela introdução de água em uma das extremidades da amostra, através de um sistema de gotejamento ou com uma bomba de fluxo (Daniel, 1982 e 1983; Meerdink *et al.*, 1996).

Um equipamento utilizado para medir o coeficiente de condutividade hidráulica usando o método do perfil instantâneo é apresentado na figura 26a. Nesse equipamento uma amostra de solo cilíndrica é submetida a um fluxo de água contínuo em uma de suas extremidades. A outra extremidade apresenta um orifício em contato com a atmosfera. A água flui na direção horizontal como resultado de um gradiente na poro-pressão de água. Psicrômetros e tensiômetros são utilizados para medir a distribuição de poro-pressão de água na amostra. O ensaio termina quando a poro-pressão de água na entrada do permeâmetro torna-se positiva. Após terminar o ensaio, a amostra é dividida em várias partes e o teor de umidade final é determinado.

Através do método do perfil instantâneo, o coeficiente de condutividade hidráulica é calculado plotando-se os perfis de poro-pressão de água (ou carga hidráulica) e teor de umidade para vários pontos ao longo da coluna de solo em diferentes tempos (figura 27). O teor de umidade é utilizado para o cálculo da velocidade de fluxo (equações 11 e 12), enquanto a poro-pressão de água determina o gradiente hidráulico (equação 13). A razão entre a velocidade de fluxo e o gradiente hidráulico fornece o valor do coeficiente de condutividade

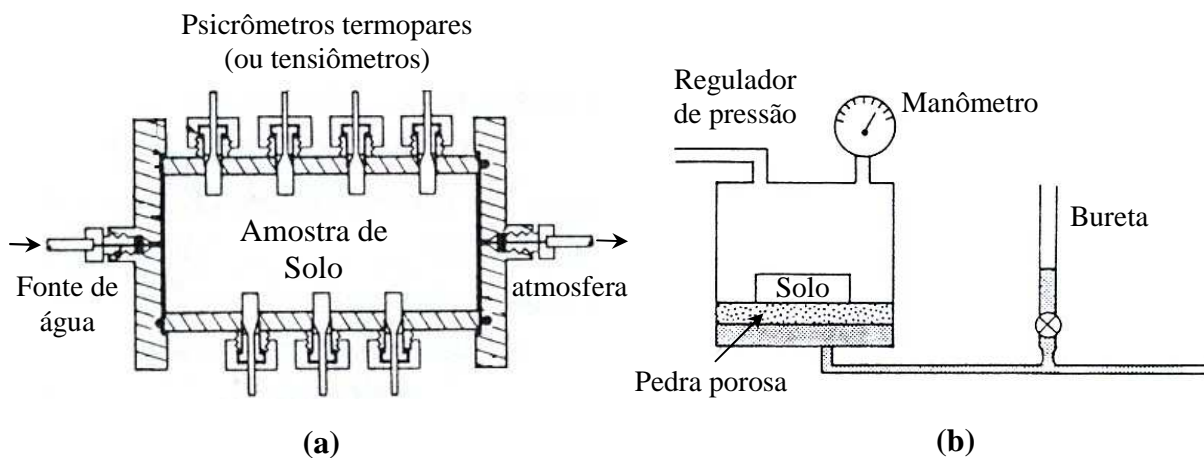


Figura 26: equipamentos para medir  $k_w$  usando método de regime transiente: (a) Método do perfil instantâneo (Daniel, 1982), (b) Método do fluxo para fora (Stephens, 1994)

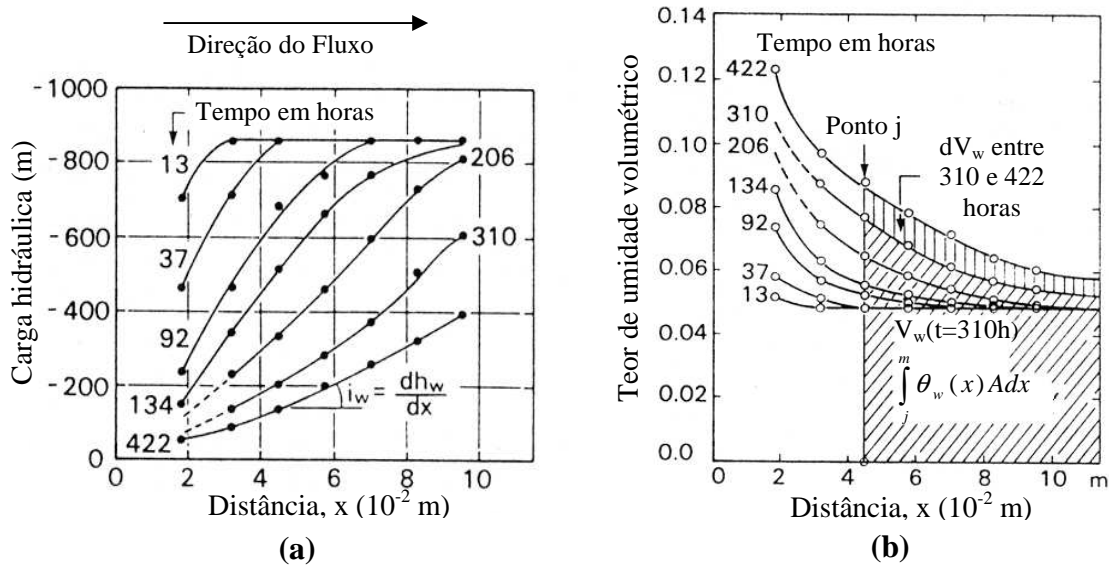


Figura 27: método do perfil instantâneo: perfis de carga hidráulica e teor de umidade (Fonte: Hamilton *et al.* 1981 *apud* Fredlund e Rahardjo, 1993)

hidráulica (Lei de Darcy). O cálculo desse coeficiente pode ser repetido para diferentes pontos e tempos. Um procedimento detalhado para o cálculo de  $k_w$  pelo método do perfil instantâneo é apresentado por Meerdink *et al.* (1996) e por Benson e Gribb (1997).

$$V_w = \int_j^m \theta_w(x) \cdot A \cdot dx \quad (\text{equação 11})$$

$$v_w = \frac{dV_w}{A \cdot dt} \quad (\text{equação 12})$$

$$i_w = \frac{dh_w}{dx} \quad (\text{equação 13})$$

Onde:  $V_w$  – volume total de água no solo entre os pontos  $j$  e  $m$ ;

$\theta_w(x)$  – teor de umidade volumétrica em função da distância  $x$ , para um tempo ( $t$ );

$A$  - área da seção transversal;  $v_w$  – velocidade do fluxo;  $dt$  – intervalo de tempo;

$i_w$  – gradiente hidráulico em determinado ponto da amostra, para um tempo ( $t$ );

$dh_w/dx$  – inclinação do gráfico poro-pressão de água no ponto considerado.

As principais vantagens do método do perfil instantâneo são: (i) permite cobrir uma faixa de seções relativamente ampla e pode ser utilizado com colunas de solo de qualquer tamanho; (ii) é um método relativamente rápido se comparado com o método de regime permanente; (iii) quando o teor de umidade e a sucção são ambos medidos, a função condutividade hidráulica não saturada e a curva característica são obtidas simultaneamente, e (iv) diversas medidas de condutividade hidráulica são obtidas para um dado teor de umidade. Entre as



desvantagens do método pode-se citar que: (i) o trabalho é intenso e sujeito a erros quando a saturação se aproxima; (ii) o gradiente hidráulico algumas vezes pode ser baixo, o que torna sua leitura precisa difícil; (iii) o estado de tensões não pode ser controlado, e (iv) pode haver contribuição do fluxo de vapor em  $k_w$  (Daniel, 1982 e 1983; Wendroth *et al.*, 1993; Benson e Gribb, 1997).

O método de fluxo para fora ou para dentro é baseado no uso de um equipamento do tipo placa de pressão. Nesse ensaio a amostra é instalada sob um disco cerâmico de AVEA saturado, dentro de uma célula de pressão. Uma pressão de ar é aplicada na parte superior da amostra e o volume de água que sai ou entra é medido em função do tempo. Após alcançar o equilíbrio, um novo incremento de pressão de ar pode ser aplicado à amostra e monitora-se novamente o fluxo de entrada ou de saída com o tempo. O coeficiente de condutividade hidráulica é calculado para cada sucção aplicada. A figura 26b apresenta um equipamento do tipo placa de pressão utilizado para medir a condutividade hidráulica do solo não saturado.

Na literatura são apresentados diferentes procedimentos para o método de fluxo para fora ou para dentro. A principal diferença diz respeito à aplicação da pressão de ar, que pode ser realizada através de pequenos incrementos (Gardner, 1956; Miller e Elrick, 1958; Kunze e Kirkham, 1962; Jackson *et al.*, 1963) ou aplicando-se um grande e único incremento de pressão (Doering, 1965). Um aspecto de grande importância nesse ensaio é a impedância do sistema de drenagem, que expressa a dificuldade da água em fluir livremente através do disco poroso ou da membrana do equipamento (Jucá, 1990). Vários pesquisadores propuseram correções na expressão de cálculo da condutividade hidráulica levando em consideração a impedância do sistema (Miller e Elrick, 1958; Kunze e Kirkham, 1962).

Esse método sofre com problemas como: (i) minúsculas quantidades de fluxo; (ii) dificuldades na consideração dos efeitos de impedância dos pratos porosos ou da membrana; (iii) presença de bolhas de ar no circuito de água, que podem afetar de forma significativa o controle do fluxo drenante, e (iv) poucas comparações entre os resultados fornecidos por este método e os obtidos pelo método permanente. Como vantagem do método pode-se salientar que: (i) os procedimentos e o equipamento são simples e bem conhecidos; (ii) pode-se obter a função permeabilidade e a curva característica do solo ao mesmo tempo, e (iii) o solo pode ser ensaiado em trajetórias de umedecimento ou de secagem com controle da tensão vertical, da deformação e da sucção.

## 2.4.2 Permeômetros Triaxiais para Solos Não Saturados

A maioria dos métodos disponíveis na literatura para medição direta da condutividade hidráulica é para utilização em solo superficial, onde a tensão normal líquida é baixa. Aplicações considerando tensões um pouco mais altas normalmente requerem a utilização de um permeômetro de parede flexível (Benson e Gribb, 1997). A vantagem do permeômetro triaxial em relação aos permeômetros convencionais é a possibilidade de realizar a medição de  $k_w$  em uma amostra submetida a uma tensão semelhante à de campo. Além disso, as variáveis do estado de tensão (tensão normal líquida e sucção) podem ser controladas durante o ensaio, tornando possível relacionar a condutividade hidráulica do solo com seu estado de tensões.

Os primeiros ensaios de condutividade hidráulica não saturados utilizando um permeômetro triaxial foram apresentados por Barden e Pavlakis (1971). O equipamento foi desenvolvido para medir os coeficientes de condutividade com relação às fases ar ( $k_a$ ) e água ( $k_w$ ), e permitia o controle independente da tensão total ( $\sigma$ ), da poro-pressão de água ( $u_w$ ) e da poro-pressão de ar ( $u_a$ ). A tensão confinante e a poro-pressão de água foram aplicadas através de sistemas de potes de mercúrio, e a poro-pressão de ar, com a utilização de um compressor. Nesse equipamento foram instalados, no cabeçote e na base da célula triaxial, discos com VEA igual a 200 kPa. Ranhuras em espiral foram executadas na base e no cabeçote, para distribuir uniformemente a poro-pressão de água e transportar as bolhas de ar que possam se difundir através do disco com o tempo. A poro-pressão de ar foi aplicada à amostra através de uma malha quadrada de canais feita na superfície dos discos. O ar pode fluir através desses canais sem interferir na água, uma vez que  $u_a$  é sempre maior que  $u_w$ . Esse sistema apresenta também dois manômetros diferenciais, que permitem controlar os gradientes de pressão aplicados às fases ar e água.

O permeômetro utilizado por Barden e Pavlakis (1971) é apresentado na figura 28. As amostras foram instaladas na câmara triaxial de maneira convencional, a tensão ( $\sigma - u_a$ ) foi gradualmente aplicada e a sucção inicial foi medida. Após o equilíbrio dessas tensões, os ensaios de condutividade foram realizados aplicando-se um pequeno gradiente às fases água e ar. A água flui da base para o topo, enquanto o ar se desloca do topo para a base. Quando as condições de fluxo permanente foram alcançadas, o volume de ar ou de água, que flui em um determinado tempo, foi medido com a utilização de tubos horizontais de vidro. Medidas de  $k_a$  e  $k_w$  podem ser obtidas para várias combinações de tensão normal líquida ( $\sigma - u_a$ ) e sucção ( $u_a - u_w$ ). Esse equipamento funcionou bem para solos compactados submetidos a sucções mátricas

de 0 até 95 kPa. Os coeficientes de condutividade da água situaram-se entre  $10^{-12}$  e  $10^{-10}$  m/s, e do ar entre  $10^{-8}$  a  $10^{-3}$  m/s. Nenhuma tentativa de medir a variação volumétrica da amostra foi realizada.

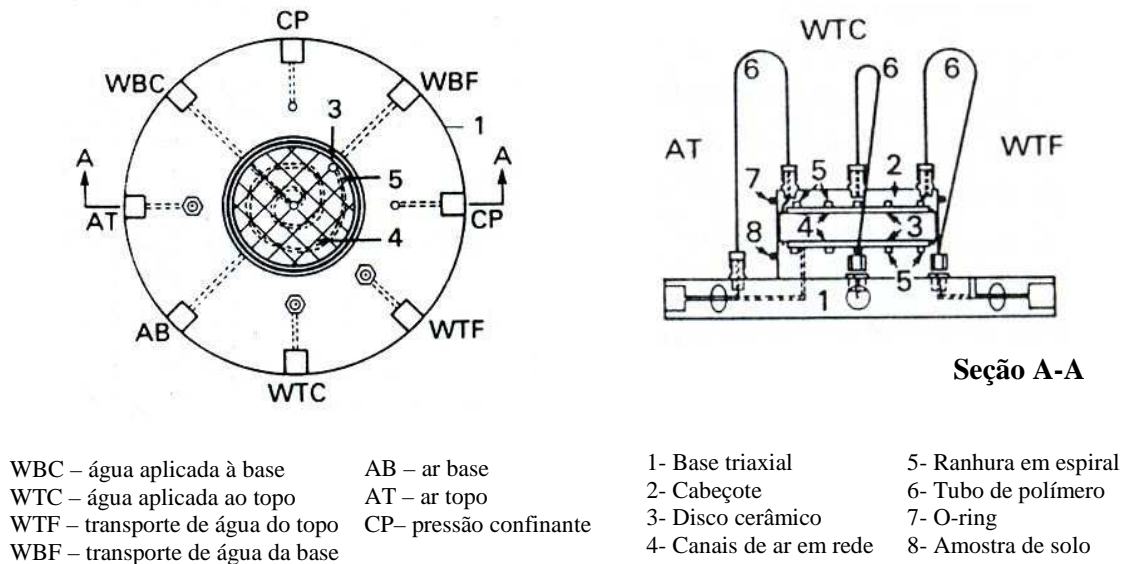
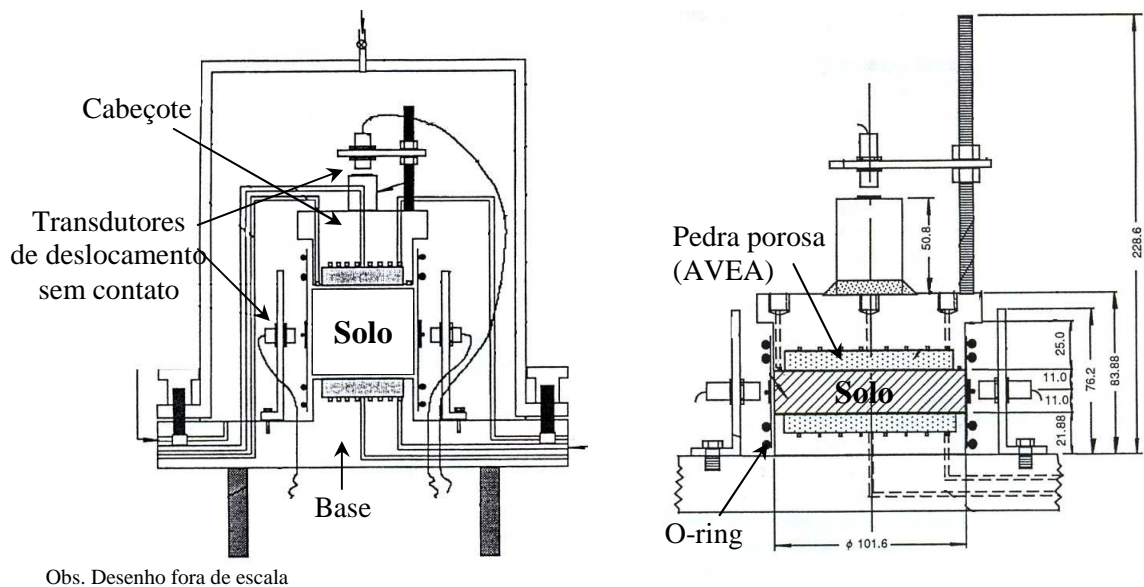


Figura 28: permeômetro triaxial desenvolvido por Barden e Pavlakis (1971)

Na década de 90 um novo permeômetro triaxial foi apresentado por Huang (1994) e Huang *et al.* (1995 e 1998a) para medir a condutividade hidráulica de uma areia siltosa não saturada (figura 29). Esse permeômetro consiste de uma célula triaxial e um painel de controle. O painel de controle contém quatro reguladores de pressão que permitem controlar independentemente a tensão confinante ( $\sigma$ ), a poro-pressão de ar ( $u_a$ ) e as poro-pressões de água, aplicadas ao topo ( $u_{wT}$ ) e à base do corpo de prova ( $u_{wB}$ ). A tensão confinante foi aplicada na câmara triaxial por meio de ar comprimido. A poro-pressão de ar foi imposta diretamente ao corpo de prova através de um orifício feito no cabeçote. Para aplicação da poro-pressão de água foram utilizadas duas interfaces ar-água. Nessas interfaces a pressão de ar, aplicada pelo regulador, é transferida para a água e transmitida para os discos porosos de alto valor de entrada de ar ( $VEA = 100$  kPa) localizados no cabeçote e no pedestal. Transdutores de pressão foram utilizados para monitorar  $\sigma$ ,  $u_a$  e  $u_{wB}$ . Um transdutor de pressão diferencial foi instalado para medir o gradiente aplicado à fase água.

Na base e no cabeçote deste permeômetro foram executadas ranhuras em espiral para transporte das bolhas de ar que se acumulam no lado de fora do disco de AVEA, como resultado do processo de difusão. O ar difuso foi medido usando dois indicadores de volume de ar difuso (Fredlund, 1975). Indicadores de variação volumétrica convencionais foram

instalados nas linhas de pressão de água superior e inferior para medir independentemente o fluxo de entrada e de saída. Esses indicadores são constituídos por um duplo par de buretas que contém em seu interior uma interface água/querosene. De acordo com a oscilação dessa interface, o volume de água que entra ou sai da amostra é monitorado. A variação de volume total da amostra foi determinada com a utilização de três transdutores locais de deslocamento do tipo sem contato (dois diametrais e um vertical). Segundo os autores, os transdutores locais de deslocamento não funcionaram precisamente, devido a deformações não uniformes na amostra. Além disso, foi verificado um pequeno vazamento de ar nas conexões externas e internas da célula triaxial. Esse equipamento foi utilizado para medir a condutividade hidráulica de uma areia siltosa (entre  $10^{-11}$  e  $10^{-8}$  m/s) submetida a sucções mátricas de 0 a 90 kPa.



Obs. Desenho fora de escala

Figura 29: permeâmetro triaxial desenvolvido por Huang *et al.* (1998a)

Agus *et al.* (2003a) apresentaram um permeâmetro triaxial para medir os coeficientes de condutividade das fases ar ( $k_a$ ) e água ( $k_w$ ) de solos residuais. Nesse estudo a tensão normal líquida ( $\sigma - u_a$ ) foi mantida constante e as relações entre sucção mátrica e os coeficientes  $k_w$  e  $k_a$  foram examinadas em ciclos de umedecimento e secagem. O equipamento é composto por uma célula triaxial, sistemas para medir o fluxo de ar e de água, dispositivo para medir a variação de volume total da amostra e linhas de transporte para remoção do ar difuso. A figura 30 apresenta um esquema desse equipamento com as linhas de fluxo.

O permeâmetro é constituído por uma célula de aço inoxidável. O cabeçote e o pedestal apresentam ranhuras, para eliminação do ar difuso, e recebem um disco cerâmico de alto valor

de entrada de ar ( $VEA = 500 \text{ kPa}$ ). O volume de ar difuso que se acumula nessas ranhuras é periodicamente transportado para um indicador de volume de ar difuso – DAVI – (Fredlund, 1975). O ar é uniformemente distribuído à amostra através de uma ranhura feita na face dos discos. As pressões de água do topo ( $u_{wT}$ ) e da base ( $u_{wB}$ ) foram aplicadas através de interfaces ar-água e o volume de água foi monitorado usando transdutores automáticos de variação de volume (IAVV). Um transdutor de pressão (TPW), conectado a linha de água da base, e um transdutor de pressão diferencial (TPD), instalado entre as linhas de água do topo e da base, permitem o controle das pressões de água. Um controlador digital de pressão/volume de ar (CDPVA) foi instalado na linha de pressão de ar da base, para medir essa pressão e monitorar o volume de ar que sai da amostra. Para garantir o controle do gradiente pneumático durante a medição da permeabilidade do ar, um transdutor de pressão (TPA) foi instalado na linha de pressão de ar do topo ( $u_{aT}$ ). A tensão confinante foi aplicada com água e

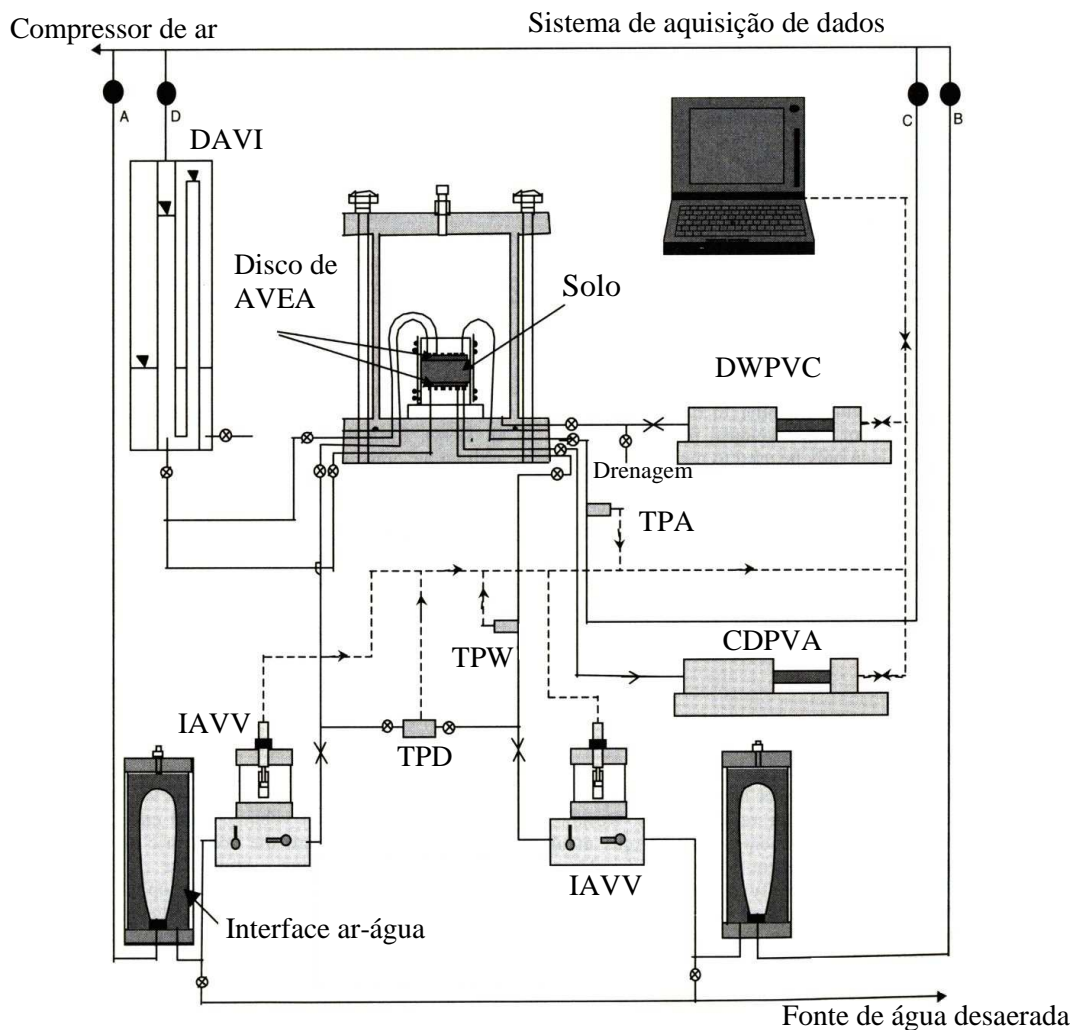


Figura 30: permeômetro triaxial desenvolvido por Agus *et al.* (2003a)

monitorada com um controlador digital de pressão/volume de água (CDPVW). A variação de volume total da amostra foi inferida pelo volume de água que entra ou sai da célula do permeâmetro, o qual é medido pelo CDPVW. As medidas de variação de volume obtidas nesse estudo não se mostraram completamente satisfatórias para a faixa de deformações volumétricas observadas. Os resultados indicaram que esse permeâmetro pode ser utilizado para medir  $k_w$  tão baixo quanto  $10^{-12}$  m/s. O valor superior de  $k_w$  é limitado pelo coeficiente de condutividade hidráulica do disco de AVEA (da ordem de  $10^{-10}$  m/s). Os coeficientes de condutividade da fase ar situaram-se entre  $10^{-12}$  m/s, para sucção de 20 kPa, e  $10^{-7}$  m/s, para sucção de 300 kPa.

Os principais permeâmetros triaxiais encontrados na literatura foram descritos nos parágrafos anteriores e algumas dificuldades encontradas durante a determinação da condutividade hidráulica não saturada foram salientadas. Existem duas dificuldades que são particularmente importantes. A primeira diz respeito à correta determinação da variação de volume total da amostra, uma vez que em solos não saturados dois fluidos coexistem nos vazios do solo e podem ser eliminados. A segunda refere-se à necessidade de um sistema que possibilite a remoção e/ou quantificação do volume de ar difuso na água, o qual pode gerar erros no volume de água lido. A seguir esses dois aspectos são brevemente abordados.

#### 2.4.2.1 Medidas da Variação de Volume do Solo Não Saturado

A medição precisa da variação de volume total de uma amostra de solo não saturado é mais difícil e complexa que a mesma medida em amostras saturadas. No caso de solos saturados, a variação de volume da amostra é geralmente inferida pelo volume de água eliminado, o qual pode ser medido com uma bureta de vidro graduada ou um controlador de volume-pressão. Em solos não saturados, a quantificação do volume total da amostra envolve a determinação da variação dos volumes de ar e de água dentro dos poros do solo (Zhan, 2003).

Na literatura diversos métodos são apresentados para a determinação da variação de volume de um solo não saturado em ensaios triaxiais ou de condutividade hidráulica (permeâmetro triaxial). Geiser *et al.* (2000) resumiram alguns desses métodos e os classificaram em três categorias: (1) medidas do volume de fluido que entra ou sai da câmara de confinamento; (2) medidas diretas do volume de ar e água, e (3) medidas diretas na amostra.

Na primeira categoria a variação de volume da amostra é obtida medindo-se o volume de fluido que entra ou sai da célula triaxial (Bishop e Donald, 1961; Rampino *et al.*, 1999; Avesa e Nicotera, 2002; Ng *et al.*, 2002; Agus *et al.*, 2003a; Leong *et al.*, 2004). A vantagem desse método é a simplicidade, entretanto a variação de volume pode ser prejudicada por problemas, como: (i) expansão/contração das paredes da célula, da tubulação e do fluido devido a mudanças de pressão e/ou temperatura; (ii) deformação lenta do sistema (*creep*) sob pressão constante; (iii) possíveis vazamentos, e (iv) qualidade das calibrações realizadas. Além disso, a probabilidade de erro desse método eleva-se com o aumento do volume de fluido confinante. Dessa forma, muitos pesquisadores propuseram células triaxiais com paredes duplas, para diminuir o volume de fluido confinante ao redor da amostra. Bishop e Donald (1961) utilizaram mercúrio e água para preencher as células interna e externa, respectivamente, e a variação de volume da amostra foi obtida controlando-se a oscilação da interface água-parafina em uma bureta graduada. Nas células triaxiais de Rampino *et al.* (1999), Avesa e Nicotera (2002) e Ng *et al.* (2002), ar foi utilizado na célula externa e água na célula interna. A variação de volume do solo, inferida pela alteração do nível de água da célula interna, foi determinada utilizando um transdutor de pressão diferencial.

Na segunda categoria, a variação de volume da amostra é calculada somando-se as variações dos volumes de água e ar. Esses volumes são medidos separadamente usando controladores de volume-pressão. Poucos resultados experimentais utilizando esse método foram publicados. A principal vantagem é a possibilidade de ensaiar diferentes trajetórias de tensão, quando a pressão e o volume de ar forem controlados e impostos. Entretanto, o método pode não ser preciso devido a incertezas na medição do volume de ar, oriundas de possíveis vazamentos, difusão de ar na água e sensibilidade do fluido a variações de pressão e temperatura (Geiser *et al.*, 2000).

Na última categoria, transdutores locais de deslocamento são instalados diretamente na amostra para medir sua variação de volume. Essa categoria é a mais utilizada em ensaios não saturados e funciona melhor com amostras relativamente rígidas, que apresentem pequenas deformações. Quando a amostra tende a se deformar na forma de barril, a simples medida da deformação radial no meio da amostra pode não ser representativa (Ng *et al.*, 2002). Um grande número de transdutores locais de deslocamentos pode ser encontrado na literatura, como: transdutores de deformação local com base em eletrônicos (Burland e Symes, 1982; Ackerly *et al.*, 1987), transdutores com base em sensores de efeito *Hall* (Clayton e Khatrush,

1986; Clayton *et al.*, 1989; Soares *et al.*, 1994; Bica *et al.*, 1994), transdutores com base em sensores de proximidade (Hird e Yung, 1989; Shibuya *et al.*, 1994; Huang *et al.*, 1998a), transdutores com base em extensômetros de resistência elétrica (Goto *et al.*, 1991; Hoque *et al.*, 1997), transdutores com base em LVDTs miniaturas (Cuccovillo e Coop, 1997; Anderson *et al.*, 1997), técnica de imagem digital (Macari *et al.*, 1997, Obaidat *et al.*, 1998), sistemas de sensores eletro-ópticos laser (Romero *et al.*, 1997), entre outros. Uma revisão dos principais métodos para medição de pequenas deformações foi apresentada por Scholey *et al.* (1995).

#### 2.4.2.2 Sistemas para Eliminação do Ar Difuso

A difusão de ar através da água é um problema comum e importante para ensaios realizados em solos não saturados. Embora o disco de AVEA, colocado entre a amostra de solo e o sistema de medida, resista à passagem de ar livre, ar pode difundir-se através da água (Bishop e Donald, 1961). Esse ar difuso se acumula formando bolhas abaixo do disco de AVEA, o que introduz erros nas medidas de poro-pressão e volume de água (Fredlund, 1975). Diversos dispositivos foram propostos na literatura para eliminação do ar difuso. Os mais conhecidos são apresentados na figura 31: a) *bubble pump*, desenvolvido por Bishop e Donald (1961); b) indicador de volume de ar difuso (DAVI), proposto por Fredlund (1975); c) *air trap*, utilizado em equipamentos do tipo placa de pressão da empresa *Soilmoisture Equipment Corporation*, e d) interceptor de bolhas de ar (IBA), desenvolvido por Gehling (1994). Além desses dispositivos, um procedimento comum é induzir o fluxo de água através das ranhuras adjacentes ao disco de AVEA e transportar as bolhas de ar para fora do sistema (Aversa e Nicotera, 2002).

O *bubble pump* foi utilizado para remover e medir o volume de ar coletado abaixo do disco de AVEA em uma célula triaxial. O aparelho apresenta um tubo em U contendo mercúrio, o qual é utilizado para circular água através da base e transportar o ar difuso para dentro de um *bubble trap* calibrado (de 5 cm<sup>3</sup>). Esse transporte é ocasionado pelo balanço do tubo em U, o que gera uma pressão diferencial de aproximadamente 1 kPa sobre a base. O volume de ar aprisionado é descontado da variação de volume total da amostra.

O indicador de volume de ar difuso (DAVI) consiste basicamente de um cilindro de acrílico que contém uma bureta graduada invertida, um tubo de saída e um tubo em U, o qual conecta a bureta ao tubo de saída. O volume de ar difuso pode ser transportado e medido abrindo-se a



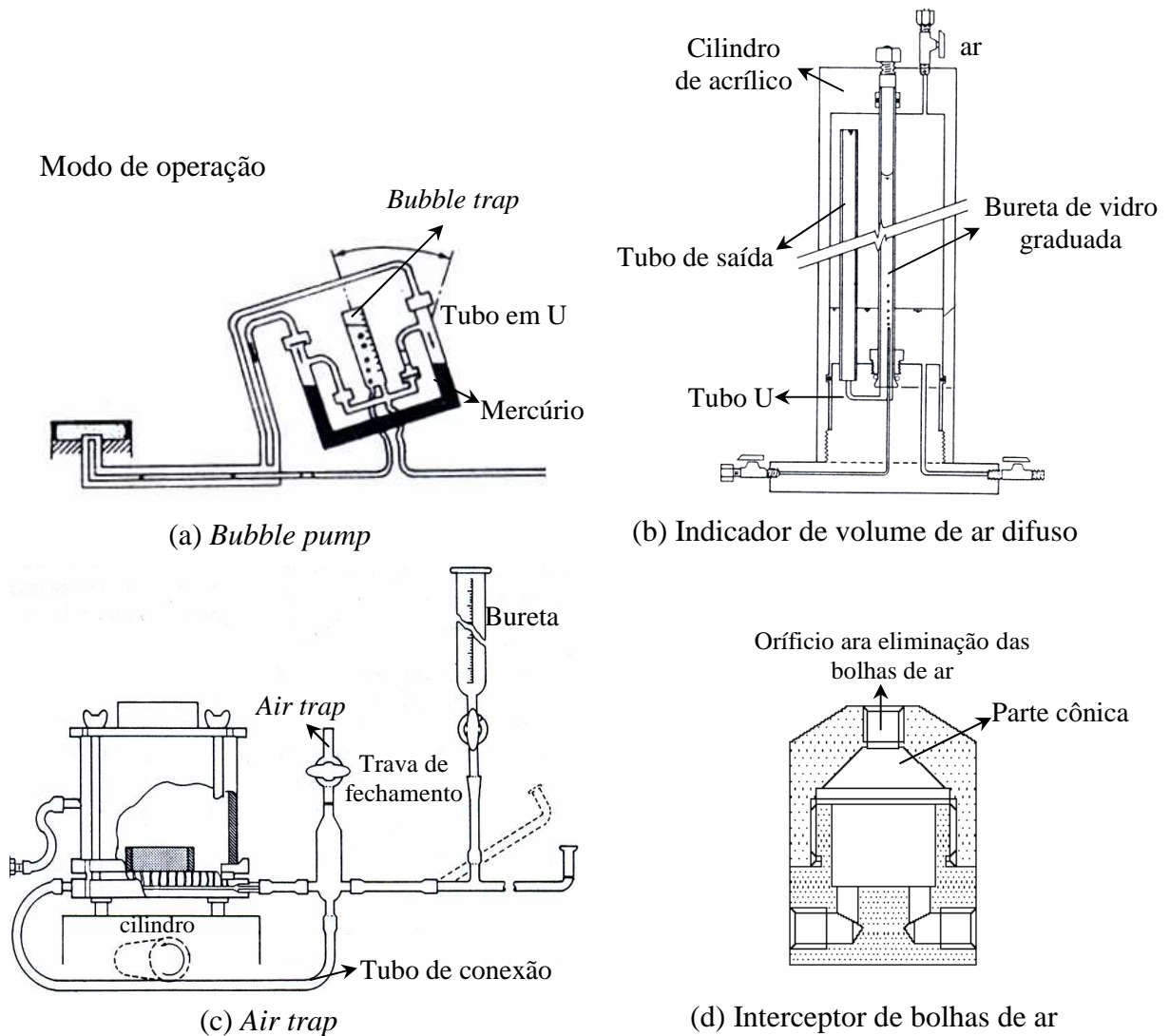


Figura 31: sistemas para eliminação do ar difuso – (a) Bishop e Donald (1961), (b) Fredlund (1975), (c) Fredlund e Rahardjo (1993), (d) Barrera (2002)

válvula existente entre a base do equipamento e o indicador. Esse procedimento gera um gradiente de pressão e induz o escoamento da água contendo bolhas de ar da base para dentro da bureta. Esse dispositivo tem sido bastante utilizado em ensaios triaxiais e de condutividade hidráulica em solos não saturados.

Com a utilização do *air trap*, as bolhas de ar são retiradas antes do início do ensaio girando-se um cilindro localizado acima do tubo de conexão. Essa ação induz um fluxo de água e permite que as bolhas de ar sejam removidas da base do disco, capturadas pelo *air trap* e posteriormente eliminadas, abrindo-se uma trava de fechamento. O *air trap* tem sido bastante utilizado em equipamentos oedométricos ou do tipo placa de sucção.

O interceptor de bolhas de ar (IBA) consiste em uma pequena câmara de acrílico, que apresenta duas entradas em sua base, as quais permitem a passagem do fluxo de água sob pressão. A parte superior é cônica, contém ar e apresenta um orifício que pode ser aberto para a atmosfera. As bolhas de ar dissolvidas na água, ao passarem pelo IBA, tendem a ficar na parte superior dessa câmara e podem ser posteriormente liberadas para a atmosfera.

### **3. DESCRIÇÃO DO PERMEÂMETRO TRIAXIAL DESENVOLVIDO**

A condutividade hidráulica não saturada é a propriedade mais importante para a descrição do movimento de água que ocorre desde a superfície do terreno até alcançar o nível freático. Essa propriedade tem sido estudada por diversos pesquisadores de diferentes áreas, tais como: ciência do solo (agronomia), engenharia geotécnica e geoambiental. Do ponto de vista teórico, o princípio para se determinar a condutividade hidráulica de solos não saturados é conhecido há bastante tempo, entretanto, as técnicas de medição são difíceis e precisam ser aperfeiçoadas em muitos aspectos. Diferentes versões de permeâmetros triaxiais foram apresentadas na literatura para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado e algumas delas foram descritas anteriormente (Capítulo 2 - seção 2.4.2).

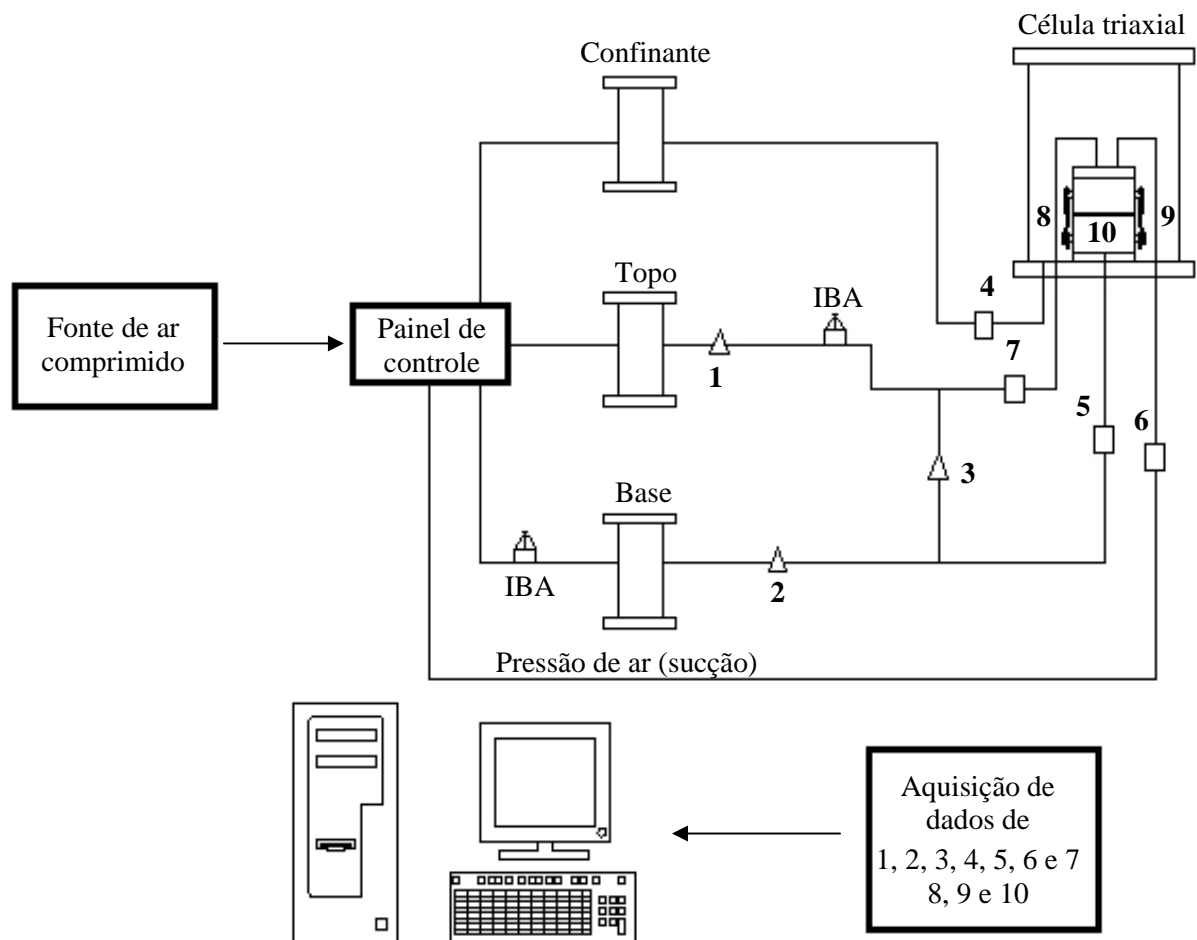
Nesse capítulo apresenta-se uma descrição do permeâmetro triaxial construído nesta tese, o programa desenvolvido para controle e aquisição de dados, e os ensaios preliminares realizados para calibração do equipamento. Esse permeâmetro foi utilizado para determinação das propriedades hidráulicas não saturadas de um solo coluvionar de arenito em diferentes condições de moldagem (indeformada, remoldada sem e com secagem prévia do solo). No Anexo I desta tese são apresentadas todas as pranchas dos desenhos executados no desenvolvimento desse equipamento.

#### **3.1. PERMEÂMETRO TRIAXIAL**

Um permeâmetro utilizado para avaliar a condutividade hidráulica de um solo não saturado deve ser capaz de: (i) controlar independentemente as variáveis do estado de tensões da amostra (tensão normal líquida e sucção); (ii) permitir a aplicação de uma tensão semelhante à submetida pelo solo em campo; (iii) medir com precisão o volume de água que entra e sai da amostra em função do tempo; (iv) controlar o gradiente hidráulico aplicado ao solo; (v) monitorar com precisão a variação de volume da amostra durante a medida da condutividade hidráulica, e (vi) possibilitar a eliminação do ar difuso acumulado no sistema ou no compartimento adjacente ao disco de AVEA. Os equipamentos atualmente existentes não atendem plenamente a essas exigências. Os permeâmetros triaxiais que atenderam o maior

número de requisitos foram os apresentados por Huang *et al.* (1998a) e Agus *et al.* (2003a), entretanto, ambos os equipamentos apresentaram alguns problemas na medição precisa da variação de volume da amostra.

O permeâmetro triaxial proposto nesta tese foi projetado tomando como base o equipamento apresentado por Huang *et al.* (1998a), entretanto, algumas adaptações foram realizadas para facilitar a execução do ensaio e possibilitar a eliminação de alguns problemas verificados pelos autores. A figura 32 apresenta um esquema simplificado do permeâmetro triaxial desenvolvido para ensaios de condutividade hidráulica não saturada. Esse equipamento é constituído basicamente por: a) uma célula triaxial; b) um painel de controle, o qual direciona ar comprimido diretamente para a amostra (aplicação da sucção) e para um conjunto de acumuladores - pressão confinante, poro-pressão de água do topo e da base; c) medidores de



1, 2 e 3 – transdutores de pressão diferencial

4, 5, 6 e 7 – transdutores de pressão convencional

8, 9 e 10 – sensores de efeito Hall

Figura 32: esquema simplificado do permeâmetro triaxial desenvolvido

vazão de entrada e de saída (transdutores de pressão diferencial - 1 e 2); d) dispositivos para eliminação de ar difuso (IBA); e) medidores locais de deformação (sensores de efeito Hall) axiais e radial, e f) sistema de aquisição de dados, que tem como função receber as leituras dos transdutores de pressão (1 a 7) e dos medidores locais de deformação (8, 9 e 10), e repassá-las a um microcomputador. A seguir cada uma dessas partes será detalhada e ao final um *layout* do equipamento é apresentado.

### 3.1.1 Célula Triaxial

A célula triaxial consiste essencialmente de uma câmara triaxial com parede de acrílico modificada, um anel de alumínio intermediário (destinado à passagem dos cabos elétricos dos medidores locais de deformação), uma base e um cabeçote, ambos de alumínio. A câmara é presa à base através de seis hastes dispostas ao longo do perímetro da célula.

A câmara triaxial utilizada neste equipamento é uma câmara convencional, com parede de acrílico e apresenta capacidade para suportar uma pressão interna de até 800 kPa. Essa câmara era utilizada no laboratório de Geotecnologia da UFRGS (LAGEO) para realização de ensaios triaxiais saturados e foi adaptada para funcionar como permeâmetro triaxial. As principais modificações realizadas foram: (a) eliminar o pistão utilizado para aplicação da tensão desvio e projetar um tampão para o correspondente orifício na tampa da câmara (Anexo I - Prancha E-01), e (b) substituir as hastes existentes por outras de comprimento maior (Anexo I - Prancha E-02), que permitissem atravessar o anel de alumínio intermediário e fixar a câmara à base. O anel de alumínio intermediário foi projetado para permitir a passagem dos cabos elétricos dos sensores de efeito Hall, utilizados para medição local das deformações da amostra.

No cabeçote e no pedestal, localizado na base da câmara, foram instalados discos porosos de alto valor de entrada de ar (AVEA), comprados da empresa *Soilmoisture Corporation* (modelo *High Flow*). Esses discos apresentam diâmetro de 41,28 mm, espessura de 7,14 mm, condutividade hidráulica saturada da ordem de  $8,6 \times 10^{-6}$  cm/s e valor de entrada de ar (VEA) de 1 bar (100 kPa). Esse valor corresponde à máxima sucção que pode ser aplicada nos ensaios de condutividade hidráulica. Uma ranhura em espiral, de 3 mm de largura e 2 mm de profundidade, foi executada no pedestal e no cabeçote para possibilitar o transporte das bolhas

de ar que possam se acumular do lado de fora do disco de AVEA, como resultado do processo de difusão. O disco cerâmico foi cuidadosamente selado no cabeçote e no pedestal usando uma cola especial de secagem rápida (Araldite). A figura 33 apresenta uma foto do cabeçote e do pedestal com a ranhura em espiral, antes e após a colagem do disco poroso.



Figura 33: cabeçote e pedestal com ranhura em espiral e disco cerâmico de AVEA

O cabeçote apresenta um orifício que permite aplicar a poro-pressão de ar diretamente à amostra e duas entradas na parte superior, uma destinada à aplicação da poro-pressão de água no topo, e outra para eliminação do ar difuso, localizada na parte central (Anexo I - Prancha E-03). A base contém no seu centro o pedestal e apresenta seis orifícios de entrada ou de saída destinados a: (i) aplicação da tensão confinante (1) e da poro-pressão de água da base (2); (ii) eliminação das bolhas de ar difuso do pedestal (3) e do cabeçote (4), e (iii) aplicação da poro-pressão de ar (5) e da poro-pressão de água do topo (6). Esses três últimos orifícios estão

conectados ao cabeçote. No Anexo I, as Pranchas E-04 a E-09 apresentam todos os desenhos relativos à base da câmara.

A célula triaxial apresenta um suporte para a câmara (Anexo I - Prancha E-10), o qual tem como finalidade permitir que os quatro transdutores de pressão sejam posicionados o mais próximo possível da base da câmara. Esse procedimento possibilita controlar com maior precisão as pressões aplicadas à amostra. Os transdutores de pressão, da marca ASHCROFT, são conectados à célula triaxial através de válvulas de esfera. Esses transdutores servem para medir e controlar a pressão de ar, a pressão confinante e as pressões aplicadas à fase água no topo e na base da amostra. A figura 34 apresenta uma foto da célula triaxial construída sobre o suporte, antes e após a instalação dos transdutores de pressão.



Figura 34: célula triaxial sobre o suporte, antes e após instalação dos transdutores de pressão

O fluido utilizado para preencher a câmara triaxial pode ser ar, água, mercúrio ou óleo de silicone de baixa viscosidade. A maioria dos estudos envolvendo ensaios triaxiais ou de condutividade hidráulica em solos não saturados utiliza ar como fluido confinante (Huang *et al.*, 1998a; Agus *et al.*, 2003a). No equipamento desenvolvido optou-se por utilizar ar como fluido confinante, apesar da medição local de deformação ser realizada por meio de sensores de efeito Hall encapsulados em resina epóxi, os quais podem ser submersos. Esta escolha foi

condicionada pela falta de experiência com o uso desses sensores submersos em ensaios com longa duração.

### 3.1.2 Painel de Controle das Pressões

O sistema de aplicação das pressões consiste de um painel de controle, alimentado por uma fonte de ar comprimido, com quatro reguladores de pressão (marca *NORGREN*): pressão de ar ( $u_a$ ), pressão confinante ( $\sigma_c$ ), pressão de água do topo ( $u_{wT}$ ) e pressão de água da base ( $u_{wB}$ ). Esse sistema permite o controle independente de cada uma das tensões aplicadas à amostra. Dessa forma, as variáveis do estado de tensão de um solo não saturado – tensão normal líquida ( $\sigma - u_a$ ) e sucção ( $u_a - u_w$ ) – podem ser monitoradas ao longo de todo ensaio.

A figura 35 apresenta uma foto do painel de controle com os reguladores de pressão. A pressão confinante ( $\sigma_c$ ) é controlada pelo regulador A, transmitida para um acumulador e posteriormente aplicada à câmara triaxial. O regulador C permite que a pressão de ar ( $u_a$ ) seja aplicada diretamente ao corpo de prova, garantindo a sucção desejada ao ensaio. As pressões de água da base ( $u_{wB}$ ) e do topo ( $u_{wT}$ ) são aplicadas pelos reguladores B e D, transferidas para os acumuladores de base e de topo, respectivamente, e encaminhadas aos discos de AVEA, instalados no pedestal e no cabeçote

A pressão fornecida pela fonte de ar comprimido pode sofrer algumas oscilações; dessa forma, foram colocados dois reservatórios de ar entre os reguladores de pressão e os acumuladores de topo e de base. Esses reservatórios são constituídos por pequenos botijões e servem para, juntamente com os reguladores de pressão, compensar qualquer aumento ou diminuição de pressão no sistema, contribuindo para manter constantes - com mínima flutuação - as pressões hidráulicas aplicadas ao topo ( $u_{wT}$ ) e à base ( $u_{wB}$ ) do corpo de prova. Tal procedimento é particularmente importante em ensaios de condutividade hidráulica não saturados, uma vez que a diferença de pressão entre topo e base, responsável pelo gradiente hidráulico, deve ser pequena para que se produza uma distribuição de pressões (e de sucção mátrica) aproximadamente linear dentro da amostra.

A sucção mátrica considerada representativa da sucção existente no solo é dada pela média dos valores de sucção do topo ( $S_1 = u_a - u_{wT}$ ) e da base ( $S_2 = u_a - u_{wB}$ ). Durante o ensaio, a diferença entre as pressões de água aplicadas nas extremidades inferior e superior da amostra





Figura 35: painel de controle com reguladores de pressão

gera um valor de gradiente hidráulico ao longo da mesma, o qual possibilita o fluxo e permite determinar o coeficiente de condutividade hidráulica do solo. No equipamento desenvolvido o gradiente hidráulico foi monitorado utilizando-se um transdutor de pressão diferencial, da marca Huba Control (capacidade de 0 a 30 kPa), conectado às linhas de poro-pressão de água do topo e da base. Os outros dois transdutores de pressão diferencial, localizados no painel, são utilizados para monitorar o fluxo de água que entra e sai do corpo de prova durante a medição da condutividade hidráulica.

### 3.1.3 Acumuladores

Os acumuladores são interfaces ar-água que permitem a transferência de pressão do ar para a água e, posteriormente, a aplicação dessa pressão à amostra. No permeâmetro triaxial construído foram projetados três acumuladores: topo, base e confinante. As figuras 36 e 37 apresentam esses acumuladores. O acumulador da tensão confinante permite a aplicação da tensão confinante desejada, sendo constituído por um tubo de aço inox (Dexterno = 49,2 mm), o qual é apoiado sobre uma placa metálica. As extremidades superior e inferior deste

acumulador são conectadas a um tubo plástico, que funciona como “visor”, indicando o nível de água dentro do acumulador.



Figura 36: acumulador para aplicação da tensão confinante

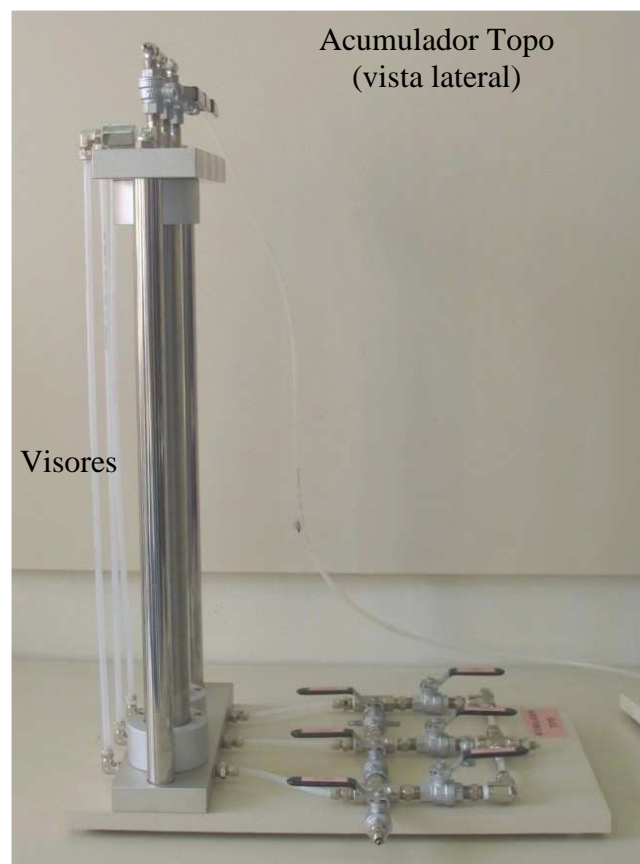


Figura 37: acumulador para aplicação da tensão na base e/ou no topo

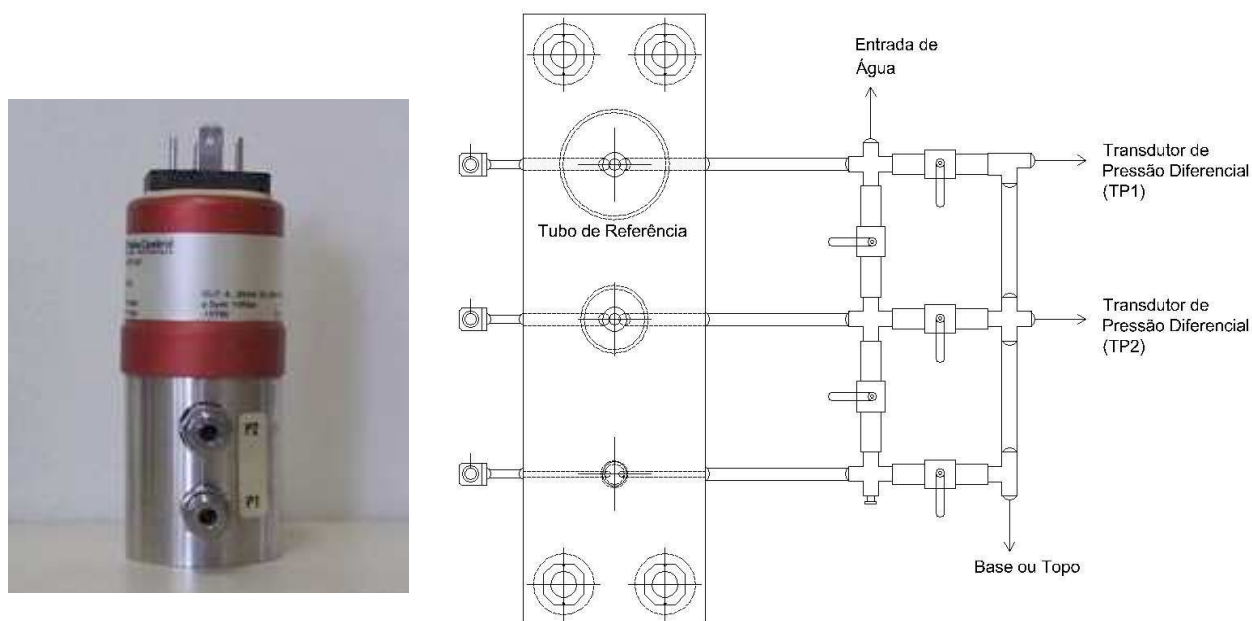
Os acumuladores de topo e de base são responsáveis por aplicar as pressões hidráulicas na parte superior e inferior da amostra, respectivamente. Nesses acumuladores o movimento da interface ar-água é monitorado, através de transdutores de pressão diferencial, para determinação do fluxo que entra ou sai da amostra em função do tempo. Os acumuladores de topo e de base são constituídos por duas placas de alumínio, as quais são separadas por três tubos de aço inox de diferentes diâmetros e duas barras rosqueadas posicionadas nas extremidades, para estabilidade do conjunto. Os diâmetros externos dos tubos são de 44,5 mm, 25,4 mm e 6,35 mm. Cada tubo é conectado nas suas extremidades a um tubo plástico (visor), que permite verificar a posição do nível de água dentro dos mesmos. Os tubos de aço inox de cada acumulador foram projetados para funcionarem individualmente ou em conjunto, de acordo com o volume de água que entra ou sai da amostra. Os dois tubos de maior diâmetro receberam reforços laterais de alumínio, em virtude de pequenos vazamentos verificados durante a fase de teste dos componentes do equipamento. Esse vazamento ocorreu próximo ao contato desses tubos com as placas de alumínio e foi ocasionado, provavelmente, por irregularidades nos tubos de aço inox. No Anexo I, as Pranchas E-11 a E-19 apresentam desenhos e cortes dos acumuladores de topo e de base.

### **3.1.4 Medidores de Vazão de Entrada e de Saída**

Um medidor de fluxo de entrada ou de saída deve permitir determinar com precisão a quantidade de água que entra ou sai da amostra ao longo do tempo. No equipamento desenvolvido por Huang *et al.* (1998a), indicadores de variação volumétrica convencionais foram instalados nas linhas de pressão de água superior e inferior, entre os acumuladores e a célula triaxial. Esses indicadores são constituídos por um duplo par de buretas que contém em seu interior uma interface água/querosene. Os volumes de água que entram ou saem da amostra são calculados em função da variação do nível dessa interface. Algumas desvantagens desse sistema foram apresentadas, como: a) necessidade de leitura manual da variação do nível de água na bureta; b) o volume de ar difuso na água precisa ser medido para corrigir o volume de água lido, e c) experiências anteriores com a utilização deste tipo de indicador no Laboratório de Geotecnologia da UFRGS evidenciaram problemas na leitura precisa do nível da interface água/querosene. O movimento dessa interface, algumas vezes,

não ocorre de maneira uniforme, pois o querosene pode aderir-se às paredes da bureta prejudicando a determinação da variação do nível de água.

No permeâmetro triaxial desenvolvido nesta tese optou-se por realizar a medição do fluxo de entrada e de saída através do monitoramento do nível de água dentro dos acumuladores. Este monitoramento foi realizado com a instalação de dois transdutores de pressão diferencial, da marca *Huba Control* (capacidade de 0 a 30 kPa), cada um conectado a um acumulador (topo e base). O transdutor de pressão diferencial é utilizado para medir a diferença de pressão entre a água do tubo utilizado como referência, onde a altura de água é mantida fixa, e a água do tubo onde ocorre a oscilação do nível de água, devido à entrada ou saída de fluido da amostra. O tubo utilizado como referência foi o tubo de aço inox de maior diâmetro (44,5 mm) e os outros dois tubos do acumulador podem ser utilizados isoladamente ou em conjunto para determinação da quantidade de água que entra ou sai da amostra em função do tempo. O movimento da interface ar/água induz variações de pressão entre o tubo de referência e o tubo utilizado para monitoramento do volume de água. Essa variação é lida pelo transdutor de pressão diferencial, repassada ao sistema de aquisição de dados e armazenada no microcomputador. Com estes dados é possível calcular com maior precisão a vazão que entra ou sai da amostra. A figura 38 (a) apresenta uma foto do transdutor de pressão diferencial utilizado e a figura 38 (b) mostra um esquema da sua conexão com o acumulador.



(a) transdutor de pressão diferencial      (b) Esquema de conexão com o acumulador – Vista Superior

Figura 38: medidores do volume de água (transdutores de pressão diferencial)

### 3.1.5 Dispositivos para Eliminação do Ar Difuso

Os ensaios realizados em solos não saturados apresentam um problema comum e importante que é a difusão de ar através da água, a qual influencia diretamente na medida da vazão que entra ou sai do corpo de prova. Para minimizar esse problema algumas medidas foram adotadas: (i) a água utilizada nos ensaios de condutividade hidráulica foi inicialmente desaerada; (ii) nas linhas de pressão de água conectadas à base e ao topo do corpo de prova foram instalados interceptores de bolhas de ar (IBA), e (iii) ranhuras em espiral foram executadas no cabeçote e na base para permitir a circulação de água e eliminação do ar difuso que possa estar acumulado no lado de fora do disco de AVEA.

O interceptor de bolhas de ar (IBA) é constituído por uma pequena câmara de acrílico com a parte superior cônica, a qual apresenta um pequeno orifício que pode ser aberto para a atmosfera. Este orifício é fechado com uma trava de plástico. A parte inferior apresenta duas aberturas que permitem a passagem do fluxo de água. Se esse fluxo contém bolhas de ar dissolvidas na água, ao passar pelo IBA, estas bolhas são aprisionadas na parte cônica e poderão ser eliminadas posteriormente puxando-se a trava de plástico. A figura 39 apresenta uma foto do interceptor de bolhas de ar desenvolvido.

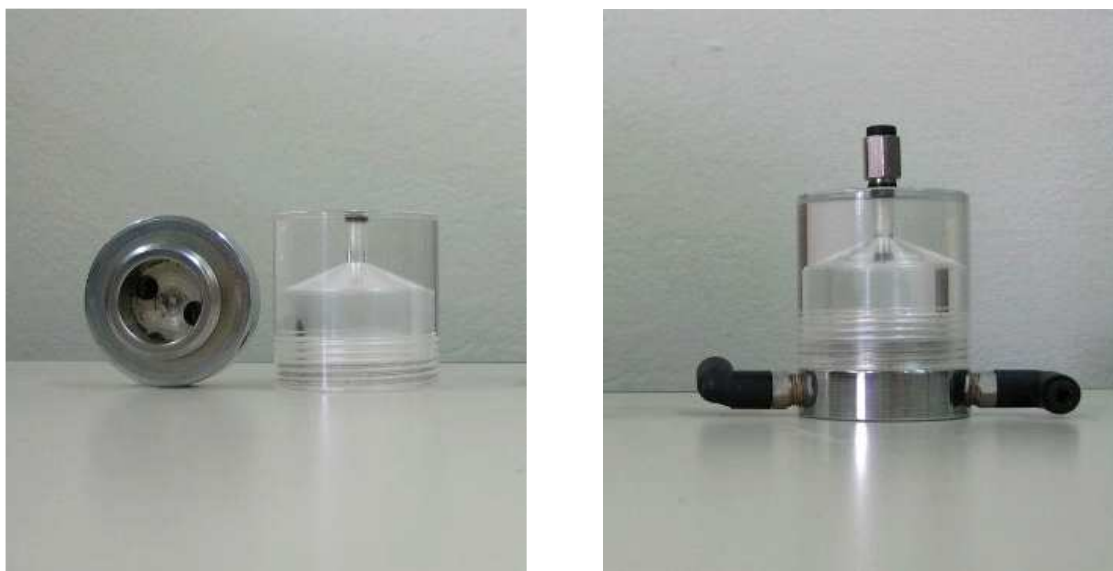


Figura 39: interceptor de bolhas de ar (IBA)

A medição do volume de água que entra ou sai da amostra é realizada nos acumuladores e, portanto, é importante que o ar difuso na água não cause leituras errôneas desse volume. Durante a medida da condutividade hidráulica o fluxo ocorre da base para o topo. Dessa

forma, o primeiro IBA está localizado entre o reservatório e o acumulador da base, e o segundo entre a célula triaxial e o acumulador de topo. Assim, o ar difuso pode ser eliminado antes de chegar aos acumuladores e não afetará os volumes de água lidos. Além dos interceptores de ar difuso, a câmara triaxial apresenta duas válvulas para circulação de água através das ranhuras em espiral, localizadas no cabeçote e no pedestal. Periodicamente, aplica-se um pequeno gradiente de pressão nas linhas de fluxo da base e do topo, o qual induz a circulação de água desaerada pelas ranhuras, promovendo o transporte das bolhas de ar acumuladas próximo ao disco de AVEA ou no sistema.

### 3.1.6 Medidores Locais de Deformação

A medição das deformações em um solo não saturado é muito mais complexa que a mesma medida no solo saturado, uma vez que dois fluidos (ar e água) coexistem nos vazios do solo e podem ser eliminados. Neste equipamento as deformações da amostra de solo não saturado foram determinadas através de transdutores locais construídos utilizando semicondutores de efeito Hall: dois transdutores axiais, baseados nos modelos descritos por Clayton *et al.* (1989) e Soares *et al.* (1994), e um radial, com base no modelo apresentado por Bressani (1990). Esses sensores já foram utilizados com sucesso na UFRGS para medição de deformações axiais e radiais, em ensaios triaxiais saturados, particularmente a pequenas deformações (Ferreira, 2002). Algumas modificações foram realizadas com a finalidade de melhorar seu desempenho. A utilização desse tipo de sensor para medição local de deformações apresenta vantagens, como: (i) simplicidade e boa precisão; (ii) custo relativamente baixo; (iii) baixa sensibilidade à temperatura; (iv) pequena histerese; (v) baixa não-linearidade; (vi) podem ser miniaturizados sem dificuldades, e (vii) podem ser submersos em água, quando encapsulados.

#### 3.1.6.1 Efeito Hall

O efeito Hall caracteriza-se basicamente pelo aparecimento de uma diferença de potencial em um semicondutor percorrido por uma corrente elétrica quando o mesmo é colocado em um campo magnético. Este fenômeno acontece porque as partículas eletricamente carregadas, quando se movem em um campo magnético, são influenciadas por uma força (Força de Lorentz) e defletidas lateralmente. Dessa forma, cria-se um acúmulo de cargas nas superfícies

laterais do semicondutor produzindo uma diferença de potencial. Essa diferença de potencial (voltage Hall) é diretamente proporcional ao campo magnético e à intensidade de corrente que passa pelo semicondutor.

Os sensores de efeito Hall utilizados para medir deslocamentos geralmente combinam uma placa semicondutora com circuitos eletrônicos para condicionamento de sinal. Os sensores são excitados com corrente contínua e apresentam uma voltage de saída, que varia conforme a intensidade do campo magnético. Ímãs permanentes podem ser usados para gerar esse campo magnético. Diferentes configurações sensor-ímã podem ser utilizadas (Clayton *et al.*, 1989). A configuração adotada neste trabalho para a construção dos transdutores de deslocamento axial e radial foi um sensor de efeito Hall (*Microswitch*, modelo SS94A2) e um ímã bipolar (*Microswitch*, modelo MG-103). O deslocamento relativo desse sensor em relação ao ímã gera uma alteração na corrente de saída. Essa voltage de saída é convertida em deslocamento com base na curva de calibração do transdutor. Geralmente se utiliza apenas o trecho linear dessa curva, embora calibrações não-lineares incluindo parte do trecho não-linear da curva tenham sido recentemente utilizadas com sucesso, conforme apresentado por Ferreira (2002). A figura 40 apresenta uma curva de calibração típica para esse sensor. O intervalo linear dessa curva pode ser ampliado aumentando o espaçamento entre o sensor e o ímã; entretanto, a sensibilidade da medida é reduzida.

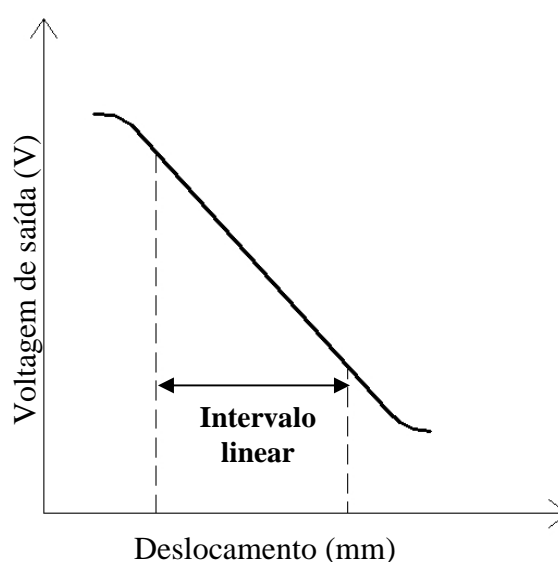


Figura 40: sensores de efeito Hall - curva de calibração típica

### 3.1.6.2 Transdutores de Deformação Axial

Os transdutores de deformação axial são instalados no corpo de prova aos pares, em posição diametralmente oposta. Para construir cada transdutor, um sensor de efeito Hall foi inicialmente colado em uma lamínula de vidro. Essa lamínula foi encapsulada em uma pequena caixa de latão, a qual foi preenchida com uma cola (Araldite), de forma que o sensor fique protegido do contato com a água. Tubos termo-retráteis foram utilizados para proteger os fios elétricos do sensor. Devido ao grande tempo necessário para os ensaios de condutividade hidráulica em solos não saturados, os tubos termo-retráteis foram envoltos por um tubo de plástico, com o intuito de minimizar a difusão da água e garantir uma proteção maior ao sensor.

O sensor depois de encapsulado foi fixado a uma pequena sapata metálica, através de quatro parafusos que suportam um arame de aço inox. Esse arame pressiona levemente o transdutor à sapata. Uma cola à base de cianoacrilato foi utilizada para aderir a sapata à membrana de látex, na porção inferior do corpo de prova. A figura 41 apresenta fotos do sensor com os fios elétricos antes e depois de ser encapsulado.

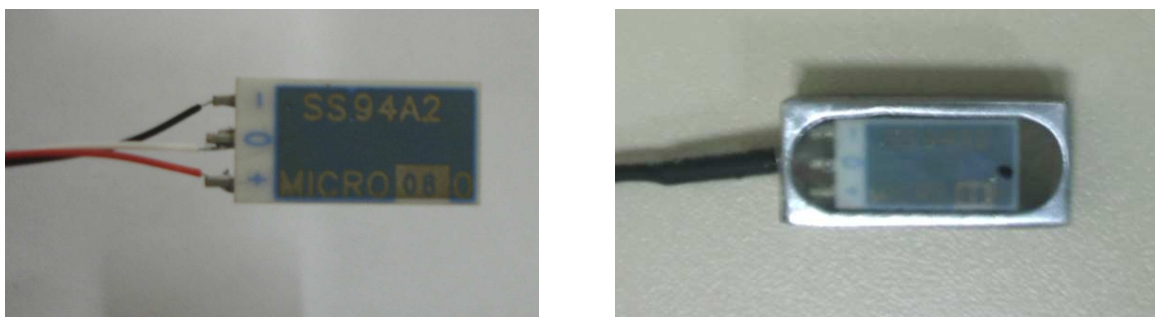


Figura 41: sensor de efeito Hall

O ímã bipolar de samário-cobalto foi encaixado em uma viga metálica, a qual foi apoiada sobre a lamínula de vidro do transdutor através de um pino separador de teflon. Os pólos do ímã foram deslocados para junto do transdutor por meio de um par de placas de extremidade de aço (*pole pieces*). A viga foi fixada à outra sapata metálica, colada na parte superior do corpo de prova, por meio de um fio de aço. Quando a amostra sofre deformação axial ocorre um deslocamento relativo entre as duas sapatas, o qual foi medido pelo sensor de efeito Hall. A figura 42 apresenta as peças que foram utilizadas para montagem do sensor axial. No Anexo I, as Pranchas E-20 a E-26 contêm todos os desenhos das peças utilizadas para construção desse transdutor.



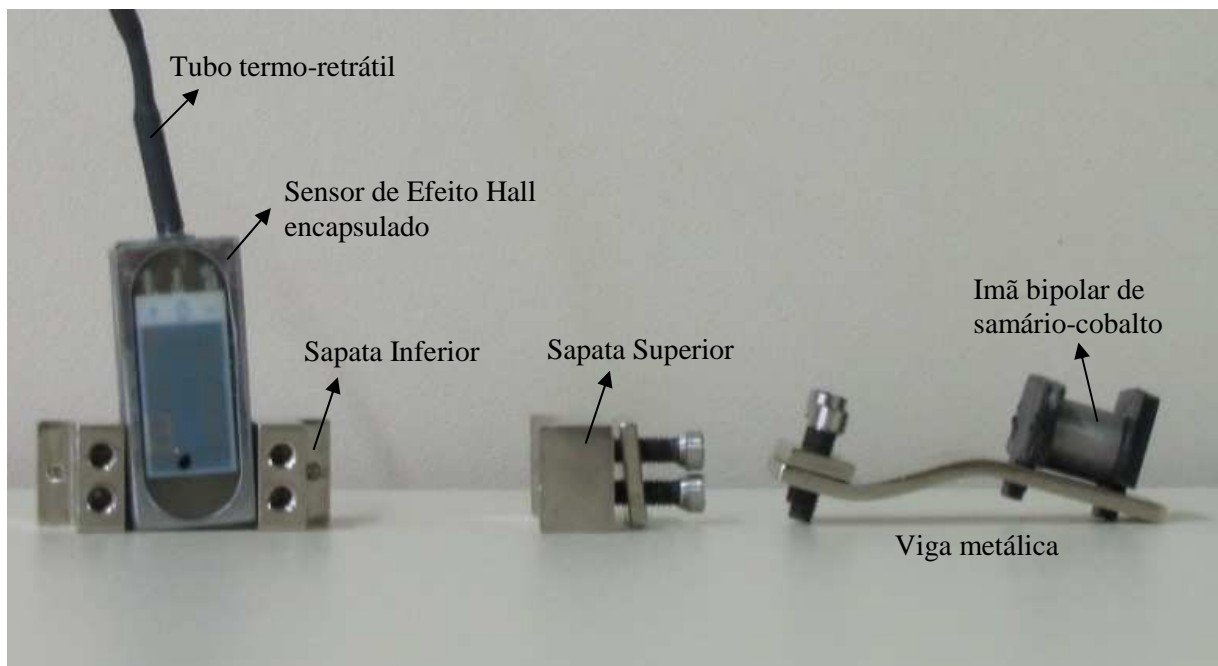


Figura 42: peças utilizadas para montagem do sensor axial

### 3.1.6.3 Transdutor de Deformação Radial

O transdutor de deformação radial consiste basicamente de um anel metálico bipartido com uma extremidade rotulada e outra aberta. Um lado da extremidade aberta contém o semicondutor de efeito Hall encapsulado; no outro lado, uma pequena viga metálica suporta um ímã permanente. O anel foi fixado ao corpo de prova através de duas sapatas coladas à membrana. Quando o corpo de prova sofre deformação radial, as sapatas transmitem o deslocamento ao anel, provocando um deslocamento proporcional do ímã em relação ao sensor. A figura 43 apresenta uma foto com todas as peças que compõem o sensor radial. Um fio de arame conectado ao anel metálico foi utilizado como mola, com o objetivo de eliminar folgas entre as partes móveis. O anel metálico apresenta vários furos ao longo de seu diâmetro, os quais foram executados para diminuir seu peso. No Anexo I, as Pranchas E-27 a E-34 apresentam os desenhos do transdutor radial construído.

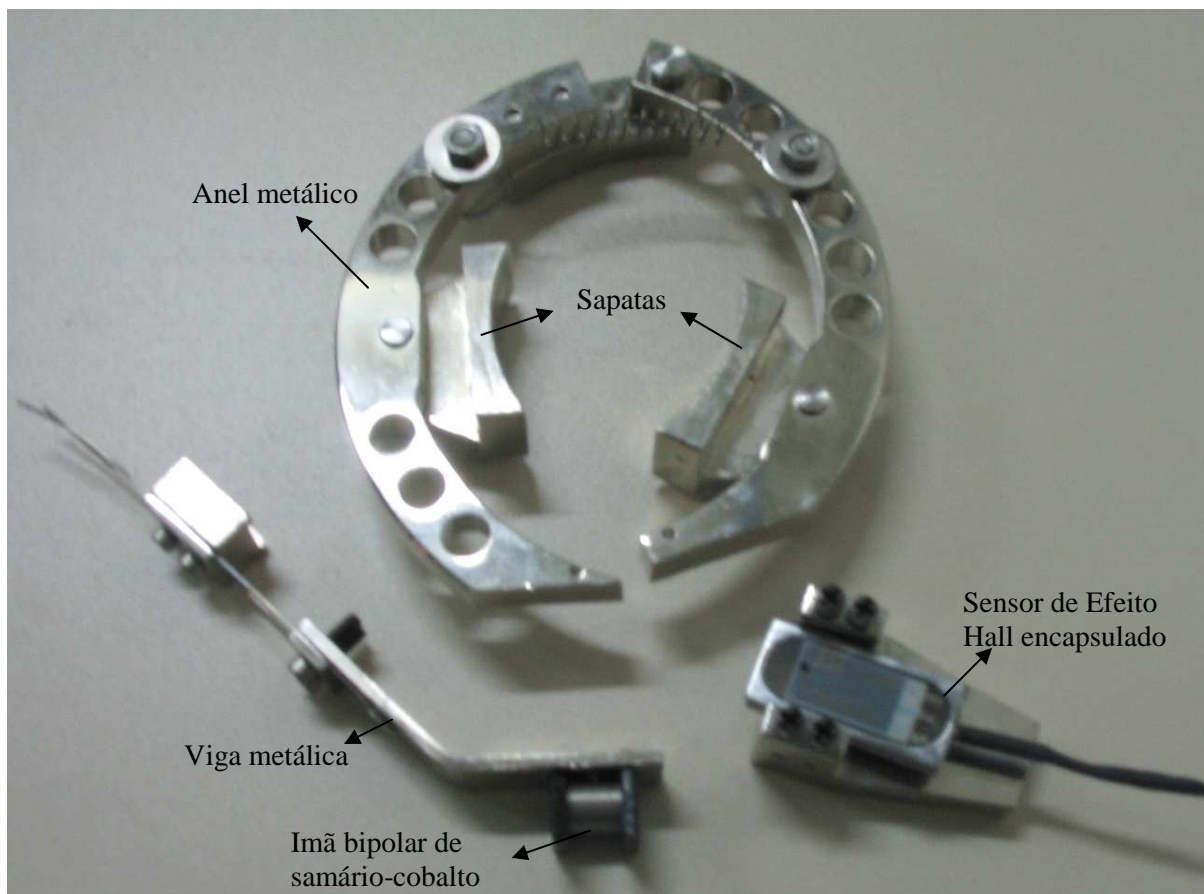


Figura 43: transdutor de efeito Hall radial

### 3.1.7 Layout do Equipamento

Um *layout* completo do permeâmetro triaxial desenvolvido é apresentado na figura 44. O painel de controle, abastecido por uma fonte de ar comprimido, é composto por quatro reguladores de pressão: confinante (A), base (B), ar (C) e topo (D). O controle dessas pressões é realizado pelos transdutores 4, 5, 6 e 7, respectivamente. Os transdutores de pressão diferencial 1 e 2 controlam o nível de água nos acumuladores de topo e base, respectivamente, e foram utilizados para determinação do volume de água que entrava ou saía da amostra. O gradiente hidráulico é monitorado pelo transdutor de pressão diferencial 3.

Este equipamento apresenta três reservatórios de água: um de água potável, ligado ao acumulador confinante, o qual pode ser usado em ensaios que utilizem água como fluido confinante, e outros dois reservatórios que fornecem água desaerada para os acumuladores da base e do topo. Para eliminação do ar difuso, dois interceptores de bolhas de ar (IBA) foram instalados: um entre o reservatório e o acumulador da base, e outro entre o acumulador de

topo e a célula triaxial. As válvulas (X e Y), localizadas na base da célula triaxial, permitem a circulação de água pelo sistema e eliminação de possíveis bolhas de ar acumuladas no compartimento adjacente ao disco poroso de AVEA. A variação de volume da amostra, durante o ensaio de condutividade hidráulica não saturada, foi determinada através de um conjunto de sensores de efeito Hall (dois axiais e um radial). Todos os transdutores de pressão (1 a 7) e os sensores de efeito Hall são ligados a um sistema de aquisição de dados conectado a um microcomputador. As figuras 45 e 46 apresentam fotos do permeâmetro triaxial construído e das linhas de fluxo.

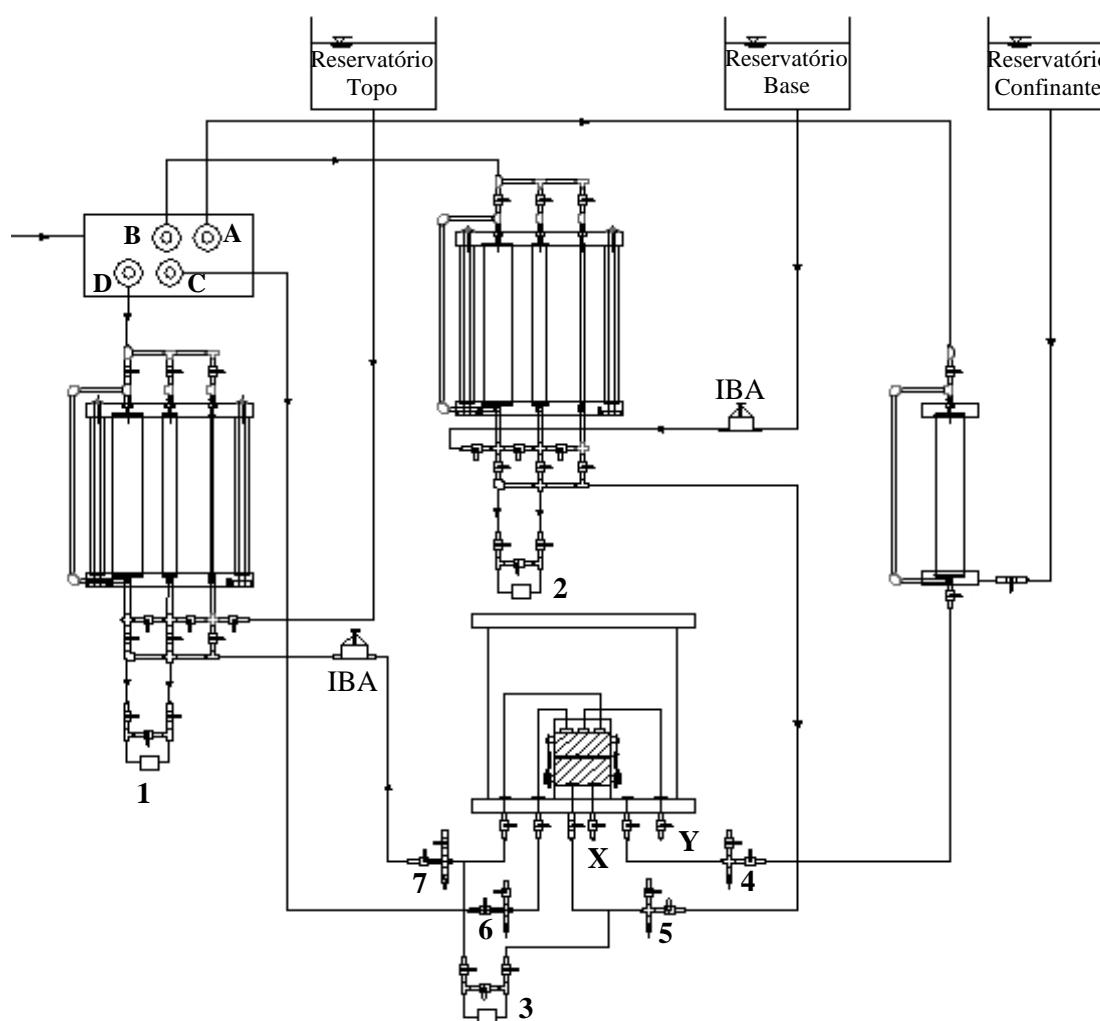


Figura 44: layout do permeâmetro triaxial construído



Figura 45: permeômetro triaxial para ensaio de condutividade hidráulica não saturada



Figura 46: permeômetro triaxial e programa de controle

## 3.2 AQUISIÇÃO DE DADOS E CONTROLE DE ENSAIOS

O sistema de aquisição de dados é composto por um microcomputador, uma placa de aquisição de dados e uma placa de extensão de canais, localizada dentro de uma caixa de passagem. Essas placas foram fabricadas pela empresa Computer Boards Inc e podem ser programadas para executar tanto leituras diferenciais como leituras do tipo single ended. No equipamento desenvolvido nesta tese, todos os canais da placa de extensão foram configurados para realização de leituras diferenciais. A placa de aquisição de dados (Modelo PCI-DAS 1602/16) apresenta resolução de 16 bits, 8 canais analógico/digitais e velocidade de aquisição de dados de 200 kHz. A caixa de passagem contém a placa para extensão de canais (Modelo CIO EXP 16) e duas fontes de corrente contínua (5V e 24V). A fonte de 5V de corrente contínua é utilizada para alimentar a placa de extensão. Os transdutores de pressão conectados à placa de extensão são excitados pela fonte de 24 V. Para os sensores de efeito Hall, a excitação foi reduzida para 8V.

O programa de controle dos ensaios de condutividade hidráulica foi desenvolvido utilizando como plataforma um *software* comercial denominado HP VEE, da empresa Hewlett Packard. Este *software* é baseado em técnicas de programação visual, onde os objetos são ligados seqüencialmente, formando um diagrama de fluxo na tela. Cada objeto pode apresentar várias sub-rotinas pré-programadas. Uma interface com o operador pode ser criada dentro do programa, permitindo que dados de leitura e controle de instrumentos, plotagem de gráficos e cálculo de resultados possam ser visualizados durante a execução do ensaio. Os dados gerados são armazenados em um arquivo do tipo “txt” e, posteriormente, podem ser analisados com uma planilha eletrônica *Excel*.

### 3.2.1 Descrição do Programa

O programa desenvolvido permite o controle de todas as pressões aplicadas à amostra, bem como das deformações lidas pelos sensores de efeito Hall. O tempo de gravação dos dados pode ser ajustado pelo operador, permitindo que o ensaio permaneça “*in hold*”, durante a noite ou quando se julgar conveniente. A figura 47 ilustra um fluxograma simplificado das etapas desse programa. As figuras 48 a 51 mostram as principais telas do programa desenvolvido para ensaio da condutividade hidráulica do solo na condição não saturada.

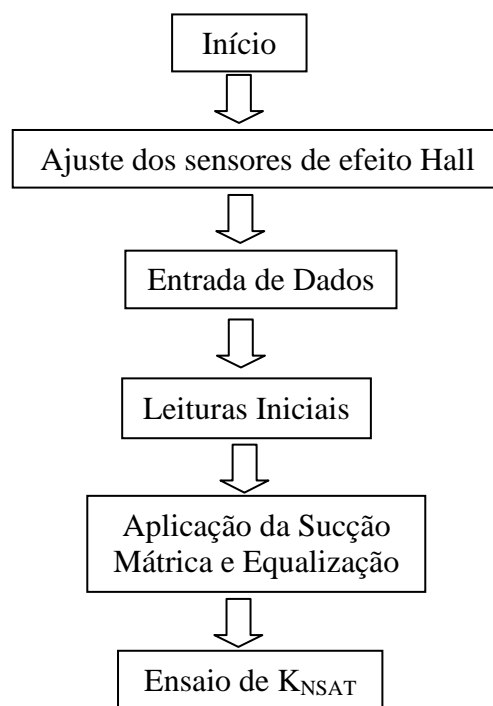


Figura 47: fluxograma simplificado do programa de ensaio

A primeira etapa é realizada logo após a instalação da amostra e corresponde ao ajuste dos sensores de efeito Hall. Os sensores de deslocamento axial e radial são posicionados no corpo de prova e ajustados para que as leituras de deformação ocorram no trecho linear de sua curva de calibração. Após esse ajuste, a câmara triaxial pode ser fechada e preenchida com o fluido confinante.

A segunda etapa do programa é a entrada dos dados para o ensaio de condutividade hidráulica não saturada. Nesta etapa, as informações sobre tipo de solo, tensão de confinamento que será utilizada e dimensões do corpo de prova são inseridas dentro do programa. Em seguida é executada uma sub-rotina, onde o programa solicita o arquivo das constantes de calibração dos instrumentos e o nome do arquivo de gravação dos resultados.

A próxima etapa corresponde à leitura inicial de cada instrumento (transdutores de pressão convencionais, diferenciais e sensores de efeito Hall). Essas leituras serão o referencial inicial para o cálculo da grandeza medida por cada instrumento. Caixas de mensagens foram criadas informando quando os transdutores de pressão convencionais devem ser conectados e desconectados à atmosfera.

A quarta etapa corresponde à aplicação da tensão confinante, poro-pressão de ar e poro-pressão de água no topo e na base do corpo de prova. Nessa etapa se espera a equalização da

sucção mátrica e se monitora: (i) deformação x tempo, onde são apresentados os valores de deformação axial e radial medidos pelos sensores de efeito Hall, e (ii) leitura dos transdutores de pressão diferencial do topo e da base. Esses dados fornecem uma indicação da equalização da sucção, ou seja, quando não há mais variação na quantidade de água que entra ou sai do corpo de prova significa que a amostra atingiu o equilíbrio para as tensões aplicadas.

Após a fase de equalização, o ensaio de condutividade hidráulica não saturada é realizado aplicando-se um pequeno gradiente hidráulico ao solo e controlando-se: (i) as leituras dos transdutores de pressão diferencial do topo e da base em função do tempo, onde se observa o estabelecimento da condição de regime permanente e a determinação da vazão que entra e sai da amostra, (ii) gradiente hidráulico x tempo, e (iii) as leituras dos sensores de efeito Hall.

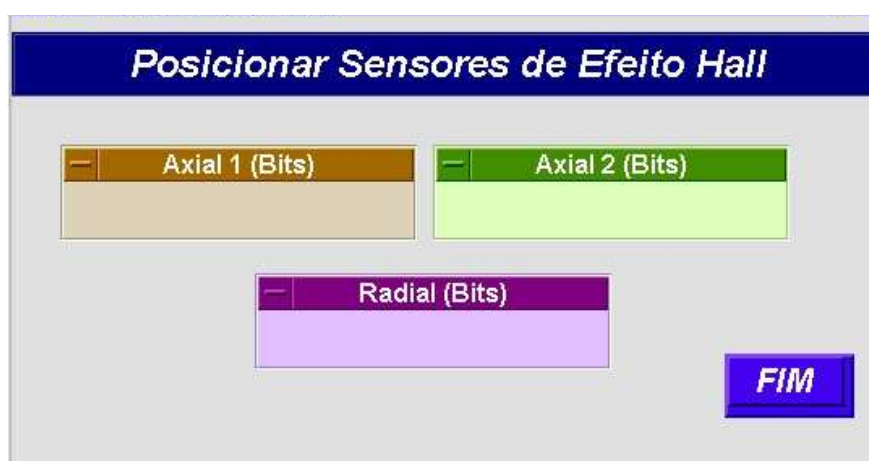


Figura 48: ajuste dos sensores de efeito Hall



Figura 49: entrada de dados



Figura 50: aplicação da sucção mátrica e equalização



Figura 51: ensaio de condutividade hidráulica não saturada



### 3.3 CALIBRAÇÃO DO EQUIPAMENTO

A calibração do permeâmetro triaxial desenvolvido pode ser dividida em duas etapas: (i) calibração dos instrumentos e testes preliminares, e (ii) ensaios de condutividade hidráulica saturada, para avaliação da performance do equipamento. Na primeira etapa, todos os transdutores, incluindo os transdutores de pressão convencionais, diferenciais e de deformação, foram cuidadosamente calibrados. A condutividade hidráulica saturada dos discos de AVEA e as áreas internas de cada tubo de aço inox foram determinadas. Todos os componentes do equipamento e as linhas de drenagem passaram por um período de teste de vazamentos. Na segunda etapa de calibração, foram realizados ensaios de condutividade hidráulica saturada em um solo argiloso compactado utilizando um permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio. Estes resultados foram comparados com os obtidos para o mesmo solo utilizando o permeâmetro desenvolvido.

#### 3.3.1 Calibração dos Instrumentos e Ensaio Preliminares

A instrumentação utilizada no equipamento de condutividade hidráulica construído nesta tese é composta pelos seguintes transdutores: (i) transdutores convencionais para medição das pressões confinante ( $\sigma$ ), ar ( $u_a$ ), água do topo ( $u_{wT}$ ) e da base ( $u_{wB}$ ); (ii) dois transdutores de pressão diferenciais para determinação do volume de água que entra e sai do corpo de prova; (iii) um transdutor de pressão diferencial para monitoramento do gradiente hidráulico, e (iv) dois conjuntos de sensores de efeito Hall para medição local das deformações radial e axial.

Os transdutores de pressão convencionais foram calibrados utilizando-se uma bomba de peso morto da marca *Budenberg*, com capacidade para aplicar pressões de 100 kPa a 4.000 kPa, em incrementos de 50 kPa. Esses transdutores foram calibrados para o intervalo de pressões de 0 a 700 kPa e as curvas de calibração são apresentadas na figura 52.

Na calibração dos transdutores de pressão diferenciais foi utilizada uma bureta graduada, onde a variação da altura de água fornecia pressões diferenciais entre 0 kPa e 10 kPa. As curvas de calibração dos transdutores de pressão diferenciais são mostradas na figura 53. Os transdutores diferenciais conectados aos acumuladores de topo e de base apresentaram precisão de 0,045 mm/bit, o que indica que a variação do volume de água pode ser

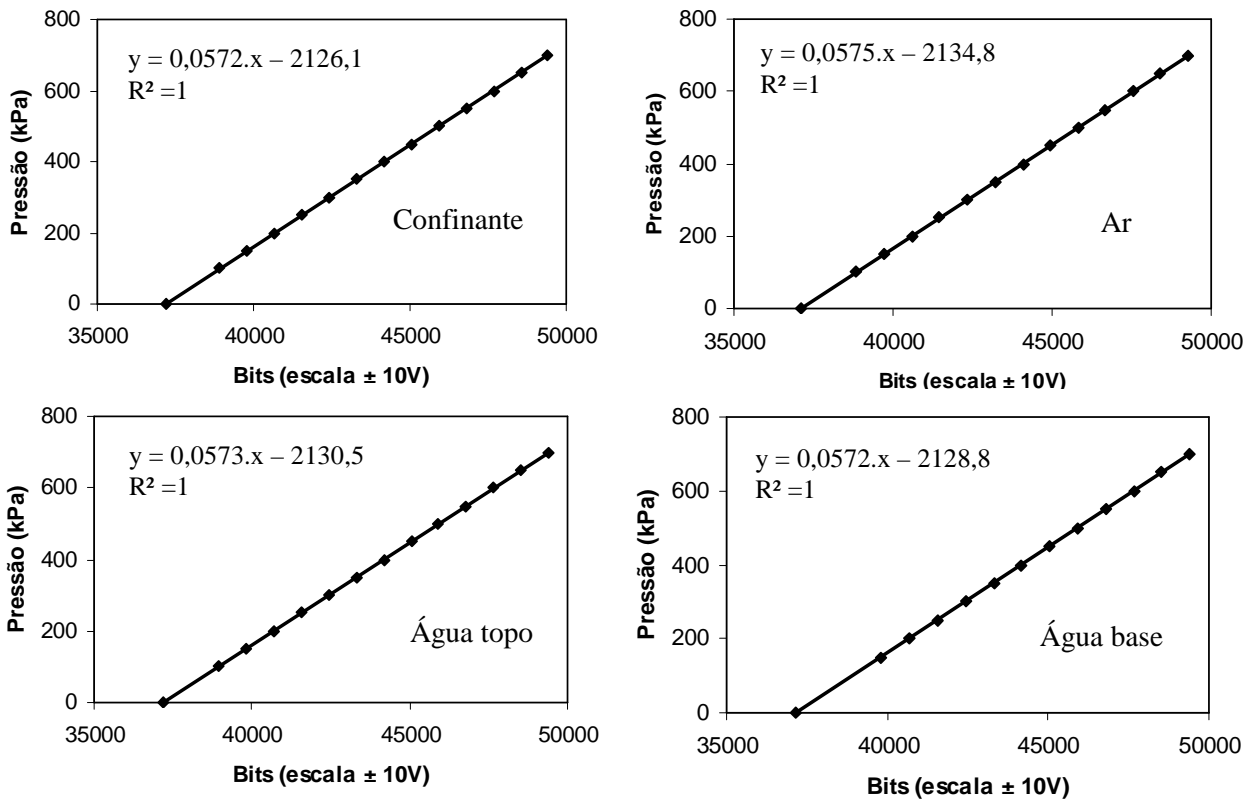


Figura 52: curvas de calibração dos transdutores de pressão convencionais

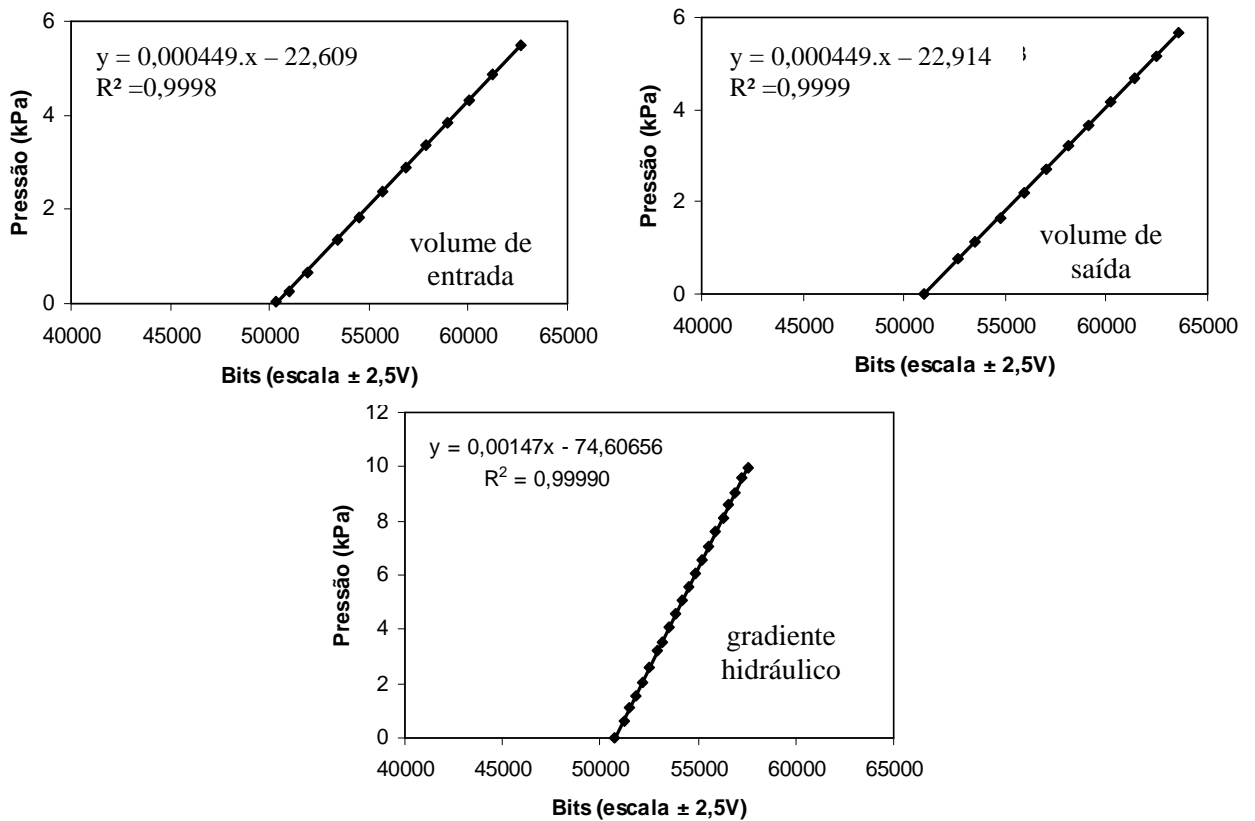


Figura 53: curvas de calibração dos transdutores de pressão diferenciais

determinada com resolução de  $1,4 \text{ mm}^3/\text{bit}$ , utilizando o acumulador de menor diâmetro, e de  $16,71 \text{ mm}^3/\text{bit}$ , com o acumulador de diâmetro intermediário. O transdutor de pressão diferencial responsável pelo monitoramento do gradiente hidráulico apresenta resolução de  $0,015 \text{ kPa/bit}$ .

Para a calibração dos transdutores locais de deslocamento foi utilizado um equipamento desenvolvido por Soares *et al.* (1994). Este equipamento é constituído por um pequeno pórtico metálico que apresenta uma extremidade fixa, sob a qual é fixada uma haste com o sensor de efeito Hall, e outra móvel, onde uma viga metálica contendo um ímã é aderida. A extremidade fixa apresenta de um lado um parafuso micrométrico e de outro, um relógio comparador (de 5 mm de curso e precisão de  $0,001 \text{ mm}$ ). Durante a calibração, o parafuso micrométrico movimenta a haste contra a viga, ou seja, desloca o sensor em relação ao ímã. Esse deslocamento é medido pelo relógio comparador. A figura 54 apresenta as curvas de calibração dos sensores de efeito Hall axiais e radial.

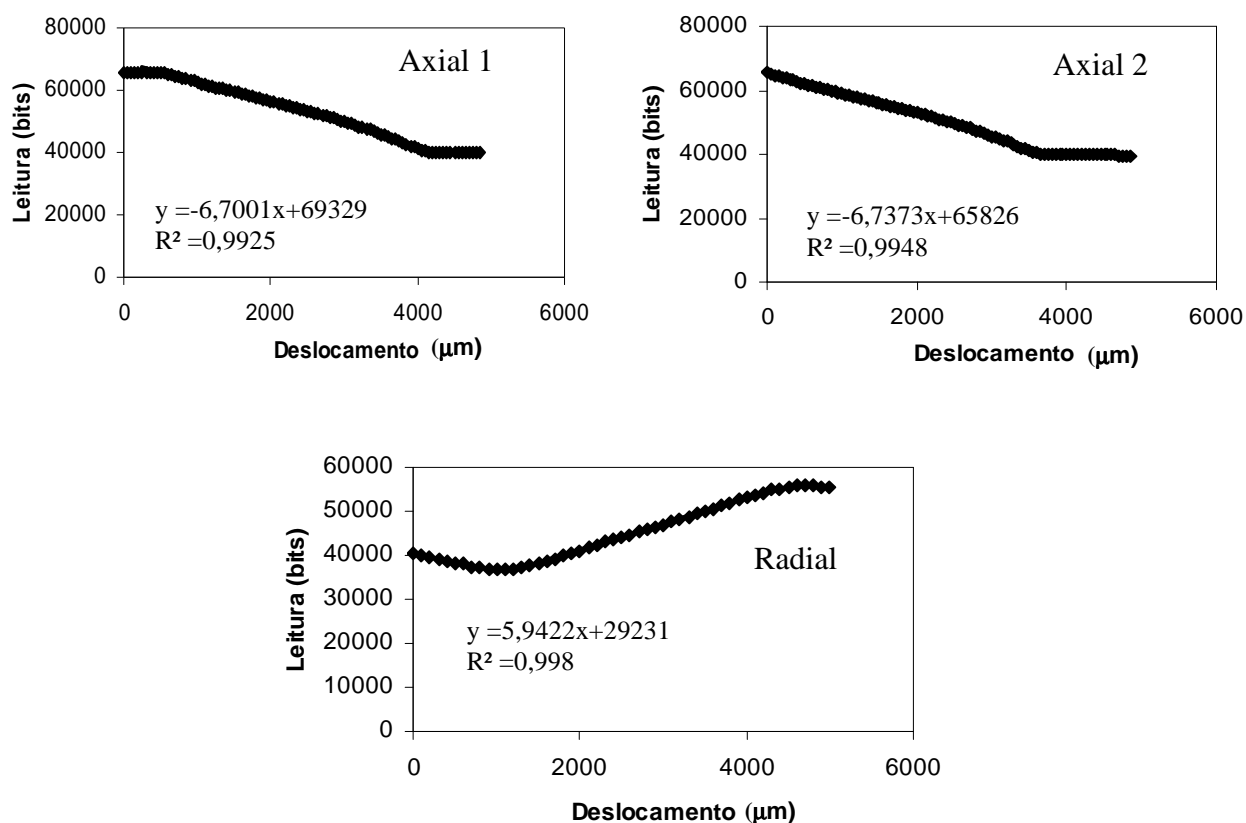


Figura 54: curvas de calibração dos sensores de efeito Hall

Os testes preliminares consistiram na verificação e monitoramento de vazamentos nos componentes do equipamento e nas linhas de drenagem por um período de dois meses. Durante esses testes foram aplicadas pressões entre 30 kPa e 600 kPa nas linhas de fluxo, nos acumuladores e na célula triaxial. Todos os vazamentos observados foram eliminados. Nessa etapa também foram determinadas as áreas internas de cada um dos tubos de aço inox e as condutividades hidráulicas saturadas dos discos de AVEA do cabeçote e do pedestal. A tabela 10 apresenta os valores obtidos.

Tabela 10: condutividade hidráulica saturada dos discos de AVEA e área interna dos acumuladores

Teste	Fabricante	Medido
$k_d$ disco de AVEA do topo	$8,6 \cdot 10^{-6}$ cm/s	$9,91 \cdot 10^{-6}$ cm/s
$k_d$ disco de AVEA da base	$8,6 \cdot 10^{-6}$ cm/s	$11,8 \cdot 10^{-6}$ cm/s
Área interna do tubo de D maior	40,4 mm	40,5 mm
Área interna do tubo de D intermediário	21,3 mm	21,7 mm
Área interna do tubo de D menor	4,5	4,54 mm

### 3.3.2 Ensaios de Condutividade Hidráulica Saturada

Para avaliar o desempenho do equipamento desenvolvido foram comparados os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica saturada realizados em um permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio e no permeâmetro triaxial construído. Nos próximos itens são descritos: (i) o solo escolhido para esses ensaios; (ii) as principais características do equipamento com coluna de mercúrio; (iii) o programa desenvolvido para determinação da condutividade hidráulica saturada utilizando o permeâmetro construído, e (iv) uma comparação entre os resultados obtidos com os dois equipamentos.

#### 3.3.2.1 Descrição do solo utilizado

Para a realização dos ensaios de condutividade hidráulica saturada foi necessário escolher um solo apropriado, cujo coeficiente de condutividade hidráulica saturada fosse menor que a do disco de AVEA. Preferivelmente o coeficiente de condutividade hidráulica do disco de AVEA deve ser de uma a duas ordens de grandeza maior que o do solo ensaiado (Gan e Fredlund, 2000; Agus *et al.*, 2003a). O material escolhido para os ensaios foi um solo argiloso proveniente de uma jazida existente na faixa de domínio da BR 290 (*Free Way*) no km 46 da

pista sul (sentido Porto Alegre-Osório). Esse material está sendo utilizado pela CONCEPA – Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre – como reforço do subleito para ampliação da BR 290. A tabela 11 apresenta as principais características físicas desse solo, o qual foi denominado neste estudo de Solo Concepa.

Os corpos de prova do Solo Concepa foram compactados estaticamente em duas camadas, dentro de um molde metálico tripartido. O teor de umidade escolhido foi 1 % acima do teor de umidade ótimo da curva de compactação. Esse valor foi adotado porque o menor coeficiente de condutividade hidráulica de um solo argiloso compactado é obtido para um teor de umidade um pouco acima do ótimo da curva de compactação (Bjerrum e Huder, 1957; Lambe e Whitman, 1979; Mitchell, 1993). A tabela 12 apresenta as características iniciais e finais dos corpos de prova utilizados nos ensaios de condutividade hidráulica nos dois permeâmetros triaxiais.

Tabela 11: características físicas do Solo Concepa

Índices Físicos	$\gamma_s$	$\omega_{ótima}$	$\gamma_{dmáx}$	LL	LP	IP	Granulometria (%)			
	kN/m <sup>3</sup>	%	kN/m <sup>3</sup>	%	%	%	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média
Solo Concepa	26,1	15,5	18,08	31	13	18	63	8	26	3

Tabela 12: características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de condutividade hidráulica saturada

Ensaio de Condutividade Hidráulica	$w_0$	$e_0$	$S_{r0}$	$\gamma_d$	Hi	Di	$w_f$	Hf	Df
	%		%	kN/m <sup>3</sup>	cm	cm	%	cm	cm
Permeâmetro coluna de mercúrio	16,58	0,49	87,77	17,48	5,05	5,01	18,89	5,02	5,01
Permeâmetro triaxial	16,44	0,47	90,66	17,72	5,03	4,99	18,13	5,02	5,01

### 3.3.2.2 Permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio

O equipamento de condutividade hidráulica com coluna de mercúrio (Bjerrum e Huder, 1957) é constituído basicamente por uma célula triaxial, um conjunto de reguladores de pressão, duas interfaces ar/água (*bladders*) e um painel para execução do ensaio. A célula triaxial é semelhante à utilizada em ensaios triaxiais convencionais. Os reguladores de pressão controlam a tensão confinante e a poro-pressão de água aplicada ao topo (contra-pressão). Essas tensões são direcionadas para os *bladders*, onde a pressão de ar é transferida para a

água, e posteriormente são aplicadas à amostra. O painel para ensaio de condutividade hidráulica é constituído por um tubo plástico transparente e flexível, com as duas extremidades conectadas, através de válvulas, ao topo e a base do corpo de prova. Esse tubo é suspenso por duas roldanas, montadas no painel. No interior do tubo plástico existe uma coluna de mercúrio com altura de aproximadamente 42 mm, que é responsável pela aplicação do gradiente hidráulico. O valor de gradiente hidráulico fornecido por essa coluna de mercúrio à amostra ensaiada é de aproximadamente 10. A figura 55 apresenta uma foto deste equipamento, destacando cada uma dessas partes, e um detalhe da câmara triaxial.

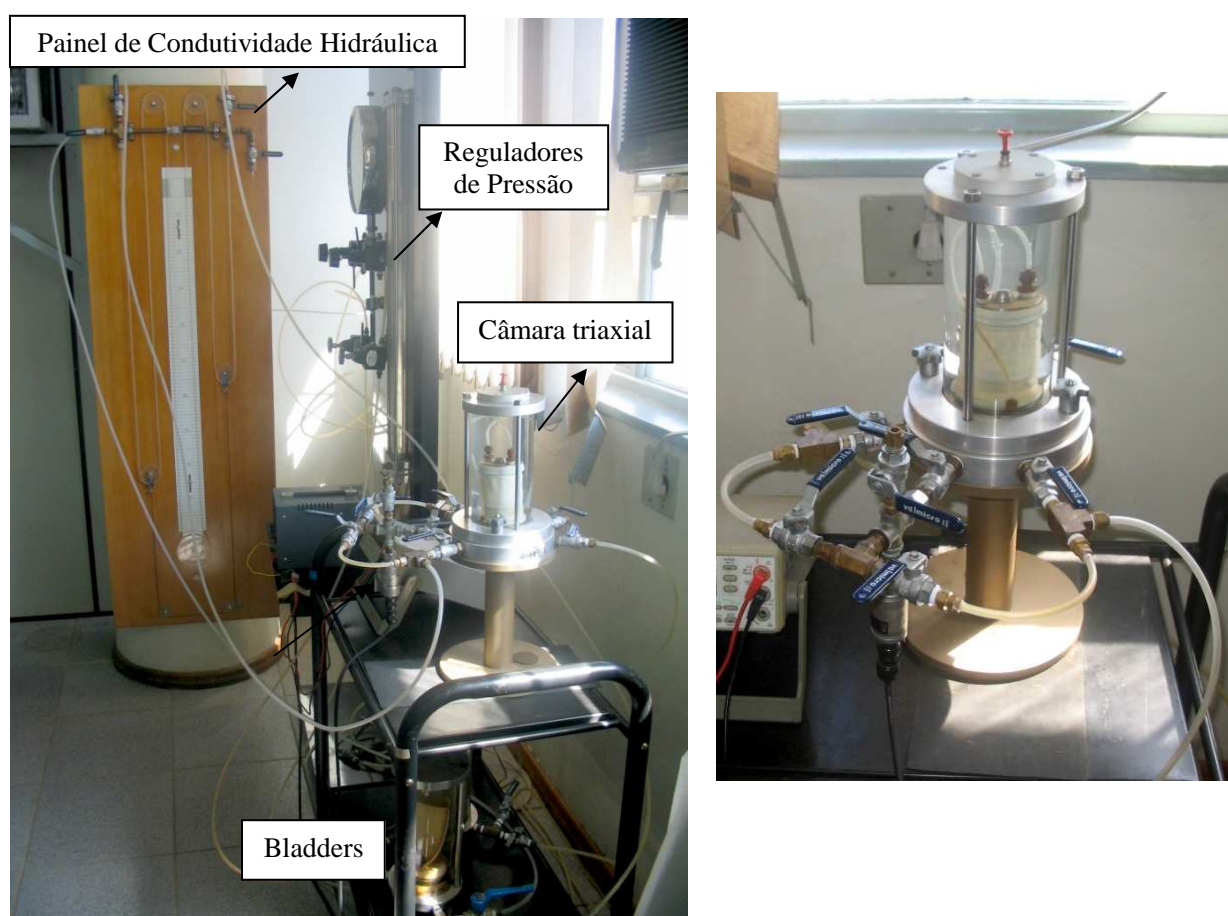


Figura 55: permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio

O coeficiente de condutividade hidráulica saturado do Solo Concepa foi determinado para as tensões efetivas de 30, 50 e 100 kPa. O permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio foi utilizado na calibração do equipamento construído e também para a determinação da condutividade hidráulica saturada do solo coluvionar de arenito nas três condições de moldagem (indeformada, remoldada sem e com secagem prévia do solo). Esse equipamento foi escolhido em virtude do coeficiente de condutividade hidráulica saturada do solo

coluvionar de arenito ser maior que o do disco cerâmico de AVEA. Os procedimentos utilizados nestes ensaios são descritos em detalhes no Capítulo 4 (seção 4.6.1).

### 3.3.2.3 Programa para ensaio do solo saturado no permeômetro triaxial desenvolvido

Um novo programa de ensaio foi desenvolvido para determinação da condutividade hidráulica saturada do solo Concepa no permeômetro triaxial construído. Esse programa também foi baseado na linguagem de programação visual HP VEE e permitiu o controle de todas as tensões aplicadas à amostra. Um fluxograma simplificado das principais etapas do programa desenvolvido é apresentado na figura 56.

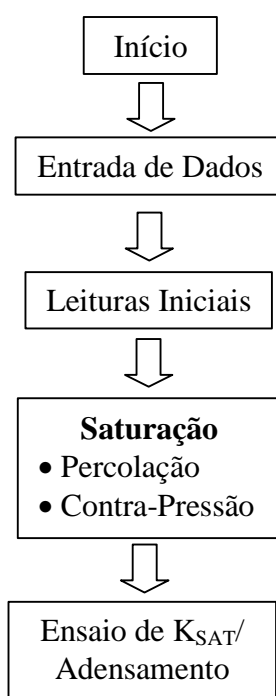


Figura 56: fluxograma simplificado para ensaio saturado

A entrada de dados e as leituras iniciais são idênticas às apresentadas no programa para ensaio do solo não saturado. A fase de saturação foi dividida em duas partes: percolação e saturação por contra-pressão. Durante a percolação de água da base para o topo, foram controladas a tensão confinante e a poro-pressão de água aplicada à base. Nesta fase os dados não são armazenados, pois o programa tem apenas função de monitoramento de pressões. A saturação por contra-pressão consistiu na aplicação de incrementos simultâneos de 50 kPa na pressão confinante e na contra-pressão, mantendo a tensão efetiva constante. A contra-pressão foi aplicada ao topo do corpo de prova e esperava-se sua equalização na base. Nesta etapa o

programa informava o valor dessas pressões, bem como a tensão efetiva média do corpo de prova. O tempo de gravação de resultados também pode ser ajustado pelo operador. Essa etapa apresenta uma sub-rotina responsável pela determinação do parâmetro B. Quando este parâmetro se encontrava entre 0,90 e 0,95, a saturação por contra-pressão era concluída.

A próxima etapa corresponde ao ensaio de condutividade hidráulica do solo saturado, onde um gradiente hidráulico, em torno de 10, foi aplicado ao solo. Nesta fase todas as tensões foram monitoradas pelo programa e armazenadas no arquivo de resultados. A determinação da vazão que entrava e saía da amostra foi realizada manualmente nos acumuladores de topo e de base, com o auxílio de uma régua graduada e um cronômetro. Quando o fluxo se encontrava em regime permanente foram realizadas pelo menos 5 leituras do volume de água que entrava e saía da amostra em função do tempo. Após a determinação da condutividade hidráulica para a primeira tensão efetiva, o corpo de prova foi adensado para uma nova tensão efetiva e o ensaio foi realizado novamente. As principais telas do programa para determinação da condutividade hidráulica do solo Concepa saturado são apresentadas nas figuras 57 a 60.



Figura 57: etapa de saturação (Percolação)



**Fase de Saturação por Contra-pressão**

— Tensão Confinante (kPa)	— Pressão Topo (kPa)	— Pressão Base (kPa)
— Tempo de gravação (s)	— Tensão Efetiva (kPa)	
<b>10</b>		
Medição do Parâmetro B		
<b>FIM</b>		

Figura 58: etapa de saturação (aplicação de contra-pressão)

**Determinação do Parâmetro B**

— Tensão Confinante (kPa)	— Pressão Base (kPa)	— Tempo
— Incremento Confinante	— Incremento Poro-pressão	— Tempo de gravação (s)
		<b>5</b>
— Parâmetro B		
<b>FIM</b>		

Figura 59: determinação do parâmetro B

**Ensaio de Condutividade Hidráulica Saturada**

— Tensão Confinante (kPa)	— Pressão Base (kPa)	— Pressão Topo (kPa)	<b>FIM</b>
— Tempo de gravação (s)	— Base (Saída)	— Topo (Entrada)	
<b>1</b>			Adensamento

Figura 60: monitoramento das pressões durante ensaio de condutividade hidráulica saturada

### 3.3.2.4 Comparação dos resultados

Com o intuito de avaliar a confiabilidade do permeâmetro triaxial desenvolvido foram realizados neste equipamento ensaios de condutividade hidráulica saturados em um solo argiloso compactado (Solo Concepa). Estes resultados foram comparados com os obtidos para o mesmo solo através de um permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio. Os procedimentos utilizados nestes ensaios são semelhantes, diferindo apenas quanto à forma de aplicação do gradiente hidráulico ao solo. No permeâmetro com coluna de mercúrio o gradiente hidráulico é aplicado através da coluna de mercúrio e no permeâmetro construído, uma diferença de pressão entre topo e base é responsável pelo gradiente hidráulico. Em ambos os equipamentos o coeficiente de condutividade hidráulica saturado ( $k_s$ ) foram calculados com base na lei de Darcy. As equações utilizadas para cálculo de  $k_s$  em cada um dos permeâmetros são apresentadas no Capítulo 4.

A tabela 13 apresenta os valores de condutividade hidráulica saturada do solo Concepa para tensões efetivas de 30, 50 e 100 kPa, obtidos através do permeâmetro com coluna de mercúrio e com o permeâmetro desenvolvido. Esses valores foram corrigidos para uma temperatura de 20 °C, que é a temperatura considerada padrão (ASTM D 5084/90). Os valores obtidos para  $k_s$  nos dois equipamentos são próximos (mesma ordem de grandeza) e diminuem com o aumento da tensão efetiva, indicando que o equipamento desenvolvido fornece resultados confiáveis na determinação da condutividade hidráulica saturada do solo. As pequenas variações nos resultados apresentados entre os dois equipamentos são admissíveis, indicando que o equipamento construído pode ser utilizado para determinação da condutividade hidráulica do solo na condição não saturada.

Tabela 13: comparação dos resultados fornecidos pelos permeâmetros triaxiais

Condutividade Hidráulica Saturada (Solo Concepa)	Permeâmetro com coluna de mercúrio	Permeâmetro desenvolvido
$k_s$ para tensão efetiva de 30 kPa	$7,89 \cdot 10^{-8}$ cm/s	$6,39 \cdot 10^{-8}$ cm/s
$k_s$ para tensão efetiva de 50 kPa	$7,04 \cdot 10^{-8}$ cm/s	$4,19 \cdot 10^{-8}$ cm/s
$k_s$ para tensão efetiva de 100 kPa	$5,28 \cdot 10^{-8}$ cm/s	$3,23 \cdot 10^{-8}$ cm/s

## 4. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E MÉTODOS DE ENSAIOS

A caracterização dos dois solos coluvionares estudados e as técnicas experimentais utilizadas nesta tese são apresentadas neste capítulo. Na caracterização dos solos são descritas a área de estudo, a geologia regional e a pedologia dos materiais. Estes dados foram obtidos a partir de levantamentos de campo, pesquisa bibliográfica e relatórios do projeto FINEP CTPETRO 0682/01. Na seqüência, são detalhados os métodos de coleta e preparação das amostras utilizadas nos ensaios.

Nas técnicas experimentais são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização física e mineralógica, bem como os equipamentos e procedimentos adotados durante a realização do programa experimental. O programa experimental inclui: (i) ensaios para determinação da curva característica (técnica do papel filtro e placa de sucção), (ii) ensaios de resistência ao cisalhamento (cisalhamento direto convencional e com sucção controlada), e (iii) ensaios de condutividade hidráulica (permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio e permeâmetro triaxial com controle de sucção). Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LAGEO/UFRGS).

### 4.1. ÁREA INVESTIGADA

A área de investigação situa-se na região dos Aparados da Serra e envolve basicamente dois depósitos coluvionares que compõem o substrato direto do Gasoduto Bolívia-Brasil. Esta área está localizada na divisa dos municípios de Timbé do Sul (SC) e São José dos Ausentes (RS), e abrange os taludes localizados no km 998 (Solo AV) e no km 1000 (Solo RO) do gasoduto. Esses taludes foram escolhidos para os ensaios geotécnicos de laboratório em virtude de: (i) ser a região sujeita à ocorrência de fenômenos de movimentos de massa, e (ii) localizarem-se nas proximidades das instalações do gasoduto. Um traçado geral do Gasoduto Bolívia-Brasil, destacando a cidade de Timbé do Sul, é apresentado na figura 60.



Figura 60: mapas com o traçado do Gasoduto Bolívia-Brasil e a localização do município de Timbé do Sul (SC)

O Solo RO é um colúvio de rocha vulcânica (basalto), situado na escarpa da Formação Serra Geral a uma altitude de aproximadamente 650 m. O Solo AV, colúvio provavelmente oriundo do intemperismo e erosão de uma camada de arenito *intertrapp*, está localizado no sopé da encosta, na cota de 150 m. O acesso à área pode ser feito a partir da Rodovia BR-101, em Sombrio (SC), ou pela Rodovia RS-285, em São José dos Ausentes (RS). Uma imagem de satélite da região, com a trajetória do gasoduto (linha amarela) e os locais onde foram amostrados os solos estudados, é apresentada na figura 61.



Figura 61: trajetória do Gasoduto e locais de amostragem dos solos ensaiados

## 4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A área de estudo desta tese encontra-se inserida no contexto geológico denominado de Bacia do Paraná, a qual se localiza na porção centro-oriental da América do Sul abrangendo uma superfície de aproximadamente 1.600.000 km<sup>2</sup>. Esta bacia apresenta o formato de um “J” e se estende pelos territórios do Brasil, Paraguai, Argentina e Uruguai (figura 62). É uma bacia sedimentar, com forma ovalada e intracratônica, que evoluiu sobre a plataforma sul-americana (Milani, 2002).



Figura 62: mapa com a localização geográfica da Bacia do Paraná  
(Fonte: Melfi *et al.*, 1988 *apud* Silveira, 2003)

Na literatura, são muito discutidos entre os pesquisadores os mecanismos de origem e evolução da Bacia do Paraná. A formação dessa bacia teve início à cerca de 400 milhões de anos, no período Devoniano, e sua evolução ocorreu principalmente através de processos de deposição de sedimentos, de subsidência e de tectonismo. A figura 63 apresenta uma coluna estratigráfica com as principais formações geológicas dessa bacia, particularmente nas regiões nordeste do Rio Grande do Sul e sul de Santa Catarina.

A Bacia do Paraná foi desenvolvida desde o início do Paleozóico, quando fazia parte do megacontinente Gondwana. A base dessa bacia é constituída predominantemente por

sedimentos clásticos de origem continental. O período paleozóico foi marcado pela deposição de pacotes sedimentares (Formação Furnas e Ponta Grossa), período de glaciação, nova sedimentação (Grupo Itararé e Grupo Guará) e período de deposição marinha (Grupo Passa Dois). No início da era mesozóica ocorre o grande ciclo geotectônico que leva à separação do continente gonduânico e à conseqüente abertura do Oceano Atlântico Sul. É neste contexto que a sedimentação transiciona de ambiente úmido, com grandes depósitos fluviais e lacustres, para ambiente desértico, predominando arenitos de origem eólica da Formação Botucatu. A ruptura dos continentes ruma gradativamente para um evento vulcânico caracterizado por duas seqüências de derrames distintos e justapostos (Formação Serra Geral): (a) uma seqüência básica, predominante nos níveis mais inferiores, caracterizada pela deposição de espessos pacotes de lava de natureza básica toleítica (basaltos e fenobasaltos), e

		Rio Grande do Sul	Santa Catarina			
Cenozóico		Depósitos Cenozóicos				
	Mesozóico			Gr. São Bento	Fm. Serra Geral	Fm. Serra Geral
					Fm. Botucatu	Fm. Botucatu
Fm. Rosário do Sul						
Paleozóico	Gr. Passa Dois	Fm. Rio do Rastro	Fm. Rio do Rastro			
		Fm. Estrada Nova	Fm. Estrada Nova			
		Fm. Irati	Fm. Irati			
	Gr. Guará	Fm. Palermo	Fm. Palermo			
		Fm. Rio Bonito	Fm. Rio Bonito			
	Gr. Itararé	Fm. Rio do Sul	Fm. Rio do Sul			
			Fm. Mafra			
	Gr. Paraná		Fm. Campo do Tenente			
			Fm. Ponta Grossa			
			Fm. Furnas			
		Embasamento Pré-gonduânico				

Figura 63: coluna estratigráfica da bacia do Paraná (modificada de Schneider *et al.*, 1974)

(b) uma seqüência ácida, predominando em direção ao topo do pacote vulcânico, representada por riolitos, riodacitos e dacitos. A Formação Serra Geral apresenta também corpos intrusivos (diques e sills) de diabásio e arenitos *intertrapps*, que são depósitos eólicos da Formação Botucatu que se intercalam entre os derrames vulcânicos básicos e ácidos da Formação Serra Geral (Scherer *et al.*, 2002). Durante o período cenozóico, a degradação intempérica das rochas da Bacia do Paraná, principalmente os arenitos Botucatu e os derrames ácidos e básicos da Formação Serra Geral, dão origem a sedimentos clásticos inconsolidados e mal selecionados, caracterizados como depósitos cenozóicos.

Dentre todas as formações que foram se desenvolvendo desde o período devoniano e que hoje fazem parte do arcabouço 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. A seguir serão descritas as principais características dessas formações e a forma com que elas ocorrem dentro da área investigada. A figura 64 apresenta um perfil geológico da área estudada, com a provável localização dos Solos AV e RO.

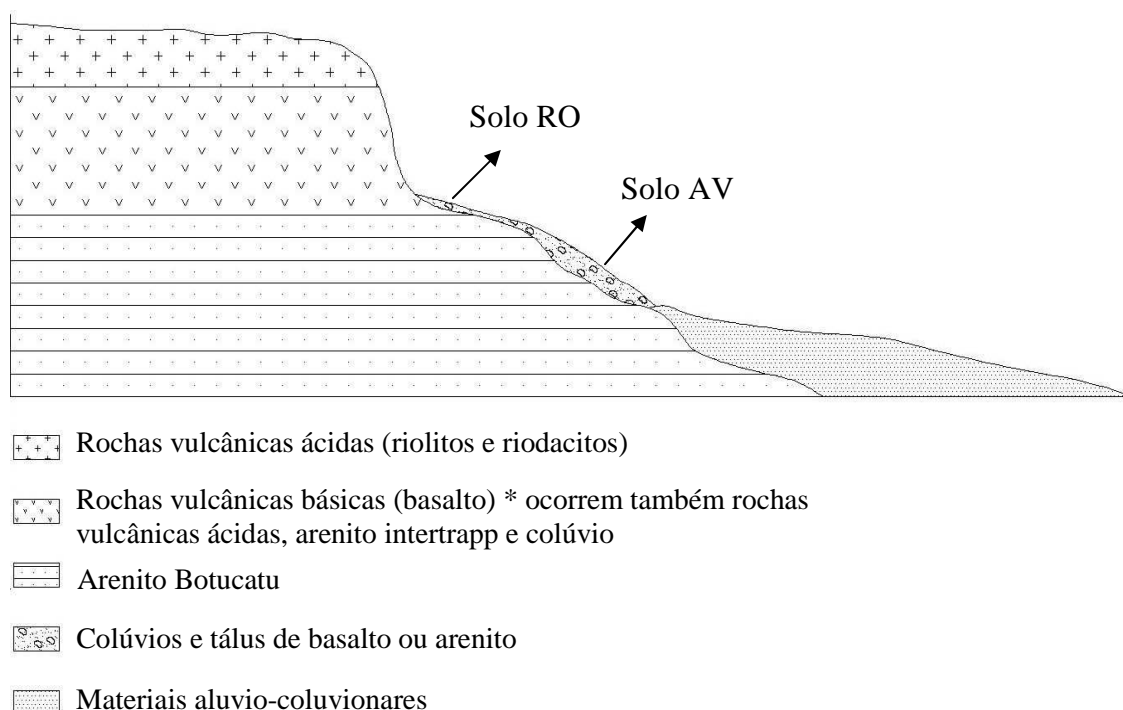


Figura 64: perfil geológico da área investigada  
(modificado do Projeto FINEP CTPETRO 0682/01, 2003)

### 4.2.1 Formação Botucatu

A Formação Botucatu ocorre em uma estreita faixa na borda oeste da Bacia do Paraná, sendo constituída basicamente por pacotes de arenito de granulometria média a fina, bem selecionados, com grãos foscos e arredondados, onde a composição predominante é quartzofeldspática. A impregnação por óxidos de ferro é responsável pela coloração, predominantemente rósea-avermelhada, e é freqüente a presença de cimento silicoso ou ferruginoso. As estruturas sedimentares mais comuns são estratificações cruzadas tangenciais e planares de grande a médio porte. Nas porções mais inferiores dessa formação ocorrem arenitos argilosos de má seleção. A Formação Botucatu pode aparecer intercalada com a Formação Serra Geral, quando recebe a denominação de arenito *intertrapp*, podendo atingir espessuras da ordem de 10 metros.

O contato dessa formação com as rochas basálticas da Formação Serra Geral sobreposta, ocorre por discordância, e com a Formação Rio do Rasto, subjacente, é discordante e erosivo. Na área de investigação, essa unidade aparece em estreita faixa, em geral acompanhando o sopé da Serra Geral, entre as cotas de 200 e 400 metros, e em pequenas porções localizadas nos topo das linhas de morro testemunho, em contato direto com a Formação Rio do Rasto. Os afloramentos mais comuns dessa formação são em lajeados de encosta ou relacionados às calhas das principais drenagens; surgem também em campos de matacões, cortes de estrada, ravinas e cortes abruptos em porções escarpadas e recortadas por estrangulamentos da rede hidrográfica local (Projeto FINEP CTPETRO 0682/01, 2003).

### 4.2.2 Formação Serra Geral

A Formação Serra Geral é representada, em sua porção basal, por extensos e espessos pacotes de lava de natureza básica toleítica. Estes basaltos apresentam textura afanítica, estrutura maciça e coloração preta a esverdeada. Sobre esses derrames vulcânicos basálticos, ou intercalados a estes, ocorrem derrames ácidos, que constituem a porção de topo desta formação. Entre as rochas vulcânicas ácidas predominam dacitos, riolitos e riodacitos, de coloração acinzentada a avermelhada. Observa-se também a ocorrência de diques, arenitos *intertrapps* e corpos irregulares de diabásio. O contato entre essas duas seqüências de derrames está posicionado, em geral, nas cotas altimétricas de 500 a 700 metros, e é marcado por uma descontinuidade, que pode se estender por diversos quilômetros, e estar ou não



encoberta por depósitos de encosta.

Na área em estudo, essa formação constitui o principal acidente geográfico observado, a escarpa da Serra Geral (denominada regionalmente de Aparados da Serra), onde o relevo se eleva abruptamente a altitudes maiores do que 1.000 metros. Essa unidade geralmente aflora em escarpas, cortes de estradas e leitos de arroios, em altitudes que oscilam de 300 a 1.000 metros. Essa formação pode ser encontrada encoberta por depósitos de encosta e como parte da calha das principais drenagens da região (Projeto FINEP CTPETRO 0682/01, 2003).

### 4.2.3 Depósitos Cenozóicos

Os depósitos cenozóicos são caracterizados por sedimentos clásticos inconsolidados provenientes das formações anteriormente descritas, e são caracterizados por conglomerados, diamictitos, arenitos conglomeráticos, arenitos e lamitos avermelhados. A deposição desses sedimentos está relacionada com as oscilações do nível do mar e com os sucessivos recuos da escarpa da Serra Geral, na região dos Aparados da Serra. Nessa região são encontrados dois tipos principais de depósitos: (a) depósitos gravitacionais de encostas, como talús, colúvios, coberturas elúvio-coluvionares e leques aluviais, e (b) depósitos aluvionares atuais. O entendimento desses depósitos em termos de sua morfologia e dinâmica é de fundamental importância para a avaliação da estabilidade dos terrenos onde são assentadas as obras de infra-estrutura.

Na área investigada são observados corpos de colúvios, constituídos principalmente por material heterogêneo oriundo, principalmente, das Formações Botucatu e Serra Geral. Esses colúvios demarcam a zona principal do sopé da escarpa até sua porção mediana, encobrindo contatos entre diferentes formações. No sentido da encosta predominam os processos de deposição gravitacional; no sopé da escarpa os depósitos migram para leques aluviais, e na porção do relevo mais deprimido assumem características de depósitos fluviais (Projeto FINEP CTPETRO 0682/01, 2003). Os solos coluvionares estudados nesta tese pertencem à formação geológica denominada de depósitos cenozóicos. O Solo RO foi identificado como proveniente da decomposição de rochas vulcânicas (basalto) e se localiza na escarpa da Serra Geral. O Solo AV se encontra no sopé da encosta vulcânica, sendo oriundo, provavelmente, da degradação de uma camada de arenito *intertrapp*.

### 4.3. CARACTERIZAÇÃO PEDOLÓGICA

A classificação pedológica dos solos amostrados nos taludes do km 998 e km 1000 do Gasoduto Bolívia-Brasil foi realizada com base no relatório do Projeto FINEP CTPETRO 0682/01 (2003) e no Projeto RADAMBRASIL (1986). Entretanto, como a terminologia empregada nesses projetos já não é mais utilizada para classificação pedológica de solos, adotou-se a tabela de conversão apresentada por Streck *et al.* (2002). Dessa forma, o Solo RO pode ser classificado pedologicamente como Neossolo Litólico e o Solo AV como Argissolo Vermelho-Amarelo.

Os neossolos 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). Na escarpa da Serra Geral, estes solos ocorrem em áreas fortemente dissecadas e são predominantemente eutróficos<sup>1</sup>. A figura 65 apresenta o perfil de Solo Litólico eutrófico, amostrado no km 1000 do Gasoduto (Solo RO), em duas seqüências de colúvio sobre solo residual de basalto.



Figura 65: perfil de Neossolo Litólico, em duas seqüências de colúvio sobre solo residual de basalto (próximo ao km 1000 do Gasoduto)

<sup>1</sup> Eutrófico: a classificação dos solos como eutrófico ou distrófico se refere à porcentagem de saturação por bases (%V). Assim, se V for  $\geq 50\%$  o solo é eutrófico e se V for  $< 50$  o solo é distrófico. (EMBRAPA, 2005).

Os argissolos 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 desenvolvida (RADAMBRASIL, 1986). São encontrados nos patamares inferiores da encosta da Serra Geral, sendo formados pelo intemperismo do arenito Botucatu e/ou colúvios derivados dessa litologia. A figura 66 apresenta o perfil do colúvio de arenito amostrado no km 998 (Solo AV) classificado pedologicamente como Argissolo Vermelho-Amarelo.



Figura 66: perfil de Podzólico Vermelho-Amarelo, em colúvio de arenito (próximo ao km 998 do Gasoduto)

#### 4.4. COLETA DAS AMOSTRAS

Os solos coluvionares estudados foram amostrados na forma de blocos indeformados, com dimensões aproximadas de 25 x 25 x 25 cm, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 9604/86. O Solo AV foi retirado de um colúvio localizado no sopé da encosta vulcânica, distante cerca de 1 km do eixo do gasoduto (km 998), próximo ao entrocamento da Estrada do Lixão com a Estrada da Rocinha, em Timbé do Sul/SC. Esse solo foi retirado a mais ou menos 1,5 m da superfície do terreno. O Solo RO corresponde a um colúvio situado na escarpa da Formação Serra Geral, no cruzamento da Estrada da Rocinha com o km 1000 do Gasoduto. Esse solo foi extraído a aproximadamente 2 m do topo do talude.

Os blocos indeformados foram talhados manualmente, com auxílio de pá de corte, picareta e martelo de geólogo. Na profundidade estipulada se executava uma bancada e, com o auxílio das ferramentas manuais, blocos cúbicos de solo foram moldados. Os blocos recebiam em suas faces laterais um tecido de malha aberta e eram parafinados. Todos os blocos foram armazenados em caixas de madeira preenchidas com serragem, para minimizar perturbações durante o transporte. No laboratório, os blocos indeformados foram armazenados na câmara úmida até sua utilização. As figuras 67, 68 e 69 apresentam uma seqüência da moldagem dos blocos indeformados. Amostras deformadas foram coletadas no mesmo local onde foram extraídos os blocos e utilizadas para os ensaios de caracterização. Estas amostras foram armazenadas em sacos plásticos hermeticamente fechados para conservar a condição de umidade do material em campo.



Figura 67: bloco talhado manualmente



Figura 68: bloco parcialmente parafinado



Figura 69: bloco na caixa de madeira, pronto para o transporte

## 4.5. PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Nesse item são descritos a forma de preparação e moldagem dos corpos de prova indeformados, remoldados com e sem secagem prévia do solo. Esses corpos de prova foram utilizados nos ensaios de curva característica, resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica realizados no programa experimental desta tese.

### 4.5.1 Corpos de Prova Indeformados

Os corpos de prova indeformados foram moldados diretamente dos blocos retirados em campo, seguindo o procedimento descrito a seguir. Primeiramente, o bloco foi retirado da câmara úmida, a camada de parafina foi removida e rasou-se uma superfície plana no mesmo. Para os corpos de prova utilizados nos ensaios de curva característica e cisalhamento direto, um anel metálico foi posicionado sobre a superfície do bloco, com a borda biselada em contato com o solo. O solo em volta do anel foi removido com o auxílio de uma espátula, e o anel foi cravado. Esse procedimento foi repetido até o preenchimento completo do interior do anel com solo. Após, o corpo de prova foi separado do bloco, rasado com uma espátula e pesado. O solo excedente deste processo foi utilizado para determinação do teor de umidade inicial. Os corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto que não apresentassem teor de umidade inicial próximo ao das amostras utilizadas para curva característica tiveram o seu teor de umidade inicial corrigido. Este procedimento foi adotado para que as amostras tivessem as mesmas condições iniciais e a resistência ao cisalhamento do solo medida experimentalmente pudesse ser comparada com aquela prevista a partir de sua curva característica.

Para evitar a necessidade de parafinar o bloco após a moldagem de cada corpo de prova indeformado, moldou-se o número de corpos de prova necessários para a realização de uma série de ensaios. O corpo de prova que não fosse ensaiado imediatamente após a moldagem, era envolto em papel alumínio, filme plástico de PVC e colocado, juntamente com um pouco de solo, em sacos plásticos lacrados, para preservar seu teor de umidade. A figura 70 apresenta detalhes da moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto e de curva característica.



Figura 70: moldagem de corpo de prova indeformado do Solo RO  
(ensaios de curva característica e cisalhamento direto)

Para os ensaios de condutividade hidráulica, após remoção da camada de parafina do bloco, utilizou-se uma espátula para cortar um pequeno prisma deste bloco. Este prisma foi levado a um torno de amostras, para ser lapidado até alcançar o diâmetro desejado. Nesse torno, o prisma adquiria um formato de cilindro, com aproximadamente 50 mm de diâmetro. Em seguida, o corpo de prova cilíndrico era colocado em um berço metálico para que sua altura fosse ajustada para 50 mm. Após moldado, o corpo de prova foi pesado e suas dimensões determinadas (diâmetro e altura médios). Com o solo excedente do processo de moldagem era determinado o teor de umidade inicial. Esse teor de umidade também, quando necessário, foi corrigido para ser o mesmo das amostras dos ensaios de curva característica, uma vez que a função condutividade hidráulica também foi estimada a partir dessa curva. A figura 71 mostra algumas etapas do processo de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaio de condutividade hidráulica saturado e não saturado.

Após a utilização dos blocos, para moldagem das amostras indeformadas, os mesmos foram levemente umedecidos com o auxílio de um borrifador, reparafinados e armazenados novamente na câmara úmida.

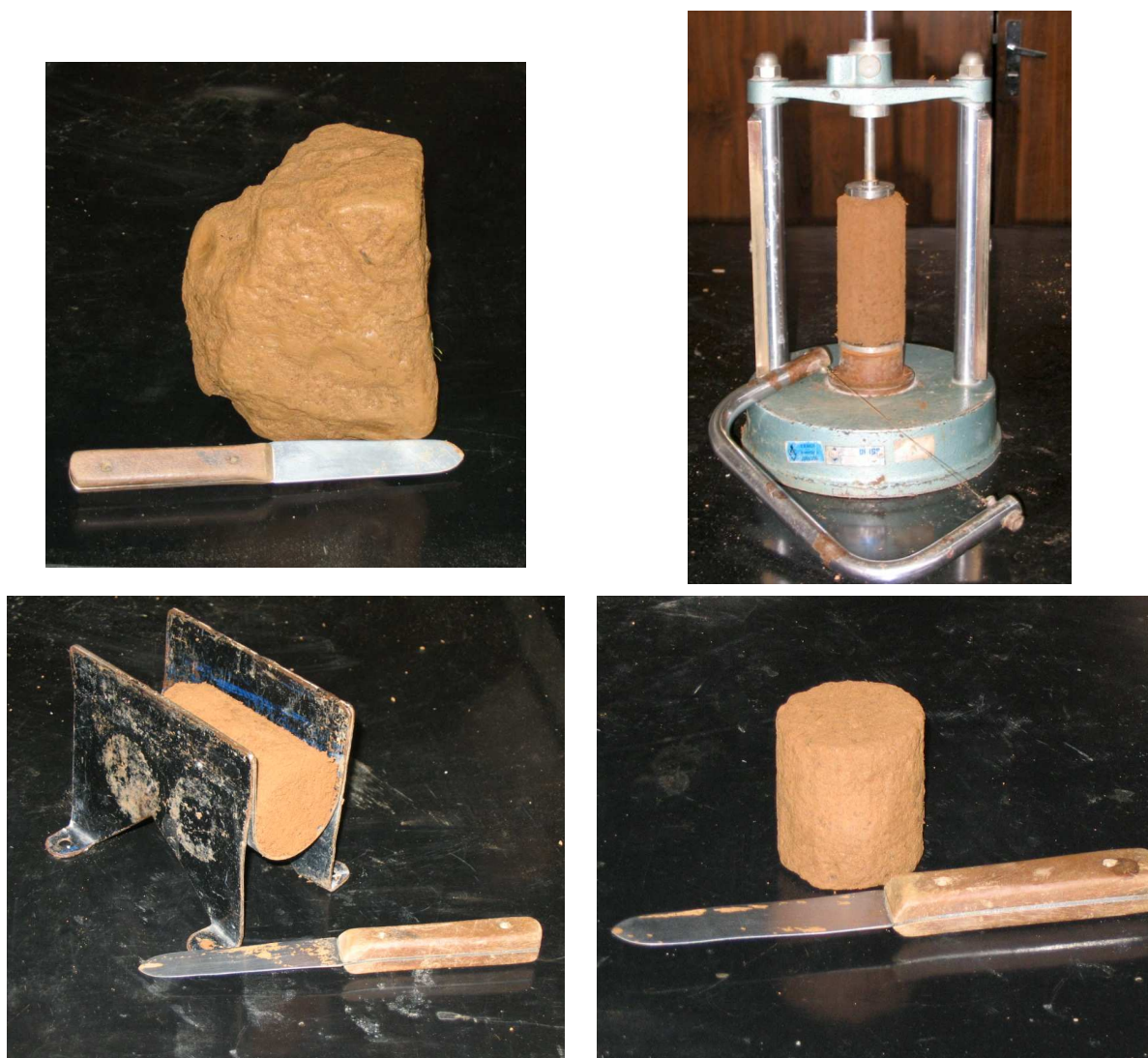


Figura 71: moldagem de corpo de prova indeformado do Solo AV  
(ensaio de condutividade hidráulica)

#### 4.5.2 Corpos de Prova Remoldados sem e com Secagem Prévia do Solo

Na confecção dos corpos de prova remoldados sem e com secagem prévia do material, utilizou-se o solo que havia sobrado do processo de moldagem das amostras indeformadas. Na moldagem dessas amostras calculou-se a quantidade de material a ser colocada no anel, para que o corpo de prova tivesse características iniciais próximas das apresentadas pela amostra indeformada. Neste cálculo foram considerados os valores médios de teor de umidade e índice de vazios dos corpos de prova indeformados ensaiados na mesma condição.

O solo utilizado para os corpos de prova remoldados sem secagem prévia, após ajuste do teor de umidade, foi armazenado em um saco plástico, hermeticamente fechado, e colocado na

câmara úmida. Nos ensaios de curva característica e cisalhamento direto, o volume de solo remoldado era acondicionado manualmente em camadas dentro do anel (intercaladas por ranhuras para evitar possível orientação de minerais). No ensaio de condutividade hidráulica, o solo remoldado sem secagem prévia foi moldado em duas camadas dentro de um molde metálico tripartido. Uma prensa de compactação estática foi utilizada neste processo. Depois de compactada a primeira camada, esta foi escarificada, com o auxílio de uma faca, antes de receber a camada seguinte. Após a moldagem, o peso e as dimensões do corpo de prova remoldado foram determinados.

Para preparação das amostras remoldadas com secagem prévia, o solo foi submetido à secagem ao ar e peneiramento na peneira #10 (abertura de malha 2 mm). O teor de umidade higroscópico foi determinado e as amostras de solo foram umedecidas com a quantidade de água necessária para obter o teor de umidade desejado. Depois de homogêneas e acondicionadas em sacos plásticos, essas amostras permaneceram na câmara úmida até sua utilização. O processo de moldagem das amostras remoldadas com secagem prévia foi semelhante ao das amostras remoldadas sem secagem prévia, onde o volume de solo foi acondicionado manualmente dentro do anel metálico (ensaios de curva característica e cisalhamento direto) ou compactado estaticamente no molde metálico tripartido (ensaio de condutividade hidráulica).

#### 4.6. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MINERALÓGICA

Os ensaios de caracterização física e mineralógica dos solos coluvionares amostrados no km 998 (Solo AV) e no km 1000 (Solo RO) do Gasoduto foram realizados por Feuerharmel (2003) em amostras coletadas na mesma profundidade das amostras utilizadas nesta tese. A caracterização física destes solos compreendeu ensaios de peso específico real dos grãos (NBR 6508/84), limites de liquidez (NBR 6459/84) e plasticidade (NBR 7180/84), e análise granulométrica (NBR 7181/84). A tabela 14 resume os resultados desses ensaios. As curvas granulométricas obtidas com e sem defloculante (hexametáfosfato de sódio) são apresentadas na figura 72, para o Solo AV, e na figura 73, para o Solo RO.

As curvas granulométricas e os dados apresentados na tabela 14 indicam que os solos coluvionares estudados exibem uma diferença significativa de granulometria em função do



uso ou não de defloculante. Esta constatação interfere diretamente na classificação dos solos, os quais podem ser identificados como solos argilosos (com o uso de defloculante) ou arenosos (sem defloculante). Esses resultados sugerem que ambos os solos, em seu estado natural, são compostos por partículas de argila agregadas de tal maneira que se assemelham em tamanho às de areia ou de silte.

Tabela 14: características físicas dos solos estudados

Solo	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Com defloculante			Sem defloculante		
					Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
Solo AV	28,0	56	34	22	53	15	32	0	9	91
Solo RO	28,6	74	57	17	53	34	13	0	40	60

(Fonte: Feuerharmel, 2003)

A caracterização mineralógica foi realizada através de ensaios de difratogrametria de Raios-X, realizados em amostras naturais, glicoladas e calcinada dos Solos AV e RO. Essa caracterização foi realizada com o objetivo de identificar os principais argilominerais presentes nos solos estudados. Os resultados desses ensaios foram resumidos na tabela 15. O equipamento utilizado nessas análises foi um difratômetro *Siemens*, modelo DIFFRAKTOMETER D500, com tubo de cobre e velocidade do goniômetro de 1°/min. Estes ensaios foram executados no Laboratório de Difratogrametria de Raios-X, do Instituto de Geociências da UFRGS.

Tabela 15: características mineralógicas dos solos estudados

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

(Fonte: Feuerharmel, 2003)

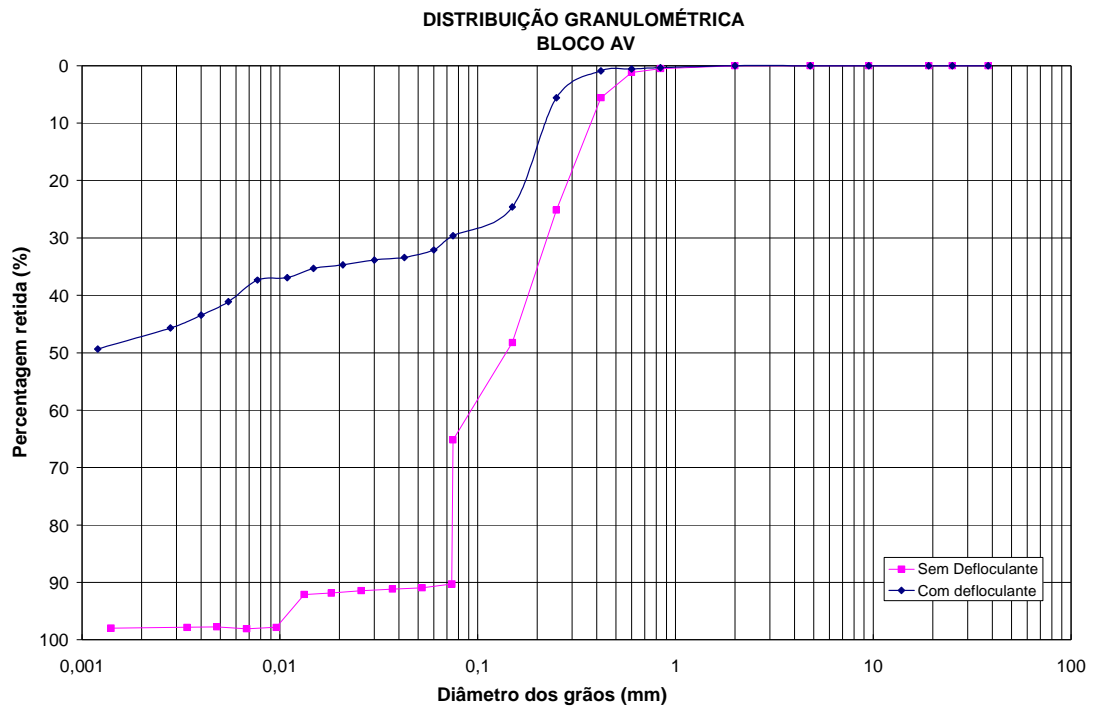


Figura 72: curvas granulométricas do solo coluvionar de arenito (Solo AV)

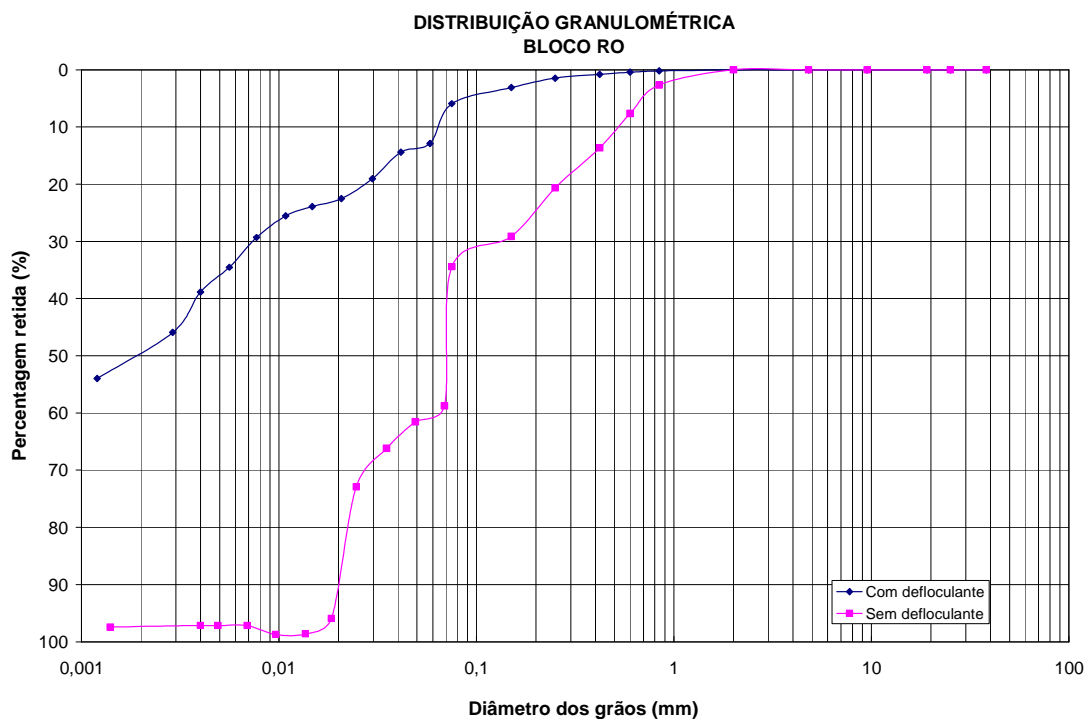


Figura 73: curvas granulométricas do solo coluvionar de basalto (Solo RO)

## 4.7. ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA

A determinação da curva característica é fundamental para previsão do comportamento de um solo não saturado e fornece informações importantes para análises de problemas de infiltração, variação volumétrica e resistência ao cisalhamento nesses solos. Nesta tese as curvas características dos dois solos coluvionares investigados (nas condições indeformada e remoldada com e sem secagem prévia do solo), foram determinadas através da técnica do papel filtro (sucções entre 5 kPa e 30.000 kPa) e método da placa de sucção (sucções < 5 kPa). A combinação desses métodos permitiu definir com maior precisão o comportamento de dessaturação dos solos, principalmente para as amostras na condição indeformada.

### 4.7.1 Método do Papel Filtro

A técnica consiste em colocar um pedaço de papel filtro em contato direto com uma amostra de solo até que seja estabelecido o equilíbrio de sucção mátrica entre a amostra e o papel. A sucção de equilíbrio é estimada através da curva de calibração do papel filtro. O papel filtro utilizado nesta pesquisa foi Whatman nº 42, e as equações de calibração adotadas foram as propostas por Chandler *et al.* (1992). De acordo com Marinho (1997), o papel Whatman nº 42 tem capacidade de absorção de umidade da ordem de 6% a 175% (sucções entre 3 kPa e 29.000 kPa).

O método do papel filtro é relativamente simples, entretanto certas precauções devem ser adotadas durante a execução da técnica para evitar erros no valor de sucção medido. O procedimento descrito a seguir é recomendado, o qual foi desenvolvido após experiência de tentativa e erro com o método (Feuerharmel, 2003). A figura 74 ilustra os materiais utilizados e alguns procedimentos adotados nesta tese para obtenção da sucção a partir do método do papel filtro.

A curva característica é influenciada pelo teor de umidade inicial da amostra; dessa forma, optou-se por iniciar as curvas características no teor de umidade de campo e a partir desse valor algumas amostras foram umedecidas e outras secadas. Este procedimento visa reproduzir com maior fidelidade os ciclos de umedecimento e secagem que ocorrem com o material nas condições de campo. As amostras foram moldadas em anéis metálicos de 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura. Esses anéis receberam duas camadas de filme plástico na parte

inferior, o qual foi preso com fita isolante nas faces laterais do anel. Essa proteção com papel filme evita perda de material durante o manuseio do anel, e também previne que o solo se desprenda do anel, caso o mesmo apresente alguma retração durante a trajetória de secagem.

Inicialmente dois pedaços de papel filtro, com área superior a 2 cm<sup>2</sup>, foram colocados na parte superior da amostra. O papel filtro foi utilizado diretamente da caixa (condição seco ao ar) e seu manuseio durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica. A amostra, com os dois pedaços de papel filtro, foi envolta por papel alumínio, filme plástico de PVC e colocada em um saco plástico. Todos estes cuidados visavam garantir que o fluxo ocorresse somente entre o solo e o papel, sem interferência do ambiente externo. Após embrulhada, a amostra foi colocada em uma caixa plástica até que o equilíbrio de sucção fosse alcançado. Essa caixa era armazenada em uma sala climatizada, com temperatura de 20°C e variação de  $\pm 2^\circ\text{C}$ . Os tempos de equilíbrio adotados variaram de 4 a 7 dias, dependendo do nível de sucção (Feuerharmel, 2003).



Figura 74: método do papel filtro utilizado nesta tese

Após o equilíbrio de sucção ser alcançado, cada papel filtro foi rapidamente removido da amostra e colocado dentro de um recipiente de vidro com tampa. O peso do papel filtro úmido foi determinado usando uma balança com resolução de 0,0001 g. Depois de obtido o peso úmido, cada papel filtro foi retirado do vidro, colocado em uma tampa de cápsula e seco em uma estufa de 60 °C durante 48 horas. Essa estufa foi escolhida por ser a menos utilizada no laboratório, minimizando o risco de contaminação do papel filtro com partículas de outros solos. Após secagem, o papel filtro foi rapidamente recolocado no recipiente de vidro, para determinação de seu peso seco. A partir destes dados se calculou o teor de umidade do papel filtro.

Com o teor de umidade do papel filtro e sua curva de calibração, a sucção do papel (considerada equivalente à da amostra) foi obtida. Este valor de sucção e o correspondente teor de umidade (ou grau de saturação) do solo definem um ponto da curva característica. O próximo ponto da trajetória de umedecimento ou de secagem foi definido controlando-se o peso da amostra em uma balança com precisão de 0,01g. Como o teor de umidade inicial da amostra era conhecido, procurou-se variar esse valor para + 1% (trajetória de umedecimento) e - 1% (trajetória de secagem). O umedecimento de cada amostra foi feito com água desaerada, utilizando um conta-gotas. Após esse umedecimento, esperava-se pelo menos uma hora antes de colocar o papel filtro e embrulhar a amostra. Este procedimento visava garantir que a água penetrasse na amostra, e que o papel filtro não absorvesse água em quantidade maior que a gerada pelo fluxo entre os dois materiais. Durante a trajetória de secagem, a amostra era colocada perto de uma janela ou simplesmente aberta para o ambiente. Quando a amostra alcançava o peso correspondente ao próximo ponto da trajetória de umedecimento ou de secagem, o procedimento descrito acima era repetido. A tabela 16 reúne os principais detalhes adotados no método do papel filtro.

A determinação precisa da curva característica de um solo requer a medição da variação de volume da amostra durante o ensaio, pois esse dado influencia diretamente no cálculo do índice de vazios e do grau de saturação. Nesta tese o controle da variação de volume da amostra foi realizado com o auxílio de um paquímetro. Cabe destacar que algumas dificuldades foram encontradas, como: (i) medição precisa da redução de altura do corpo de prova, uma vez que este se encontrava dentro do anel metálico, e (ii) para as sucções mais elevadas, as amostras passaram a apresentar rachaduras, o que inviabilizava a determinação da variação de volume.

Tabela 16: detalhes adotados no método do papel filtro

Detalhes do teste	Método do Papel Filtro	
	Procedimento adotado	
Tipo de papel filtro	Whatman nº 42	
Sucção avaliada	Mátrixa (papel filtro em contato com o solo)	
Equação de calibração	Chandler <i>et al.</i> (1992)	
Teor de umidade inicial	Teor de umidade de campo (amostragem)	
Condição inicial do papel filtro	Seco ao ar (diretamente da caixa)	
Tamanho da amostra	5 cm de diâmetro e 2 cm de altura	
Proteção da amostra	Amostras embrulhadas com papel alumínio, papel filme e armazenadas dentro de um saco plástico, em ambiente com temperatura controlada	
Tamanho do papel filtro	2 pedaços com área superior a 2 cm <sup>2</sup>	
Temperatura	20°C ± 2°C	
Tempo de equilíbrio	4 dias, para sucções < 10.000 kPa 7 dias, para sucções > 10.000 kPa	

#### 4.7.2 Método da Placa de Sucção

O método da placa de sucção é caracterizado pela aplicação direta de uma poro-pressão de água negativa na amostra, sendo a poro-pressão de ar mantida nas condições atmosféricas. A poro-pressão de água aplicada é limitada ao VEA do disco cerâmico do equipamento ou ao valor de -100 kPa (limite prático da pressão de cavitação da água dentro de um tubo de drenagem). O equipamento placa de sucção utilizado nesta tese consiste de três partes principais: (i) câmara de alumínio, onde um disco poroso (VEA = 20 kPa) é selado na base. A parte superior dessa câmara apresenta uma tampa de acrílico, para minimizar a evaporação da amostra; (ii) bureta graduada de 0,05 cm<sup>3</sup> e capacidade de 5 cm<sup>3</sup>, usada para medir a quantidade de água que sai da amostra, e (iii) reservatório de água desaerada, utilizado para inundar a amostra. A figura 75 apresenta um esquema e uma foto do equipamento, com cada uma dessas partes (Feuerharmel *et al.*, 2006).

A sucção mátrixa é aplicada à amostra mantendo a poro-pressão de ar em zero (pressão atmosférica) e a poro-pressão de água em um valor negativo. Essa pressão negativa de água é obtida abaixando-se a bureta, em relação à amostra, até que o nível de água na bureta atinja a altura correspondente à sucção desejada (10 cm de coluna de água correspondem a 1 kPa de sucção). Para o ensaio com a placa de sucção, a amostra de solo (5 cm de diâmetro e 2 cm de altura) foi moldada em um anel metálico e posicionada sobre o disco poroso. A válvula da

câmara, conectada ao reservatório, foi inicialmente aberta para inundação da amostra. Com a amostra inundada, abriu-se a válvula conectada a bureta, e esperou-se que o nível de água na bureta atingisse um nível próximo ao da amostra. A seguir, a válvula do reservatório foi fechada e permitiu-se a equalização do nível de água da bureta com o nível de água da amostra (nesta etapa o reajuste da altura da bureta pode ser necessário). Quando o equilíbrio foi alcançado, a sucção foi assumida como sendo zero e o nível de água dentro da bureta foi considerado como nível de referência. A seguir, a bureta foi abaixada até que o nível de água atingisse a altura correspondente à primeira sucção do ensaio. A amostra, inicialmente inundada, tende a perder água até que um novo estágio de equilíbrio seja alcançado. O volume de água expelido foi utilizado para cálculo do teor de umidade (ou grau de saturação) da amostra. Uma nova sucção mátrica foi aplicada à amostra, abaixando-se novamente a bureta. 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. Este ensaio foi realizado para obtenção dos pontos correspondentes as sucções de 1, 2, 3 e 5 kPa da trajetória de secagem.

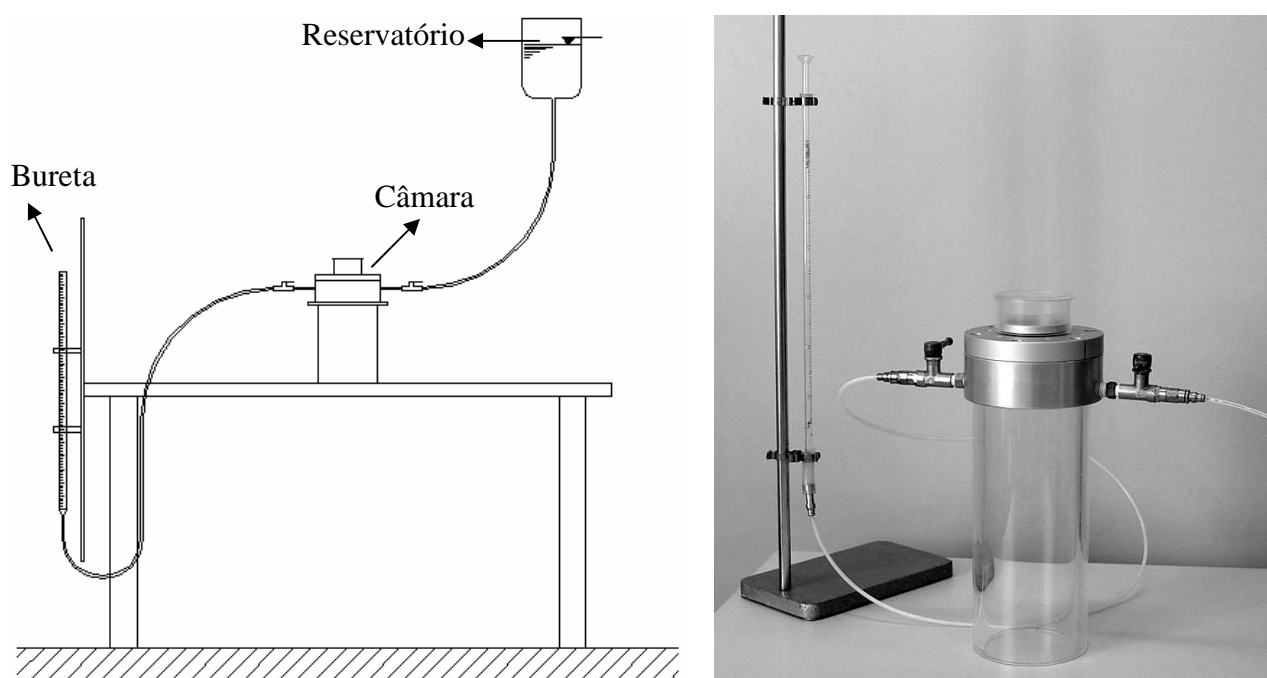


Figura 75: equipamento Placa de Sucção  
(Fonte: Feuerharmel *et al.*, 2006)

## 4.8 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento dos dois solos coluvionares investigados foi determinada através de ensaios de cisalhamento direto convencionais e com sucção controlada, realizados em: (i) amostras saturadas (sucção de 0 kPa); (ii) amostras não saturadas (sucções mátricas de 50, 100 e 150 kPa), e (iii) amostras secas ao ar (teor de umidade constante). Esses ensaios foram realizados com amostras indeformadas e remoldadas sem secagem prévia do solo, submetidas a tensões normais líquidas de 25, 50, 100 e 150 kPa. Os resultados desses ensaios permitiram a determinação da envoltória de resistência ao cisalhamento tridimensional desses solos nos planos  $\tau_x(\sigma-u_a)$  e  $\tau_x(u_a-u_w)$ , bem como a avaliação dos parâmetros  $c'$ ,  $\phi'$  e  $\phi^b$ .

Os equipamentos de cisalhamento direto com controle de sucção e convencional, utilizado para ensaio das amostras saturadas, dispõem de instrumentação eletrônica. O sistema de aquisição de dados é constituído por um microcomputador, uma placa condicionadora de sinais (Modelo CIO-EXP 16) e uma placa de aquisição de dados (Modelo PCI-DAS 1602/16). O controle dos ensaios foi realizado através do software comercial HP VEE, da empresa *Hewlett Packard*. O equipamento de cisalhamento direto utilizado para ensaio das amostras secas ao ar é do tipo convencional, mas não apresenta aquisição de dados automática.

### 4.8.1 Ensaio de Cisalhamento Direto Convencional

O equipamento de cisalhamento direto utilizado para ensaio das amostras saturadas (sucção 0 kPa) consiste de uma prensa convencional, do tipo deformação controlada, fabricada pela empresa *Wykeham Farrance Int.* Neste equipamento, a amostra é colocada no centro de uma caixa de cisalhamento bipartida e sobre sua face superior é aplicada a tensão vertical desejada. Essa tensão vertical é imposta através de pesos colocados em um pendural simples ou com braço de alavanca. Durante o cisalhamento, um motor induz o deslocamento horizontal de uma das partes da caixa em relação à outra (com velocidade constante), e mede-se: a força cisalhante aplicada ao corpo de prova, o deslocamento horizontal entre as partes superior e inferior da caixa de cisalhamento e o deslocamento vertical do corpo de prova durante o ensaio. A força cisalhante foi medida com uma célula de carga da marca *Kratos MM* (capacidade 2 kN), e os deslocamentos vertical e horizontal com um par de transdutores de deslocamento *Gefran LTM050* (curso de 10 mm). Todos esses instrumentos foram conectados



ao sistema de aquisição de dados, controlado pelo computador. A figura 76 apresenta o equipamento de cisalhamento direto utilizado para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento das amostras saturadas.

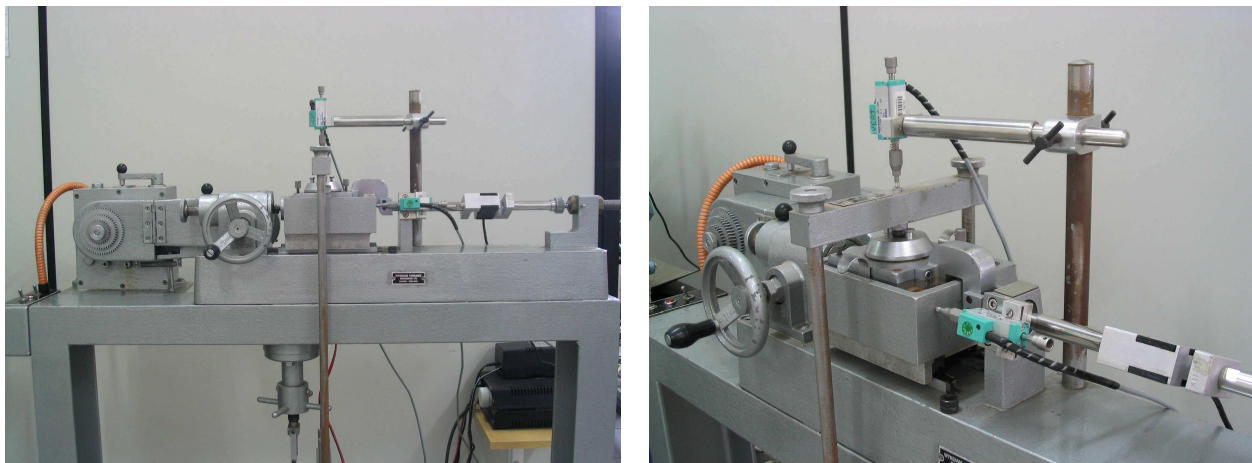


Figura 76: equipamento de cisalhamento direto convencional (amostras saturadas)

Os procedimentos adotados para ensaio das amostras saturadas seguiram as recomendações sugeridas por Head (1982), além das normas BS 1377-90 e ASTM D 3080-90. Inicialmente, o corpo de prova, com 6 cm de diâmetro e 2 cm de altura, foi transferido para a caixa cisalhante com o auxílio de um soquete de madeira. Um espaçamento de 1 mm foi deixado entre as duas metades dessa caixa. Após, colocou-se o cabeçote, o pendural e os pesos correspondentes à tensão vertical do ensaio. A caixa de cisalhamento foi inundada e se iniciou a fase de adensamento. Essa fase durava no mínimo 12 horas, tempo suficiente para que os deslocamentos verticais do corpo de prova fossem estabilizados. Na fase de cisalhamento, o corpo de prova foi cisalhado com velocidade de 0,036 mm/min até atingir o deslocamento horizontal de 6 mm. Quando este deslocamento era alcançado, a máquina era automaticamente desligada. A velocidade de cisalhamento adotada foi recomendada por Pinheiro *et al.* (1997), os quais verificaram que velocidades de cisalhamento inferiores a 0,036 mm/min apresentam pouca influência sobre a resistência ao cisalhamento do solo. Para o cálculo da tensão vertical e da tensão cisalhante do ensaio, optou-se por não realizar a correção da área efetiva do corpo de prova. Para estes ensaios, verificou-se que não ocorre variação significativa nos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos estudados se a tensão cisalhante e a tensão vertical forem simultaneamente corrigidas. De acordo com Bernardes (2003), em equipamentos de cisalhamento direto que possuam a caixa de cisalhamento com bordas largas e ensaiem amostras circulares (como a prensa utilizada),

normalmente a correção da área efetiva do corpo de prova não causa variação nos parâmetros de resistência obtidos.

Para determinação da resistência ao cisalhamento das amostras secas ao ar, utilizou-se um equipamento de cisalhamento direto convencional, da marca *Wille Geotechnik*, similar ao equipamento descrito acima. Este equipamento foi escolhido por permitir um deslocamento maior entre as duas metades da caixa cisalhante. Todas as amostras secas ao ar foram moldadas ou tiveram seu teor de umidade inicial corrigido para o mesmo valor utilizado nas amostras submetidas a certo valor de sucção. Para que os resultados possam ser comparados, é importante que todas as amostras tenham as mesmas características iniciais (Fredlund e Rahardjo, 1993). Depois de moldadas, as amostras foram deixadas secar no ambiente do laboratório. Após secagem, foram determinados as dimensões e o peso da amostra, a partir do qual se recalculou o teor de umidade inicial do solo. A provável sucção destas amostras foi estimada através do método do papel filtro em uma amostra idêntica às amostras ensaiadas. Os procedimentos utilizados nesses ensaios são semelhantes aos anteriormente descritos para as amostras saturadas, entretanto, o corpo de prova não foi inundado e a caixa cisalhante foi protegida com um saco plástico, para minimizar a perda de umidade do solo. As leituras das deformações foram realizadas através de deflectômetros e a força cisalhante foi medida com um anel dinamométrico (D-37077 *Göttingen*). A figura 77 apresenta uma foto do equipamento utilizado para ensaio das amostras com teor de umidade constante.



Figura 77: equipamento de cisalhamento direto convencional (amostras secas ao ar)

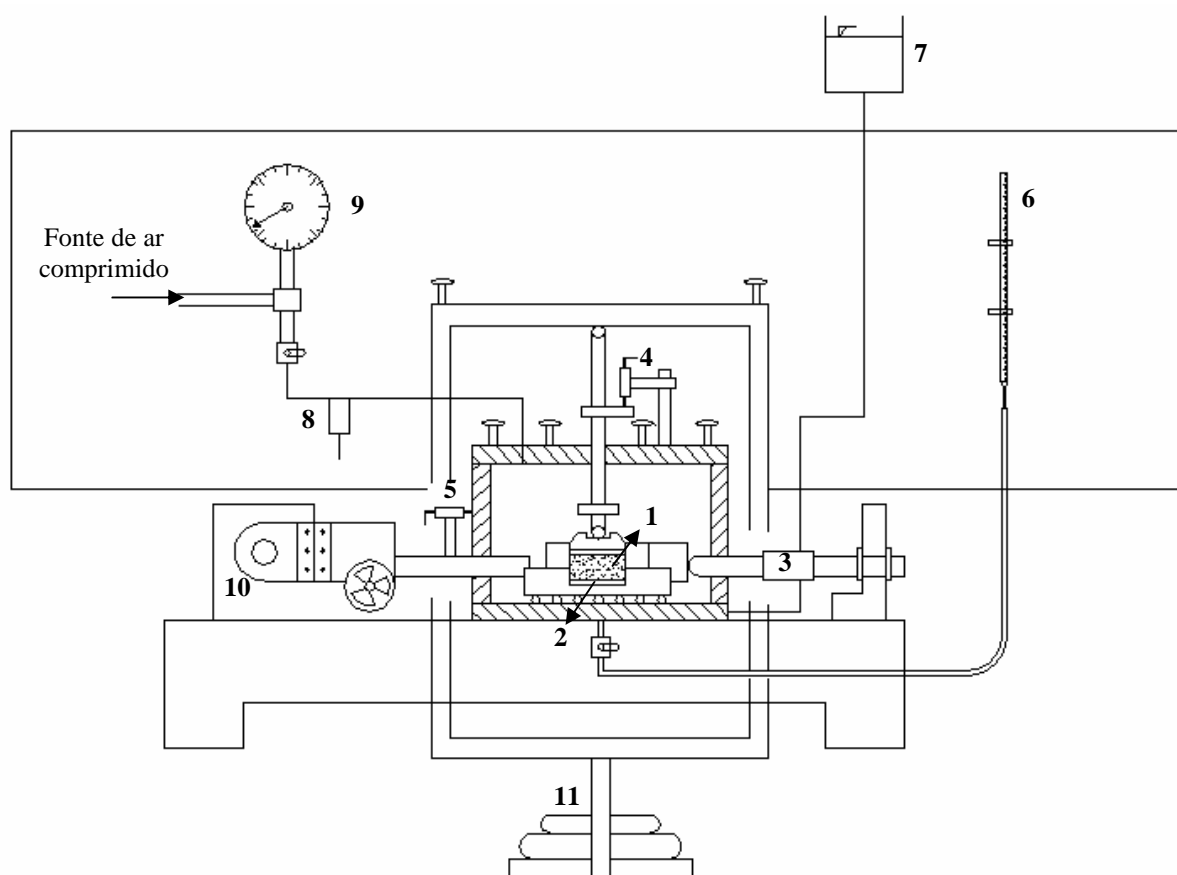
#### 4.8.2 Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada

A resistência ao cisalhamento das amostras submetidas a um certo valor de sucção mátrica foi avaliada utilizando o equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada desenvolvido por Bastos (1999), baseado no modelo proposto por Gan e Fredlund (1988). Este equipamento foi projetado a partir de uma modificação de um equipamento de cisalhamento direto convencional *Wykeham Farrance*, e é constituído basicamente por: (i) uma câmara de compressão por ar comprimido, que contém em seu interior a caixa de cisalhamento bipartida; (ii) motor elétrico, responsável pelo deslocamento da parte inferior da caixa cisalhante; (iii) painel de controle, com regulador de pressão, o qual controla a pressão de ar aplicada ao topo da amostra; (iv) bureta graduada, que aplica uma pressão de água (em torno de 7 kPa) à base da amostra, e (v) um reservatório de água desaerada, que permite a circulação de água pela base da câmara, eliminando o ar difuso acumulado abaixo do disco de AVEA ou no sistema. A câmara de compressão, construída em aço inoxidável, apresenta uma entrada de ar na tampa, duas entradas de água, uma para a base da caixa cisalhante (conectada ao reservatório) e outra para o topo da amostra (ligada ao cabeçote), e uma saída de água na base da caixa (conectada à bureta graduada). Através da tampa e da parede lateral dessa câmara passam os elementos de transmissão e medida dos esforços vertical e horizontal, respectivamente. Um esquema deste equipamento é apresentado na figura 78.

A caixa de cisalhamento, também de aço inoxidável, ensaia amostras cilíndricas de 6 cm de diâmetro e 2 cm de altura. Uma ranhura em espiral foi executada na base da câmara, para circulação de água, e sobre ela foi colada a pedra cerâmica de AVEA (300 kPa). A entrada e saída de água da base da câmara são realizadas através de tubos de cobre, dispostos de forma espiralada de modo a criar menos resistência ao movimento da caixa. A parte inferior dessa caixa se desloca através de roletes de esferas colocados sob trilhos adaptados ao fundo da câmara. A sucção mátrica é imposta pela diferença entre a pressão de ar, aplicada sob uma pedra porosa comum localizada no topo da amostra, e a pressão de água, aplicada sob o disco de AVEA situado na base (translação de eixos). O carregamento vertical é aplicado através de pesos, colocados em um pendural, e transmitido à amostra através do cabeçote. A força cisalhante, imposta pelo motor, é medida usando uma célula de carga da marca *Kratos* (capacidade de 2 kN), os deslocamentos vertical e horizontal são monitorados por transdutores de deslocamento *Gefran PY2FIOS* (curso de 10 mm), e a pressão de ar é controlada através de um transdutor de pressão *Druck PCDR810* (capacidade de 700 kPa).

Todos esses transdutores foram conectados ao mesmo sistema de aquisição de dados usado no equipamento de cisalhamento direto convencional. A figura 79 apresenta uma foto do equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada utilizado nesta tese e um detalhe da câmara de compressão.

O ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada não é um ensaio normatizado e os procedimentos adotados nesta tese são detalhados a seguir. Inicialmente o disco de AVEA posicionado na base da câmara foi saturado, de acordo com os procedimentos descritos por



- |   |   |
|---|---|
| 1. Corpo de Prova                         | 7. Reservatório                           |
| 2. Pedra porosa de AVEA                   | 8. Transdutor de poro-pressão de ar       |
| 3. Célula de carga                        | 9. Regulador de pressão                   |
| 4. Transdutor de deslocamentos vertical   | 10. Motor elétrico e caixa de engrenagens |
| 5. Transdutor de deslocamentos horizontal | 11. Pendural e carregamento vertical      |
| 6. Bureta                                 |   |

Figura 78: seção lateral do equipamento de cisalhamento direto com controle de sucção (modificado de Bastos, 1999)

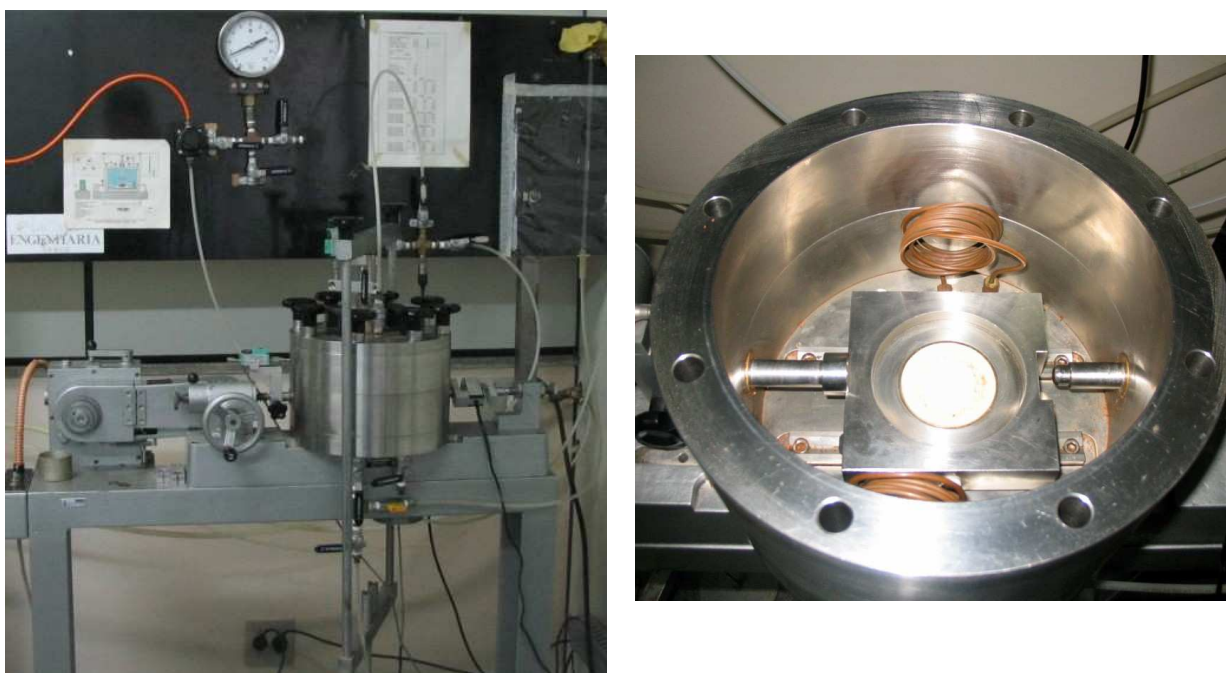


Figura 79: equipamento de cisalhamento direto (amostras submetidas à sucção mátrica)

Fredlund e Rahardjo (1993) e Gan e Fredlund (1996b). Essa saturação foi realizada inundando a base da caixa cisalhante com água desaerada e, posteriormente, pressurizando ar na câmara para forçar a penetração da água através do disco cerâmico. A pressão de ar aplicada deve ser menor que o valor de entrada de ar do disco. Este procedimento foi repetido diversas vezes. Durante esse processo foi realizada a circulação de água pela base da câmara, para transporte do ar difuso que possa estar acumulado no sistema ou no compartimento adjacente ao disco de AVEA.

A próxima etapa corresponde à montagem da caixa de cisalhamento e instalação da amostra. Uma fina camada de graxa de silicone foi aplicada entre as duas metades da caixa cisalhante, as quais foram espaçadas em 1 mm e fixadas através de parafusos. Essa caixa foi posicionada na câmara e a amostra foi cuidadosamente transferida do anel para a caixa, com o auxílio de um soquete de madeira. Um papel filtro, uma pedra porosa comum e o cabeçote foram colocados sobre a amostra. Os parafusos foram retirados, o motor foi conectado à parte inferior da caixa cisalhante e a célula de carga foi ajustada. A seguir, a câmara foi fechada e os transdutores de deslocamentos horizontal e vertical foram posicionados.

Após a instalação da amostra, a técnica da translação de eixos foi utilizada para impor um estado de tensões ( $\sigma - u_a$ ) e ( $u_a - u_w$ ) constante à amostra. Para isso foram aplicadas, na seqüência, as pressões de ar, de água e o carregamento vertical. A fase de adensamento e

equalização da sucção foi iniciada e controlou-se a deformação vertical ao longo do tempo. Periodicamente, de uma a duas vezes ao dia, era realizada circulação de água na base da câmara para eliminação e transporte das bolhas de ar difuso que possam ter se acumulado abaixo do disco de AVEA ou nas conexões hidráulicas. O período de equalização de sucção adotado variou de 4 a 7 dias. Ensaios triaxiais realizados por Pereira (2006) demonstraram que 3 dias são suficientes para equilíbrio da sucção mátrica nesses solos coluvionares.

Após equalização da sucção, a amostra foi cisalhada com uma velocidade de  $2,03 \times 10^{-4}$  mm/s. Os métodos teóricos utilizados para o cálculo da velocidade cisalhante levaram a tempos de ruptura excessivamente elevados; dessa forma, adotou-se uma velocidade similar à utilizada por outros autores em ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada em solos coluvionares e residuais brasileiros (Delgado, 1993; Bastos, 1999; Kratz de Oliveira, 2001; Martínez, 2002; Beneveli, 2002). Na fase de cisalhamento foram monitorados o deslocamento vertical, o deslocamento horizontal e a tensão cisalhante. Quando o deslocamento horizontal atingia 7 mm, a máquina era desligada e o teor de umidade final do corpo de prova era determinado.

#### 4.9. ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

O conhecimento do coeficiente de condutividade hidráulica, bem como sua variação com a sucção, é de fundamental importância para análise de problemas geotécnicos que envolvem fluxo de fluido em solos. Nesta tese, a condutividade hidráulica do solo pertencente ao talude do km 998 do Gasoduto (Solo AV) foi determinada com a utilização de dois permeâmetros: permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio (amostra saturada) e permeâmetro triaxial com controle de sucção (amostra não saturada).

O permeâmetro triaxial com controle de sucção foi construído para determinação da função condutividade hidráulica do Solo AV não saturado, em diferentes trajetórias de umedecimento e secagem. A faixa de valores de condutividade hidráulica que pode ser medida com este permeâmetro é limitada pelo coeficiente de condutividade hidráulica do disco de AVEA. Testes preliminares de condutividade hidráulica do solo estudado indicaram que este material apresenta condutividade hidráulica saturada superior à do disco de AVEA, para as três estruturas (indeformada, remoldada sem secagem prévia e remoldada com secagem prévia do solo). Dessa forma, o coeficiente de condutividade hidráulica saturado do Solo AV foi

determinado utilizando-se um permeâmetro triaxial convencional, com coluna de mercúrio. A tensão efetiva (ou tensão normal líquida) utilizada nestes ensaios foi de 30 kPa, semelhante à tensão geostática experimentada pelo solo em campo, e suficiente para garantir uma boa aderência da membrana à amostra.

#### **4.9.1 Permeâmetro Triaxial com Coluna de Mercúrio**

O equipamento utilizado para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica do Solo AV saturado (nas condições indeformada e remoldada com e sem secagem prévia do solo) foi descrito na seção 3.3.2.2, referente à calibração do permeâmetro triaxial construído nesta tese. Os procedimentos desse ensaio seguiram as recomendações descritas por Bjerrum e Huder (1957) e pela ASTM D5084-90 (ensaio com carga constante). Essa norma recomenda que os corpos de prova utilizados nos ensaios de condutividade hidráulica saturada devam apresentar relação altura/diâmetro em torno de 1, para evitar diferenças de tensão efetiva ao longo da amostra. Nesta tese os corpos de prova foram moldados com altura e diâmetro de aproximadamente 5 cm.

Antes da instalação de cada corpo de prova na câmara triaxial, foi realizada a verificação da saturação do sistema (painel de condutividade hidráulica e câmara triaxial), através da percolação de água destilada no equipamento com aplicação de pressão. Este procedimento foi realizado com o intuito de eliminar possíveis bolhas de ar do sistema e verificar a existência de vazamentos nas conexões hidráulicas. A seguir, o corpo de prova foi colocado no interior da câmara triaxial, envolto por uma membrana de látex, e confinado entre duas pedras porosas. Essa membrana foi presa ao pedestal e ao cabeçote através de dois anéis de vedação (*O-rings*). Após a colocação do corpo de prova na câmara, esta foi fechada e fixada com três porcas. A câmara triaxial foi então preenchida com água destilada e uma pressão confinante de aproximadamente 30 kPa foi aplicada, para pressionar a membrana ao corpo de prova, minimizando o fluxo lateral.

Com a câmara triaxial montada, a próxima etapa consistiu na percolação de água desaerada da base para o topo do corpo de prova, a fim de auxiliar na remoção do ar existente em seu interior. Nesse processo se aplicou uma pressão de água na base do corpo de prova, para induzir o fluxo em direção ao topo, e a água que saía do topo era coletada em um *becker*. O

volume de água percolado foi equivalente a duas vezes o volume da amostra. Após percolação, dava-se início ao processo de aplicação da contra-pressão para aumentar o grau de saturação do corpo de prova. Esta etapa consistiu em se aplicar incrementos simultâneos de 50 kPa na pressão confinante e na contra-pressão, mantendo a tensão efetiva em 30 kPa durante todo o processo. A contra-pressão foi aplicada ao topo do corpo de prova e esperou-se sua equalização na base. Para cada incremento de tensões, o parâmetro B foi medido. A saturação por contra-pressão foi concluída quando o parâmetro B se encontrava entre 0,9 e 0,95.

Com o corpo de prova saturado, realizou-se o ensaio de condutividade hidráulica. Para isso uma linha de drenagem do painel foi conectada à parte inferior do corpo de prova, para entrada do fluxo de água, e outra na parte superior, para saída do fluxo. O fluxo foi induzido por um gradiente hidráulico, aplicado com a utilização de uma coluna de mercúrio. O comprimento da coluna de mercúrio utilizado foi de 4,2 cm, de modo a manter o gradiente hidráulico em torno de 10, conforme recomendado pela ASTM D5084-90. Com o auxílio de uma régua graduada (fixa no painel) e de um cronômetro foi determinado o intervalo de tempo necessário para que a coluna de mercúrio se deslocasse 5 cm. Com estes dados, e assumindo a validade da lei de Darcy, o valor do coeficiente de condutividade hidráulica saturado ( $k_s$ ) foi obtido através da equação 14. O valor obtido foi corrigido para a temperatura padrão de 20°C.

$$k_s = \frac{a \cdot h_{CP} \cdot \Delta H \cdot \gamma_w}{A_{CP} \cdot \Delta t \cdot (\gamma_{Hg} - \gamma_w) \cdot L_{HG}} \quad (\text{equação 14})$$

Onde:  $a$  = área do tubo de plástico que contém a coluna de mercúrio;

$h_{CP}$  = altura do corpo de prova;

$\Delta H$  = deslocamento da coluna de mercúrio no intervalo de tempo  $\Delta t$ ;

$\gamma_w$  = peso específico da água (1 g/cm<sup>3</sup>);

$A_{CP}$  = área da secção transversal do CP;

$\Delta t$  = intervalo de tempo para o deslocamento  $\Delta H$  da coluna de mercúrio;

$\gamma_{Hg}$  = peso específico do mercúrio (13,6 g/cm<sup>3</sup>), e

$L_{HG}$  = comprimento da coluna de mercúrio.



#### 4.9.2 Permeâmetro Triaxial com Sucção Controlada

Para obtenção da função condutividade hidráulica não saturada do Solo AV (indeformado e remoldado com e sem secagem prévia do solo), sob diferentes trajetórias de secagem e umedecimento, utilizou-se o permeâmetro triaxial desenvolvido, com controle de sucção. A tensão normal líquida utilizada nestes ensaios foi de 30 kPa e as sucções mátricas aplicadas à amostra foram de 25, 50, 75 e 90 kPa (trajetória de secagem) e 75, 50 e 25 kPa (trajetória de umedecimento). A diferença entre as trajetórias de secagem e umedecimento descreve a histerese da função condutividade hidráulica do solo. Para ensaios de condutividade hidráulica em solos não saturados se recomenda que o corpo de prova apresente diâmetro entre 2,5 e 10 cm, e altura entre 1 e 5 cm (Fredlund e Rahardjo, 1993). De acordo com Klute (1965), a altura da amostra influencia o tempo necessário para se ir de um estado permanente a outro, e deve se situar entre 1 e 5 cm. Nesta tese os corpos de prova utilizados para os ensaios de condutividade hidráulica não saturada apresentaram 5 cm de diâmetro e 5 cm de altura (idênticos aos saturados).

Os procedimentos adotados nestes ensaios se basearam nos descritos por Huang (1994), Pereira (1996), Shuai (1996) e Agus *et al.* (2003a), e podem ser divididos em três etapas, a seguir descritas: (1) instalação da amostra; (2) consolidação não saturada, e (3) determinação do coeficiente de condutividade hidráulica do solo. Antes da instalação da amostra é realizada a saturação dos discos de AVEA, localizados no cabeçote e no pedestal, bem como das canalizações do sistema. O procedimento adotado é semelhante ao descrito para saturar o disco de AVEA do equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada.

1) Instalação da amostra: Após moldados, os corpos de prova foram instalados no permeâmetro e envoltos por uma membrana de látex convencional, a qual foi presa no cabeçote e no pedestal com o auxílio de 4 *O-rings* (2 em cada extremidade). Para auxiliar na aderência da membrana, uma fina camada de graxa de silicone pode ser aplicada no pedestal e no cabeçote. A seguir, os sensores de efeito-Hall foram cuidadosamente posicionados na amostra. Após, a câmara triaxial foi fechada e as tensões iniciais foram ajustadas no painel de controle.

2) Consolidação não saturada: Nos ensaios de condutividade hidráulica realizados, a sucção desejada foi aplicada à amostra, enquanto a tensão normal líquida foi mantida constante em 30 kPa. Essa pressão garante um bom contato entre a membrana e a amostra, impedindo o

fluxo lateral ao longo dessa interface. Para garantir um carregamento monotônico, ambas as pressões (confinante e de ar) devem ser aumentadas gradualmente e simultaneamente na mesma quantidade. De acordo com Gan e Fredlund (1996), em ensaios triaxiais ou de condutividade hidráulica não saturados, as tensões devem ser aplicadas na seguinte seqüência: tensão confinante, poro-pressão de ar e poro-pressão de água. Se a poro-pressão de água for aplicada antes da tensão confinante e da poro-pressão de ar, o disco de AVEA pode fissurar ou desalojar-se do pedestal e/ou cabeçote. Dessa forma, após se ajustarem as tensões no painel de controle, estas foram aplicadas à amostra na seguinte ordem: tensão confinante, poro-pressão de ar e poro-pressão de água. Após aplicação da sucção e da tensão normal líquida desejada, permitiu-se que a amostra equalizasse sob estas tensões. Durante o processo de consolidação não saturada foram monitorados as variações de volume do solo e o fluxo de água que entrava e saía da amostra ao longo do tempo. A consolidação não saturada foi considerada completa quando não se observava mais fluxo de água para dentro ou para fora da amostra. Neste momento, a amostra se encontrava em equilíbrio para o estado de tensões aplicado. Durante essa etapa, recomenda-se que seja realizada periodicamente a circulação de água pela base e pelo topo da câmara para eliminação e transporte das bolhas de ar difuso que possam ter se acumulado abaixo do disco de AVEA ou no sistema.

3) Determinação do coeficiente de condutividade hidráulica do solo: Após a consolidação não saturada, o coeficiente de condutividade hidráulica do solo submetido a uma sucção mátrica foi medido, pelo método da carga constante. O gradiente hidráulico foi aplicado ao solo reduzindo-se a pressão de água no topo e aumentando-se a pressão de água na base, na mesma quantidade. A distribuição de pressões de água no solo é não linear, quando o mesmo encontra-se não saturado. Entretanto, se a diferença de pressão topo-base for pequena, parece razoável assumir uma distribuição linear de pressões dentro da amostra (Huang *et al.*, 1998a). O gradiente hidráulico adotado neste ensaio foi igual a 10, o qual corresponde a uma diferença de pressão topo-base em torno de 5 kPa. Durante o ensaio de condutividade hidráulica não saturada, a variação de volume total da amostra e os volumes de entrada e saída foram monitorados. Quando a diferença entre os fluxos de entrada e de saída fosse pequena, considerava-se que o fluxo estava em regime permanente. O coeficiente de condutividade hidráulica, para a sucção aplicada, pode então ser calculado (equação 15). As etapas (2) e (3) podem ser repetidas para sucções mátricas maiores, utilizando-se a mesma amostra. A máxima sucção mátrica prevista para estes ensaios é de 90 kPa (10 kPa a menos que o valor de entrada de ar do disco cerâmico). Neste estudo, a tensão normal líquida foi mantida

constante, uma vez que somente a relação entre o coeficiente de condutividade hidráulica e a sucção mátrica estava sendo examinada. O cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica não saturado ( $k_w$ ) foi realizado com base na lei de Darcy, que também é válida para fluxo não saturado (Fredlund e Rahardjo, 1993).

O coeficiente de condutividade hidráulica do disco de AVEA pode afetar a determinação do  $k_w$  do solo, dessa forma, a impedância do sistema deve ser levada em consideração. O cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica não saturado foi realizado considerando o conjunto disco-solo-disco como um sistema de três camadas (Agus *et al.*, 2003a). A velocidade de fluxo na direção vertical é a mesma para as três camadas, e a perda de carga total é definida pela soma da perda de carga em cada camada individual. Com base nestas considerações, a equação 15 foi utilizada nesta tese para o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica do solo não saturado ( $k_w$ ) submetido a um certo valor de sucção mátrica. O valor obtido deve ser corrigido para a temperatura padrão de 20°C.

$$k = \frac{H_s}{\frac{H}{k} - \left( \frac{H_t}{k_{dt}} + \frac{H_b}{k_{db}} \right)} \quad (\text{equação 15})$$

Onde:  $H_s$  = altura da amostra;

$H_b$  e  $H_t$  = espessura do disco de AVEA da base e do topo, respectivamente;

$H$  = espessura do conjunto disco-solo-disco ( $H = H_s + H_t + H_b$ );

$k_{db}$  e  $k_{dt}$  = coeficiente de condutividade hidráulica do disco de AVEA da base e do topo, respectivamente; e

$k$  = coeficiente de condutividade hidráulica do conjunto disco-solo-disco (obtido através do ensaio).

## 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados experimentais obtidos nesta pesquisa. Inicialmente as curvas características dos solos AV e RO nas condições indeformada e remoldada (com e sem secagem prévia do solo) são apresentadas. Uma análise sobre a influência da condição de moldagem, do índice de vazios inicial e da história de umedecimento e secagem nessas curvas características é realizada.

Na seqüência, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto convencionais e com sucção controlada para os solos AV e RO nas condições indeformada e remoldada sem secagem prévia são mostrados e discutidos. Um estudo sobre a influência da sucção, da tensão normal líquida e do critério de ruptura adotado nos ângulos  $\phi'$  e  $\phi_b$  destes solos é realizado. Ao final desse capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados com o solo AV nas condições indeformada e remoldada (com e sem secagem prévia do solo). Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados durante um ciclo de secagem-umedecimento.

### 5.1. CURVA CARACTERÍSTICA

A curva característica é uma das principais relações constitutivas utilizadas para entender e interpretar a resposta de um solo não saturado. Essa curva descreve a capacidade de armazenamento de água do solo quando o mesmo é submetido a diferentes valores de sucção, em trajetórias de umedecimento e/ou secagem. A quantidade de água contida nos vazios do solo pode ser representada pelo teor de umidade (gravimétrico ou volumétrico) ou pelo grau de saturação. Nesta tese as curvas características dos solos estudados foram expressas pela sucção do solo versus grau de saturação. A técnica do papel filtro (sucções entre 5 kPa e 30.000 kPa) e o método da placa de sucção (sucções  $\leq 5$  kPa) foram utilizados para obtenção dessas curvas características. A combinação dessas técnicas foi particularmente importante para definição do comportamento de dessaturação das amostras indeformadas e remoldadas sem secagem prévia do solo. Nesta seção serão apresentadas as características iniciais das

amostras ensaiadas ( $e_0$ ,  $w_0$  e  $Sr_0$ ) e as equações utilizadas para ajuste das curvas características dos solos investigados. Nas seções seguintes serão discutidos alguns aspectos que influenciaram no formato dessas curvas características, como a condição de moldagem, o índice de vazios inicial e a história de umedecimento e secagem (histerese).

A tabela 17 apresenta alguns índices físicos iniciais das amostras utilizadas para determinação das curvas características dos solos AV e RO nas condições indeformada e remoldada (sem e com secagem prévia do solo). As amostras indeformadas foram moldadas no teor de umidade em que o solo foi amostrado em campo. Essa escolha foi feita com o objetivo de reproduzir com maior fidelidade o comportamento de saturação e dessaturação sofrido pelos solos em campo. As amostras remoldadas (sem e com secagem prévia) foram preparadas com características iniciais (teor de umidade e índice de vazios) próximas às das amostras indeformadas. Além disso, as amostras remoldadas sem secagem prévia do solo RO foram moldadas em três índices de vazios iniciais diferentes ( $e_0=1,94$ ,  $e_0=1,65$ ,  $e_0=1,29$ ), com o intuito de estudar a influência desta variável no formato da curva característica do solo.

Diversas equações matemáticas foram propostas na literatura para representar a curva característica de um solo não saturado. As principais equações para ajuste de curvas características unimodais e bimodais, e algumas limitações destes modelos, foram apresentadas no Capítulo 2 (seção 2.2.5). A tabela 18 apresenta as equações utilizadas nesta tese para ajuste das curvas características dos solos coluvionares AV e RO. Para as curvas características bimodais (Formato Duplo “S”), adotou-se a equação proposta por Gitirana Jr e Fredlund (2004), onde a primeira estimativa para o valor de entrada de ar e a sucção residual dos macroporos ( $\psi_{b1}$  e  $\psi_{res1}$ ) e dos microporos ( $\psi_{b2}$  e  $\psi_{res2}$ ) foi determinada graficamente. Para as curvas características com formato unimodal (Formato “S”), os dados foram ajustados pela equação proposta por Gitirana Jr e Fredlund (2004) para curvas com dois pontos de quebra. Esses modelos forneceram um bom ajuste para os dados experimentais e permitiram uma melhor visualização do comportamento de dessaturação dos solos coluvionares estudados, em diferentes trajetórias de secagem e umedecimento.

Tabela 17: características iniciais das amostras utilizadas na determinação das curvas características dos solos AV e RO

Amostra	e <sub>o</sub>	w <sub>o</sub> (%)	S <sub>ro</sub> %	Condição de moldagem	Trajectoria
1 AV	1,00	28,2	78,8	Indeformada	S1-U1
2 AV	1,00	28,2	78,9	Indeformada	S1-U1
3 AV	1,00	28,2	79,2	Indeformada	U1-S1-U2
4 AV	0,98	28,2	80,4	Indeformada	U1-S1-U2
5 AV	1,09	28,5	73,1	Remoldada s/ secagem	S1-U1-S2
6 AV	1,07	28,5	74,5	Remoldada s/ secagem	S1-U1-S2
7 AV	1,06	28,5	75,2	Remoldada s/ secagem	U1-S1-U2
8 AV	1,05	28,5	75,9	Remoldada s/ secagem	U1-S1-U2
9 AV	1,00	28,5	79,9	Remoldada c/ secagem	S1-U1-S2
10 AV	0,99	28,5	80,3	Remoldada c/ secagem	S1-U1-S2
11 AV	0,99	28,5	80,0	Remoldada c/ secagem	U1-S1-U2
12 AV	1,02	28,5	78,0	Remoldada c/ secagem	U1-S1-U2
1 RO	1,66	45,6	78,4	Indeformada	U1-S1-U2
2 RO	1,68	45,6	77,5	Indeformada	U1-S1-U2
3 RO	1,66	45,6	78,5	Indeformada	S1-U1
4 RO	1,68	45,6	77,7	Indeformada	S1-U1
5 RO	1,94	45,2	66,7	Remoldada s/ secagem	U1-S1-U2
6 RO	1,95	45,2	66,3	Remoldada s/ secagem	U1-S1-U2
7 RO	1,95	45,2	66,3	Remoldada s/ secagem	S1-U1-S2
8 RO	1,94	45,2	66,7	Remoldada s/ secagem	S1-U1-S2
9 RO	1,65	44,1	76,3	Remoldada s/ secagem	U1-S1
10 RO	1,64	44,1	76,9	Remoldada s/ secagem	U1-S1
11 RO	1,66	44,1	76,0	Remoldada s/ secagem	S1-U1-S2
12 RO	1,65	44,1	76,4	Remoldada s/ secagem	S1-U1-S2
13 RO	1,28	44,1	98,2	Remoldada s/ secagem	U1-S1
14 RO	1,28	44,1	98,5	Remoldada s/ secagem	U1-S1
15 RO	1,29	44,1	97,6	Remoldada s/ secagem	S1-U1-S2
16 RO	1,29	44,1	97,6	Remoldada s/ secagem	S1-U1-S2
17 RO	1,65	44,9	78,0	Remoldada c/ secagem	U1-S1-U2
18 RO	1,65	44,9	77,6	Remoldada c/ secagem	U1-S1-U2
19 RO	1,66	44,9	77,3	Remoldada c/ secagem	S1-U1-S2
20 RO	1,66	44,9	77,2	Remoldada c/ secagem	S1-U1-S2

AV – solo coluvionar de arenito; RO – solo coluvionar de basalto

S1 – primeira secagem ; U1 – primeiro umedecimento; S2 – segunda secagem; U2 –segundo umedecimento

Tabela 18: modelos de ajuste para as curvas características dos solos AV e RO

Curva Bimodal	
$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{b1} \cdot \psi_{res1}})^{d1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{res1} \cdot \psi_{b2}})^{d2}} + \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{b2} \cdot \psi_{res2}})^{d3}} + S_4$	
(Gitirana Jr e Fredlund, 2004) Equação bimodal com quatro pontos de quebra	
Curva Unimodal	
$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_b \cdot \psi_{res}})^{d1}} + S_2$	
(Gitirana Jr e Fredlund, 2004) Equação unimodal com dois pontos de quebra	

### 5.1.1 Influência da Condição de Moldagem

As curvas características dos solos coluvionares estudados (solos AV e RO) foram determinadas para amostras moldadas em três condições distintas: indeformada, remoldada sem secagem prévia e remoldada com secagem prévia do solo. Para essas três condições de moldagem, os dados experimentais das curvas características apresentaram em geral pequena dispersão. Um ponto teórico, com sucção igual a 1.000.000 kPa e grau de saturação igual a 0 %, foi adicionado a todas as curvas características para facilitar o ajuste matemático dos dados. Vários resultados experimentais indicam a sucção de 1.000.000 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 grau de saturação próximo de zero. Em todos os gráficos uma elipse indica o ponto correspondente ao início da curva característica.

As figuras 80, 81 e 82 apresentam as curvas características do solo AV para amostras indeformadas, remoldadas sem e com secagem prévia do solo, respectivamente. A figura 83 reúne a primeira trajetória de secagem do solo AV para as três condições de moldagem. A tabela 19 apresenta os valores estimados graficamente para a sucção correspondente ao primeiro e ao segundo valor de entrada de ar do solo AV. Os parâmetros obtidos através do ajuste matemático dessas curvas, utilizando o modelo apresentado por Gitirana Jr e Fredlund (2004) para curvas bimodais com quatro pontos de quebra, são apresentados na tabela 20.

Tabela 19: valores de entrada de ar do solo AV obtidos graficamente (trajetória de secagem)

Solo AV	e	1° VEA kPa	2° VEA kPa
Indeformado	0,99	2,2	2.100
Remoldado sem secagem prévia do solo	1,07	3,3	2.300
Remoldado com secagem prévia do solo	1,00	8,0	5.000

Tabela 20: parâmetros utilizados para ajuste matemático das curvas do solo AV

Solo AV	$\Psi_{b1}$ kPa	$S_{b1}$	$\Psi_{res1}$ kPa	$S_{res1}$	$\Psi_{b2}$ kPa	$S_{b2}$	$\Psi_{res2}$ kPa	$S_{res2}$	a
Indeformado S1	2,5	1,00	7,0	0,78	2.200	0,73	37.000	0,09	0,048
Indeformado U1	2,0	0,90	12,0	0,52	2.600	0,42	40.000	0,06	0,049
Remoldado s/ sec. S1	3,3	1,00	6,9	0,74	2.500	0,72	40.000	0,08	0,040
Remoldado s/ sec. U1	4,0	0,95	8,9	0,60	3.700	0,42	50.000	0,07	0,040
Remoldado s/ sec. S2	4,5	0,95	11,0	0,66	3.800	0,52	50.000	0,04	0,040
Remoldado c/ sec. S1	9,0	1,00	15,0	0,88	5.000	0,76	48.000	0,12	0,040
Remoldado c/ sec. U1	4,5	0,97	13,0	0,69	750	0,61	51.000	0,10	0,045
Remoldado c/ sec. S2	5,6	0,97	8,0	0,85	4.000	0,6	50.000	0,12	0,030

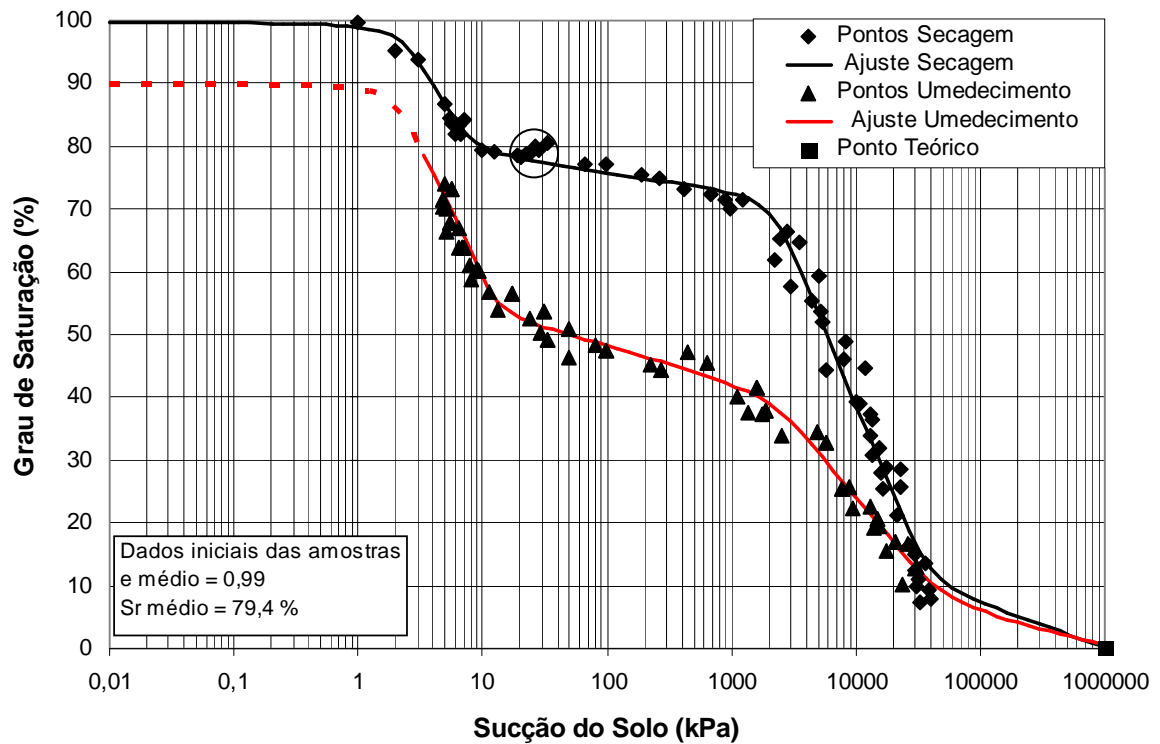


Figura 80: curva característica do solo AV indeformado

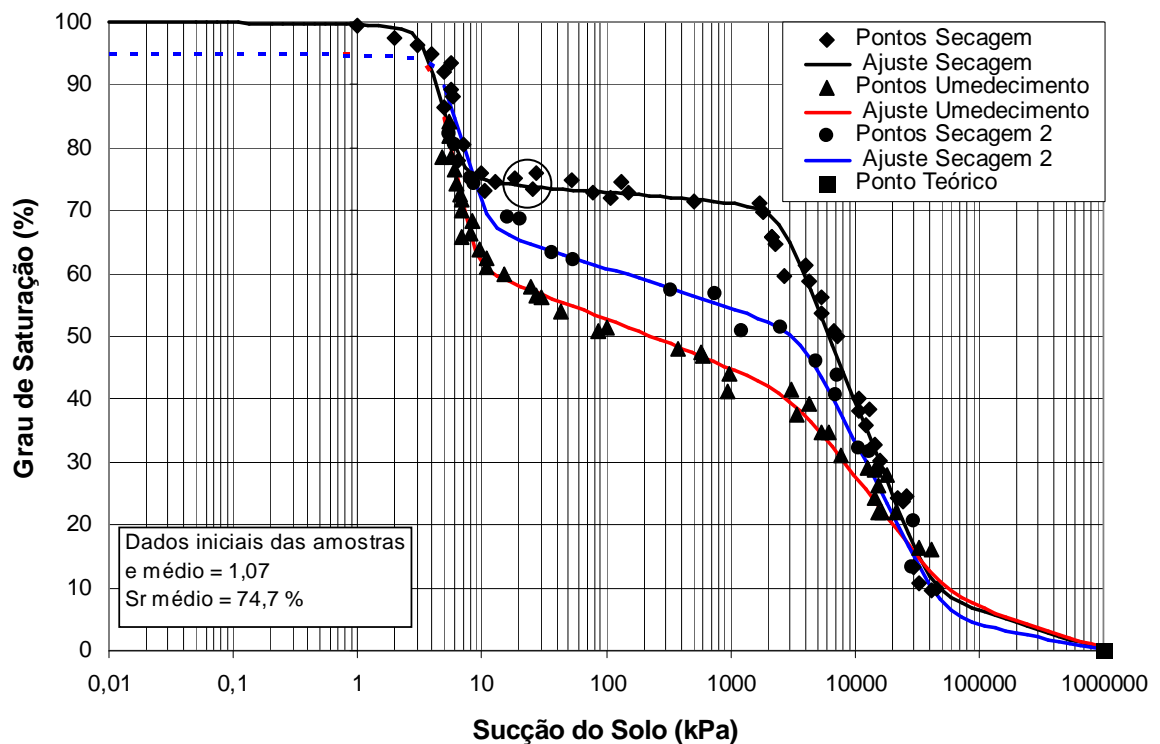


Figura 81: curva característica do solo AV remoldado sem secagem prévia



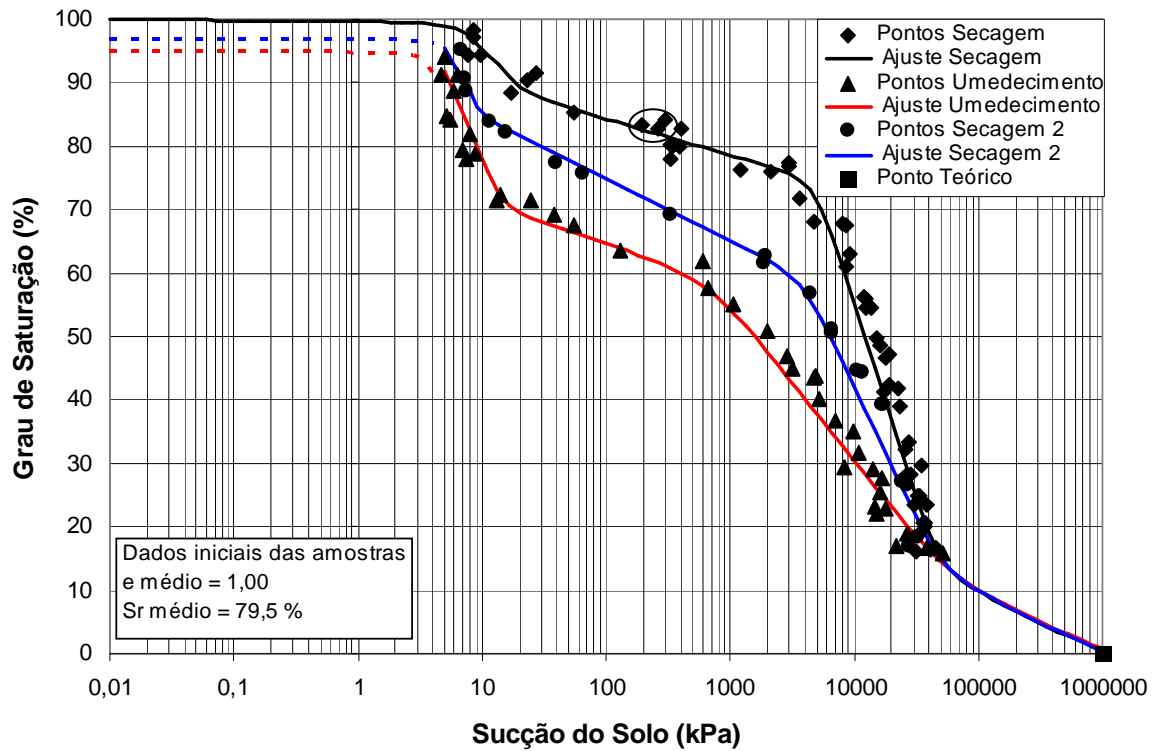


Figura 82: curva característica do solo AV remoldado com secagem prévia

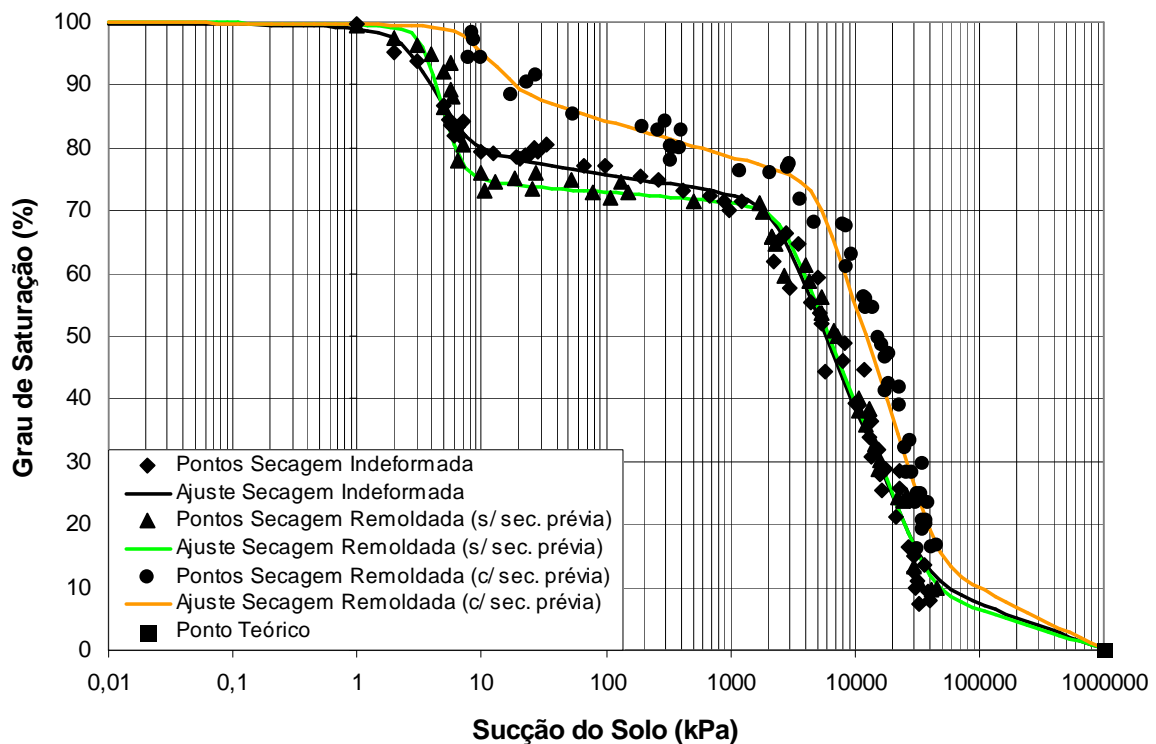


Figura 83: comparação da primeira trajetória de secagem do solo AV nas condições indeformada, remoldada com e sem secagem prévia

As curvas características do solo AV apresentadas nestas figuras exibem um formato bimodal (Duplo “S”), caracterizado pela existência de dois valores de entrada de ar e um patamar intermediário. O primeiro valor de entrada de ar é associado à remoção de água dos macroporos, existentes entre as partículas de argila agregadas, e o segundo valor corresponde à dessaturação dos microporos, presentes no interior desses agregados. Entre esses dois valores de entrada de ar – término da entrada de ar dos macroporos e início da entrada de ar dos microporos - ocorre uma variação muito pequena na quantidade de água do solo, uma vez que o grau de saturação permanece aproximadamente constante com o aumento da sucção. Este patamar quase horizontal está relacionado provavelmente à ausência de poros com tamanho intermediário nesse solo. É interessante notar que este comportamento de dessaturação ocorre para as três condições de moldagem, ou seja, o processo de remoldagem adotado, com ou sem secagem prévia do solo, não é capaz de destruir totalmente os agregados de partículas de argila. Desta forma, quando o solo é desagregado e recompactado sem secagem prévia, apenas uma pequena parcela da estrutura natural é destruída, causando uma pequena elevação nos valores de entrada de ar. O formato da curva característica resulta bimodal, como no caso do solo indeformado. Entretanto, os processos de secagem, destorroamento e posterior recompactação (solo remoldado com secagem prévia) ocasionam uma desagregação mais significativa na estrutura do solo. Nota-se, na figura 83, que o formato da curva característica do solo remoldado com secagem prévia aproxima-se bastante do formato da curva unimodal.

Assim, verifica-se que a condição de moldagem do solo AV ocasiona uma transição na forma da curva característica, passando do caso bimodal (solo indeformado e remoldado sem secagem prévia), para o quase unimodal (solo remoldado com secagem prévia). O primeiro valor de entrada de ar da trajetória de secagem aumenta de 2,2 kPa (condição indeformada) para 3,3 kPa (condição remoldada sem secagem prévia) e 8,0 kPa (condição remoldada com secagem prévia). O segundo valor de entrada de ar é de 2.100 kPa, para o solo indeformado, 2.300 kPa, para o solo remoldado sem secagem prévia, e 5.000 kPa, para o solo remoldado com secagem prévia. Cabe salientar que os valores de entrada de ar obtidos graficamente, apresentados na tabela 19, são bastante próximos daqueles fornecidos pelo ajuste matemático proposto por Gitirana Jr e Fredlund (2004), mostrados na tabela 20.

Com relação às taxas de dessaturação (ciclo de Secagem 1), observa-se que, para baixas sucções, os solos AV indeformado e remoldado sem secagem prévia apresentam curvas mais íngremes (dessaturam mais rapidamente). Já o solo AV remoldado com secagem prévia exibe

uma curva mais suave (maior capacidade de armazenamento). Para valores elevados de sucção, as taxas de dessaturação do solo AV nas três condições de moldagem são semelhantes, embora a curva característica do solo com secagem prévia esteja um pouco mais deslocada para a direita, ou seja, apresente maior capacidade de retenção para um determinado valor de grau de saturação. Essa convergência nas curvas características para altos valores de sucção está relacionada com a mineralogia e a composição química das partículas, as quais não foram alteradas pelas condições de moldagem.

O comportamento de absorção (representado pelo ciclo de Umedecimento 1) é significativamente diferente para as três condições de moldagem. A amostra indeformada e a amostra remoldada sem secagem prévia apresentam poros mais abertos, conseqüentemente, a taxa de umedecimento é mais baixa e a quantidade de ar aprisionado ou residual é maior. A completa saturação de amostras com poros maiores é difícil de ocorrer por simples ação capilar. Por outro lado, o solo remoldado com secagem prévia exibe uma estrutura um pouco mais fechada e uma capacidade de absorção mais elevada, conseqüentemente, a quantidade de ar ocluso é menor e a taxa de absorção é mais elevada. Além disso, o tamanho do laço de histerese (diferença entre a primeira trajetória de secagem e de umedecimento) é maior para a amostra indeformada, seguido da amostra remoldada sem secagem prévia, e menor para a amostra remoldada com secagem prévia. Cabe destacar, ainda, que as curvas características das amostras submetidas a um novo processo de secagem (representado pelo ciclo Secagem 2) não coincidem com as curvas características iniciais de secagem (representadas pelo ciclo Secagem 1). Tal comportamento está associado à quantidade de ar ocluso, presente principalmente na microestrutura desse material.

As curvas características do solo RO nas condições indeformada, remoldada sem secagem prévia e remoldada com secagem prévia do material são apresentadas nas figuras 84, 85 e 86, respectivamente. A figura 87 mostra a primeira trajetória de secagem do solo RO para as três condições de moldagem. Os valores estimados graficamente para a sucção correspondente ao primeiro e ao segundo valor de entrada de ar do solo RO são apresentados na tabela 21. Os parâmetros utilizados para ajuste matemático dessas curvas características são mostrados na tabela 22. O modelo apresentado por Gitirana Jr e Fredlund (2004) para curvas bimodais com quatro pontos de quebra foi utilizado para modelar o comportamento de dessaturação do solo RO nas condições indeformada e remoldada sem secagem prévia (figuras 84 e 85). O ajuste proposto para o solo RO remoldado com secagem prévia (figura 86) corresponde ao apresentado por Gitirana Jr e Fredlund (2004) para curvas unimodais com dois pontos de quebra.

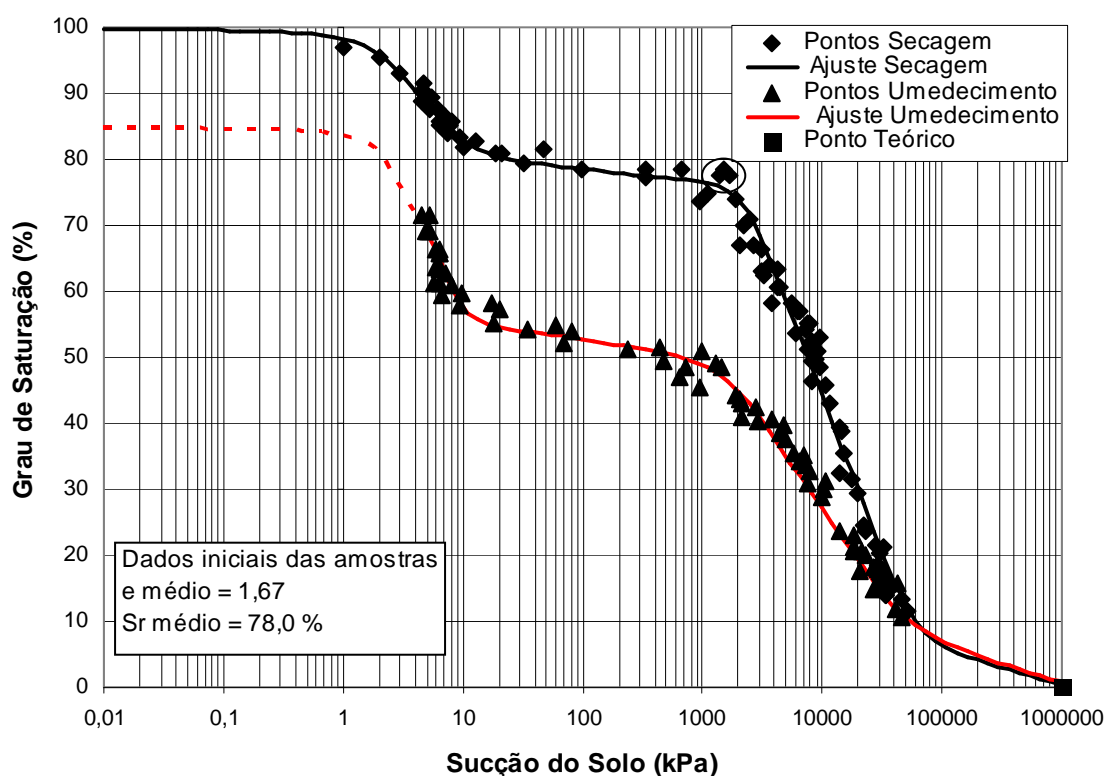


Figura 84: curva característica do solo RO indeformado

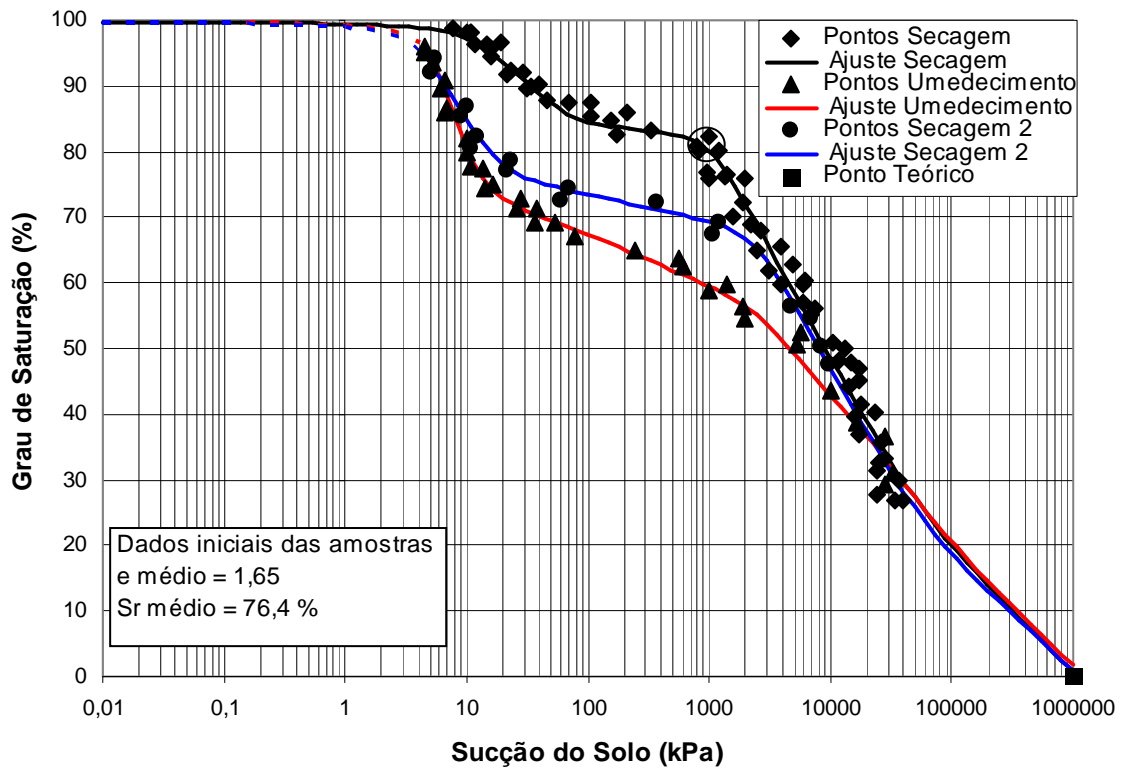


Figura 85: curva característica do solo RO remoldado sem secagem prévia

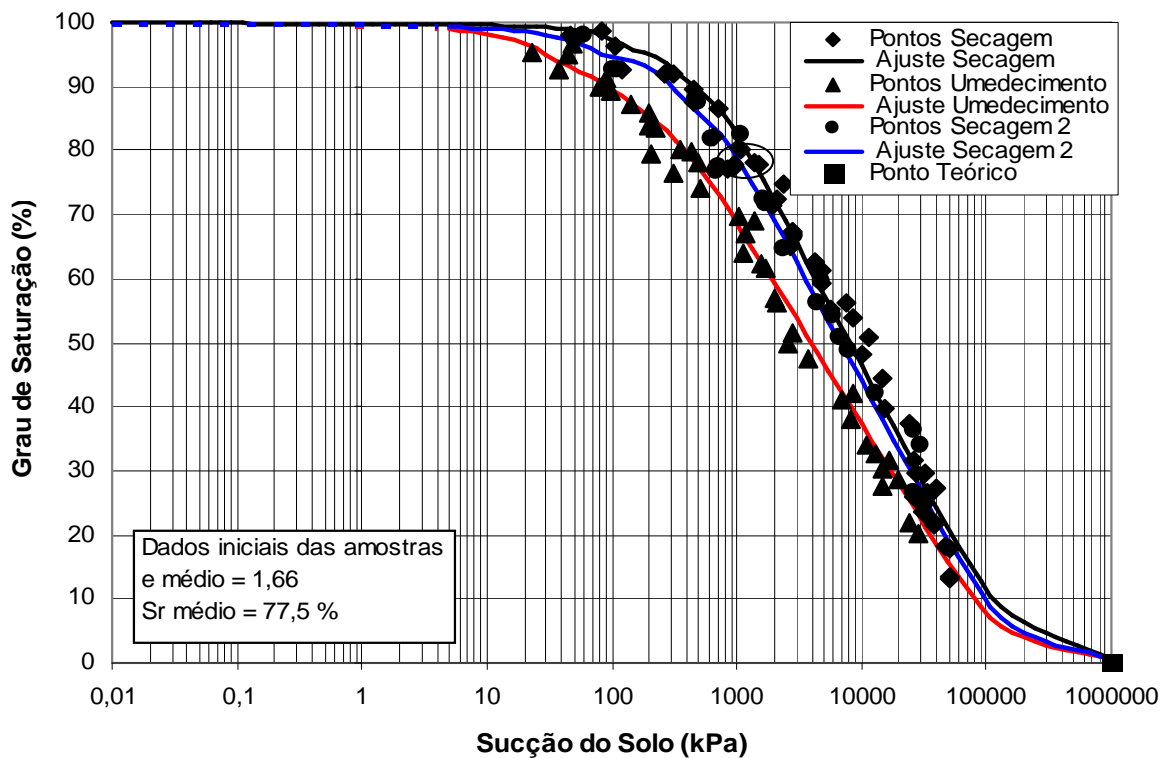


Figura 86: curva característica do solo RO remoldado com secagem prévia

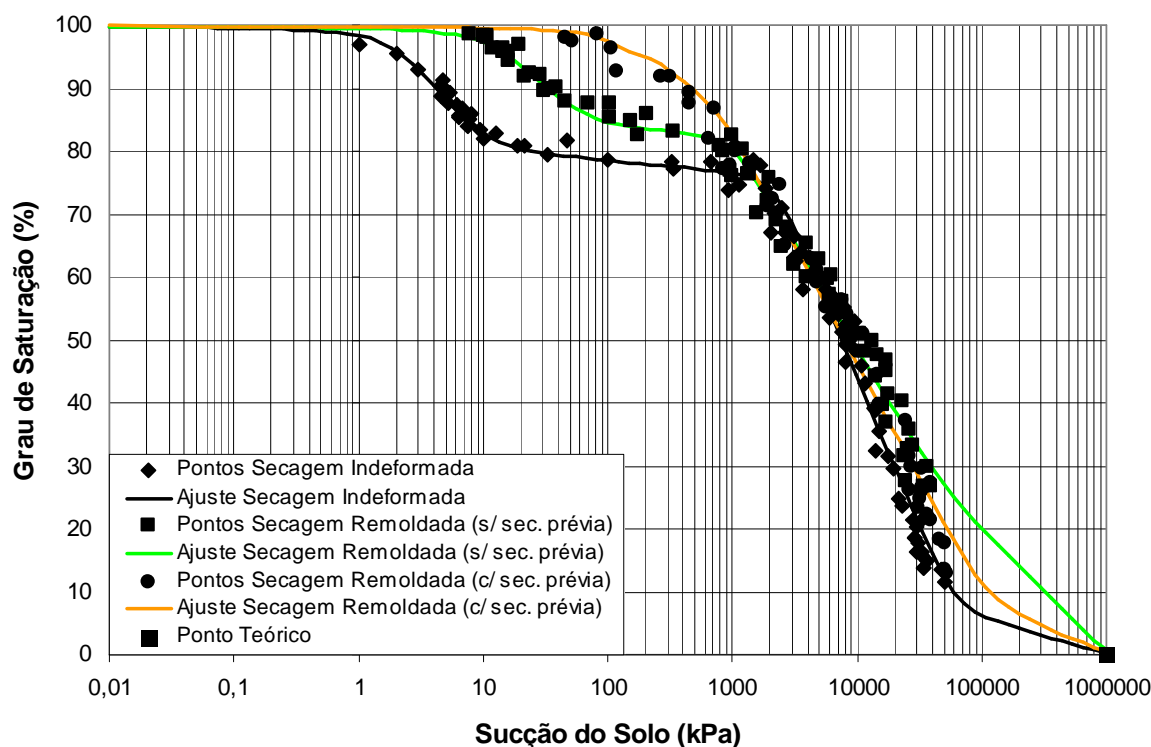


Figura 87: comparação da primeira trajetória de secagem do solo RO nas condições indeformada, remoldada com e sem secagem prévia

Tabela 21: valores de entrada de ar do solo RO obtidos graficamente (trajetória de secagem)

Solo RO	e	1° VEA kPa	2° VEA kPa
Indeformado	1,67	1,8	2.100
Remoldado sem secagem prévia do solo	1,65	11	1.000
Remoldado com secagem prévia do solo	1,66	VEA = 250 kPa	

Tabela 22: parâmetros utilizados para ajuste matemático das curvas do solo RO

Curvas Bimodais									
Equação bimodal com quatro pontos de quebra									
Solo RO	$\Psi_{b1}$ kPa	$S_{b1}$	$\Psi_{res1}$ kPa	$S_{res1}$	$\Psi_{b2}$ kPa	$S_{b2}$	$\Psi_{res2}$ kPa	$S_{res2}$	a
Indeformado S1	2,0	1,00	10,1	0,79	2.200	0,77	58.000	0,06	0,043
Indeformado U1	2,0	0,85	9,0	0,54	1.700	0,52	41.500	0,06	0,060
Remoldado s/ sec. S1	13,0	1,00	61,0	0,83	1.000	0,84	42.500	0,25	0,040
Remoldado s/ sec. U1	5,0	1,00	12,0	0,72	3.200	0,59	42.500	0,23	0,060
Remoldado s/ sec. S2	4,0	1,00	17,0	0,75	2.500	0,70	42.500	0,23	0,050
Curvas Unimodais									
Equação unimodal com dois pontos de quebra									
Solo RO	$\Psi_b$ kPa	$\Psi_{res}$ kPa	$S_{res}$	a					
Remoldado c/ sec. S1	260,0	150.000	0,035	0,035					
Remoldado c/ sec. U1	60,0	150.000	0,042	0,040					
Remoldado c/ sec. S2	150,0	150.000	0,030	0,038					

Observa-se também que as curvas características do solo RO, para as condições indeformada e remoldada sem secagem prévia, apresentam um formato bimodal, onde a dessaturação é controlada pela macroestrutura, para baixos valores de sucção, e pela microestrutura, para valores elevados. O processo de remoldagem sem secagem prévia do solo causa alteração mais significativa na macroestrutura do solo RO que a observada para o solo AV, tornando os macroporos mais fechados e com maior capacidade de retenção. Adicionalmente, verifica-se que o tamanho do patamar horizontal diminui consideravelmente da condição indeformada para a condição remoldada sem secagem prévia do solo. Por outro lado, a curva característica do solo RO com secagem prévia apresenta formato unimodal, com apenas um valor de entrada de ar e uma dessaturação mais gradual do solo com o aumento da sucção. O processo de remoldagem com secagem prévia possivelmente torna a distribuição de tamanho de poros do solo RO mais uniforme. Dessa forma, o comportamento de dessaturação do solo RO parece ser fortemente influenciado pela condição de moldagem. A curva característica deste solo passa gradativamente do caso bimodal para o unimodal na seqüência de solo indeformado, solo remoldado sem secagem prévia e solo remoldado com secagem prévia, todos com o mesmo índice de vazios inicial.

As sucções correspondentes ao primeiro e ao segundo valor de entrada de ar das amostras do solo RO com curvas características bimodais são de 1,8 kPa e 2.100 kPa (solo indeformado) e 11 kPa e 1.000 kPa (solo remoldado sem secagem prévia), respectivamente. O solo remoldado com secagem prévia apresenta curva característica unimodal, com um único valor de entrada de ar, em torno de 250 kPa (tabela 21). Para o solo RO os valores obtidos graficamente também são próximos dos obtidos pelo ajuste matemático dos dados experimentais (tabela 22).

Com relação às taxas de dessaturação verifica-se que, para sucções baixas, o solo que dessatura mais rapidamente é o solo na condição indeformada, seguido pelo solo na condição remoldada sem secagem prévia, e por último, com maior capacidade de armazenamento, está o solo RO na condição remoldada com secagem prévia. Para altas sucções, as taxas de dessaturação do solo RO nas três condições de moldagem são semelhantes, indicando que o processo de remoldagem parece exercer maior influência sobre a macroestrutura desse material do que sobre a microestrutura. Adicionalmente, essa convergência indica que a composição mineralógica do solo RO não foi alterada pelo processo de remoldagem.

A condição de moldagem também pode determinar o tamanho do laço de histerese (diferença entre a trajetória de umedecimento e secagem) apresentado pelo solo RO. A histerese é maior para a amostra na condição indeformada, seguida pela amostra remoldada sem secagem prévia e menor para a amostra remoldada com secagem prévia. Com relação à trajetória de umedecimento das curvas características do solo RO (representada pelo ciclo de Umedecimento 1), observa-se que a amostra indeformada, com poros mais abertos, apresenta a taxa de absorção mais baixa e a maior quantidade de ar residual. Para a amostra remoldada sem secagem prévia, o umedecimento ocorre um pouco mais rápido e a quantidade de ar ocluso parece ser menor. A maior taxa de absorção e o menor teor de ar residual são encontrados para a amostra remoldada com secagem prévia do solo, a qual apresenta distribuição de tamanho de poros mais uniforme.

### **5.1.2 Influência do Índice de Vazios Inicial**

O solo coluvionar de basalto estudado nesta pesquisa (solo RO) é constituído por um material bastante heterogêneo, onde a variação de índice de vazios das amostras é relativamente alta, situando-se entre 1,2 e 1,9. Feuerharmel (2003) apresentou a influência do índice de vazios inicial nas curvas características do solo RO na condição indeformada (figura 88). O estudo demonstrou que as curvas características do solo RO indeformado, todas com formato fortemente bimodal, apresentam-se de forma paralela e tendem a se deslocar mais para baixo quanto maior for o índice de vazios inicial. Quanto mais para baixo está localizada a curva característica, menor é a capacidade de retenção do solo para uma dada sucção. Este comportamento pode ser explicado supondo que o tamanho dos agregados de partículas do solo seja o mesmo para todas as amostras, e que a diferença se encontre na distribuição desses agregados, ou seja, no percentual de macroporos e microporos do solo, conforme ilustrado na figura 89. Na condição de índice de vazios mais alto, o solo apresentaria um percentual de macroporos grande e um percentual de microporos pequeno, de forma que as partículas de argila agregadas se encontrassem dispersas entre os largos poros interconectados. Por outro lado, quando o solo apresenta índice de vazios mais baixo, 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 se apresenta mais homogênea e fechada. Dessa forma, quanto maior o índice de vazios do solo, menor será sua capacidade de retenção de água entre o primeiro e o segundo valor de entrada de ar.



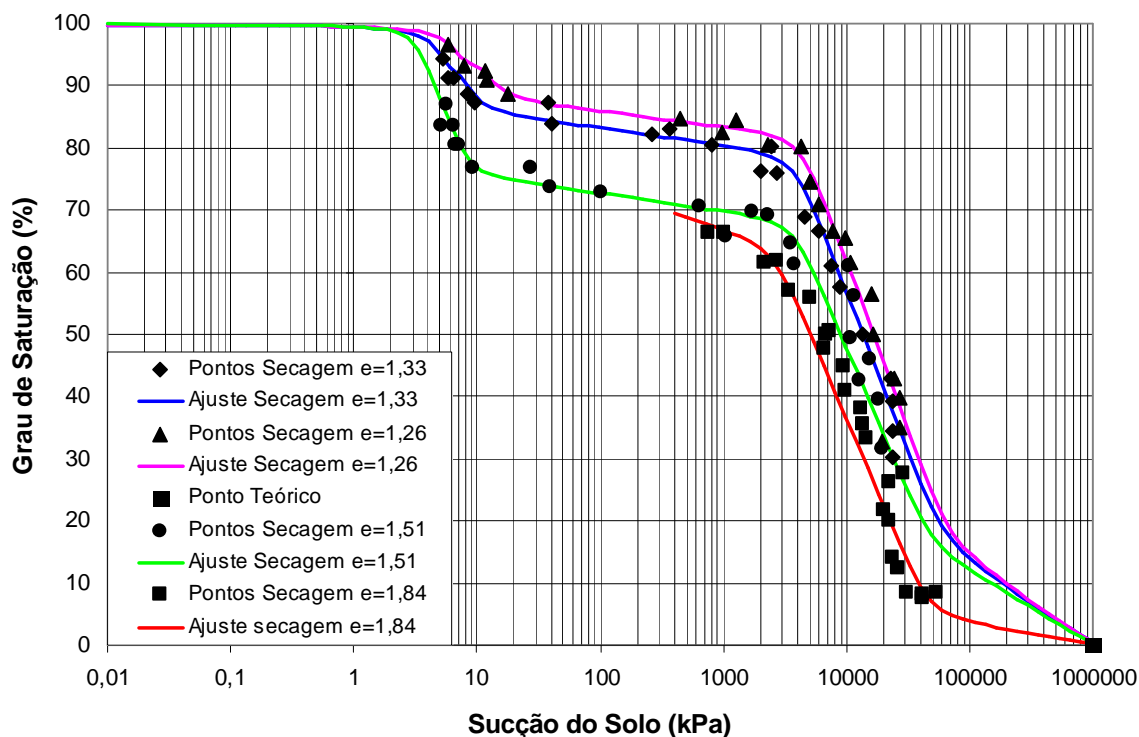


Figura 88: influência do índice de vazios inicial do solo RO indeformado  
(Fonte: Feuerharmel, 2003)

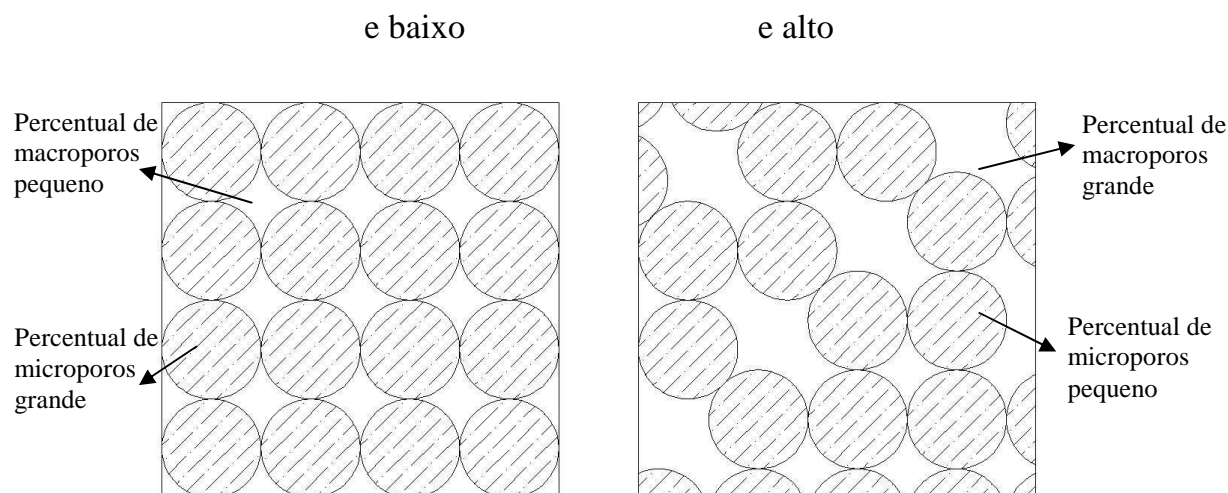


Figura 89: comparação entre amostras com e alto e e baixo para o mesmo tamanho de grãos

Nesta tese, a influência do índice de vazios inicial do solo RO foi também estudada para amostras remoldadas sem secagem prévia do solo, moldadas em três índices de vazios diferentes (1,29, 1,65 e 1,94). As figuras 90, 91 e 92 apresentam as curvas características para o índice de vazios maior (1,94), intermediário (1,65) e menor (1,29), respectivamente. A

tabela 23 mostra os valores obtidos graficamente para o primeiro e o segundo valor de entrada de ar do solo. Os parâmetros fornecidos pelo ajuste matemático das curvas características, utilizando o modelo apresentado por Gitirana Jr e Fredlund (2004), são apresentados na tabela 24. Uma comparação entre as trajetórias de secagem do solo RO para os três índices de vazios iniciais é exibida na figura 93. Essa figura evidencia que a trajetória de secagem das amostras remoldadas do solo RO, para diferentes índices de vazios iniciais, exibe um comportamento de dessaturação semelhante ao observado para as amostras indeformadas (figura 88), onde o decréscimo do índice de vazios desloca a curva característica mais para cima (maior capacidade de retenção para um dado grau de saturação). Quando o índice de vazios decresce, a dimensão e a ligação entre os poros diminuem e o solo apresenta uma maior capacidade de armazenamento de água. A curva característica inicia sua dessaturação em um valor de sucção mais alto e o patamar quase horizontal praticamente desaparece. A curva característica do solo com índice de vazios mais baixo apresenta formato próximo do caso unimodal. Quando o índice de vazios aumenta, o solo exibe uma estrutura mais aberta, onde os poros estão interconectados e a dessaturação ocorre mais rapidamente. Neste caso, o formato da curva aproxima-se do bimodal. Assim, observa-se uma transição no formato da curva característica do caso bimodal para o unimodal à medida que o índice de vazios inicial do solo diminui.

Com relação à trajetória de umedecimento, verifica-se que a amostra remoldada com índice de vazios maior apresenta um volume de macroporos grande, conseqüentemente, a absorção de água ocorre mais lentamente. Por outro lado, a amostra remoldada com índice de vazios mais baixo apresenta um volume de microporos maior, os quais são preenchidos mais rapidamente. Assim, o tamanho do laço de histerese aumenta com a elevação do índice de vazios inicial das amostras remoldadas sem secagem prévia do solo. Adicionalmente, as curvas características das amostras submetidas a um novo processo de secagem (ciclo Secagem 2) aproximam-se mais das curvas características iniciais de secagem (ciclo Secagem 1) à medida que o índice de vazios do solo diminuiu, devido a menor quantidade de ar aprisionado.

Tabela 23: valores de entrada de ar do Solo RO com diferentes índices de vazios obtidos graficamente (trajetória de secagem)

Solo RO Indeformado	1° VEA kPa	2° VEA kPa	Solo RO Remoldado (s/ secagem prévia)	1° VEA kPa	2° VEA kPa
e = 1,84	-	2.300	e = 1,94	2,0	2.500
e = 1,51	3,2	3.500	e = 1,65	11	1.000
e = 1,33	4,5	3.900	e = 1,29	190	3.000
e = 1,26	6,0	4.200			

Tabela 24: parâmetros utilizados para ajuste matemático das curvas do Solo RO com diferentes índices de vazios

Equação bimodal com quatro pontos de quebra (Gitirana Jr e Fredlund, 2004)									
Solo RO Indeformado	$\Psi_{b1}$ kPa	$S_{b1}$	$\Psi_{res1}$ kPa	$S_{res1}$	$\Psi_{b2}$ kPa	$S_{b2}$	$\Psi_{res2}$ kPa	$S_{res2}$	a
e = 1,84 S1					2.700	0,65	45.000	0,040	0,040
e = 1,51 S1	3,2	1,0	8,2	0,75	3.900	0,69	45.000	0,15	0,040
e = 1,33 S1	5,0	1,0	8,5	0,85	4.000	0,80	57.000	0,15	0,050
e = 1,26 S1	7,0	1,0	12,0	0,87	4.500	0,83	65.000	0,15	0,049
Solo RO remoldado s/ sec. Prévia	$\Psi_{b1}$ kPa	$S_{b1}$	$\Psi_{res1}$ kPa	$S_{res1}$	$\Psi_{b2}$ kPa	$S_{b2}$	$\Psi_{res2}$ kPa	$S_{res2}$	a
e = 1,94 S1	2,0	1,0	20	0,75	2.800	0,68	60.000	0,12	0,042
e = 1,94 U1	2,0	0,925	9,0	0,55	1.600	0,51	25.000	0,16	0,050
e = 1,94 S2	2,0	0,925	14,0	0,61	1.000	0,58	60.000	0,12	0,035
e = 1,65 S1	13,0	1,0	61,0	0,83	1.000	0,84	42.500	0,25	0,040
e = 1,65 U1	5,0	1,0	12,0	0,72	3.200	0,59	42.500	0,23	0,060
e = 1,65 S2	4,0	1,0	17,0	0,75	2.500	0,70	42.500	0,23	0,050
e = 1,29 S1	180,0	1,0	500,0	0,86	3.200	0,86	100.000	0,25	0,040
e = 1,29U1	25,0	1,0	50,0	0,85	1.300	0,84	55.000	0,29	0,052
e = 1,29S2	60,0	1,0	100,0	0,87	2.500	0,87	125.000	0,24	0,050

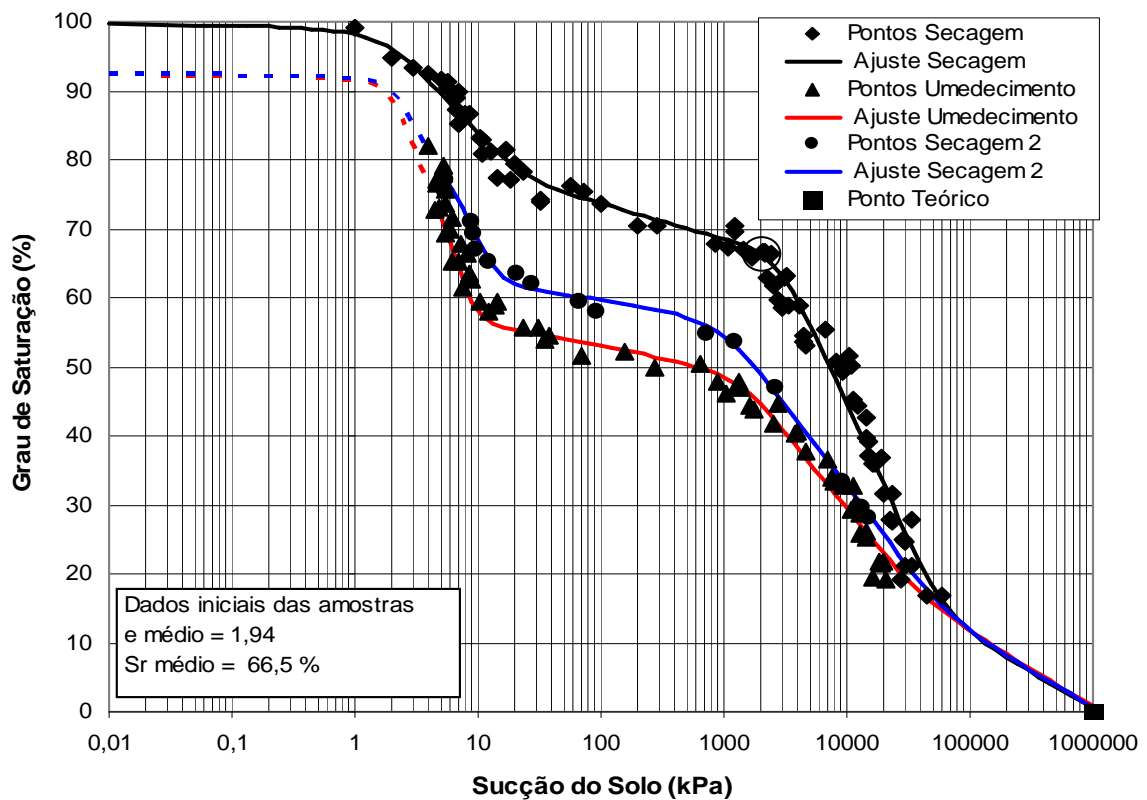


Figura 90: curva característica solo RO remoldado s/ secagem prévia (e maior = 1,94)

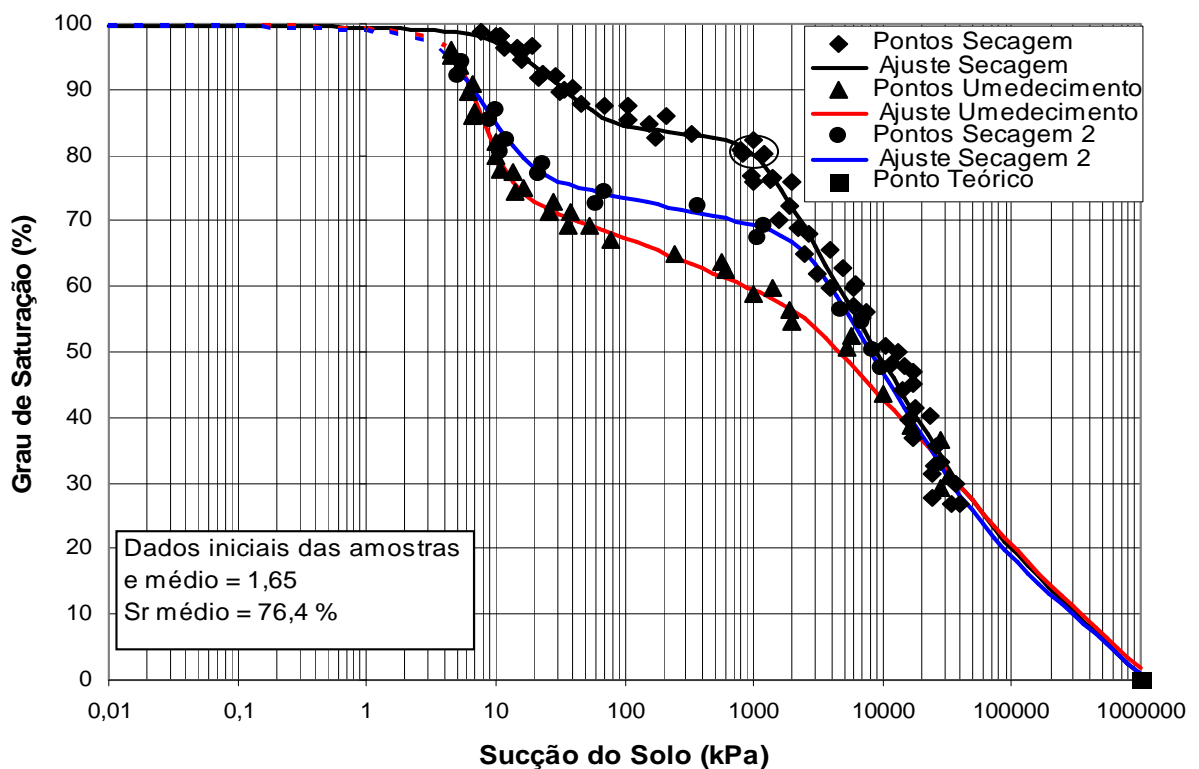


Figura 91: curva característica solo RO remoldado s/ secagem prévia (e intermediário = 1,65)

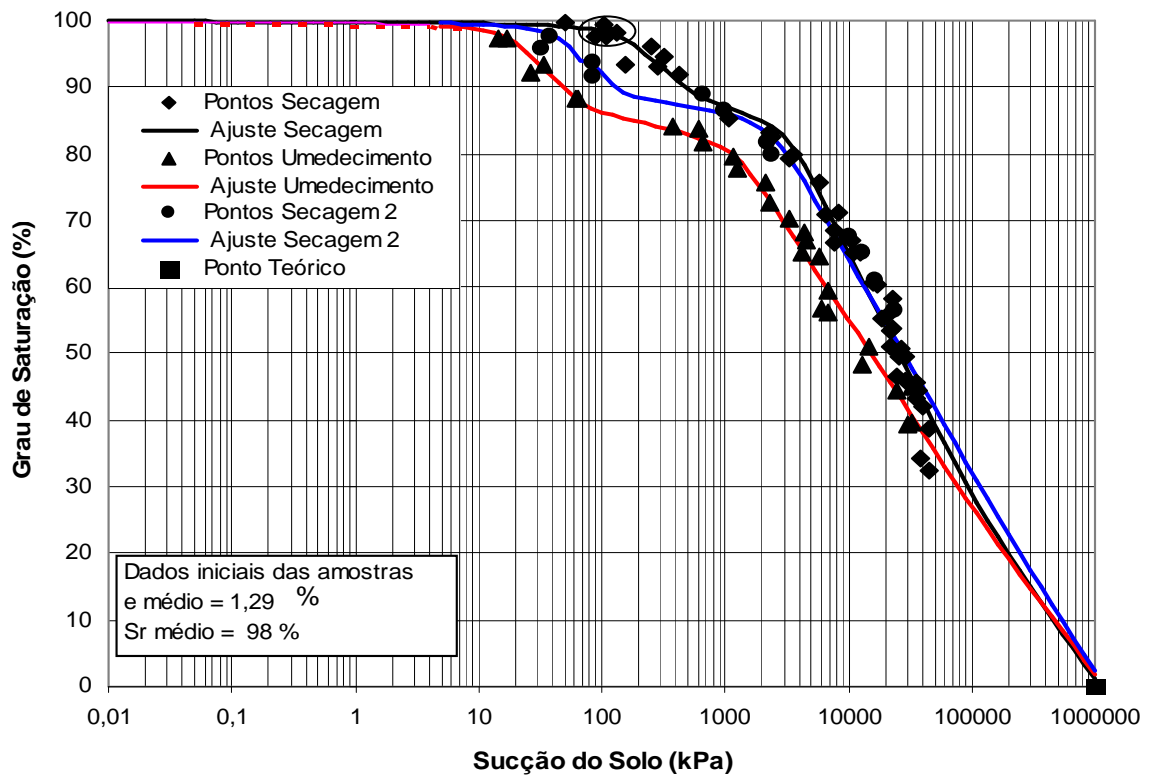


Figura 92: curva característica solo RO remoldado s/ secagem prévia ( $e$  menor = 1,29)

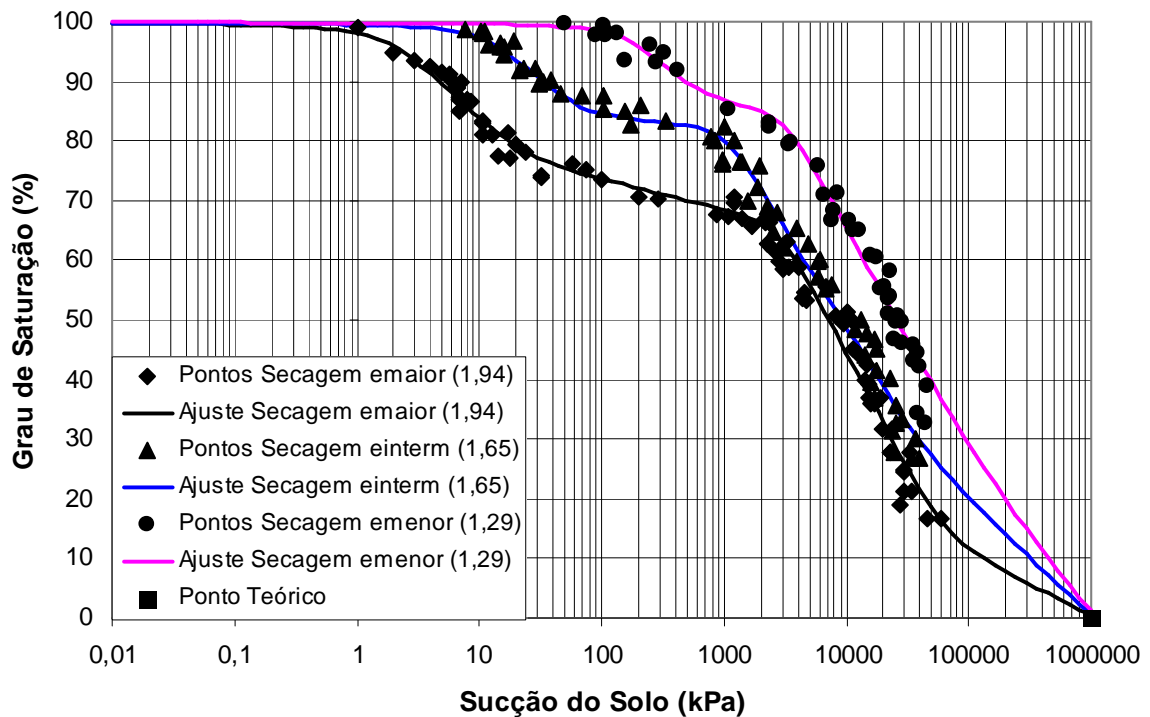


Figura 93: influência do índice de vazios inicial do solo RO remoldado sem secagem prévia

### 5.1.3 Influência da História de Umedecimento e Secagem (Histerese)

A histerese da curva característica corresponde à diferença entre as trajetórias de secagem e de umedecimento. As curvas características dos dois solos coluvionares estudados iniciaram-se no teor de umidade de campo e a partir desse ponto algumas amostras foram submetidas ao ciclo umedecimento-secagem e outras ao ciclo secagem-umedecimento. Nas figuras 94 e 95 são reapresentadas as curvas características dos solos AV e RO para a condição indeformada, respectivamente, destacando-se a trajetória histerética seguida pelo solo.

Algumas observações quanto à magnitude da histerese na história de umedecimento e secagem desses materiais podem ser apresentadas. A presença de histerese provavelmente não é uma propriedade intrínseca do solo; depende de sua história de sucção e das trajetórias de umedecimento e secagem aplicadas ao solo até aquele momento. As amostras dos solos RO e AV que iniciaram com umedecimento não exibem histerese durante todo o primeiro ciclo de umedecimento-secagem. Este fato parece indicar que o umedecimento não provoca grandes alterações na estrutura do solo, ou seja, estes solos em campo, possivelmente, já foram submetidos a essa trajetória. Por outro lado, todas as amostras que iniciaram na trajetória de secagem apresentam uma histerese pronunciada quando submetidas ao umedecimento. Este comportamento pode ter sido ocasionado por alterações estruturais irreversíveis causadas por uma dessecação muito grande, provavelmente, superior à que o solo possa ter suportado em toda sua história de sucção. Para todas as amostras remoldadas com e sem secagem prévia do solo, apresentadas nas figuras 81 e 82 (solo AV) e nas figuras 85, 86, 90 e 92 (solo RO), o mesmo comportamento foi observado. Cabe destacar, também, que todas as amostras remoldadas dos solos RO e AV submetidas a uma nova trajetória de secagem (ciclo Secagem 2) apresentaram um decréscimo considerável na histerese do primeiro para o segundo ciclo de secagem.

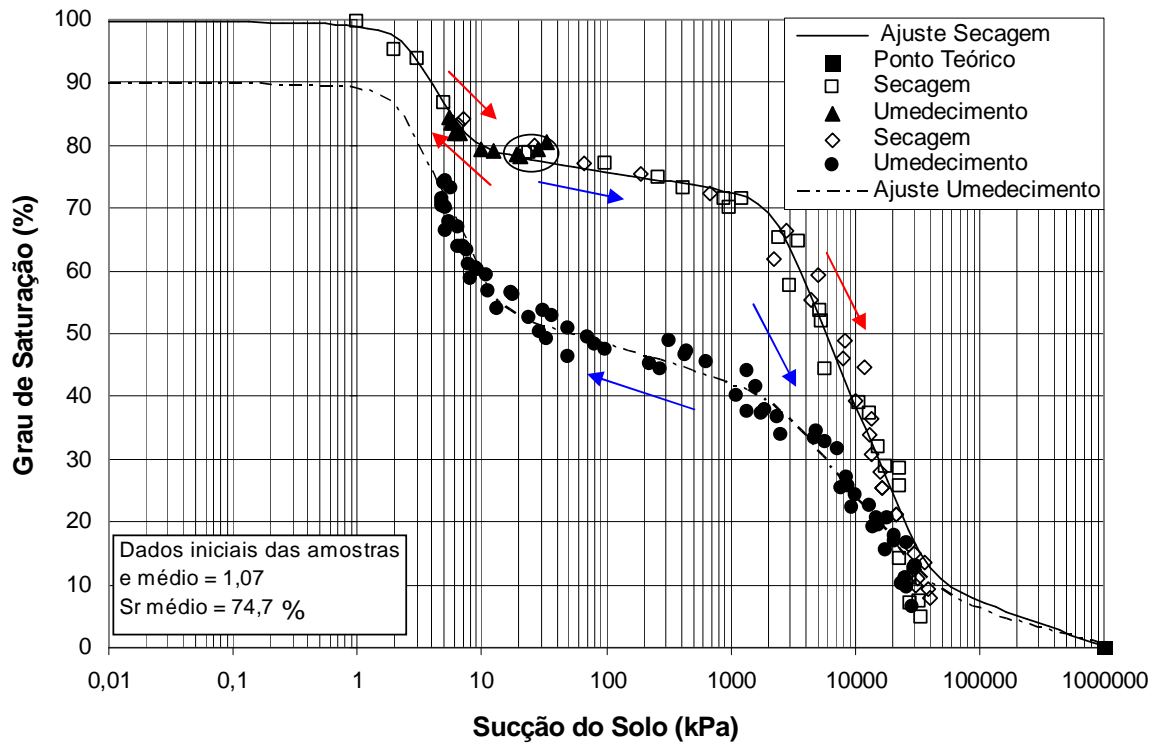


Figura 94: influência da história de umedecimento e secagem no solo AV indeformado

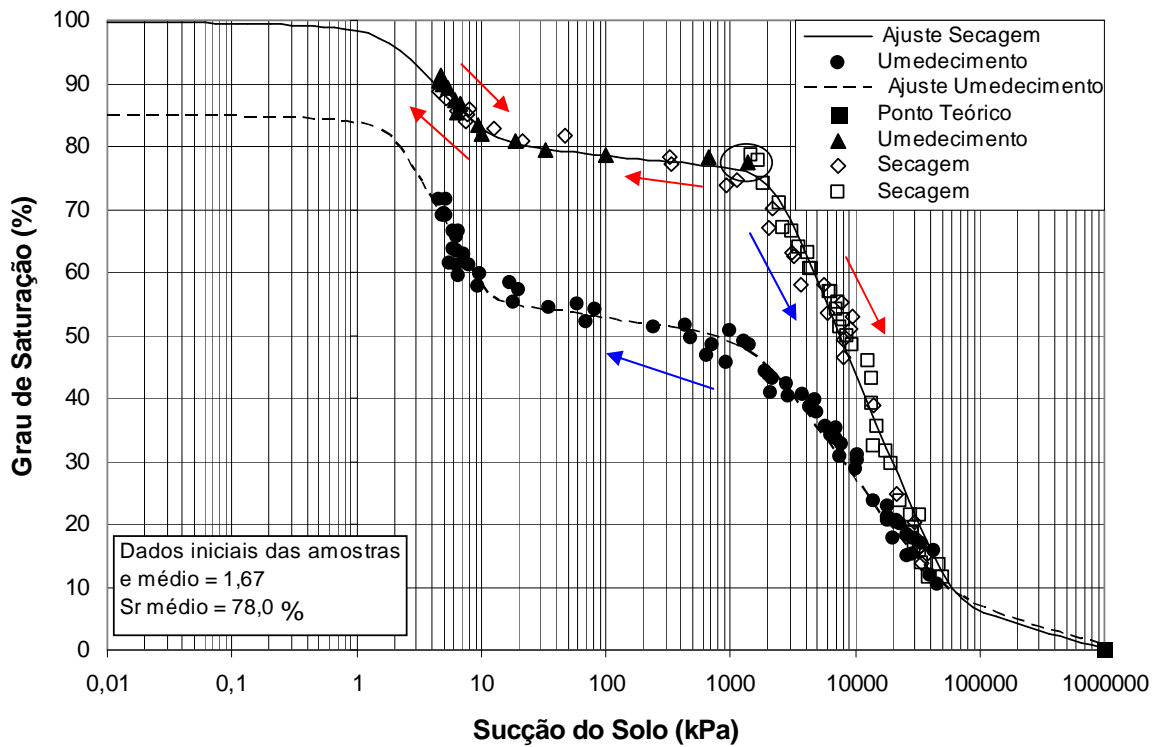


Figura 95: influência da história de umedecimento e secagem no solo RO indeformado

## 5.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo não saturado pode ser analisada em um gráfico tridimensional, onde as variáveis tensão normal líquida ( $\sigma - u_a$ ), sucção ( $u_a - u_w$ ) e tensão cisalhante ( $\tau$ ) são representadas nos eixos x, y e z, respectivamente (figura 16). Os parâmetros de resistência ao cisalhamento propostos por Fredlund *et al.* (1978) (equação 5) e representados nesta envoltória são:  $c'$  (intercepto coesivo),  $\phi'$  (ângulo de atrito interno) e  $\phi^b$  (ângulo que quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento). Nesta tese a resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares investigados (solos AV e RO) foi determinada através de ensaios de cisalhamento direto convencionais, realizados em amostras nas condições saturada e seca ao ar, e ensaios com sucção controlada, para amostras submetidas a sucções mátricas de 50, 100 e 150 kPa. Esses ensaios foram realizados para tensões normais líquidas de 25, 50, 100 e 150 kPa. Nesta seção serão apresentadas as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e as principais características dos corpos de prova utilizados para determinação da envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos AV e RO nas condições indeformada e remoldada sem secagem prévia do solo. Nas seções seguintes serão mostrados e discutidos alguns aspectos relacionados com: (i) os critérios de ruptura propostos para as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal, principalmente para curvas com resistência ao cisalhamento sempre crescente (*strain-hardening*), (ii) as projeções da envoltória de resistência ao cisalhamento nos planos  $\tau$  x ( $\sigma - u_a$ ) e  $\tau$  x ( $u_a - u_w$ ), responsáveis pela definição dos ângulos  $\phi'$  e  $\phi^b$ , e (iii) a influência da sucção e da tensão normal líquida nestes parâmetros de resistência.

As tabelas 25 a 28 apresentam as principais características e resultados dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto dos solos AV e RO nas condições indeformada e remoldada sem secagem prévia. Nessas tabelas os valores de sucção das amostras secas ao ar correspondem à sucção inicial, estimada pelo método do papel filtro para uma amostra moldada em condições idênticas às amostras ensaiadas. Cabe ressaltar que os ensaios realizados com amostras secas ao ar foram executados com o objetivo de obter-se pelo menos um ponto após o segundo valor de entrada de ar do solo. As curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV, para cada sucção ensaiada, são apresentadas nas figuras 96 a 100 (condição indeformada) e nas figuras 101 a 105 (condição remoldada sem secagem prévia). Para o solo RO essas curvas são apresentadas nas figuras 106 a 110 (solo indeformado) e nas figuras 111 a 115 (solo remoldado sem secagem prévia).



Tabela 25: características dos corpos de prova do Solo AV indeformado

Amostra	$u_a$ kPa	$u_w$ kPa	$\sigma-u_a$ kPa	$e_0$	$w_0$ %	$w_f$ %	$\tau_{rupt}$ kPa	$\epsilon_{rupt}$ mm	$(u_a-u_w)$ kPa
AV Ind (0)	0	0	25	1,24	36,0	44,0	24,4	0,7	0
AV Ind (0)	0	0	50	1,21	36,0	43,1*	37,9	1,3	0
AV Ind (0)	0	0	100	1,10	36,0	39,3*	70,9	1,7	0
AV Ind (0)	0	0	150	1,36	34,0	42,9	88,6	1,8	0
AV Ind (50)	57	7	25	0,99	28,2	28,1	58,8	2,1	50
AV Ind (50)	57	7	50	1,11	30,0	27,9	72,4	1,8	50
AV Ind (50)	57	7	100	0,99	30,9	29,2	98,6	4,7	50
AV Ind (50)	57	7	150	0,97	29,7	27,3	112,4	4,8	50
AV Ind (100)	107	7	25	0,99	27,4	25,4	99,1	3,1	100
AV Ind (100)	107	7	50	0,96	28,8	23,9	117,8	4,2	100
AV Ind (100)	107	7	100	0,84	29,7	29,7	145,5	2,4	100
AV Ind (100)	107	7	150	1,13	29,3	26,5	168,9	3,2	100
AV Ind (150)	157	7	25	1,26	29,0	25,4	161,7	3,3	150
AV Ind (150)	157	7	50	1,08	29,0	25,6	172,8	2,7	150
AV Ind (150)	157	7	100	1,22	29,0	24,9	208,2	3,8	150
AV Ind (150)	157	7	150	1,25	29,4	25,6	222,6**	7,0	150
AV Ind (5600)	-	-	25	0,96	19,1	17,0	230,9	1,8	5600 P.F.
AV Ind (5600)	-	-	50	0,95	19,0	18,6	246,3	2,7	5600 P.F.
AV Ind (5600)	-	-	100	1,03	19,0	18,0	298,9	2,2	5600 P.F.
AV Ind (5600)	-	-	150	0,88	18,8	17,8	332,3	1,6	5600 P.F.

\*- teor de umidade corrigido considerando grau de saturação igual a 100%; i – condições iniciais; rupt – condição de ruptura; \*\* tensão cisalhante máxima pelo critério 1; P.F. - sucção inicial obtida com o papel filtro

Tabela 26: características dos corpos de prova do Solo AV remoldado (sem secagem prévia)

Amostra	$u_a$ kPa	$u_w$ kPa	$\sigma-u_a$ kPa	$e_0$	$w_0$ %	$w_f$ %	$\tau_{rupt}$ kPa	$\epsilon_{rupt}$ mm	$(u_a-u_w)$ kPa
AV Rem (0)	0	0	25	1,13	35,2	38,2	27,6	0,5	-
AV Rem (0)	0	0	50	1,18	35,5	38,4	30,1	1,4	-
AV Rem (0)	0	0	100	1,16	35,3	38,7	50,7	2,1	-
AV Rem (0)	0	0	150	1,13	35,7	38,2	71,1	2,1	-
AV Rem (50)	57	7	25	1,02	29,4	27,8	50,4	1,6	50
AV Rem (50)	57	7	50	1,02	29,3	27,1	82,0	1,5	50
AV Rem (50)	57	7	100	1,02	29,2	27,4	124,4	6,2	50
AV Rem (50)	57	7	150	1,03	29,9	27,4	152,0	1,1	50
AV Rem (100)	107	7	25	0,92	29,5	27,2	101,2	1,3	100
AV Rem (100)	107	7	50	0,88	29,0	26,9	134,5	4,2	100
AV Rem (100)	107	7	100	0,93	29,8	26,7	178,4	5,3	100
AV Rem (100)	107	7	150	0,93	29,5	28,8	211,4	1,0	100
AV Rem (150)	157	7	25	1,06	29,3	29,5	162,2	3,6	150
AV Rem (150)	157	7	50	1,24	29,7	29,0	192,0*	5,6	150
AV Rem (150)	157	7	100	1,22	28,8	27,9	211,0*	4,8	150
AV Rem (150)	157	7	150	1,24	29,8	27,8	246,4*	4,4	150
AV Rem (5800)	-	-	25	1,03	18,8	18,1	220,6	2,1	5800 P.F.
AV Rem (5800)	-	-	50	1,00	19,0	17,1	283,1	2,3	5800 P.F.
AV Rem (5800)	-	-	100	0,95	19,0	18,9	351,2	3,3	5800 P.F.
AV Rem (5800)	-	-	150	0,99	19,0	17,8	405,9	2,0	5800 P.F.

P.F. - sucção inicial obtida com o papel filtro; i – condições iniciais; rupt – condição de ruptura;

\* tensão cisalhante máxima pelo critério 2

Tabela 27: características dos corpos de prova do Solo RO indeformado

Amostra	$u_a$ kPa	$u_w$ kPa	$\sigma-u_a$ kPa	$e_o$	$w_o$ %	$w_f$ %	$\tau_{rupt}$ kPa	$\epsilon_{rupt}$ mm	$(u_a-u_w)$ kPa
RO Ind (0)	0	0	25	1,64	48,1	57,3*	27,6	1,1	-
RO Ind (0)	0	0	50	1,75	52,6	65,1	39,6	2,0	-
RO Ind (0)	0	0	100	1,83	48,8	61,9	60,2	2,7	-
RO Ind (0)	0	0	150	1,65	51,5	53,5	96,0	1,7	-
RO Ind (50)	57	7	25	1,52	46,0	51,8	61,1	2,0	50
RO Ind (50)	57	7	50	1,58	45,0	48,3	81,8	2,4	50
RO Ind (50)	57	7	100	1,84	46,0	50,5	111,4	2,9	50
RO Ind (50)	57	7	150	1,54	46,1	48,9	129,8	3,4	50
RO Ind (100)	107	7	25	1,69	45,3	47,9	106,8	2,4	100
RO Ind (100)	107	7	50	1,65	46,0	47,2	131,5	3,2	100
RO Ind (100)	107	7	100	1,58	44,9	44,3	146,7	3,7	100
RO Ind (100)	107	7	150	1,45	44,9	47,4	173,7	2,6	100
RO Ind (150)	157	7	25	1,65	45,6	47,2	134,6	2,1	150
RO Ind (150)	157	7	50	1,84	45,8	47,7	147,3	2,4	150
RO Ind (150)	157	7	100	1,54	45,6	46,6	181,0	3,0	150
RO Ind (150)	157	7	150	1,53	45,8	47,4	213,7	3,6	150
RO Ind (6500)	-	-	25	1,47	32,0	33,6	185,1	2,5	6500 P.F.
RO Ind (6500)	-	-	50	1,48	31,0	31,4	200,9	3,0	6500 P.F.
RO Ind (6500)	-	-	100	1,55	31,0	31,4	240,0	3,3	6500 P.F.
RO Ind (6500)	-	-	150	1,50	31,0	31,7	281,6	4,4	6500 P.F.

\*- teor de umidade corrigido considerando grau de saturação igual a 100%; P.F. - sucção inicial obtida com o papel filtro; i – condições iniciais; rupt – condição de ruptura;

Tabela 28: características dos corpos de prova do Solo RO remoldado (sem secagem prévia)

Amostra	$u_a$ kPa	$u_w$ kPa	$\sigma-u_a$ kPa	$e_o$	$w_o$ %	$w_f$ %	$\tau_{rupt}$ kPa	$\epsilon_{rupt}$ mm	$(u_a-u_w)$ kPa
RO Rem (0)	0	0	25	1,85	50,3	63,9	20,6	0,7	-
RO Rem (0)	0	0	50	1,82	50,8	63,6	30,3	1,2	-
RO Rem (0)	0	0	100	1,74	50,1	61,2	50,0	2,6	-
RO Rem (0)	0	0	150	1,74	49,9	61,5	65,0	4,3	-
RO Rem (50)	57	7	25	1,65	45,8	49,2	61,3	2,2	50
RO Rem (50)	57	7	50	1,62	45,7	49,0	76,0	3,5	50
RO Rem (50)	57	7	100	1,65	45,6	49,1	89,1	3,6	50
RO Rem (50)	57	7	150	1,65	45,8	49,0	116,4	5,8	50
RO Rem (100)	107	7	25	1,64	45,3	48,5	114,3	4,6	100
RO Rem (100)	107	7	50	1,67	46,3	49,2	131,5*	5,8	100
RO Rem (100)	107	7	100	1,68	46,7	48,3	147,8*	4,6	100
RO Rem (100)	107	7	150	1,68	45,2	46,1	193,8*	4,8	100
RO Rem (150)	157	7	25	1,65	45,5	47,7	131,5	6,6	150
RO Rem (150)	157	7	50	1,68	45,1	46,1	144,2*	5,1	150
RO Rem (150)	157	7	100	1,69	45,6	47,3	191,9*	5,3	150
RO Rem (150)	157	7	150	1,64	45,7	47,1	222,2*	2,7	150
RO Rem (6100)	-	-	25	1,45	31	29,1	184,6	3,3	6100 P.F.
RO Rem (6100)	-	-	50	1,52	31	29,4	219,7	2,6	6100 P.F.
RO Rem (6100)	-	-	100	1,47	31	29,2	271,0	3,7	6100 P.F.
RO Rem (6100)	-	-	150	1,47	31	29,1	332,7	3,6	6100 P.F.

P.F. - sucção inicial obtida com o papel filtro; i – condições iniciais; rupt – condição de ruptura;

\* tensão cisalhante máxima pelo critério 2

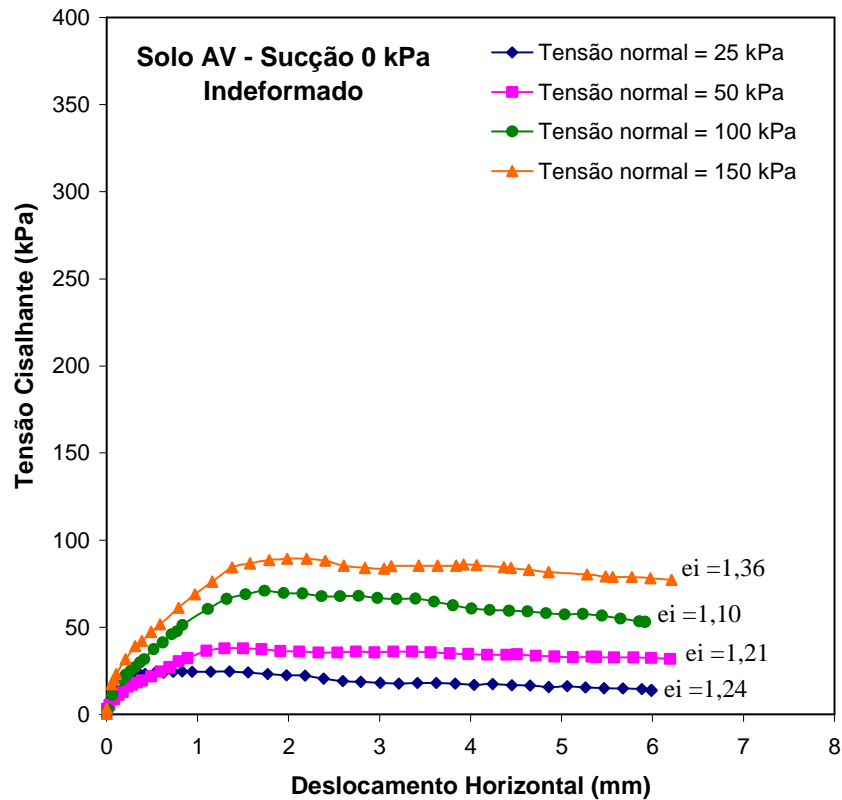


Figura 96: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV indeformado (saturado - sucção 0 kPa)

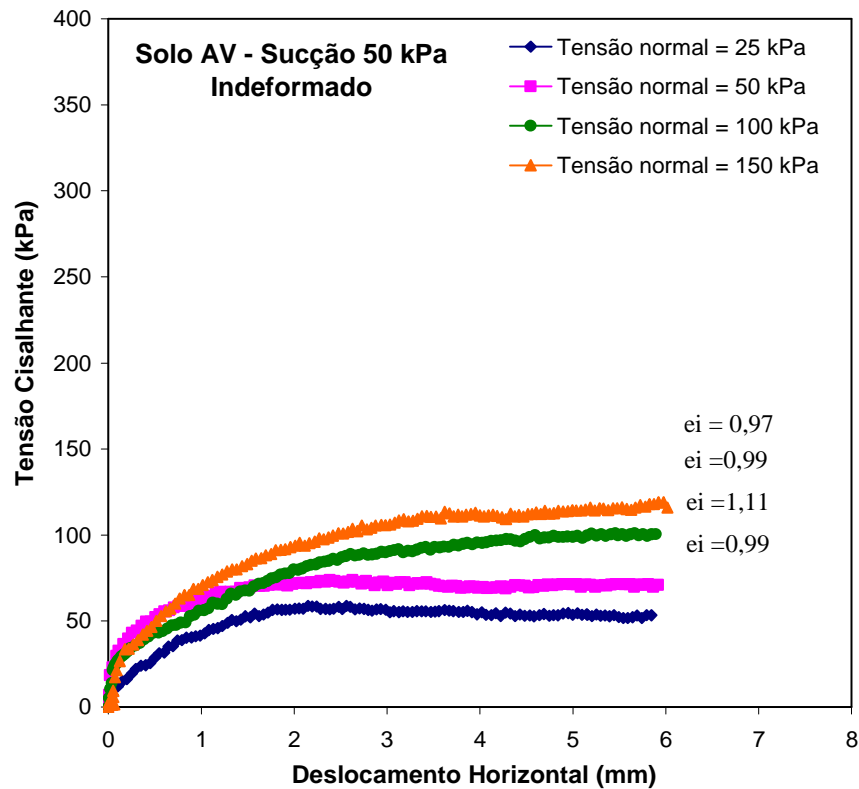


Figura 97: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV indeformado (sucção 50 kPa)

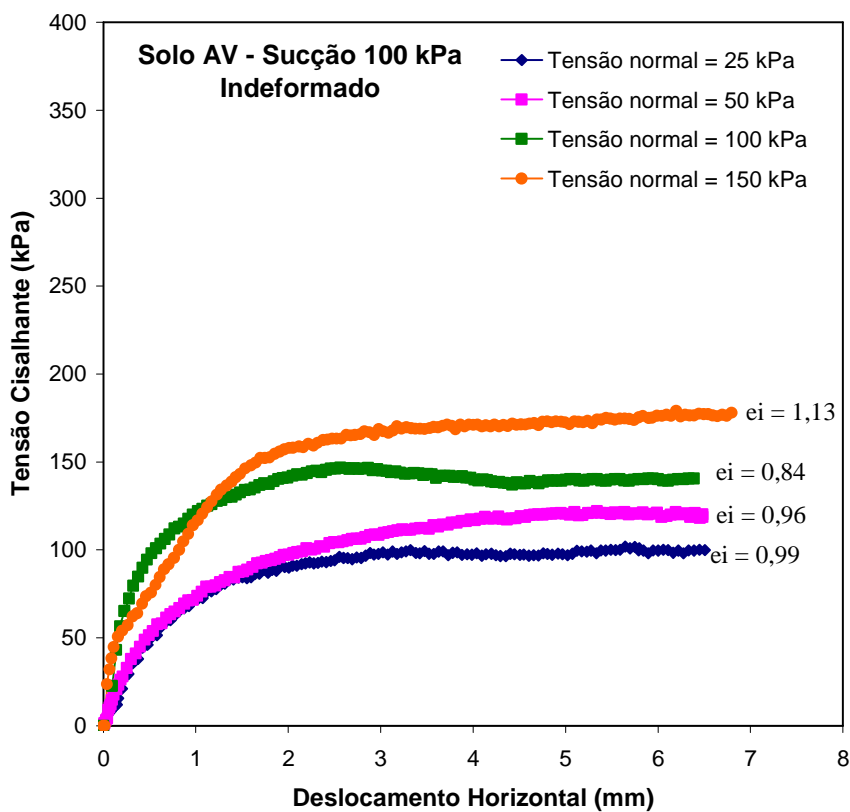


Figura 98: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV indeformado (sucção 100 kPa)

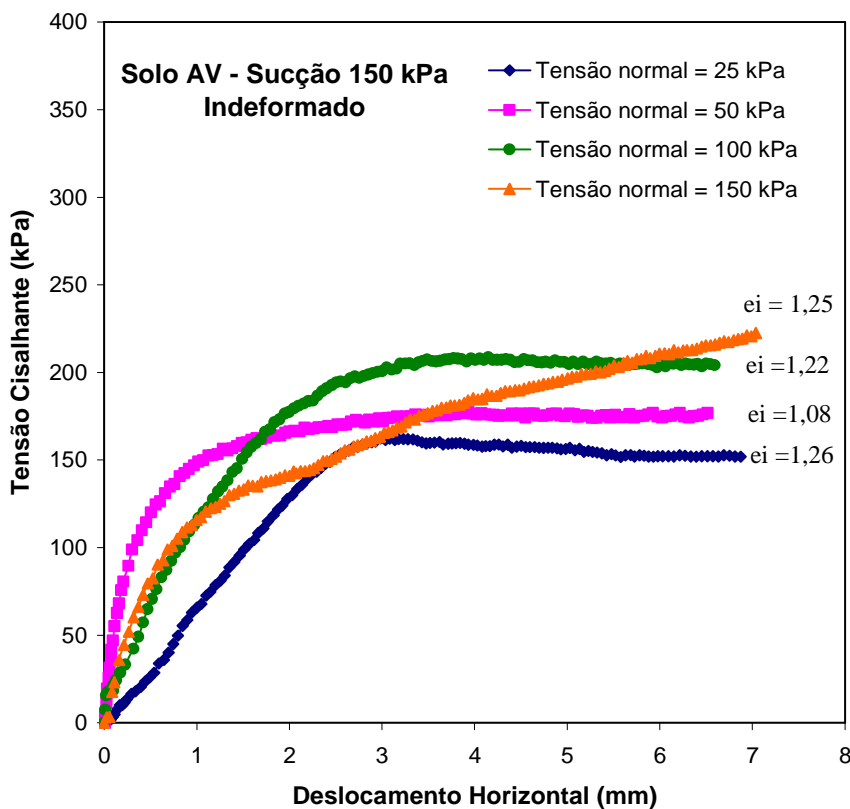


Figura 99: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV indeformado (sucção 150 kPa)

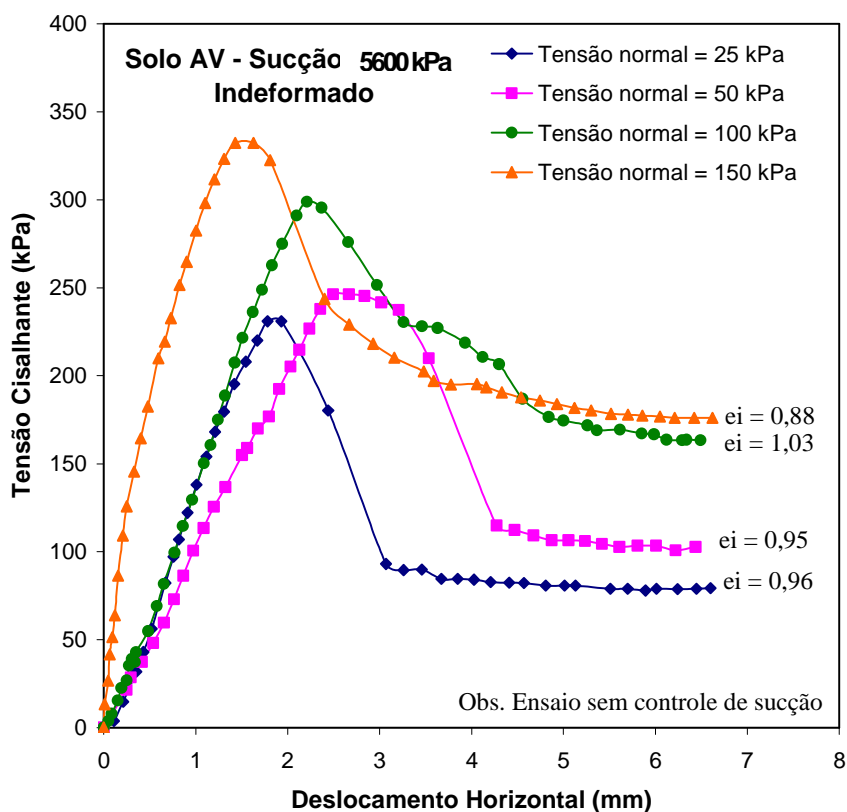


Figura 100: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV indeformado (seco – sucção inicial estimada em 5600 kPa pelo papel filtro)

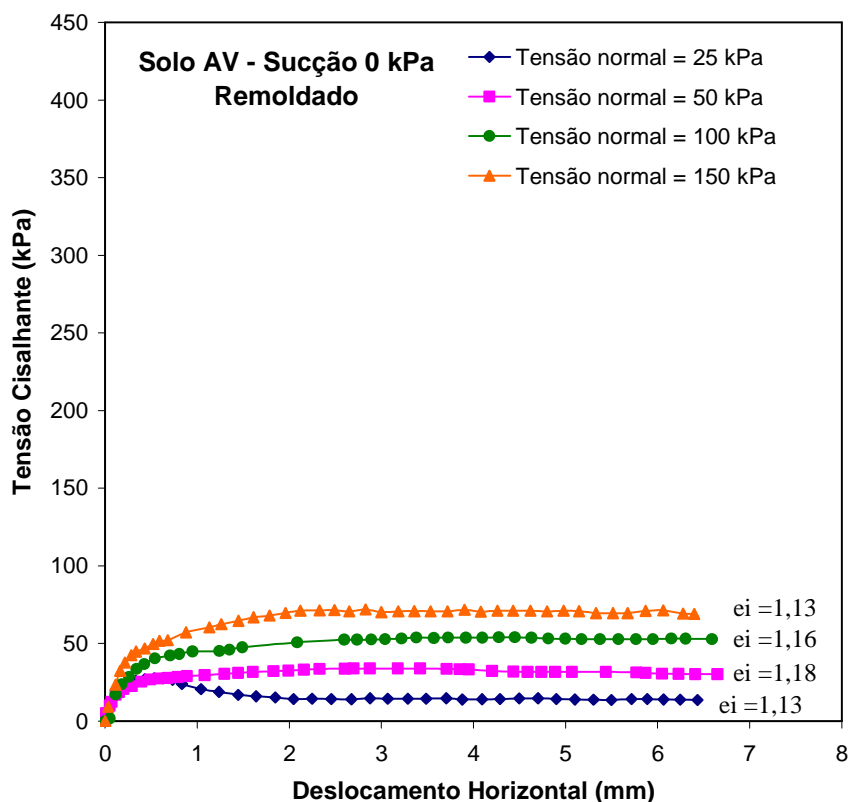


Figura 101: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV remoldado (saturado - sucção 0 kPa)

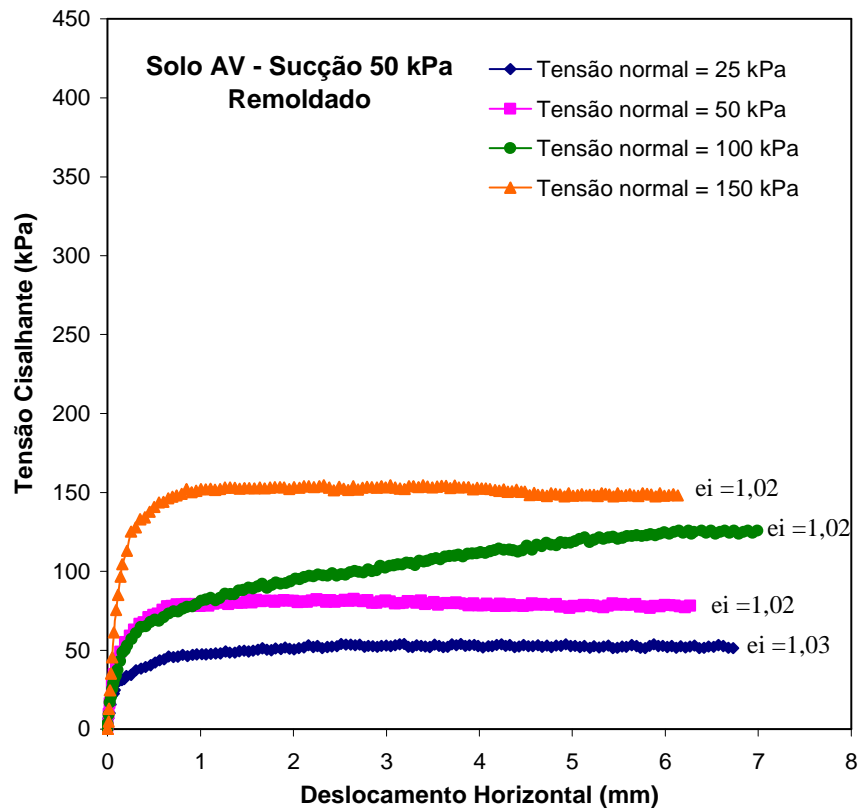


Figura 102: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV remoldado (sucção 50 kPa)

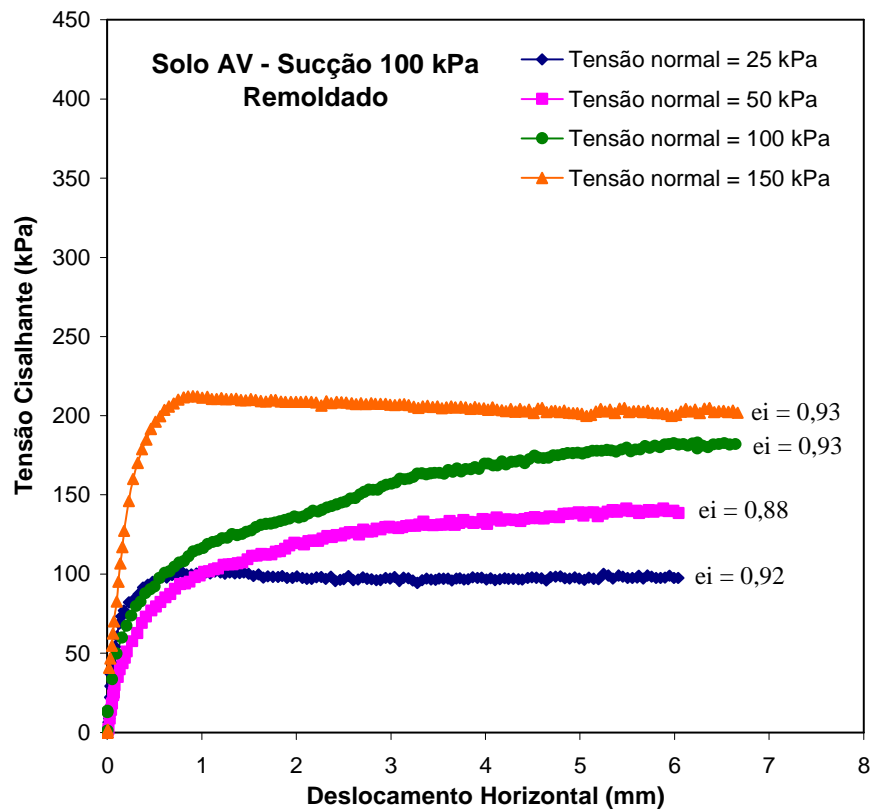


Figura 103: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV remoldado (sucção 100 kPa)

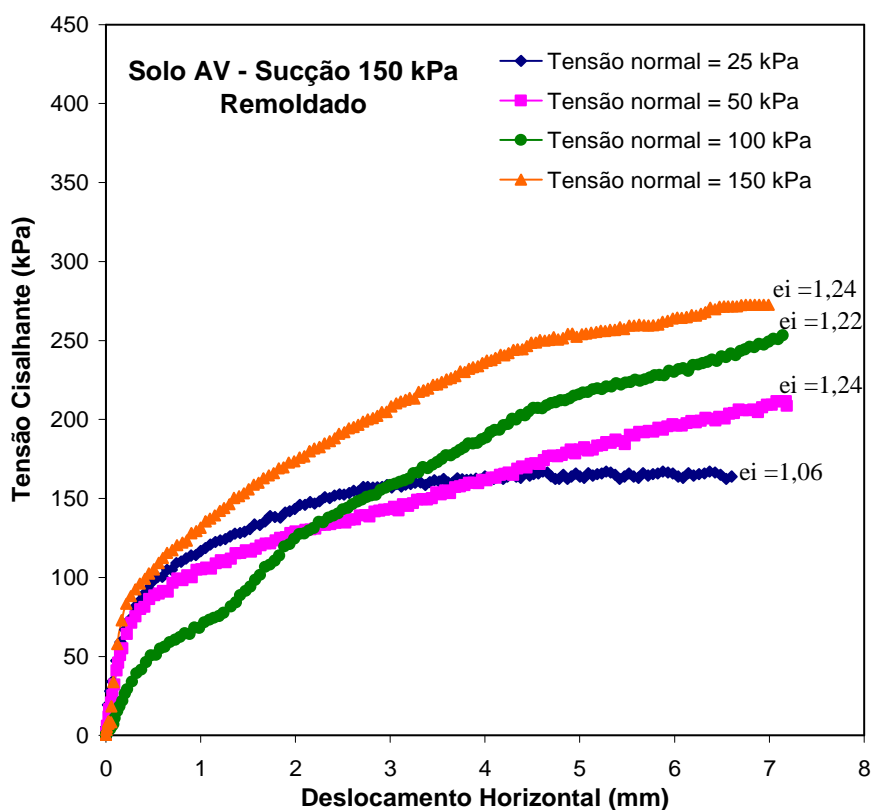


Figura 104: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV remoldado (sucção 150 kPa)

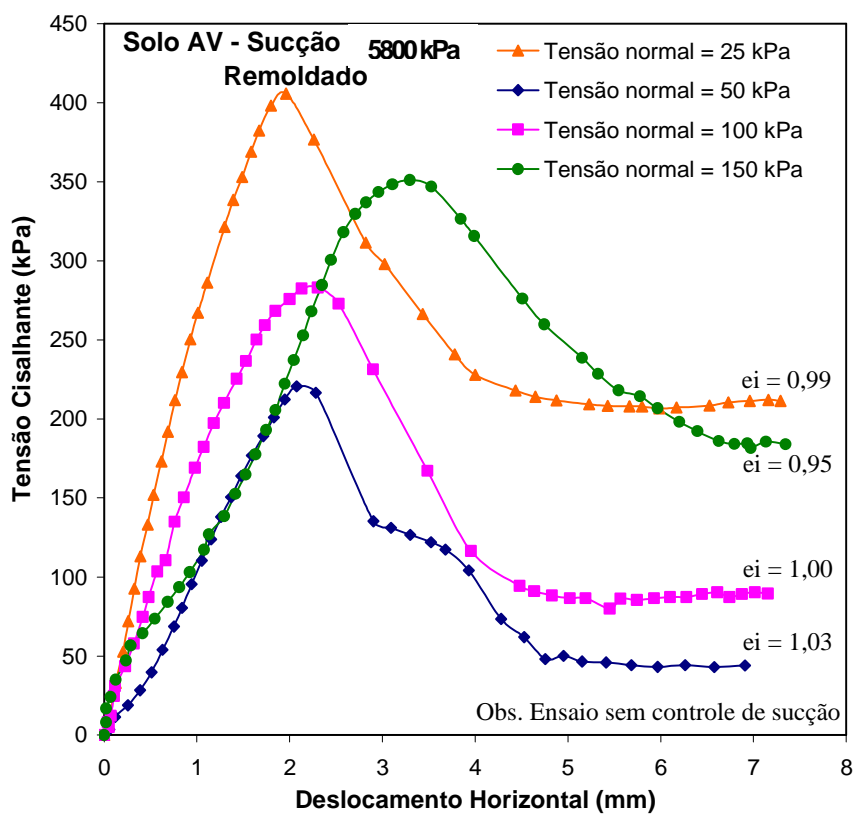


Figura 105: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo AV remoldado (seco – sucção inicial estimada em 5800 kPa pelo papel filtro)

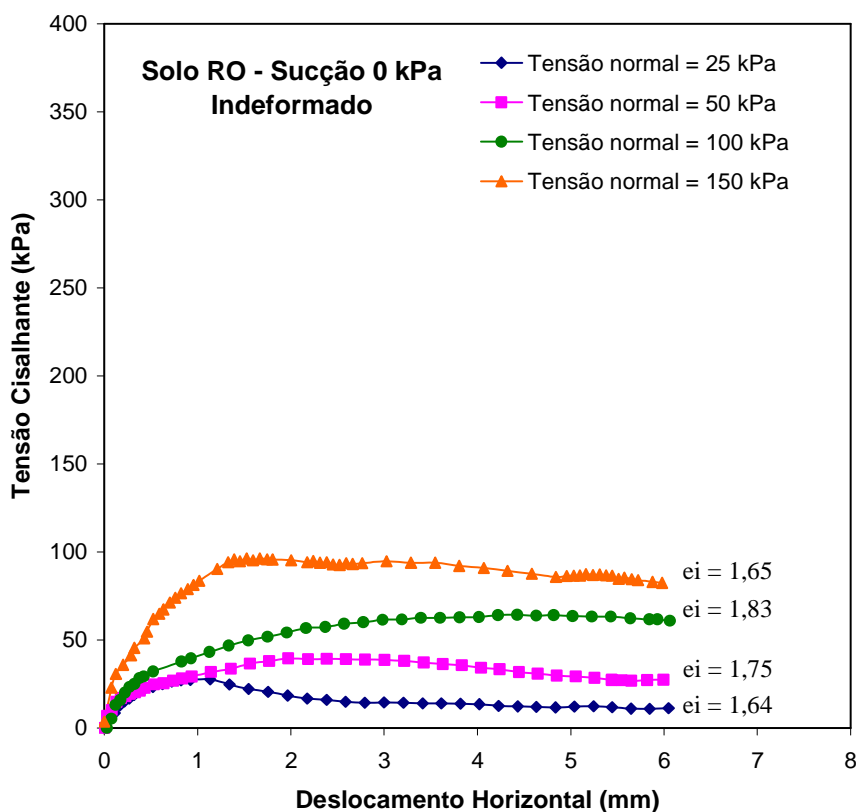


Figura 106: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO indeformado (saturado - sucção 0 kPa)

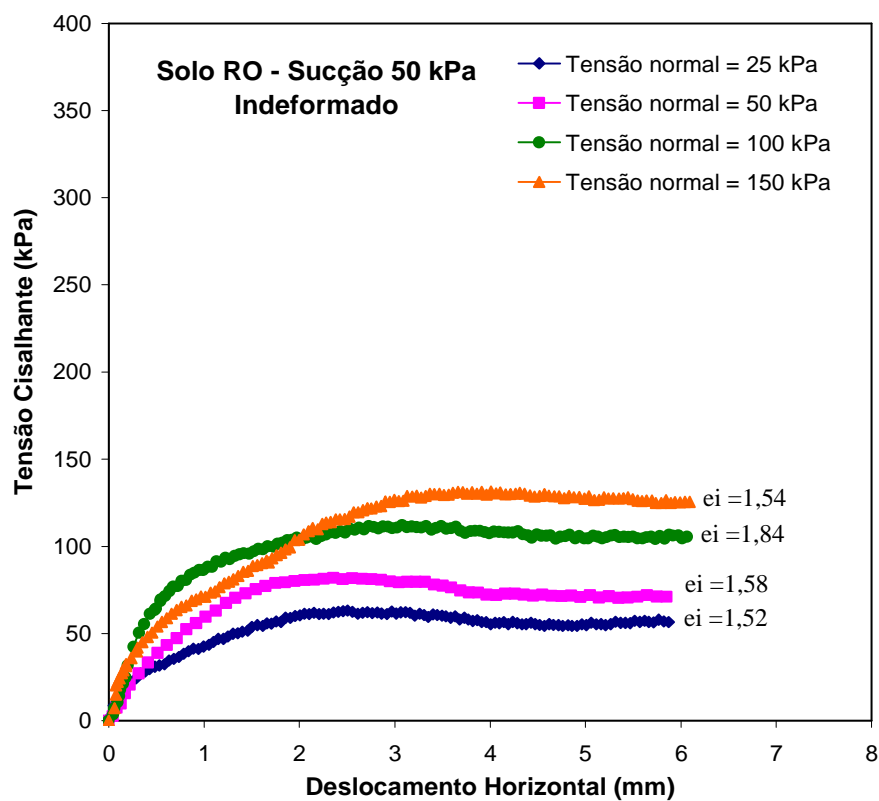


Figura 107: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO indeformado (sucção 50 kPa)



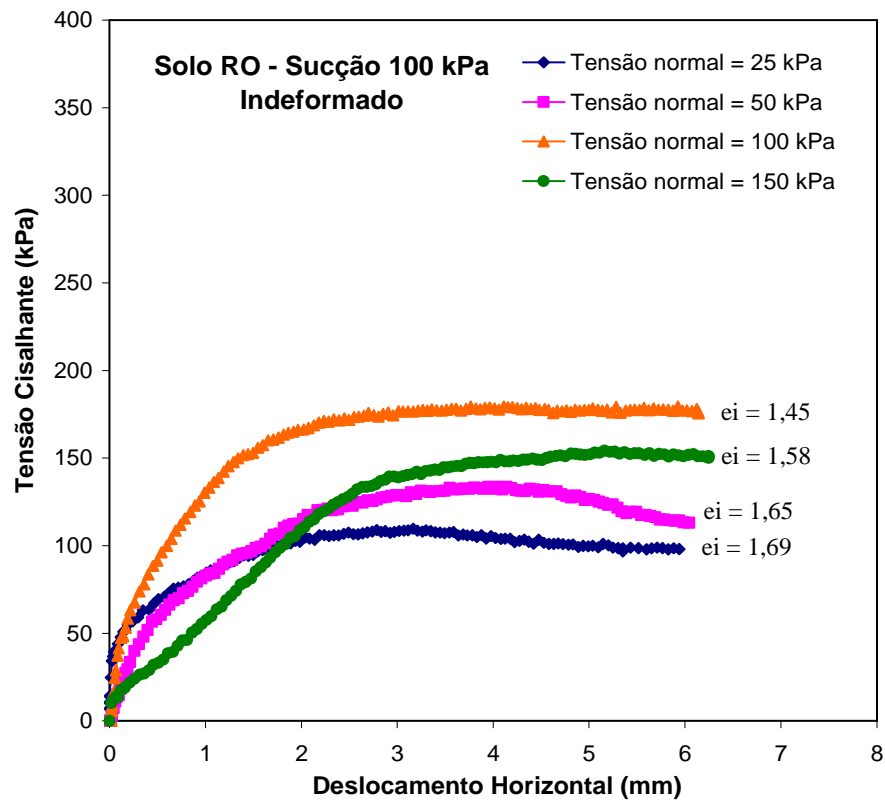


Figura 108: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO indeformado (sucção 100 kPa)

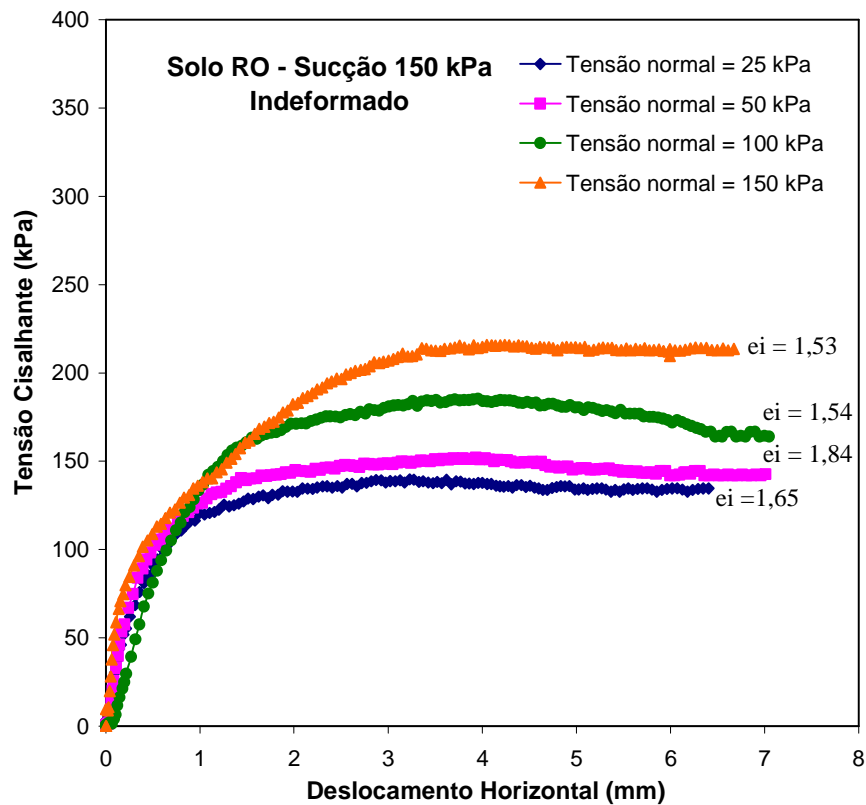


Figura 109: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO indeformado (sucção 150 kPa)

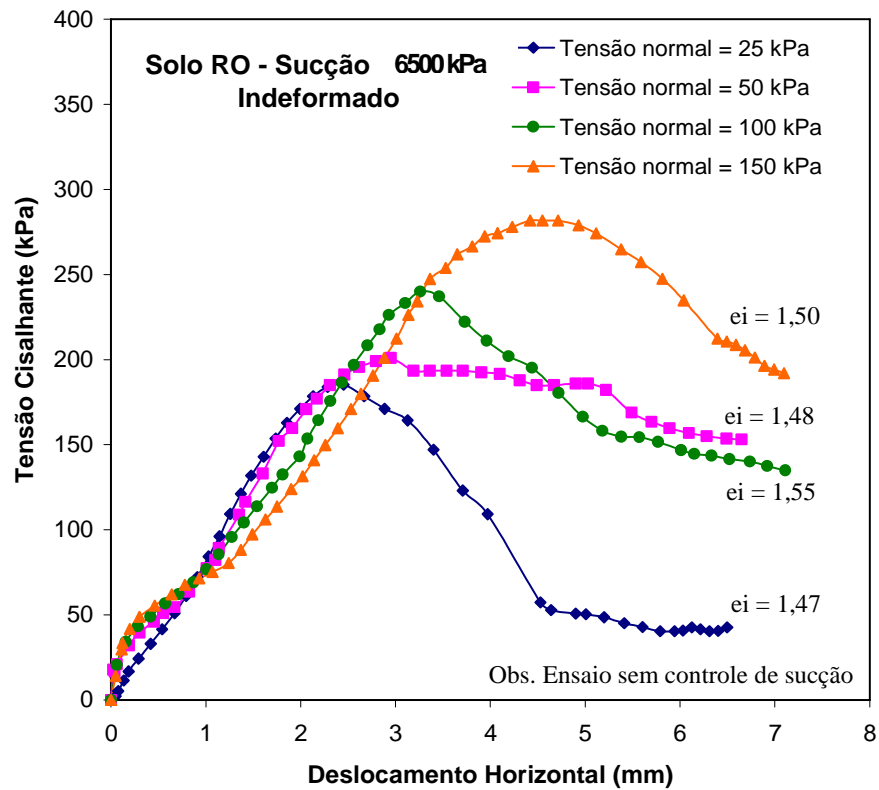


Figura 110: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO indeformado (seco – sucção inicial estimada em 6500 kPa pelo papel filtro)

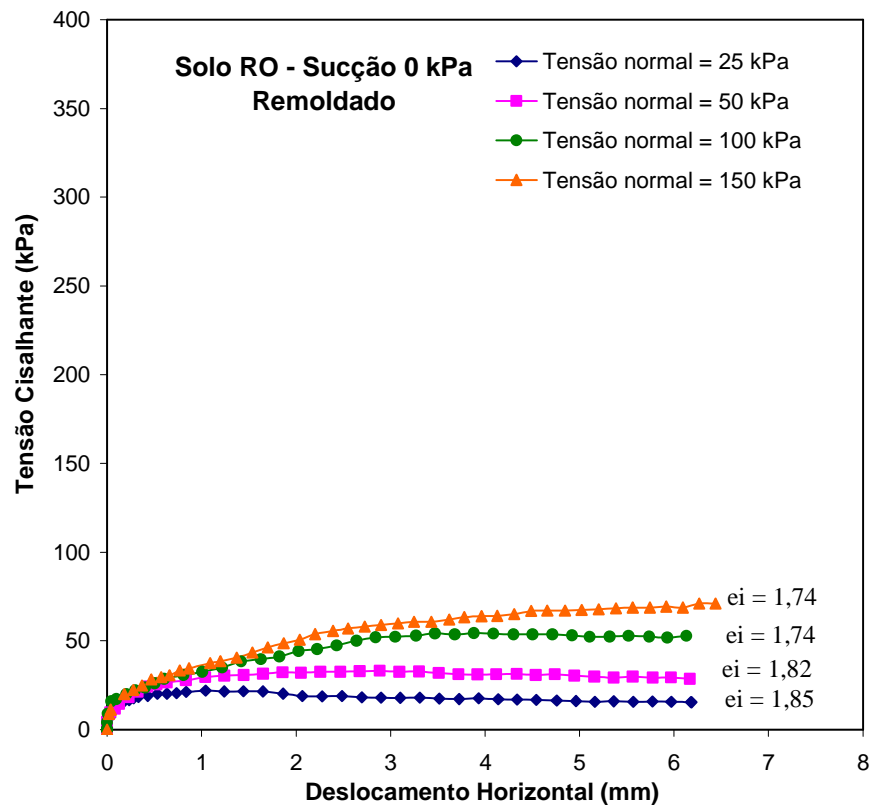


Figura 111: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO remoldado (saturado – sucção 0 kPa)

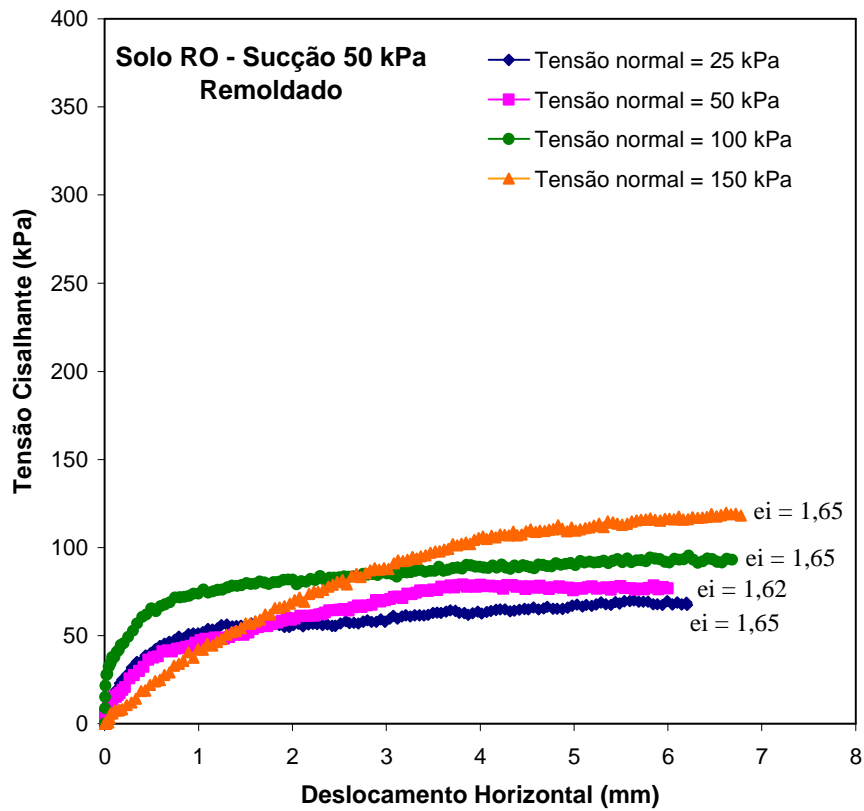


Figura 112: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO remoldado (sucção 50 kPa)

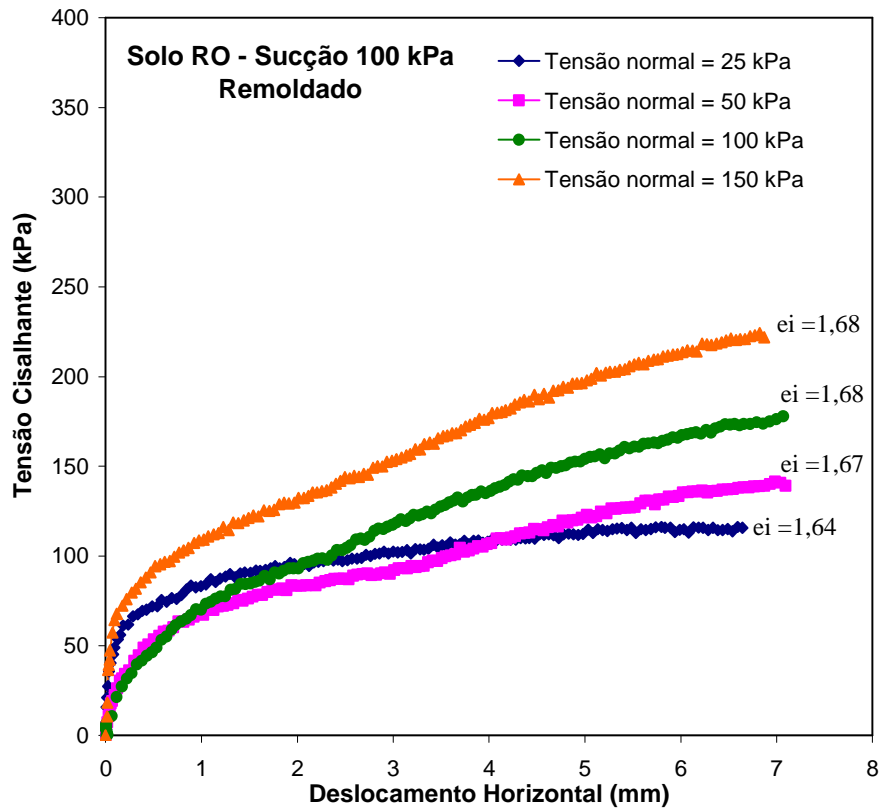


Figura 113: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO remoldado (sucção 100 kPa)

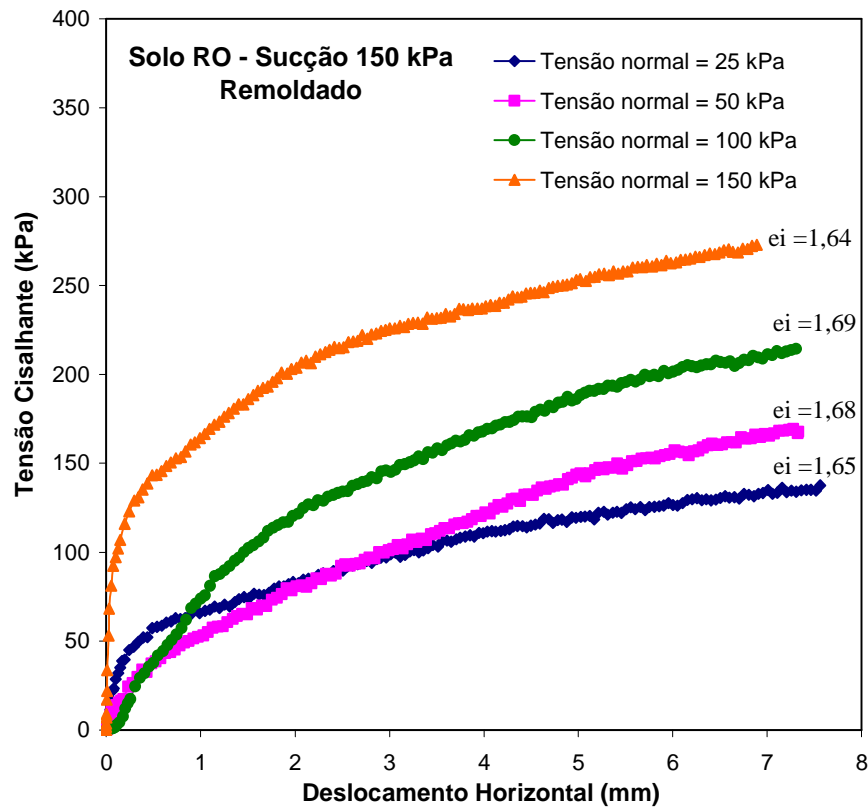


Figura 114: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO remoldado (sucção 150 kPa)

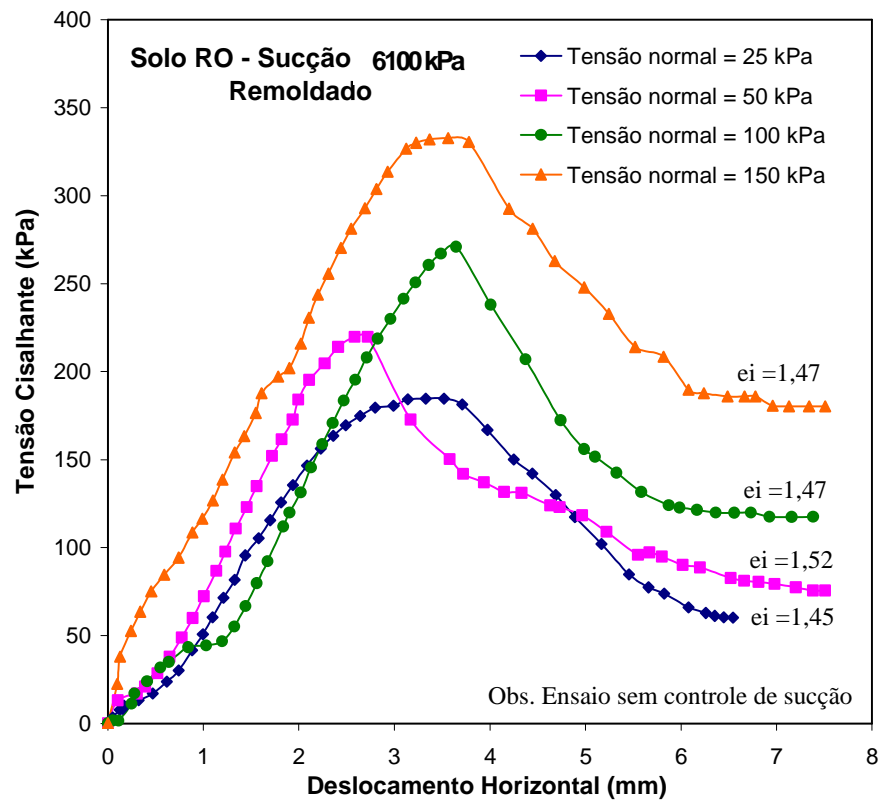


Figura 115: curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo RO remoldado (seco – sucção inicial estimada em 6100 kPa pelo papel filtro)

A partir da análise das curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal, apresentadas nestas figuras, algumas observações preliminares sobre a resistência ao cisalhamento dos solos AV e RO podem ser levantadas. A resistência ao cisalhamento destes solos coluvionares, indeformados ou remoldados sem secagem prévia, aumenta com a elevação da sucção e da tensão normal líquida. Para quase todas as amostras indeformadas dos solos AV e RO, ensaiadas na condição saturada ou submetidas a certo valor de sucção, observa-se um comportamento do tipo dúctil. A tensão cisalhante cresce monotonicamente e tende a um valor assintótico, sem apresentar evidências de pico. Comportamento semelhante é verificado para quase todas as amostras remoldadas submetidas às sucções de 0, 50 e 100 kPa (Solo AV) e de 0 e 50 kPa (Solo RO). Para as outras sucções, os solos AV e RO apresentam curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal sempre crescentes até o limite de deslocamento do ensaio (conhecidas como curvas *strain-hardening*). Por outro lado, os solos AV e RO nas condições indeformada e remoldada sem secagem prévia ensaiados no estado seco, com teor de umidade aproximadamente constante, apresentam ruptura do tipo frágil, onde a resistência ao cisalhamento aumenta até atingir um pico, a partir do qual passa a diminuir consideravelmente.

### 5.2.1 Critérios de Ruptura Propostos

Para a determinação da envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo (saturado ou não saturado) é necessária a definição de critérios de ruptura. Estes critérios são definidos a partir da análise da curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal apresentada pelo solo submetido a determinado estado de tensões. A figura 116 apresenta quatro possíveis formas para as curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal, todas encontradas para os solos ensaiados, e os critérios de ruptura propostos. A curva “A” representa o comportamento de um solo do tipo frágil, com pico de resistência ao cisalhamento, onde a ruptura é definida pela máxima tensão cisalhante suportada pelo solo antes de romper. A curva “B” descreve um comportamento do tipo dúctil, onde a resistência ao cisalhamento cresce até atingir um valor máximo, a partir do qual permanece aproximadamente constante. Para curvas desse tipo, a ruptura foi considerada no ponto onde o solo iniciava o trecho de resistência ao cisalhamento constante, mesmo quando um pequeno acréscimo posterior de resistência fosse observado. Em alguns gráficos, pode-se observar que o trecho de resistência ao cisalhamento constante ocorre para deslocamentos relativamente altos.

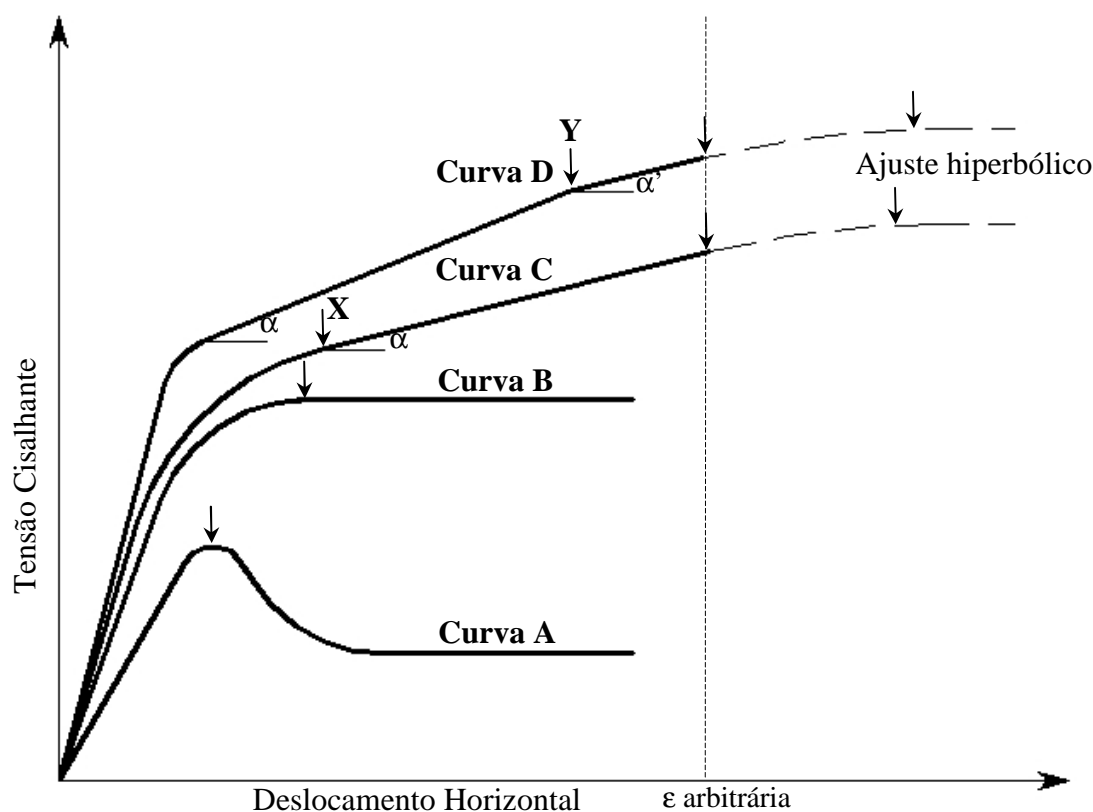


Figura 116: possíveis formas para as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e critérios de ruptura propostos

As curvas “C” e “D” representam o comportamento de um solo com resistência ao cisalhamento sempre crescente (*strain-hardening*). Na curva “C” a resistência do solo aumenta monotonicamente até atingir um ponto, representado como X na figura, a partir do qual seu crescimento pode ser descrito por uma reta com inclinação constante  $\alpha$ . A curva “D” apresenta um comportamento inicial semelhante à curva C; entretanto, observa-se um terceiro trecho onde a resistência ao cisalhamento do solo passa a sofrer um incremento através de uma reta com inclinação  $\alpha'$  (ponto Y), onde  $\alpha'$  é menor que  $\alpha$ . Não existe um único critério de ruptura para curvas com resistência ao cisalhamento sempre crescente (curvas “C” e “D”). Fredlund e Vanapalli (2002) afirmam que, para curvas onde a ruptura não é bem definida, uma deformação arbitrária (por exemplo, 10-12%) pode ser adotada como critério de ruptura em ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto. De Campos e Carrillo (1995) consideram que, para ensaios de cisalhamento direto que apresentem curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal sempre crescente, a ruptura ocorre no ponto onde a curva atinge uma inclinação constante  $\alpha$ . Outros estudos procuram ajustar uma função que descreva a curva tensão-deformação, geralmente do tipo hiperbólica, a partir da qual é possível fazer uma extrapolação dos dados experimentais, prevendo a resistência ao cisalhamento que o solo apresentaria a

grandes deformações. Este último critério é geralmente utilizado em ensaios triaxiais. Nesta tese estes três critérios foram adotados nos ensaios de cisalhamento direto com a finalidade de avaliar onde ocorre a ruptura do solo com resistência ao cisalhamento sempre crescente.

Os valores de resistência ao cisalhamento, deslocamento horizontal e sucção na ruptura, para amostras com curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal do tipo frágil ou dúctil, foram apresentados nas tabelas 25 a 28. A tabela 29 mostra os valores de resistência ao cisalhamento das amostras com curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal sempre crescente, as quais foram estimadas considerando os seguintes critérios de ruptura: (i) Critério 1: deformação arbitrária, correspondente a um deslocamento horizontal de aproximadamente 7,0 mm; (ii) Critério 2: ponto onde a curva atinge uma inclinação constante  $\alpha$ , para curvas semelhantes à curva C, ou  $\alpha'$ , para curvas semelhantes à curva D, e (3) Critério 3: ponto de ruptura definido pelo ajuste hiperbólico. Nas figuras 117 a 120 são rerepresentados os gráficos com curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal do tipo *strain-hardening*, onde os pontos de ruptura fornecidos por cada critério são destacados. Em geral, observou-se que o modelo hiperbólico apresenta valores de resistência ao cisalhamento e deslocamento de ruptura muito elevados, sendo desconsiderado para os solos ensaiados. O Critério 2, baseado no proposto por De Campos e Carrillo (1995), fornece os menores valores de resistência ao cisalhamento. Já o Critério 1, da deformação arbitrária, resulta em valores de resistência ao cisalhamento intermediários.

Tabela 29: valores de resistência ao cisalhamento para amostras com curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal sempre crescente

Amostra	$u_a - u_w$ kPa	$\sigma - u_a$ kPa	Critério 1		Critério 2		Critério 3	
			$\tau_{rupt}$ kPa	$\epsilon_{rupt}$ mm	$\tau_{rupt}$ kPa	$\epsilon_{rupt}$ mm	$\tau_{rupt}$ kPa	$\epsilon_{rupt}$ mm
AV Ind (150)	150	150	222,6	7,0	175,3	3,4	252,0	13,8
AV Rem (150)	150	50	209,3	7,0	192,0	5,6	234,6	11,8
AV Rem (150))	150	100	251,1	7,0	211,0	4,8	306,7	14,2
AV Rem (150)	150	150	272,7	7,0	246,4	4,4	299,1	11,6
RO Rem (100)	100	50	141,5	7,0	131,5	5,8	174,7	15,1
RO Rem (100)	100	100	176,2	7,0	147,8	4,6	229,0	17,3
RO Rem (100)	100	150	221,8	6,9	193,8	4,8	280,3	18,0
RO Rem (150)	150	50	166,6	7,0	144,2	5,1	222,9	15,9
RO Rem (150)	150	100	211,4	7,0	191,9	5,3	259,1	15,7
RO Rem (150)	150	150	273,0	6,9	222,2	2,7	280,4	9,5

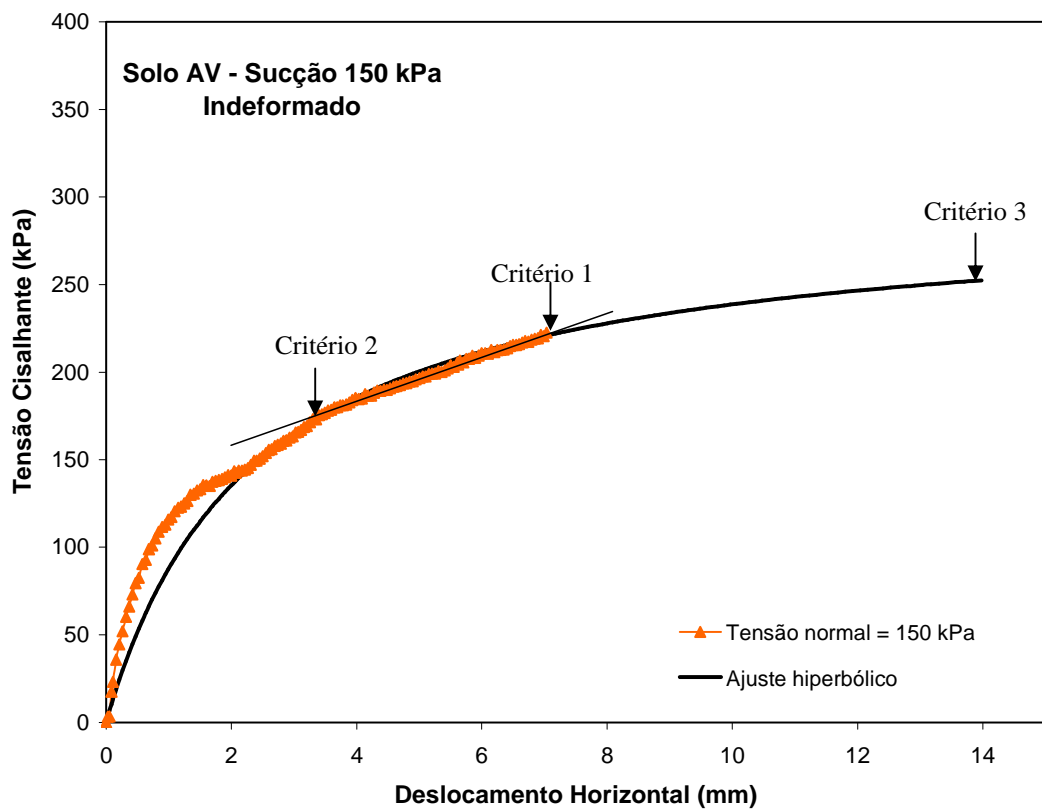


Figura 117: critérios de ruptura propostos para o solo AV indeformado (sucção de 150kPa)

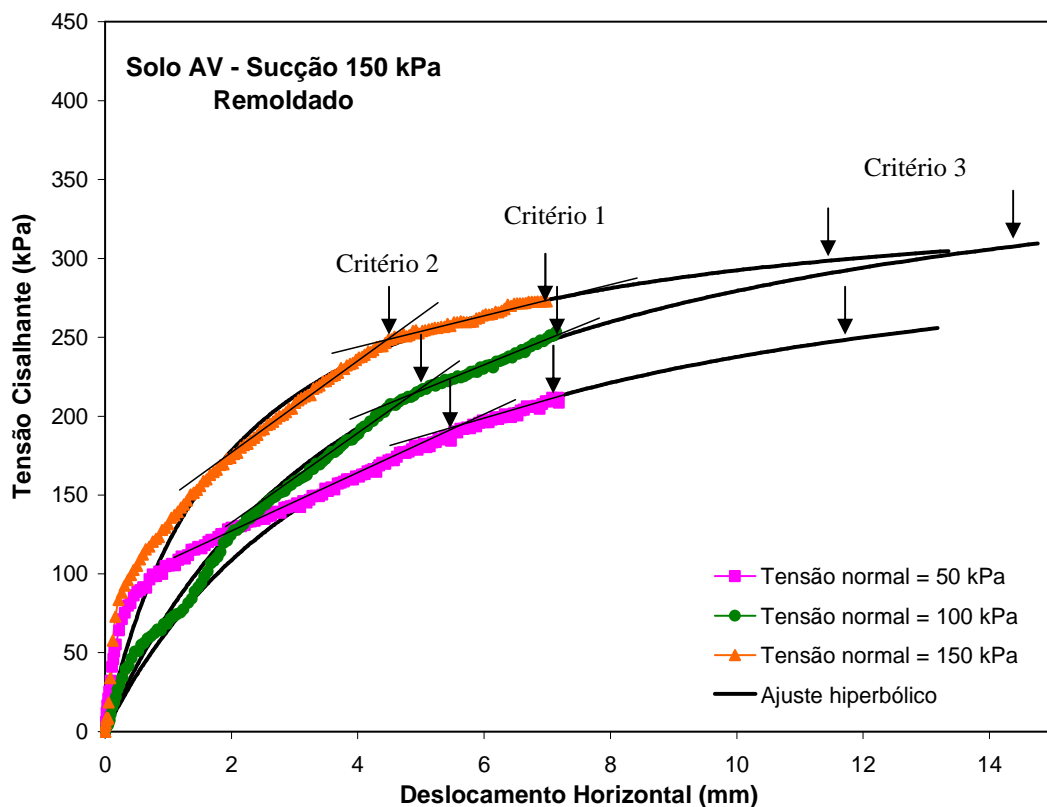


Figura 118: critérios de ruptura propostos para o solo AV remoldado (sucção 150 kPa)



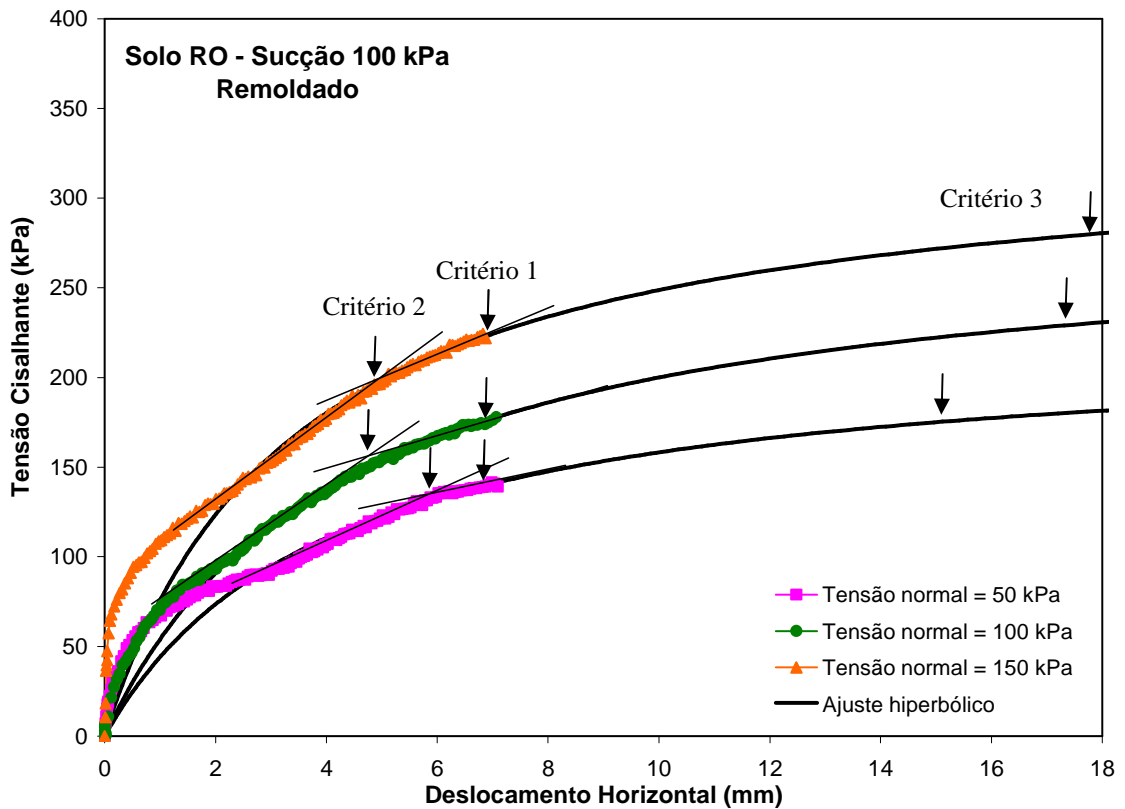


Figura 119: critérios de ruptura propostos para o solo RO remoldado (sucção 100 kPa)

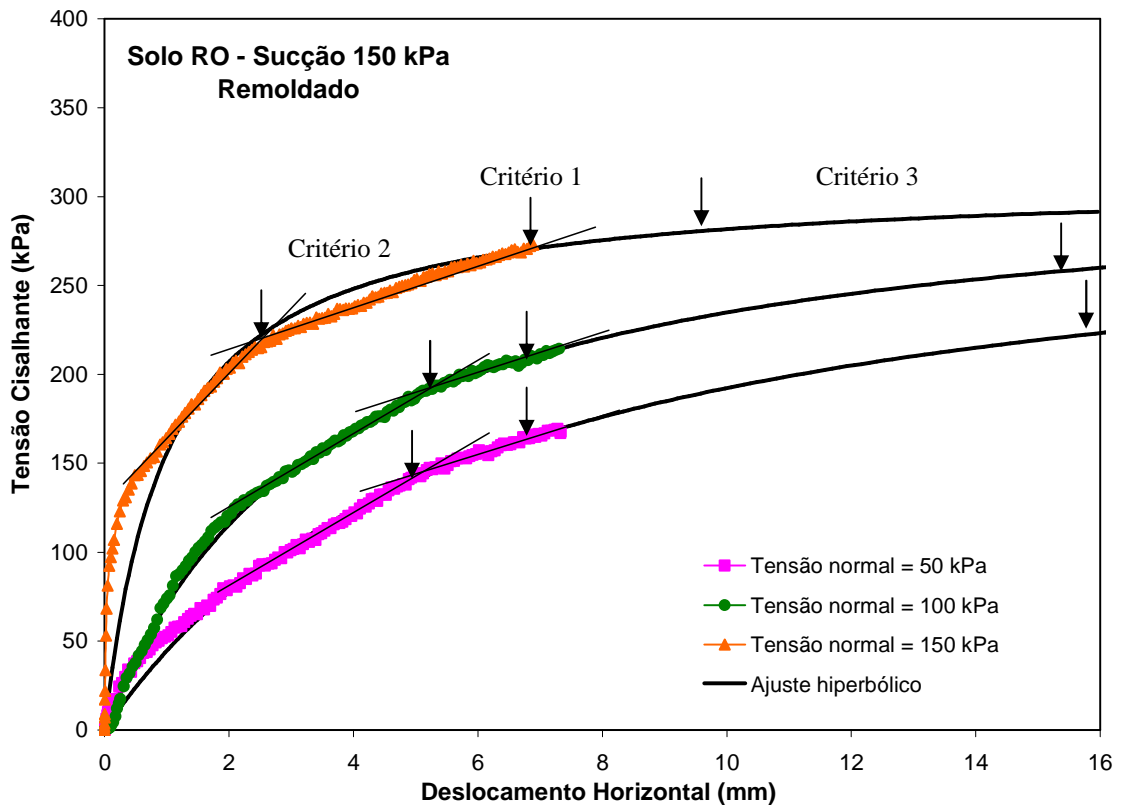


Figura 120: critérios de ruptura propostos para o solo RO remoldado (sucção 150 kPa)

### 5.2.2 Envoltória de Resistência ao Cisalhamento – Plano $\tau$ x ( $\sigma$ - $u_a$ )

As figuras 121 e 122 apresentam as projeções da envoltória de ruptura no plano  $\tau$  x ( $\sigma$ - $u_a$ ) dos solos AV e RO indeformados, respectivamente. Para as amostras remoldadas sem secagem prévia duas projeções foram realizadas para cada solo, uma considerando o critério da deformação arbitrária (Critério 1) e outra considerando o critério da inclinação constante (Critério 2). As figuras 123 e 124 apresentam as projeções da envoltória no plano  $\tau$  x ( $\sigma$ - $u_a$ ), para o solo AV remoldado, e as figuras 125 e 126, para o solo RO remoldado.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento  $c'$  (intercepto coesivo) e  $\phi'$  (ângulo de atrito interno) são parâmetros saturados definidos para a envoltória de sucção 0 kPa. Para os dois solos estudados, tanto para a condição indeformada como para a remoldada, as envoltórias de resistência ao cisalhamento saturadas aparentemente poderiam ser ajustadas por uma reta, cuja inclinação definiria o valor de  $\phi'$  e a intersecção com o eixo y o valor de  $c'$  (Hipótese 1). Entretanto, durante a análise dos resultados experimentais, uma outra hipótese para a envoltória saturada foi levantada. Esta envoltória poderia apresentar-se de forma bilinear, com um primeiro trecho iniciando em uma coesão mais baixa e terminando na tensão normal líquida de 25 kPa, e um segundo trecho definido pela reta ajustada aos dados experimentais (Hipótese 2). Estas duas hipóteses foram consideradas e os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados derivados desses dois ajustes são apresentados na tabela 30. Dessa forma, os solos estudados apresentariam um  $\phi'$  mínimo, baseado na Hipótese 1 (envoltória linear) e um  $\phi'$  máximo, baseado na Hipótese 2 (envoltória bilinear partindo de  $c'$  próximo de 0). Cabe salientar que há necessidade de um maior número de ensaios de cisalhamento direto, em amostras submetidas a tensões normais líquidas menores que 25 kPa, para confirmar os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados desses solos. Destaca-se, entretanto, que as técnicas experimentais precisam ser melhoradas para que seja possível realizar ensaios em amostras submetidas a baixas tensões.

Tabela 30: parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados ( $\sigma$ - $u_a \leq 25$  kPa)

Solo	Hipótese 1		Hipótese 2	
	$c'$ kPa	$\phi'$ mínimo	$c'$ kPa	$\phi'$ máximo
AV Indeformado	12,6	27,8°	0	44,3°
AV Remoldado	15,8	19,8°	0	47,8°
RO Indeformado	12,4	28,6°	0	47,8°
RO Remoldado	12,4	19,7°	0	39,5°

Com o intuito de visualizar a influência da sucção no ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ), foram traçadas duas retas para ajuste das projeções da envoltória de resistência ao cisalhamento das amostras submetidas a sucções de 50, 100 e 150 kPa (figuras 121 a 126). A primeira é uma reta paralela à envoltória saturada, considerando  $\phi'$  constante com a sucção, e a outra corresponde ao ajuste linear dos dados experimentais. A reta paralela à envoltória saturada apresenta inclinação dada pelo  $\phi'$  mínimo, válido para tensões normais líquidas entre 25 e 150 kPa. Observa-se que, para as amostras indeformadas (figuras 121 e 122), essas duas retas são bastante próximas, indicando que o aumento da sucção não exerce muita influência sobre o ângulo  $\phi'$ . Na figura 121 o critério de ruptura adotado para a amostra indeformada do solo AV com curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal sempre crescente (sucção e tensão normal líquida iguais a 150 kPa) foi o da deformação arbitrária (Critério 1). Este critério foi o que resultou em envoltórias melhor ajustadas à hipótese de linearidade. O valor de resistência ao cisalhamento fornecido pelo Critério 2 é também apresentado no gráfico.

A análise torna-se um pouco mais complexa para as amostras remoldadas. Para o solo AV, os ajustes lineares dos dados experimentais correspondentes às sucções de 50, 100 e 150 kPa fornecem inclinações bem mais elevadas que à da envoltória de resistência ao cisalhamento saturada. Com relação à sucção de 150 kPa, que apresenta curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal sempre crescentes, o critério 2 forneceu a reta com inclinação menor. Para o solo RO, a inclinação da projeção da envoltória correspondente à sucção de 50 kPa é bastante próxima à saturada. Para as outras sucções (100 e 150 kPa), o critério 2 também resulta em projeções com inclinações menores, porém maiores que a da envoltória de resistência ao cisalhamento saturada. A tabela 31 apresenta os valores de  $\phi'$  para cada nível de sucção e critério de ruptura proposto.

Tabela 31: variação de  $\phi'$  com o nível de sucção e o critério de ruptura utilizado

Solo/Sucção	Indeformado				Remoldado					
	0 kPa	50 kPa	100 kPa	150 kPa	0 kPa	50 kPa	100 kPa	150 kPa		
AV	27,8°	27,8°	28,9°	27,1°	19,8°	38,7°	40,9°	40,1°*	32,1°**	
RO	28,6°	28,1°	26,4°	32,7°	19,7°	22,7°	37,1°*	31,1°**	47,6°*	39,9°**

\* - critério 1 (deformação arbitrária); \*\* - critério 2 (inclinação constante)

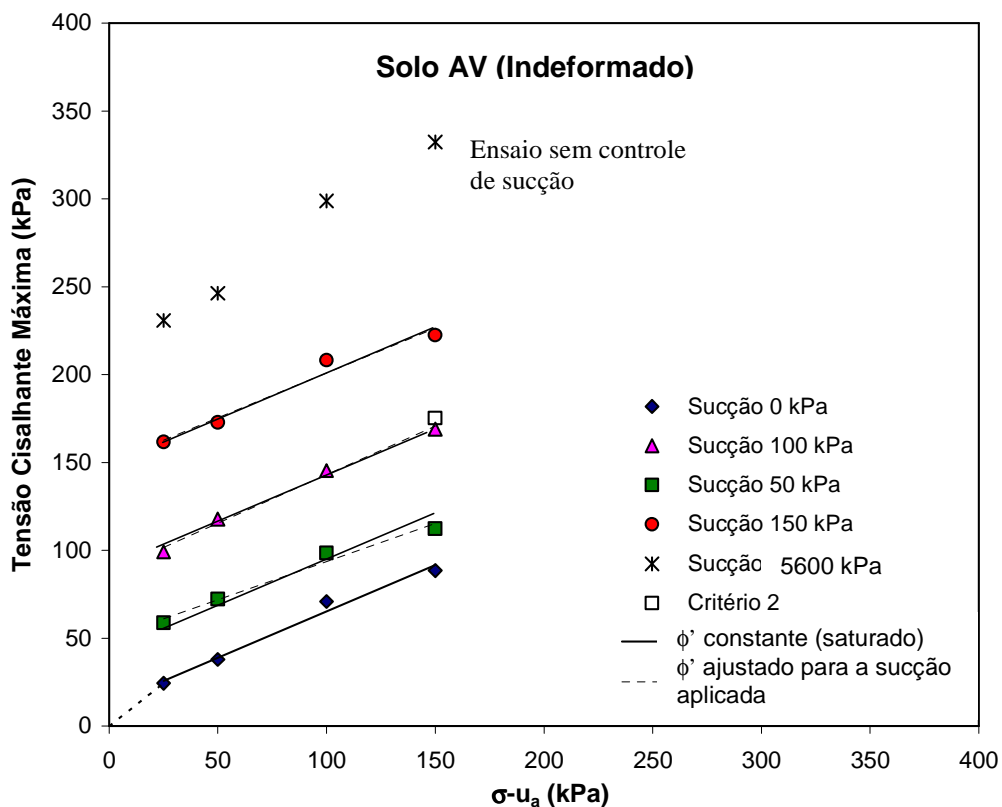


Figura 121: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo AV indeformado - plano  $\tau$  x ( $\sigma-u_a$ )

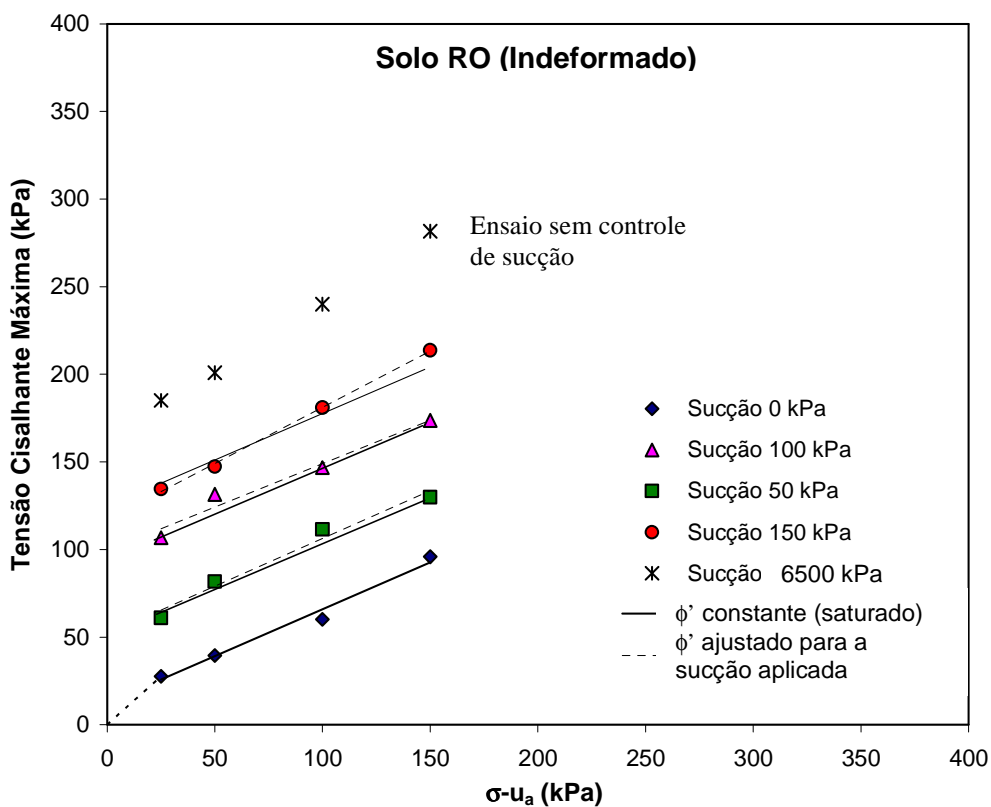


Figura 122: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo RO indeformado - plano  $\tau$  x ( $\sigma-u_a$ )

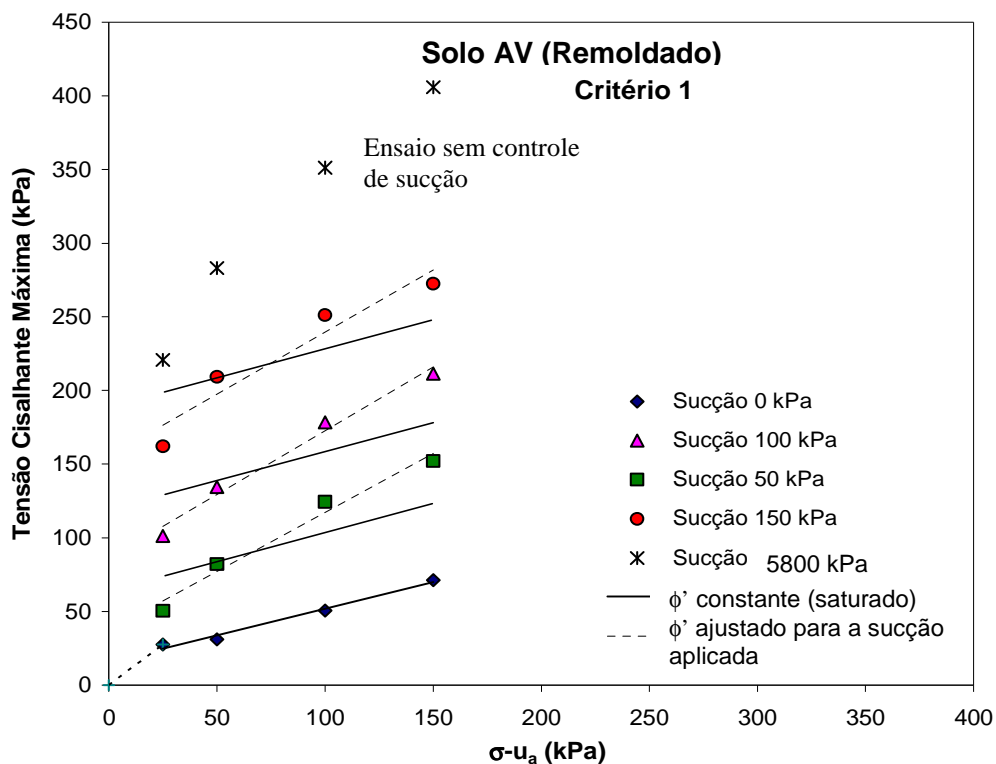


Figura 123: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo AV remoldado - plano  $\tau$  x  $(\sigma-u_a)$  (Critério 1)

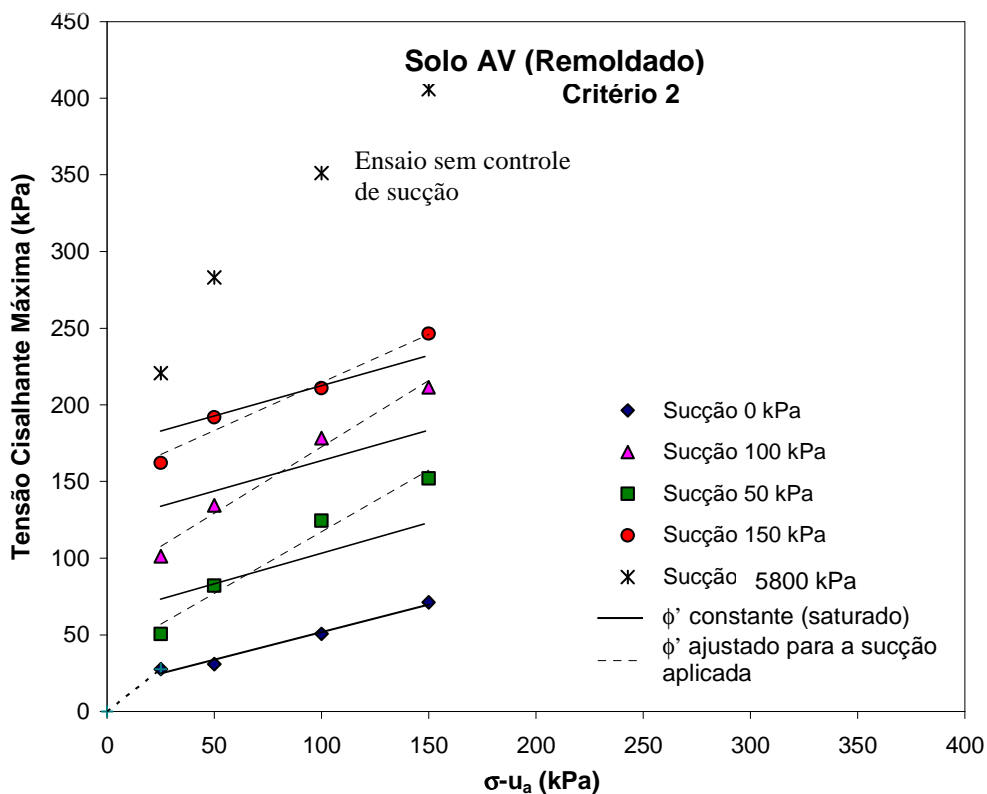


Figura 124: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo AV remoldado - plano  $\tau$  x  $(\sigma-u_a)$  (Critério 2)

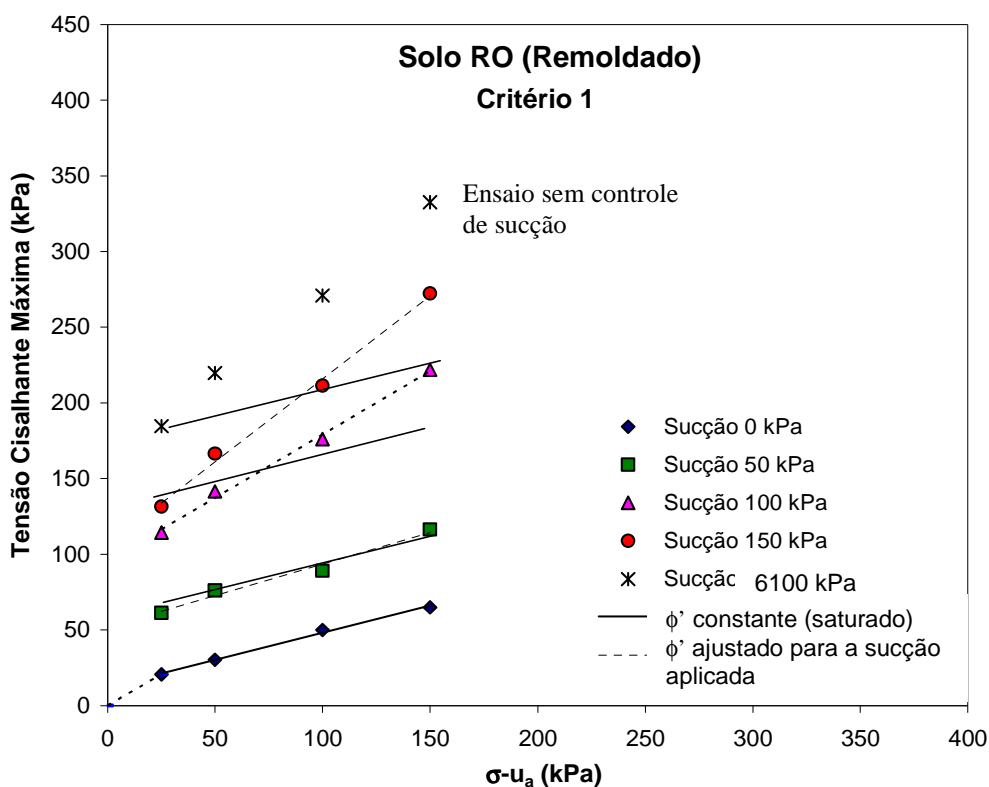


Figura 125: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo RO remoldado - plano  $\tau$  x ( $\sigma-u_a$ ) (Critério 1)

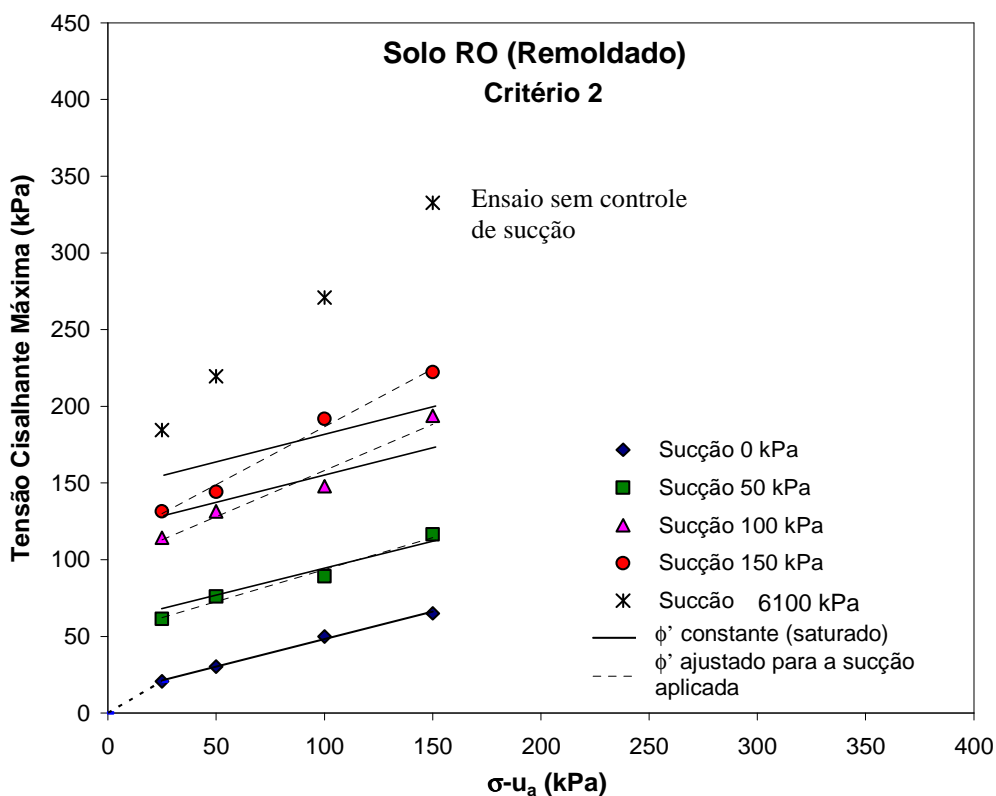


Figura 126: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo RO remoldado - plano  $\tau$  x ( $\sigma-u_a$ ) (Critério 2)

### 5.2.3 Envoltória de Resistência ao Cisalhamento - Plano $\tau$ x ( $u_a - u_w$ )

A projeção da envoltória de resistência ao cisalhamento no plano  $\tau$  x ( $u_a - u_w$ ) define o ângulo  $\phi^b$ , o qual quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento. Nas figuras 127 e 128 são apresentadas as projeções da envoltória de resistência ao cisalhamento no plano  $\tau$  x ( $u_a - u_w$ ), para os solos AV e RO na condição indeformada, respectivamente. Para a condição remoldada sem secagem prévia do solo são apresentadas duas projeções para cada solo, considerando os critérios 1 e 2 de ruptura. As figuras 129 e 130 apresentam as projeções da envoltória no plano  $\tau$  x ( $u_a - u_w$ ), para o solo AV remoldado, e as figuras 131 e 132, para o solo RO remoldado.

Na condição indeformada observa-se que, em ambos os solos, as projeções da envoltória de resistência ao cisalhamento são aproximadamente lineares, para o intervalo de sucção de 0 a 150 kPa. Adicionalmente, as projeções para as diferentes tensões normais líquidas apresentam-se de forma paralela. A linearidade dessas envoltórias indica que o parâmetro  $\phi^b$  é constante, para o intervalo de sucção mátrica de 0 a 150 kPa. Os ensaios realizados com as amostras secas ao ar (teor de umidade aproximadamente constante) permitiram verificar que esta envoltória se torna bilinear (ou não linear) para sucções mais elevadas (acima de 150 kPa), entretanto, o ponto exato da mudança de comportamento não pode ser definido.

Na condição remoldada as projeções dependem do critério de ruptura escolhido. A única projeção que não depende do critério de ruptura adotado é a da tensão normal líquida de 25 kPa, a qual não apresenta curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal do tipo *strain-hardening*. Os resultados obtidos pelo critério 1 são sempre superiores aos obtidos pelo critério 2. No critério 1 (deformação arbitrária), as projeções da envoltória de resistência ao cisalhamento do solo AV são aproximadamente lineares, para sucções entre 0 e 150 kPa, mas se tornam um pouco mais inclinadas à medida que a tensão normal líquida aumenta (figura 129). No critério 2, o solo AV apresenta projeções da envoltória lineares, para as tensões normais líquidas mais baixas (25 e 50 kPa), e bilineares, para as tensões normais líquidas maiores (100 e 150 kPa). Para o solo RO remoldado, as projeções da envoltória de resistência ao cisalhamento no plano  $\tau$  x ( $u_a - u_w$ ) são bilineares pelos dois critérios de ruptura adotados. As tabelas 32, 33 e 34 apresentam os valores do ângulo  $\phi^b$ , para cada tensão normal líquida e critério de ruptura considerado, obtidos para os solos indeformados, AV remoldado e RO remoldado, respectivamente.

Tabela 32: variação de  $\phi^b$  com a tensão normal líquida e sucção (solos AV e RO indeformado)

Condição Indeformada					
Solo	$\phi'$	25 kPa	50 kPa	100 kPa	150 kPa
AV	27,8°- 44,3°	42,1°	42,0°	42,5°	42,5°
RO	28,6°- 47,8°	36,3°	36,7°	38,5°	38,5°

Tabela 33: variação de  $\phi^b$  com a tensão normal líquida e sucção (solo AV remoldado)

Condição Remoldada – Solo AV ( $\phi'$ =28,6°- 47,8°)									
Critério 1					Critério 2				
25 kPa	50 kPa	100 kPa	150 kPa	25 kPa	50 kPa	100 kPa	150 kPa	100 kPa	150 kPa
42,3°	49,6°	52,7°	53,0°	42,3°	47,0°	51,9°(1)	33,1°(2)	54,5°(1)	35,0°(2)

(1) – sucção entre 0 e 100 kPa; (2) – sucção entre 100 e 150 kPa

Tabela 34: variação de  $\phi^b$  com a tensão normal líquida e sucção (solo RO remoldado)

Condição Remoldada – Solo RO ( $\phi'$ =19,7°- 39,5°)							
Critério 1							
25 kPa		50 kPa		100 kPa		150 kPa	
43,1°(1)	19,0°(2)	48,0°(1)	26,6°(2)	51,6°(1)	35,1°(2)	57,5°(1)	45,3°(2)
Critério 2							
25 kPa		50 kPa		100 kPa		150 kPa	
43,1°(1)	19,0°(2)	45,3°(1)	14,2°(2)	44,4°(1)	41,4°(2)	52,2°(1)	29,6°(2)

(1) – sucção entre 0 e 100 kPa; (2) – sucção entre 100 e 150 kPa

A maior parte dos resultados apresentados na literatura evidencia que o parâmetro  $\phi^b$  tem um valor inicial próximo ao de  $\phi'$ , para sucções menores que o valor de entrada de ar do solo. Os parâmetros  $\phi^b$  e  $\phi'$  apresentam valores semelhantes, porque a sucção atua efetivamente em toda seção transversal da amostra, assim como a tensão normal líquida. Após o valor de entrada de ar, o solo inicia sua dessaturação e a área de atuação da sucção diminui, resultando em um decréscimo no valor de  $\phi^b$ . Esse decréscimo de  $\phi^b$  continua até que as condições residuais sejam alcançadas. Cabe ressaltar que este comportamento foi observado em solos que apresentam curvas características unimodais do tipo “S”.

Para os solos ensaiados alguns resultados interessantes foram observados. Na condição indeformada, os solos apresentam valor do ângulo  $\phi^b$  próximo ao valor de  $\phi'$  máximo (solo AV) e entre  $\phi'$  máximo e  $\phi'$  mínimo (solo RO). Tal fato reforça a idéia de que a envoltória de resistência ao cisalhamento saturada desses solos, provavelmente, é do tipo bilinear partindo de uma coesão mais baixa (Hipótese 2). Para o solo AV, colúvio oriundo de arenito, a coesão



seria bem próxima a zero. No caso do solo RO, colúvio de basalto, uma coesão um pouco mais elevada, em torno de 8,4 kPa, conduziria a  $\phi^b = \phi'$ .

Na condição remoldada sem secagem prévia do solo, a análise sobre a variação do ângulo  $\phi^b$  torna-se mais complexa e os resultados estão diretamente relacionados com o critério de ruptura proposto. A única tensão normal líquida que não é dependente do critério de ruptura adotado é a de 25 kPa. Para o solo AV remoldado, a projeção da envoltória de resistência ao cisalhamento correspondente à tensão normal líquida de 25 kPa apresenta valor do ângulo  $\phi^b$  menor que o ângulo  $\phi'$  máximo. Tal comportamento também é observado para a projeção correspondente a tensão normal líquida de 50 kPa, se o critério 2 for considerado. Para as outras tensões normais líquidas (100 e 150 kPa), os valores do ângulo  $\phi^b$  do solo AV remoldado são superiores a  $\phi'$ , para sucções entre 0 e 100 kPa, pelos dois critérios de ruptura propostos. Para o solo RO remoldado, todas as tensões normais líquidas apresentam  $\phi^b$  maior que  $\phi'$ , para o intervalo de sucções entre 0 e 100 kPa. Os menores valores de  $\phi^b$  são obtidos através do critério 2. Valores de  $\phi^b > \phi'$ , apesar de terem sido encontrados na literatura, ainda não apresentam uma explicação física aceitável. Dessa forma, investigações futuras são necessárias para tentar identificar porque este fato pode estar ocorrendo.

Um outro ponto a ser investigado nas projeções da envoltória dos solos AV e RO diz respeito ao valor de sucção para o qual o ângulo  $\phi^b$  passa a diminuir. Para os solos AV e RO na condição indeformada, esse valor não pode ser definido com precisão, mas aparentemente não corresponde nem ao primeiro valor de entrada de ar do solo (relacionado com a dessaturação dos macroporos) nem ao segundo valor (representado pela dessaturação dos microporos). Para a condição remoldada sem secagem prévia, verifica-se que, para algumas tensões normais líquidas, as projeções da envoltória no plano  $\tau \times (u_a - u_w)$  são bilineares. Nessas projeções pode-se observar o ponto onde o ângulo  $\phi^b$  passa a reduzir. Entretanto, o valor de sucção para o qual a projeção muda de inclinação também não parece corresponder nem ao primeiro nem ao segundo valor de entrada de ar do solo. Estudos adicionais são necessários para investigar o valor de sucção para o qual o ângulo  $\phi^b$  passa a diminuir, e como correlacionar esse valor de sucção com o comportamento de dessaturação de solos com curvas características bimodais. Claramente, a influência da não-linearidade da envoltória de resistência ao cisalhamento, que pode ser representada de forma simplificada por uma envoltória bilinear, deve ser considerada ao comparar  $\phi^b$  e  $\phi'$  determinados para esses solos.

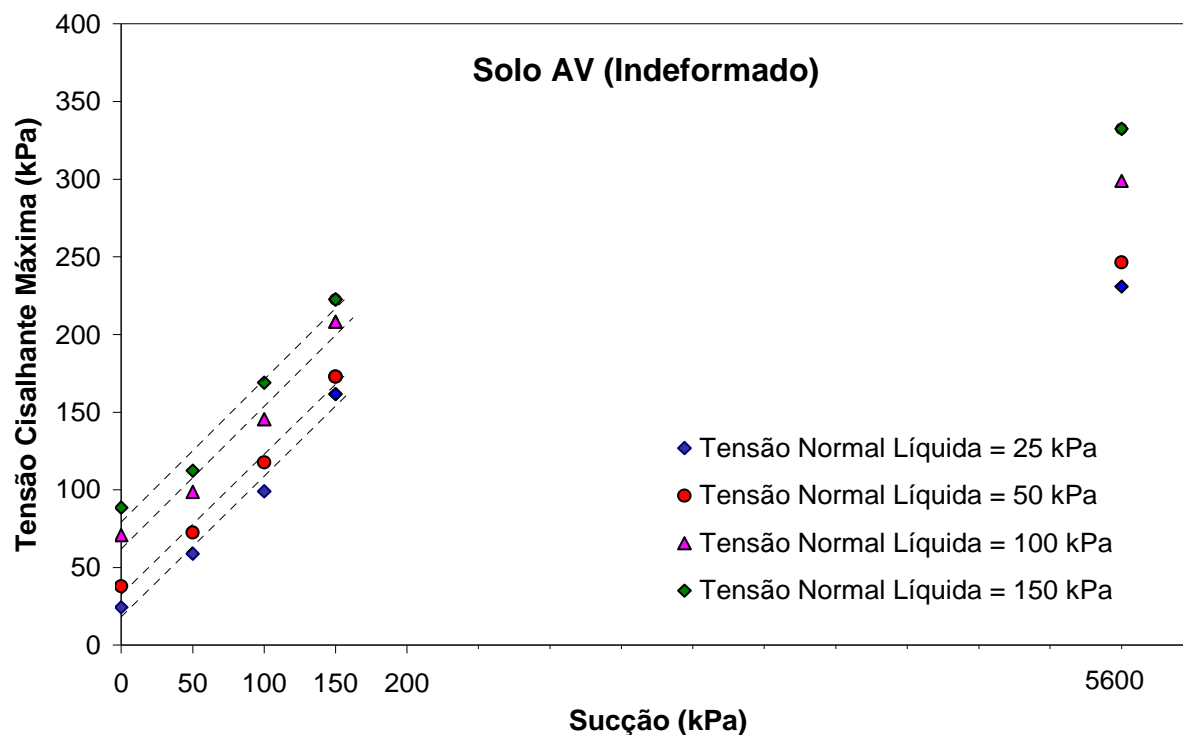


Figura 127: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo AV indeformado - plano  $\tau$  x  $(u_a - u_w)$

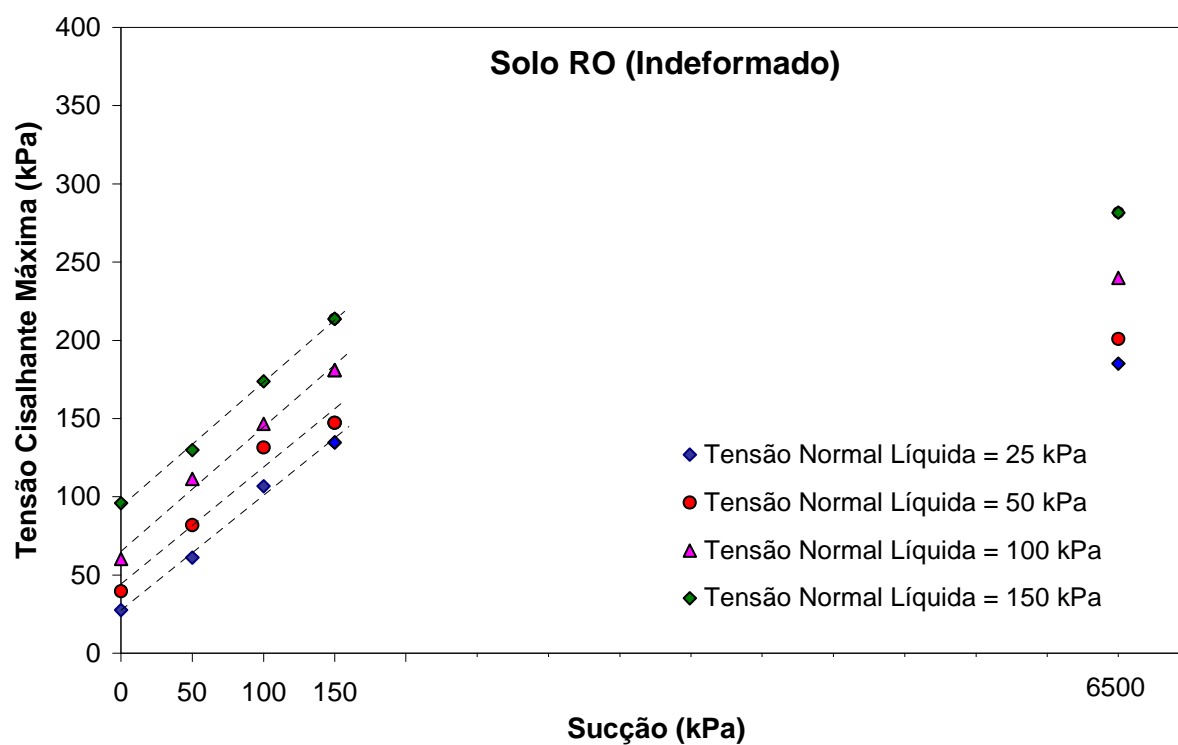


Figura 128: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo RO indeformado - plano  $\tau$  x  $(u_a - u_w)$

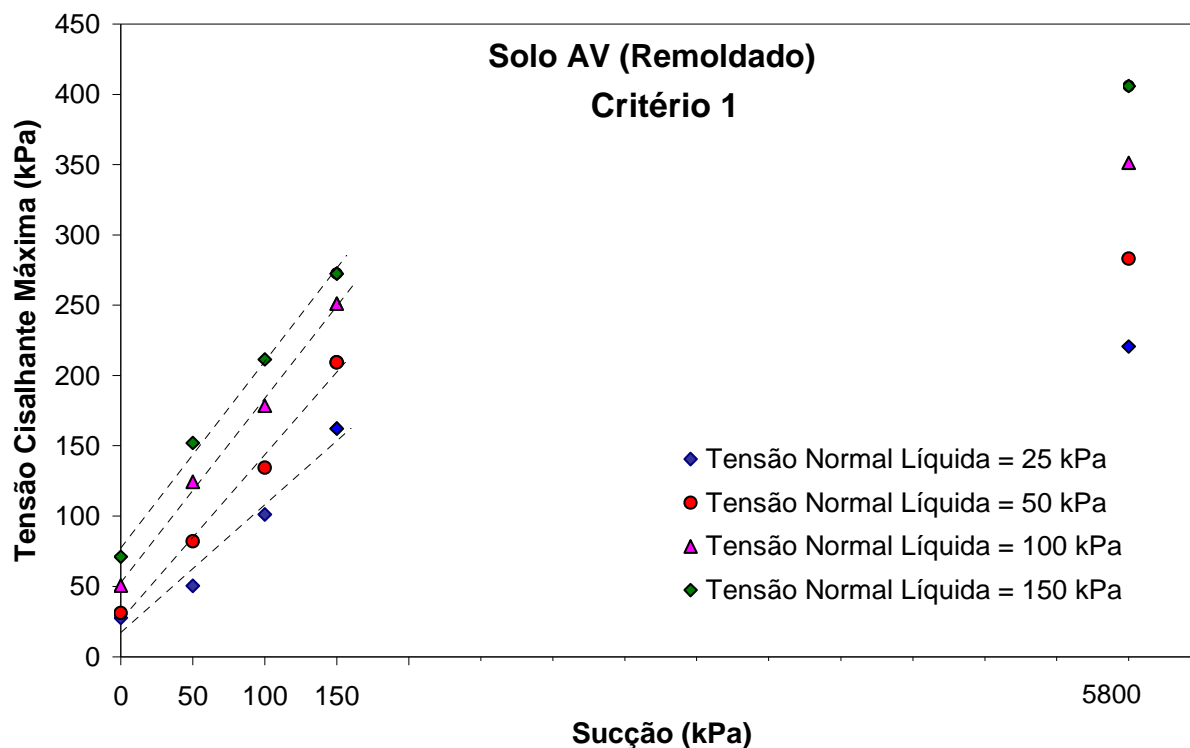


Figura 129: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo AV remoldado - plano  $\tau$  x  $(u_a - u_w)$  (Critério 1)

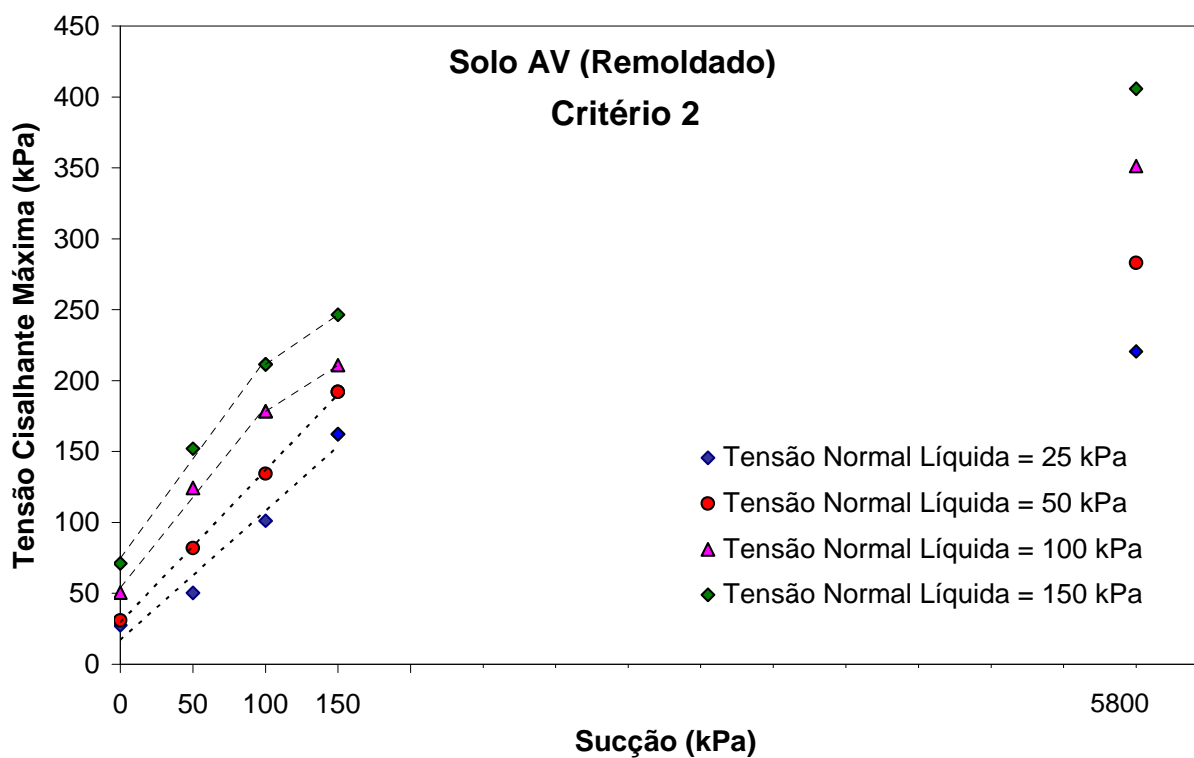


Figura 130: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo AV remoldado - plano  $\tau$  x  $(u_a - u_w)$  (Critério 2)

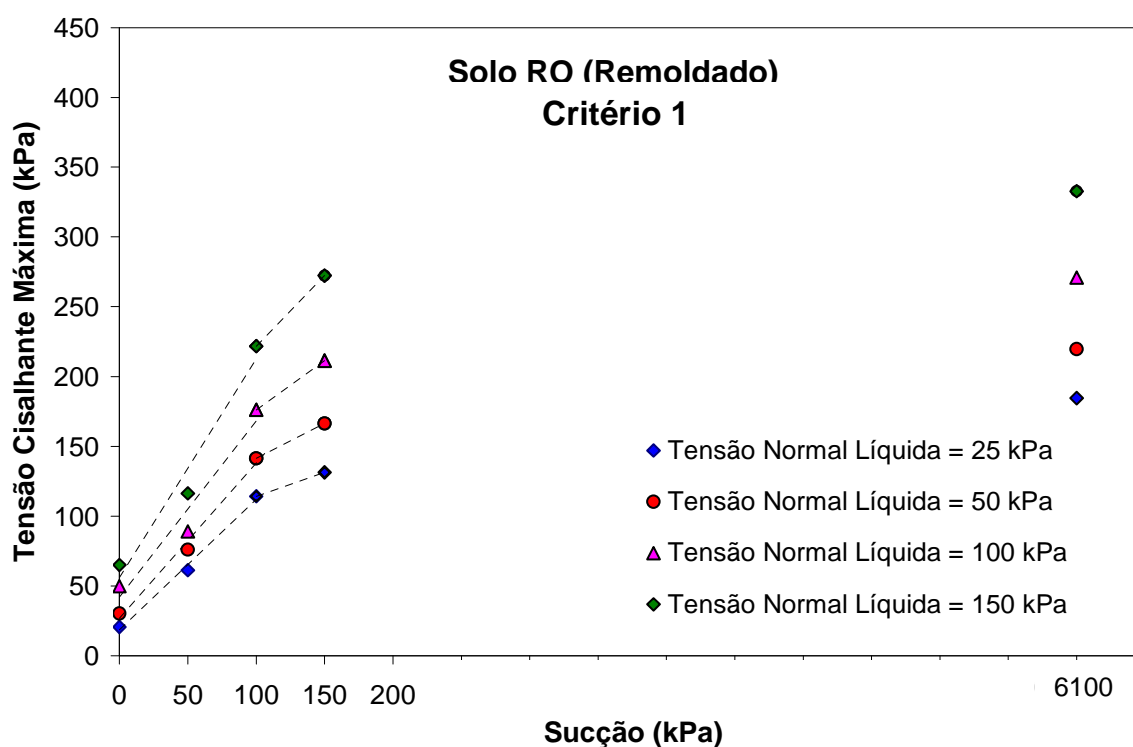


Figura 131: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo RO remoldado - plano  $\tau \times (u_a - u_w)$  (Critério 1)

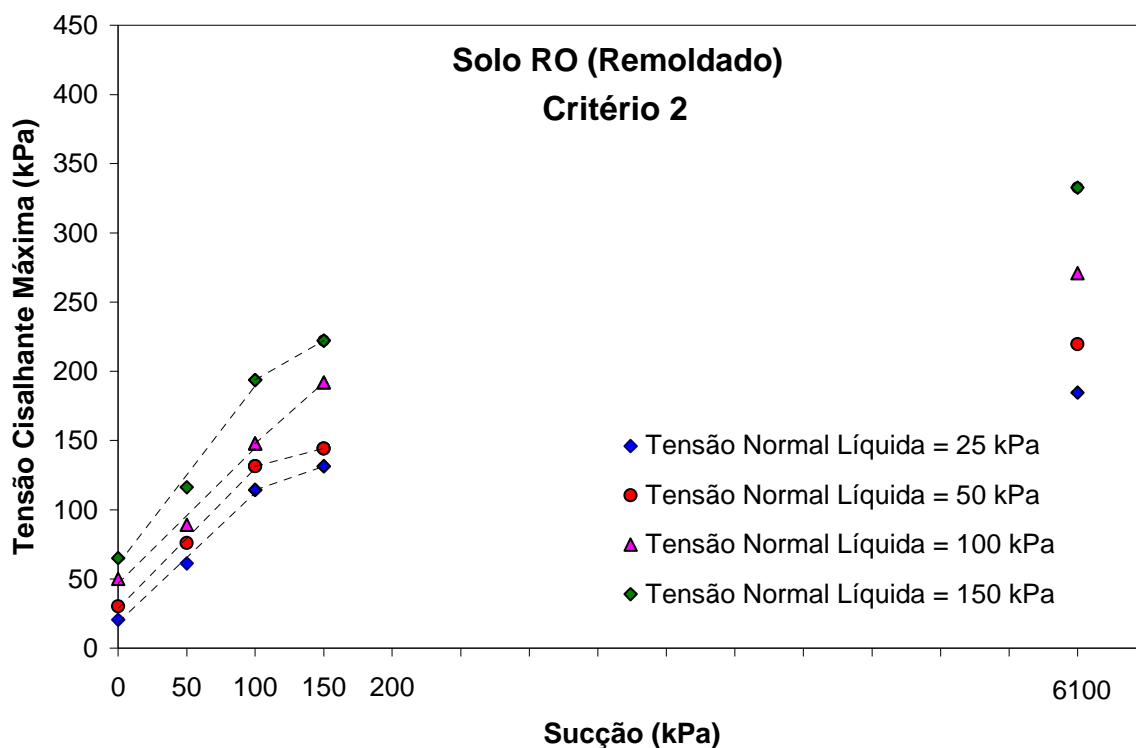


Figura 132: envoltória de resistência ao cisalhamento Solo RO remoldado - plano  $\tau \times (u_a - u_w)$  (Critério 2)

### 5.3. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica do solo é fundamental para se compreender e modelar os processos de infiltração, evapotranspiração e transporte de água e solutos no solo. A condutividade hidráulica varia com o teor de umidade ou com a sucção do solo e é máxima em condições de saturação. À medida que o teor de umidade do solo diminui, a condutividade hidráulica decresce e pode ser calculada como uma função da sucção -  $k_w$  ( $\psi$ ). Em solos pouco compressíveis, o valor de  $k_w$  permanece praticamente constante e igual ao coeficiente de condutividade hidráulica saturado ( $k_w = k_s$ ) até alcançar a sucção correspondente ao valor de entrada de ar do solo. A partir desse valor,  $k_w$  decresce consideravelmente até que as condições residuais sejam alcançadas.

Nesta tese a função condutividade hidráulica do solo AV em diferentes condições de moldagem - indeformada, remoldada sem e com secagem prévia do solo - foi determinada através de ensaios realizados em dois permeômetros triaxiais. A tensão normal líquida utilizada nestes ensaios foi de 30 kPa, semelhante à tensão geostática experimentada pelo solo nas condições de campo e suficiente para garantir uma boa aderência da membrana ao solo. O permeômetro triaxial com coluna de mercúrio, apresentado no Capítulo 3 - item 3.3.2.2, foi utilizado para medir o coeficiente de condutividade hidráulica saturado do solo AV nas condições indeformada e remoldada sem e com secagem prévia do solo. Este equipamento foi escolhido porque os coeficientes de condutividade hidráulica saturados do solo AV, para as três condições de moldagem, eram superiores ao da pedra cerâmica de AVEA. Para determinação da variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a sucção foi construído um permeômetro triaxial para solos não saturados, o qual foi descrito no Capítulo 3. Os ensaios não saturados foram realizados em amostras submetidas a sucções de 25, 50, 75 e 90 kPa (trajetória de secagem) e 75, 50 e 25 kPa (trajetória de umedecimento). A diferença entre os valores de  $k_w$  da trajetória de secagem e da trajetória de umedecimento descreve a histerese da função condutividade hidráulica do solo.

Nesta seção serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica nas condições saturada e não saturada obtidos experimentalmente para o solo coluvionar de arenito (solo AV), bem como as características iniciais das amostras ensaiadas. Na seqüência, será realizado um estudo comparativo entre as curvas características e as

funções condutividade hidráulica do solo AV nas três condições de moldagem. Ao final dessa seção, os resultados de deformação, obtidos com o uso dos sensores de efeito Hall (descritos na seção 3.1.6), serão apresentados e analisados.

A tabela 35 apresenta as características físicas iniciais das amostras utilizadas para determinação da condutividade hidráulica saturada e não saturada do solo AV nas condições indeformada e remoldada (sem e com secagem prévia do solo). As figuras 133, 134 e 135 exibem a função condutividade hidráulica do solo AV indeformado, remoldado sem e com secagem prévia do solo, respectivamente. Nestas figuras, para auxiliar no traçado da função condutividade hidráulica, um ponto teórico, com ordenada igual ao coeficiente de condutividade hidráulica do solo saturado ( $k_s$ ) e abscissa correspondente ao 1º valor de entrada de ar do solo, foi inserido. A inserção desse ponto condiciona a função condutividade hidráulica a ser igual à condutividade hidráulica na condição saturada até atingir o VEA do solo. A determinação experimental de  $k_w$  na sucção correspondente ao valor de entrada de ar do solo não pode ser determinada experimentalmente, pois o 1º VEA do solo AV nas três condições de moldagem é extremamente pequeno (como apresentado na tabela 19) e difícil de ser mantido durante o ensaio. A tabela 36 reúne os resultados de  $k_w$  obtidos durante o programa experimental desenvolvido nessa tese.

Tabela 35: características físicas iniciais das amostras do solo AV utilizadas na determinação de  $k_w$  saturado e não saturado

Solo AV	Amostra Saturada			Amostra Não Saturada		
	$e_o$	$w_o$ (%)	$S_{ro}$ %	$e_o$	$w_o$ (%)	$S_{ro}$ %
Indeformado	0,97	27,8	80,1	0,99	28,1	79,3
Remoldado sem secagem prévia do solo	1,01	28,0	77,5	0,98	27,9	79,6
Remoldado com secagem prévia do solo	1,00	28,3	79,1	1,00	28,2	78,8

Tabela 36: valores experimentais de  $k_w$  (cm/s) obtidos para as amostras do solo AV

Sucção kPa	Solo AV Indeformado	Solo AV Remoldado sem secagem prévia	Solo AV Remoldado com secagem prévia
0	$6,53 \cdot 10^{-4}$	$4,77 \cdot 10^{-5}$	$1,94 \cdot 10^{-5}$
25	$4,57 \cdot 10^{-6}$	$4,47 \cdot 10^{-6}$	$2,64 \cdot 10^{-6}$
50	$3,20 \cdot 10^{-7}$	$2,20 \cdot 10^{-6}$	$4,45 \cdot 10^{-7}$
75	$1,78 \cdot 10^{-7}$	$2,16 \cdot 10^{-6}$	$2,35 \cdot 10^{-7}$
90	$3,28 \cdot 10^{-7}$	$2,69 \cdot 10^{-6}$	$2,31 \cdot 10^{-7}$
75	$1,62 \cdot 10^{-7}$	$1,07 \cdot 10^{-6}$	$1,84 \cdot 10^{-7}$
50	$2,43 \cdot 10^{-7}$	$1,72 \cdot 10^{-6}$	$3,59 \cdot 10^{-7}$
25	$1,59 \cdot 10^{-7}$	$2,83 \cdot 10^{-6}$	$1,53 \cdot 10^{-6}$

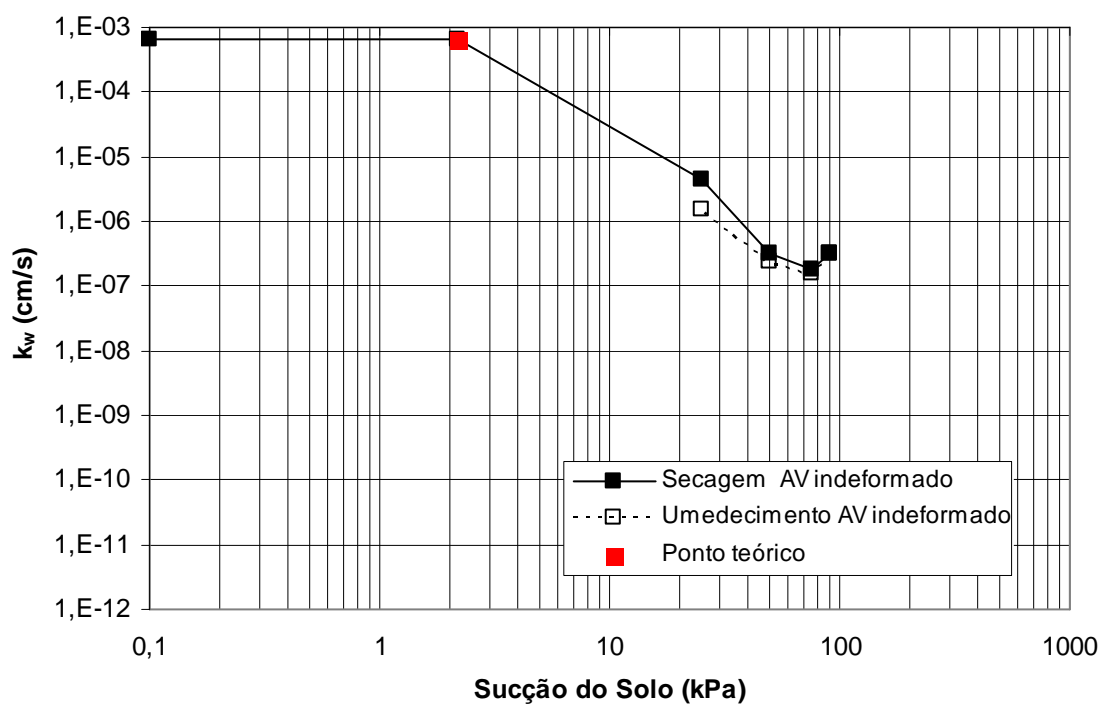


Figura 133: função condutividade hidráulica solo AV indeformado

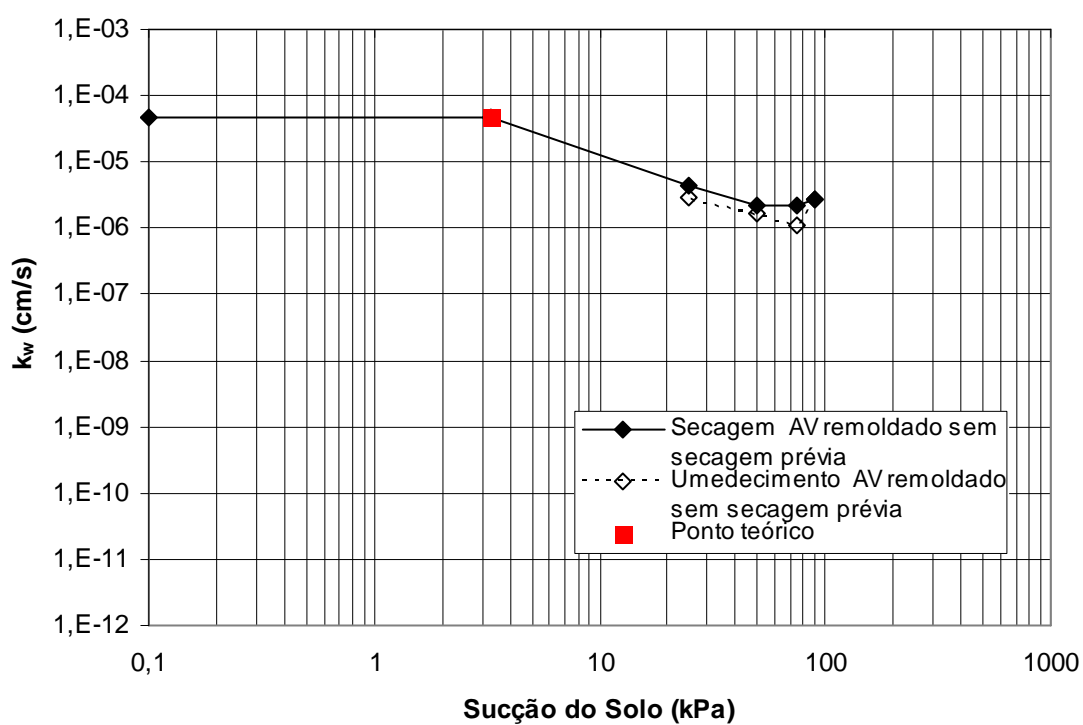


Figura 134: função condutividade hidráulica solo AV remoldado sem secagem prévia

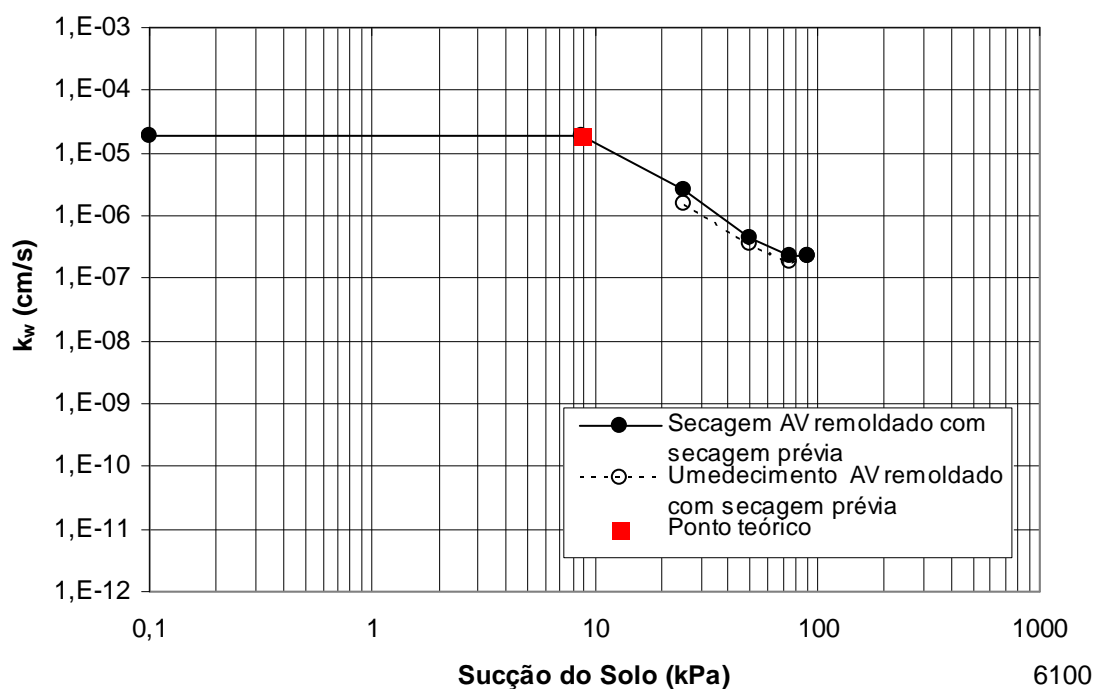


Figura 135: função condutividade hidráulica solo AV remoldado com secagem prévia

A partir dos dados da tabela 36 e da análise das figuras 133, 134 e 135, observa-se que o valor do coeficiente de condutividade hidráulica do solo AV, para as três condições de moldagem, diminui quando o solo passa da condição saturada para a não saturada. As funções condutividade hidráulica apresentam inicialmente um decréscimo para sucções até 50 kPa, seguidas por valores praticamente constantes, para sucções até 90 kPa. Cabe destacar que os valores de sucção de 50, 75 e 90 kPa se encontram no patamar quase horizontal das curvas características. Esta condição permite supor que o valor de  $k_w$  permanece aproximadamente constante para esses níveis de sucção, uma vez que a área de água é praticamente a mesma, não permitindo a dessaturação dos poros neste intervalo. O decréscimo de  $k_w$  é de aproximadamente 3 ordens de grandeza (de  $10^{-4}$  para  $10^{-7}$  cm/s) para o solo AV indeformado, 1 ordem (de  $10^{-5}$  para  $10^{-6}$  cm/s) para o solo remoldado sem secagem prévia, e de 2 ordens (de  $10^{-5}$  para  $10^{-7}$ ) para o solo remoldado com secagem prévia.

Outra observação importante a ser analisada a partir desses resultados diz respeito à histerese da função condutividade hidráulica do solo AV. A histerese apresentada pelo solo AV nas três condições de moldagem é relativamente pequena. Uma hipótese para este comportamento pode ser levantada a partir da análise da histerese apresentada na curva característica do solo AV (Capítulo 5 - item 5.1.3). A presença de histerese nas curvas características dos solos coluvionares investigados parece depender da história de sucção e das trajetórias de



umedecimento e secagem que o solo sofreu até aquele momento. Dessa forma, se o solo for submetido a um ciclo de secagem-umedecimento pelo qual ele já tenha sido submetido em campo, a histerese resultará pequena. Por outro lado, se for aplicada uma sucção maior que a máxima sucção que o solo já suportou em toda a sua história de sucções, uma histerese maior será observada. Assim, acredita-se que a função condutividade hidráulica do solo AV praticamente não tenha apresentado histerese porque possivelmente esse material já tenha sido submetido em campo à trajetória de secagem-umedecimento ensaiada.

Na figura 136 é realizada uma comparação entre as trajetórias de secagem das curvas características e das funções condutividade hidráulicas do solo AV não saturado. Para facilitar essa análise, as curvas características foram apresentadas para o intervalo de sucções entre 0,1 e 1.000 kPa, o qual engloba os níveis de sucção aplicados nos ensaios para determinação de  $k_w$ . Os resultados apresentados nesta figura evidenciam que as amostras do solo AV nas três condições de moldagem - indeformada, remoldada sem e com secagem prévia do solo - tendem a reproduzir o comportamento de dessaturação exibido nas curvas características. A amostra do solo AV na condição remoldada sem secagem prévia é a que apresenta a menor capacidade de retenção de água para o intervalo de sucções entre 25 e 90 kPa. Este comportamento também é observado em relação à função condutividade hidráulica, uma vez que o solo AV remoldado sem secagem prévia apresenta os maiores valores de  $k_w$  para este intervalo de sucção. Por outro lado, a amostra do solo AV com secagem prévia é a que exibe a maior capacidade de armazenamento de água, caracterizada por um VEA mais elevado e pela curva característica situada mais acima (valores de sucção mais elevados para um dado grau de saturação). Observa-se que a amostra do solo AV na condição remoldada com secagem prévia é a que apresenta os menores valores de condutividade hidráulica não saturada. Já a amostra indeformada, mostra um comportamento de dessaturação intermediário, para o intervalo de sucção considerado, porém mais próximo da amostra remoldada com secagem prévia. Os valores de  $k_w$  obtidos para a amostra indeformada deveriam estar entre os determinados para as amostras remoldadas sem e com secagem prévia do solo. Esse comportamento é verificado para as sucções de 25 e 90 kPa. Para os outros valores de sucção (50 e 75 kPa) os valores do coeficiente  $k_w$  determinados experimentalmente para o solo AV na condição indeformada praticamente coincidem com os obtidos para a condição remoldada com secagem prévia. Salienta-se, entretanto, que esse resultado é perfeitamente razoável de ser obtido experimentalmente, uma vez que os valores de  $k_w$  para essas duas condições de moldagem são muito próximos e a ordem de grandeza é a mesma.

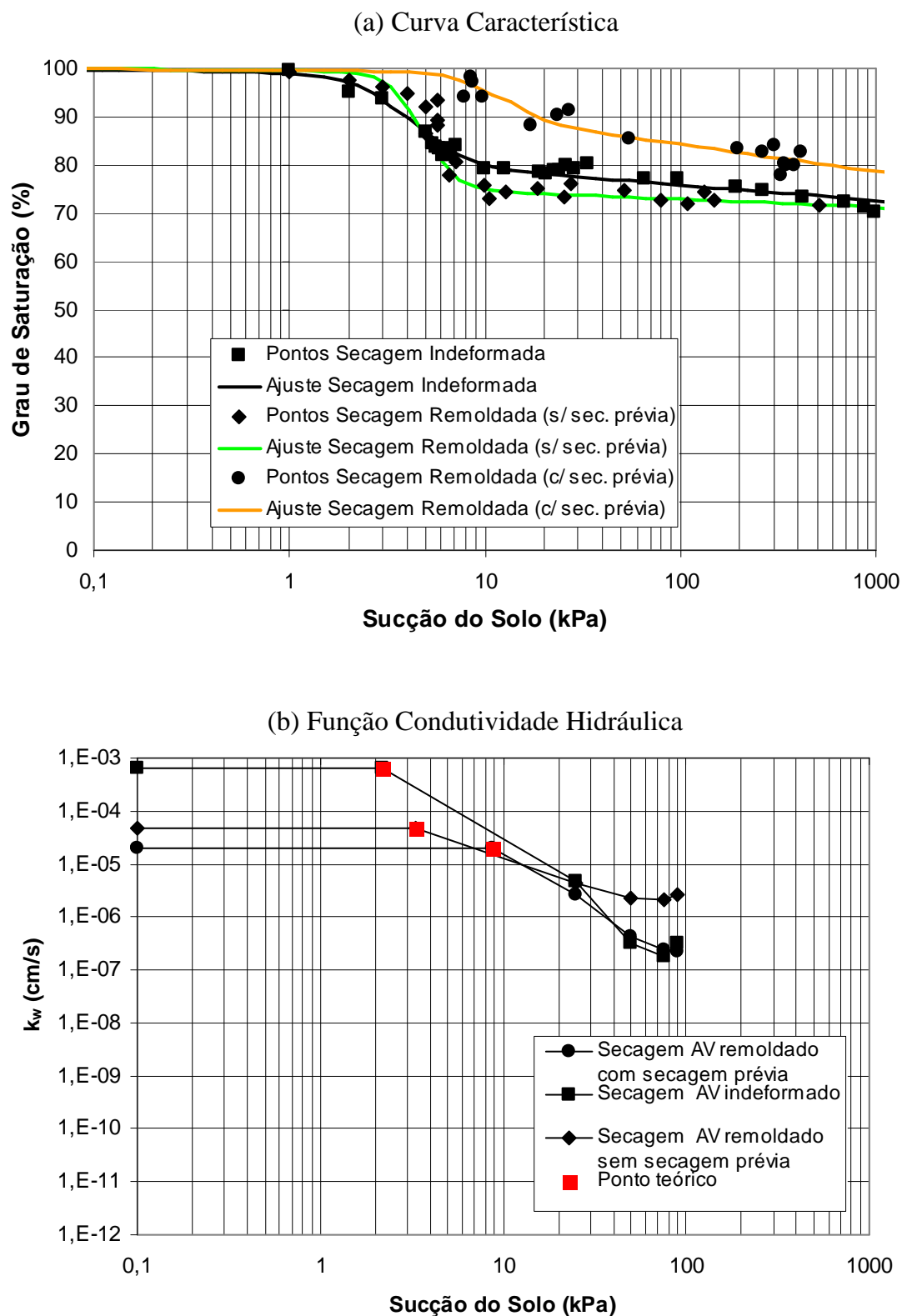


Figura 136: comparação da trajetória de secagem do solo AV nas condições indeformada, remoldada sem e com secagem prévia do solo - (a) curva característica, (b) função condutividade hidráulica

A determinação precisa da variação de volume de um solo não saturado é mais difícil e complexa que a realizada em amostras saturadas, uma vez que dois fluidos coexistem nos vazios do solo e podem ser eliminados. Esta determinação torna-se ainda mais difícil para amostras submetidas a tensões normais líquidas baixas, como é o caso do solo ensaiado, cujas deformações são muito pequenas. Todos os permeâmetros triaxiais apresentados na literatura não obtiveram êxito na determinação precisa da variação de volume do solo não saturado ensaiado. Nesta tese as deformações da amostra de solo não saturada foram medidas com três transdutores locais construídos utilizando semicondutores de efeito Hall (dois axiais e um radial). Além de permitir o cálculo da deformação volumétrica do corpo de prova, a determinação precisa da deformação axial é também importante para o cálculo da altura do corpo de prova durante o ensaio (necessário para o controle do gradiente hidráulico aplicado) e a determinação precisa da deformação radial é importante para o cálculo do diâmetro do corpo de prova durante o ensaio (necessário, por sua vez, para o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica). As figuras 137 a 143 apresentam as leituras de deslocamento x tempo fornecidas pelos sensores de efeito Hall para o solo AV na condição indeformada, para todos os níveis de sucção ensaiados. As leituras de deformação x tempo obtidas para as amostras na condição remoldada são apresentadas nas figuras 144 a 150, para o solo sem secagem prévia, e nas figuras 151 a 157, para o solo com secagem prévia. Estas figuras ilustram as deformações ocorridas durante a fase de adensamento e equalização da sucção, pois foi nesta fase que foram observadas as deformações mais significativas nas amostras ensaiadas. Durante a fase de determinação do coeficiente de condutividade hidráulica não saturado, as leituras dos sensores de efeito Hall indicaram deformações muito pequenas para todas as amostras do solo AV ensaiadas.

A partir da análise destas figuras, observa-se que só ocorrem deformações nas amostras do solo AV durante a aplicação da tensão normal líquida inicial. A aplicação dessa tensão normal líquida ocorre simultaneamente com a aplicação da primeira sucção de ensaio, igual a 25 kPa. Após esse adensamento inicial, as amostras apresentam deformações relativamente pequenas quando submetidas aos outros níveis de sucção da trajetória de umedecimento-secagem ensaiada. Cabe destacar, também, que as deformações observadas no solo AV são maiores para a condição indeformada, seguida pela amostra remoldada sem secagem prévia e, por último, as menores deformações foram obtidas para a amostra na condição remoldada com secagem prévia do solo. Adicionalmente, as deformações são mais anisotrópicas para o solo

AV nas condições indeformada e remoldada sem secagem prévia, onde se observa que as deformações radiais são maiores que as axiais. Já para o solo AV remoldado com secagem prévia, verifica-se que as deformações são mais isotrópicas.

A análise preliminar desses resultados parece indicar que os sensores de efeito Hall forneceram medidas de deformações razoáveis para o nível de tensão normal líquida e sucções ensaiadas. As deformações finais dos corpos de prova ensaiados, determinadas a partir das medidas feitas com o auxílio de um paquímetro, foram bastante próximas das deformações finais medidas com a utilização dos sensores de efeito Hall. Salienta-se, ainda, que as variações de volume observadas foram extremamente pequenas e não influenciaram nos valores do coeficiente de condutividade hidráulica determinado para o solo na condição não saturada. A partir desses resultados recomenda-se que, para solos que apresentem pequenas deformações ou submetidos a baixas tensões normais líquidas, a determinação da variação de volume seja realizada com a utilização de sensores de efeito Hall.

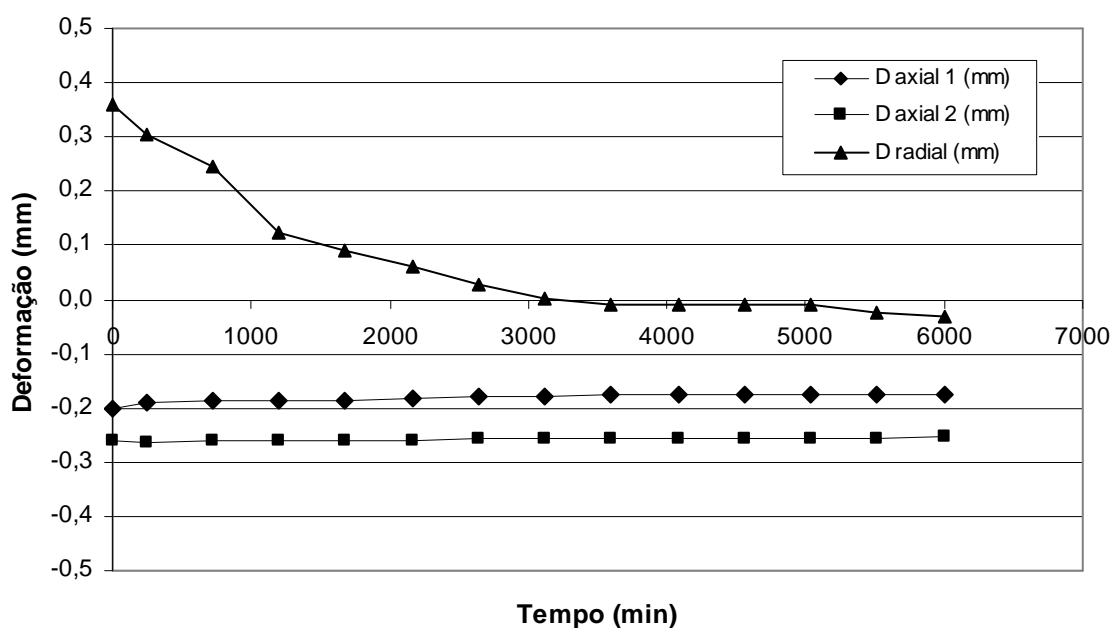


Figura 137: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de secagem)

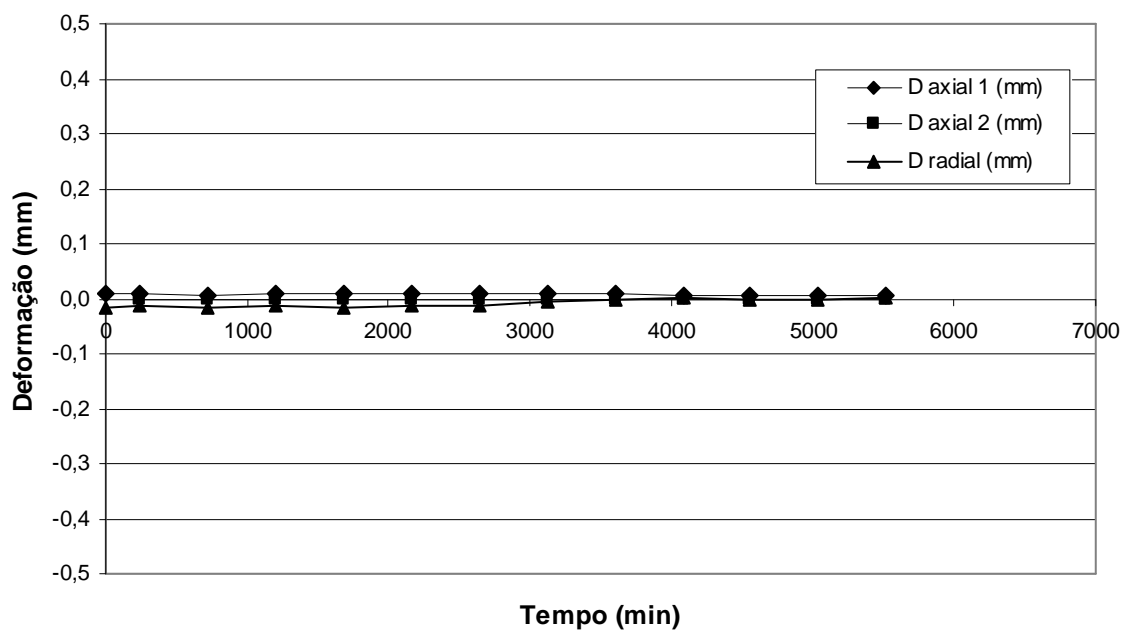


Figura 138: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa - trajetória de secagem)

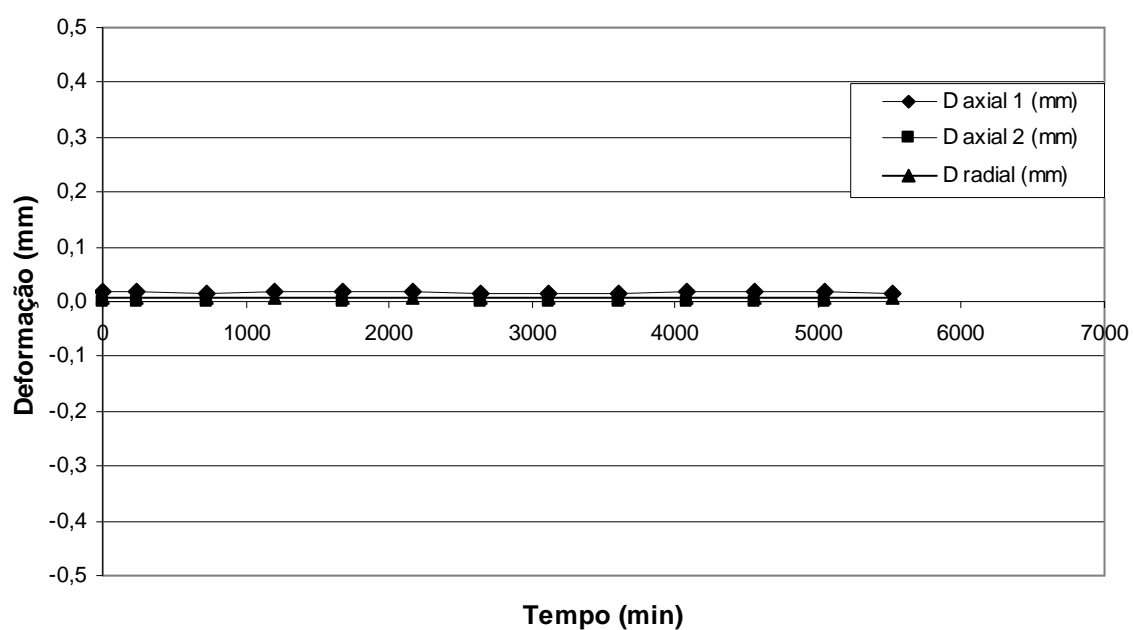


Figura 139: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa - trajetória de secagem)

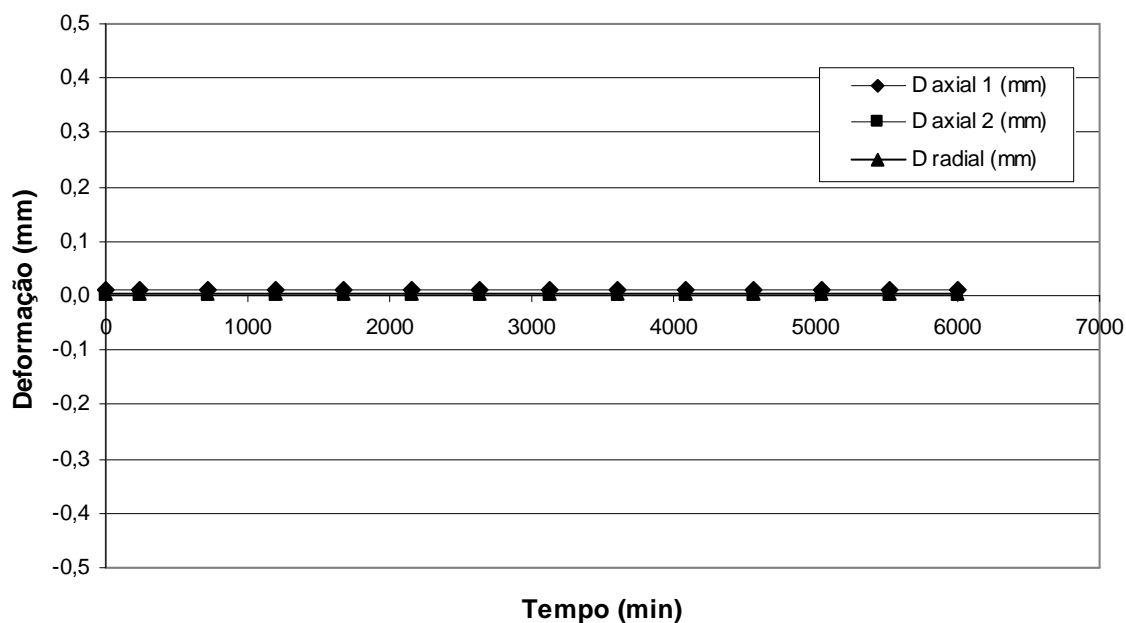


Figura 140: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 90 kPa - trajetória de secagem)

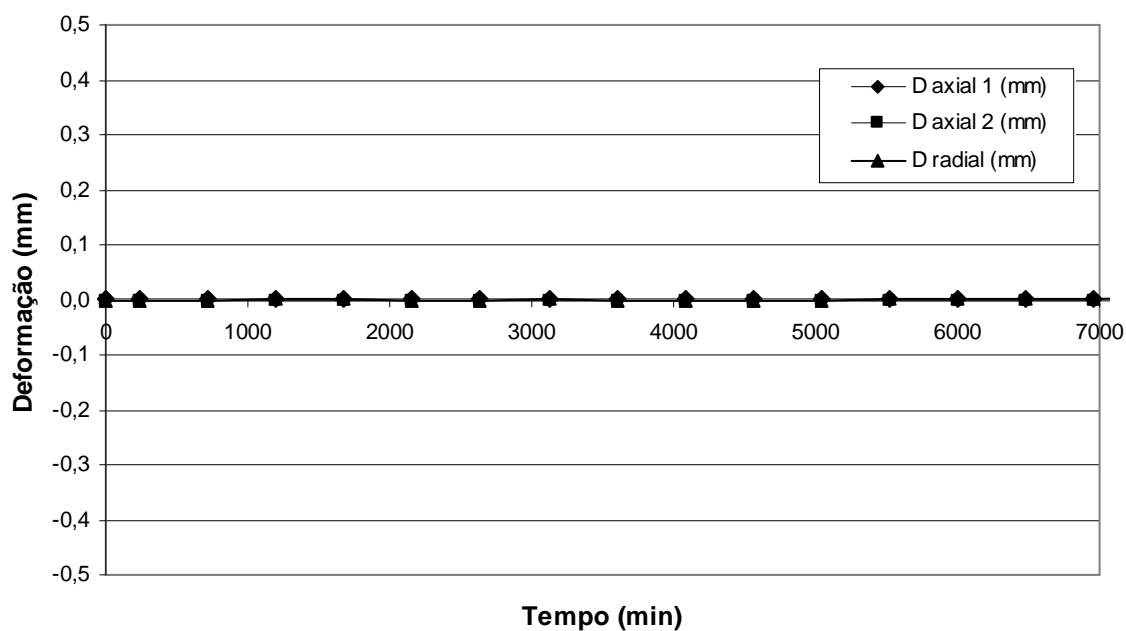


Figura 141: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa - trajetória de umedecimento)

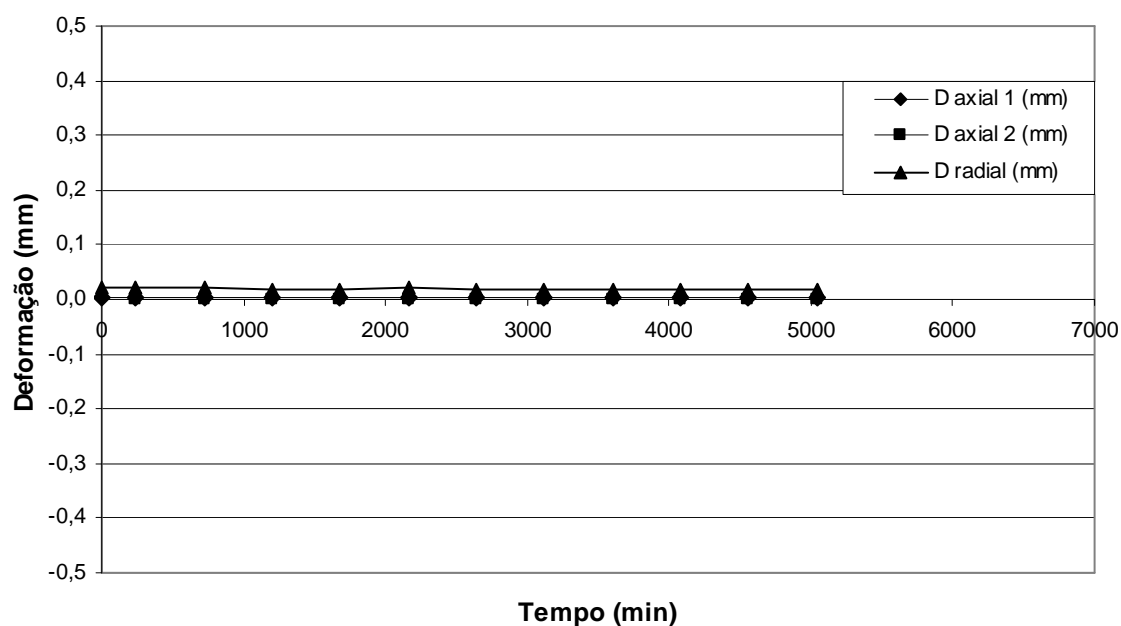


Figura 142: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa – trajetória de umedecimento)

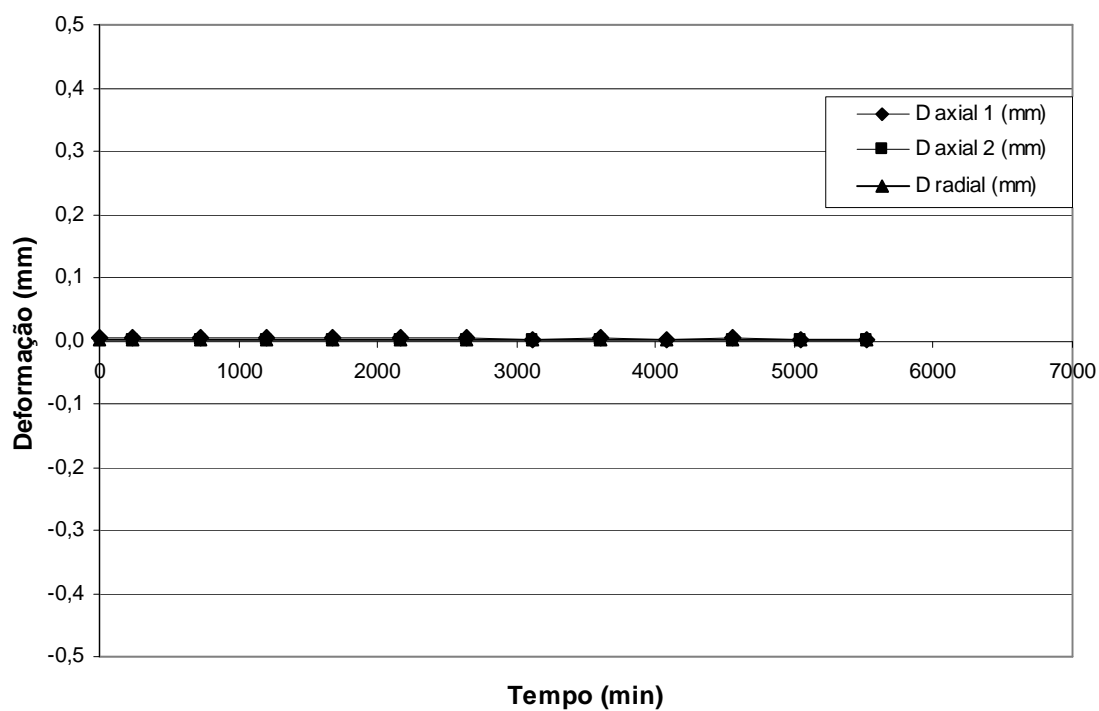


Figura 143: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV indeformado (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de umedecimento)

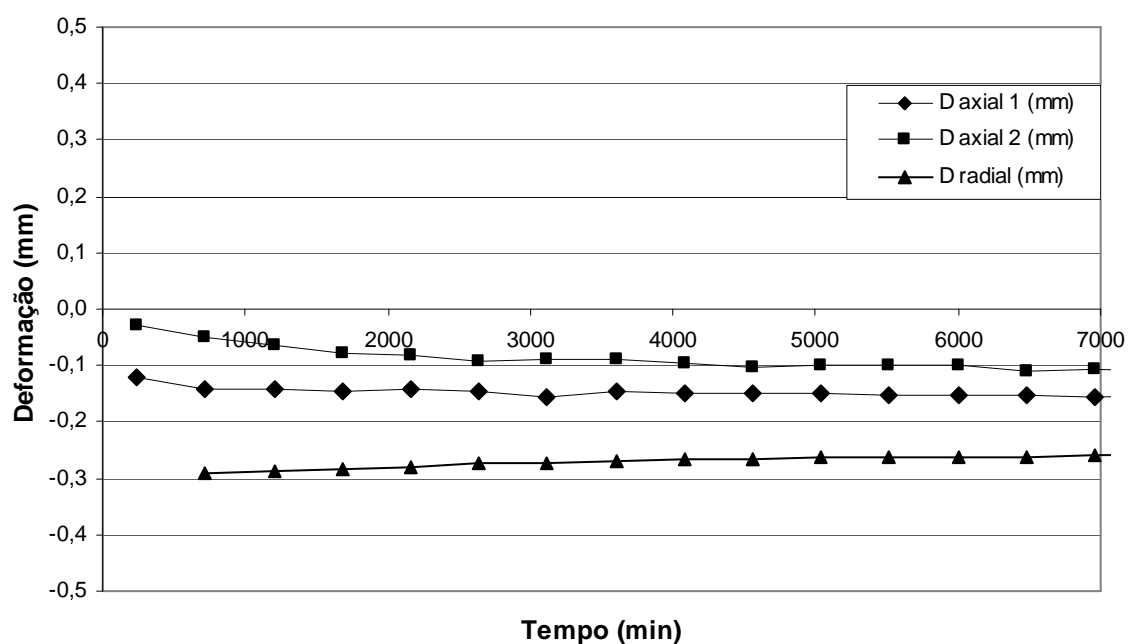


Figura 144: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de secagem)

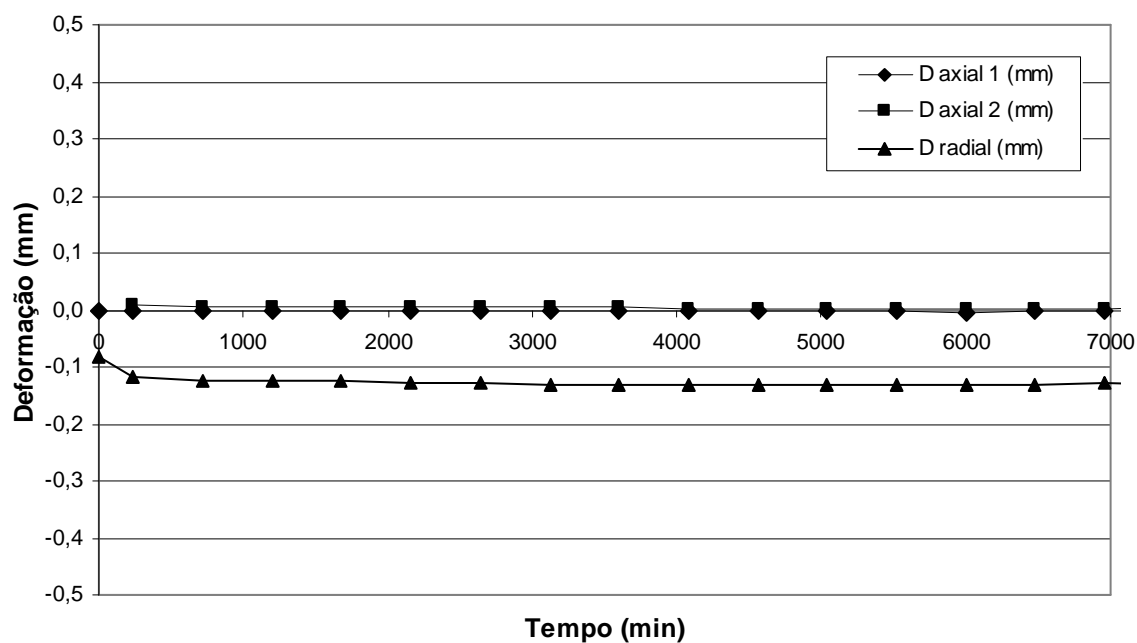


Figura 145: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa - trajetória de secagem)



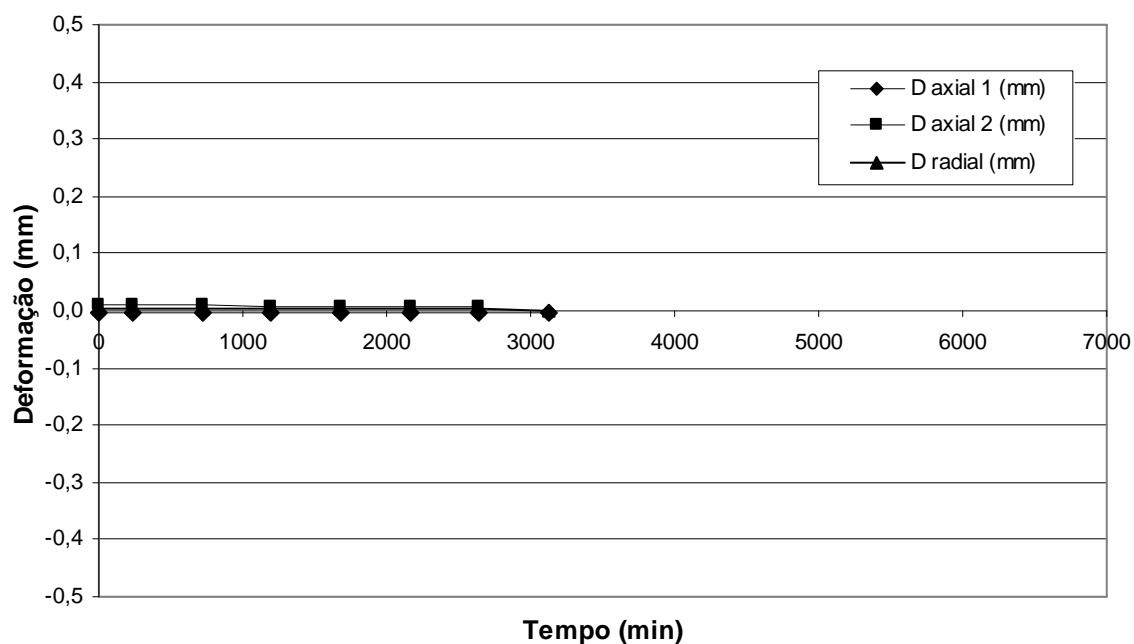


Figura 146: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa - trajetória de secagem)

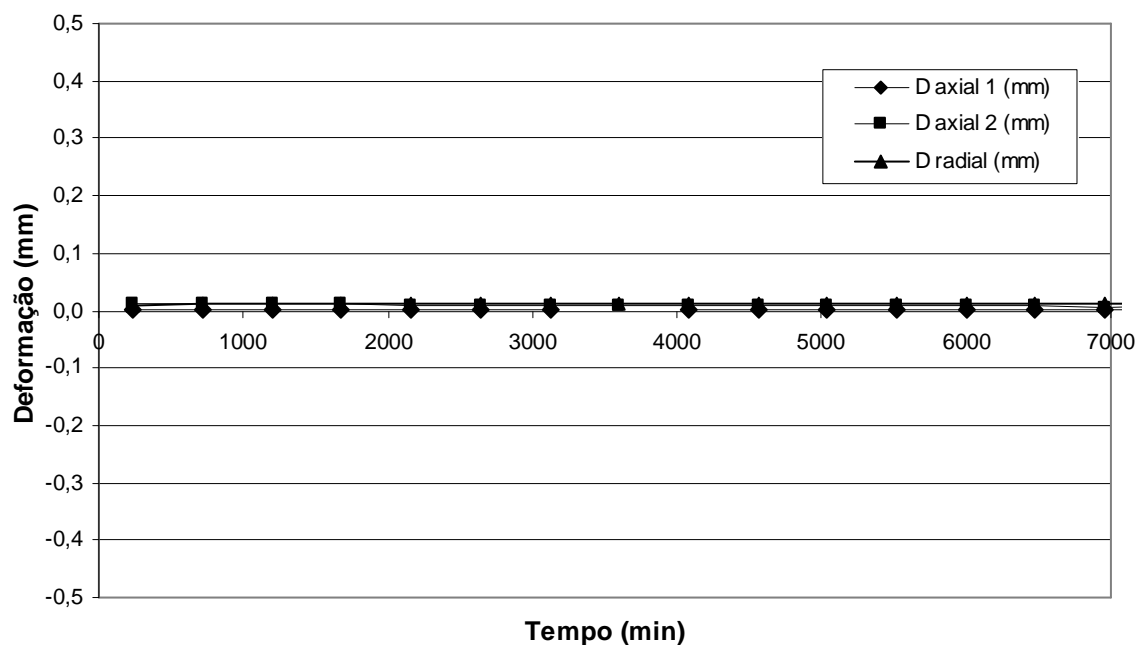


Figura 147: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 90 kPa - trajetória de secagem)

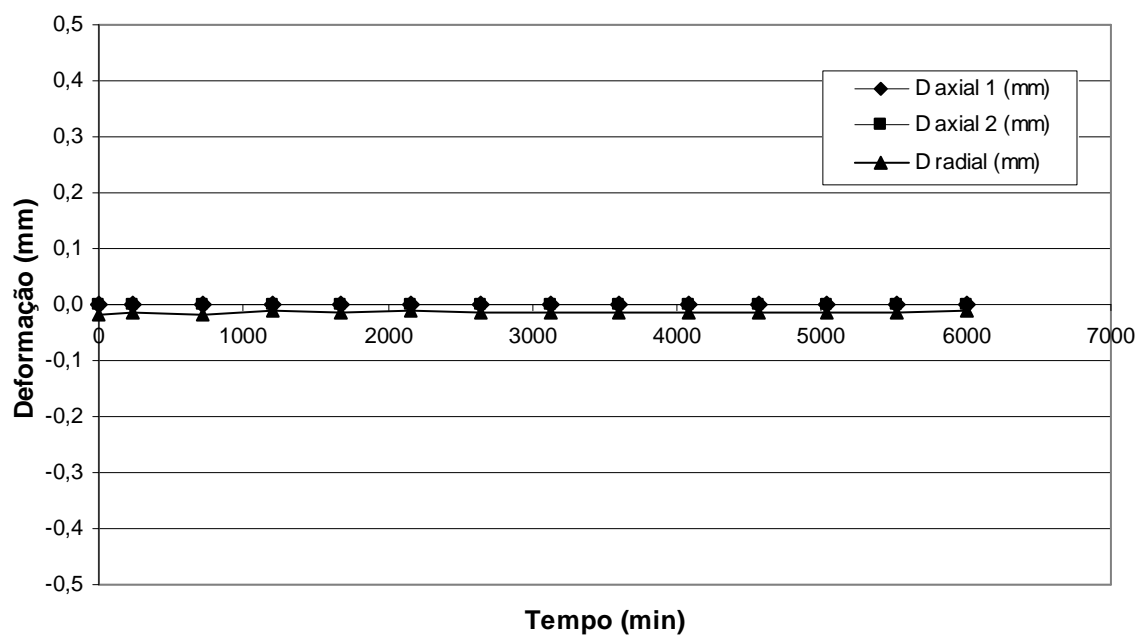


Figura 148: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa – trajetória de umedecimento)

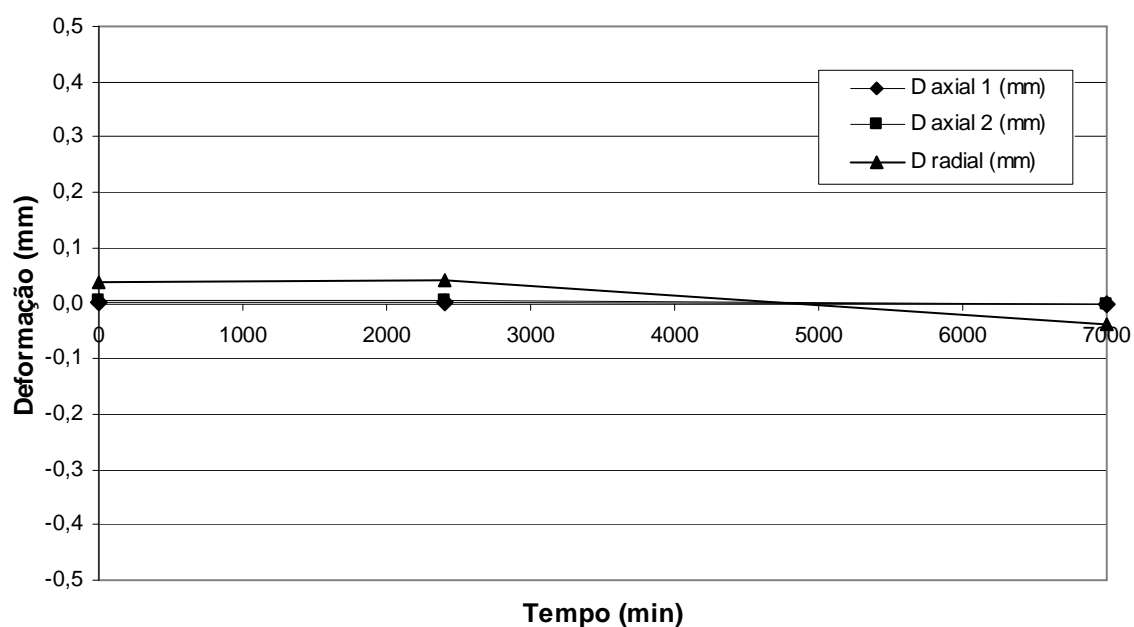


Figura 149: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa – trajetória de umedecimento)

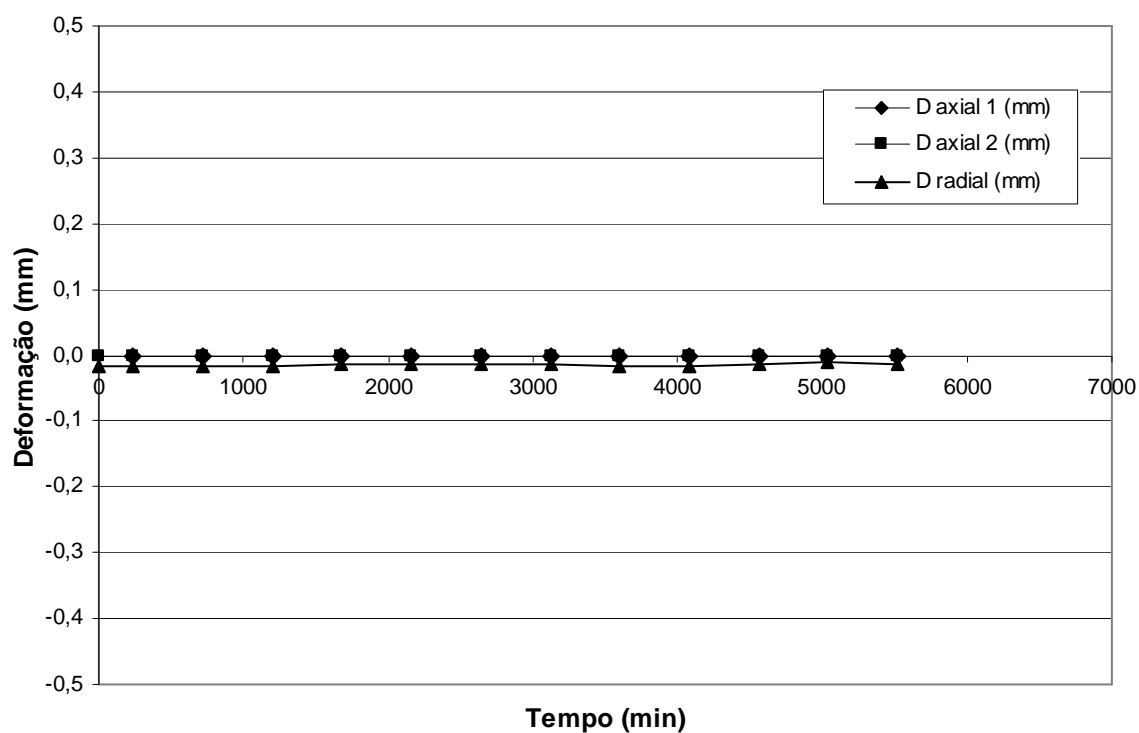


Figura 150: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado sem secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de umedecimento)

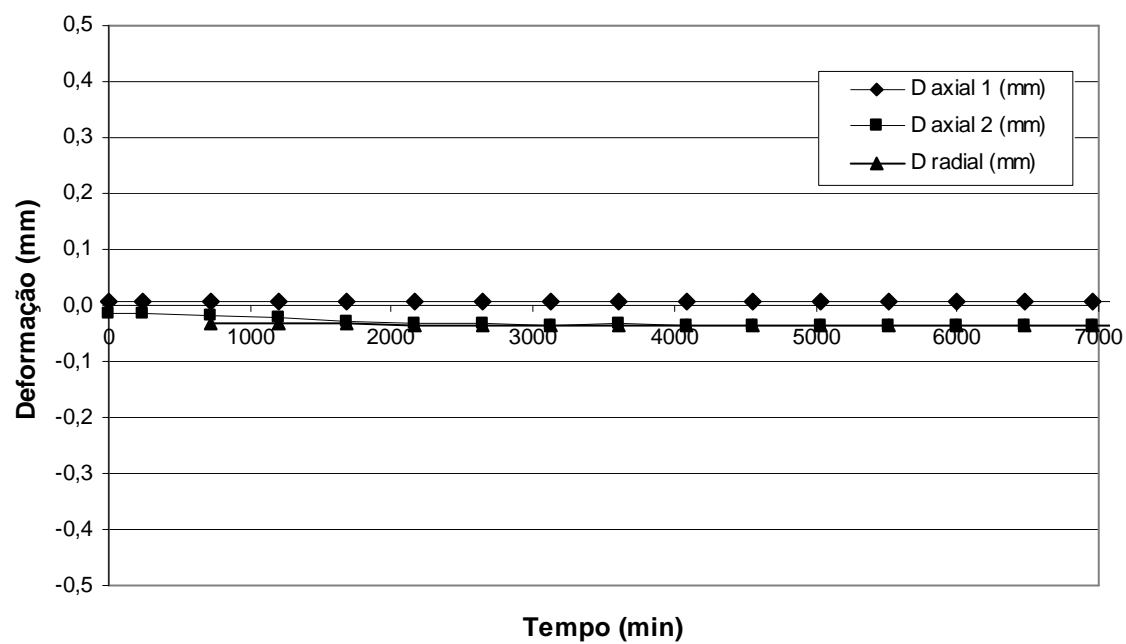


Figura 151: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de secagem)

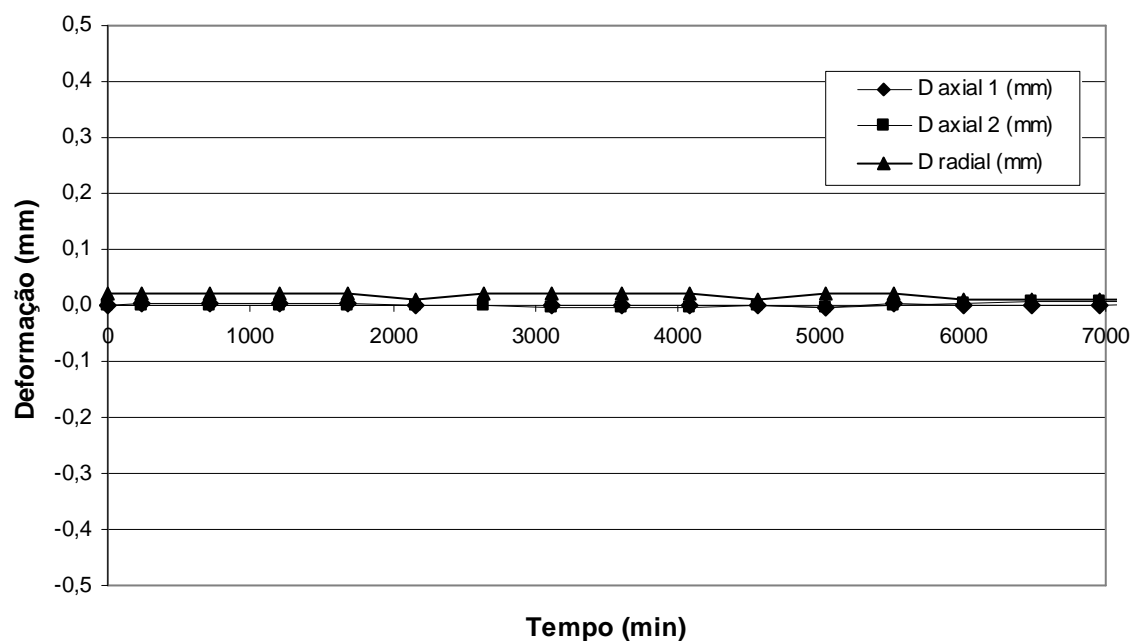


Figura 152: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa - trajetória de secagem)

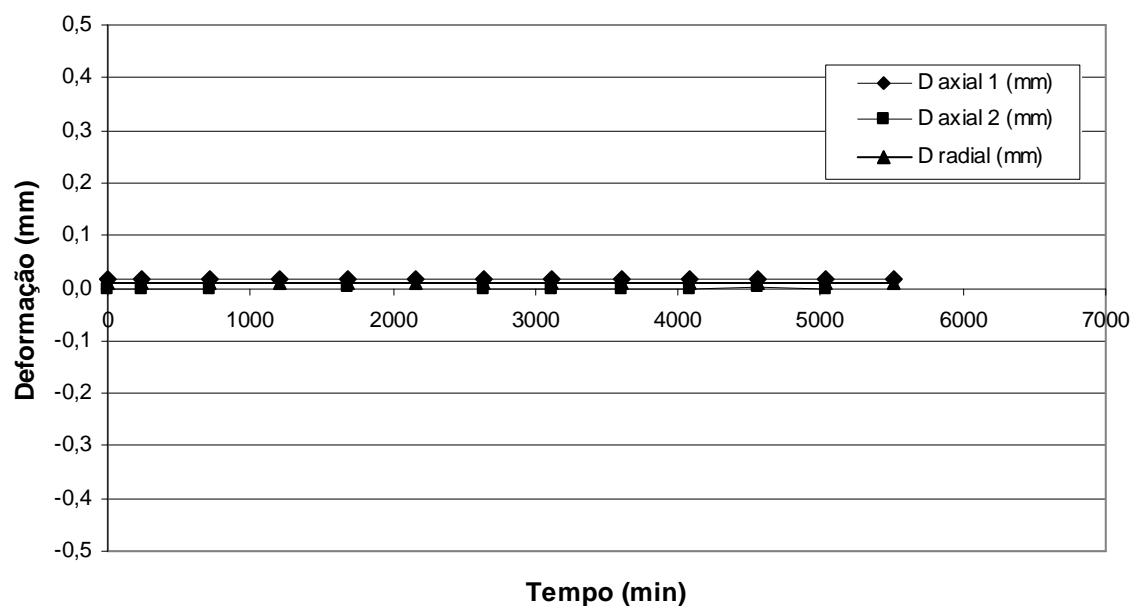


Figura 153: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa - trajetória de secagem)

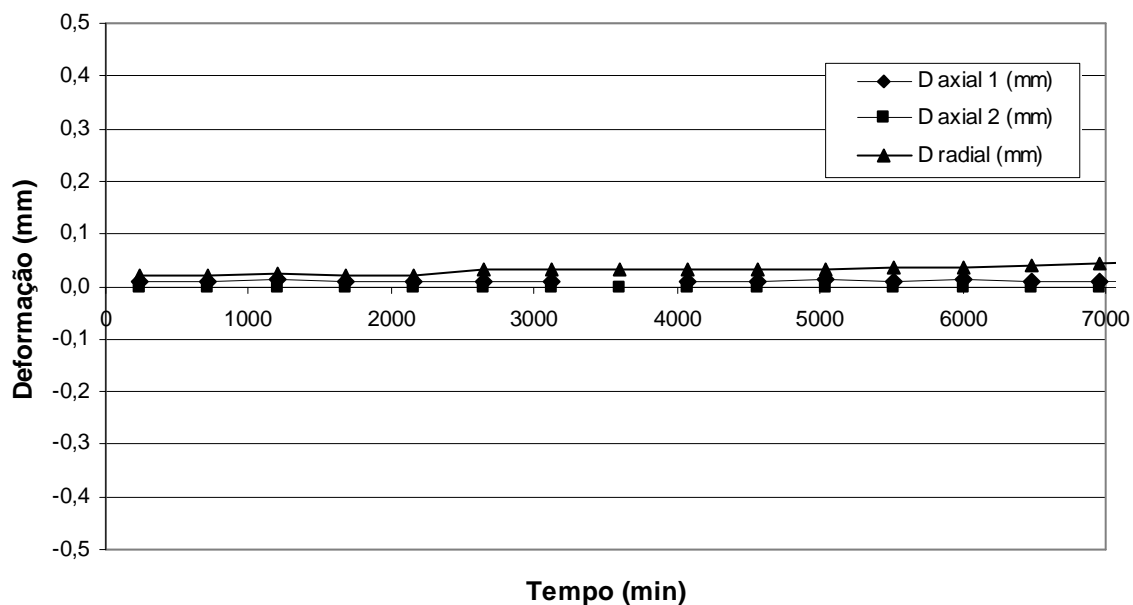


Figura 154: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 90 kPa - trajetória de secagem)

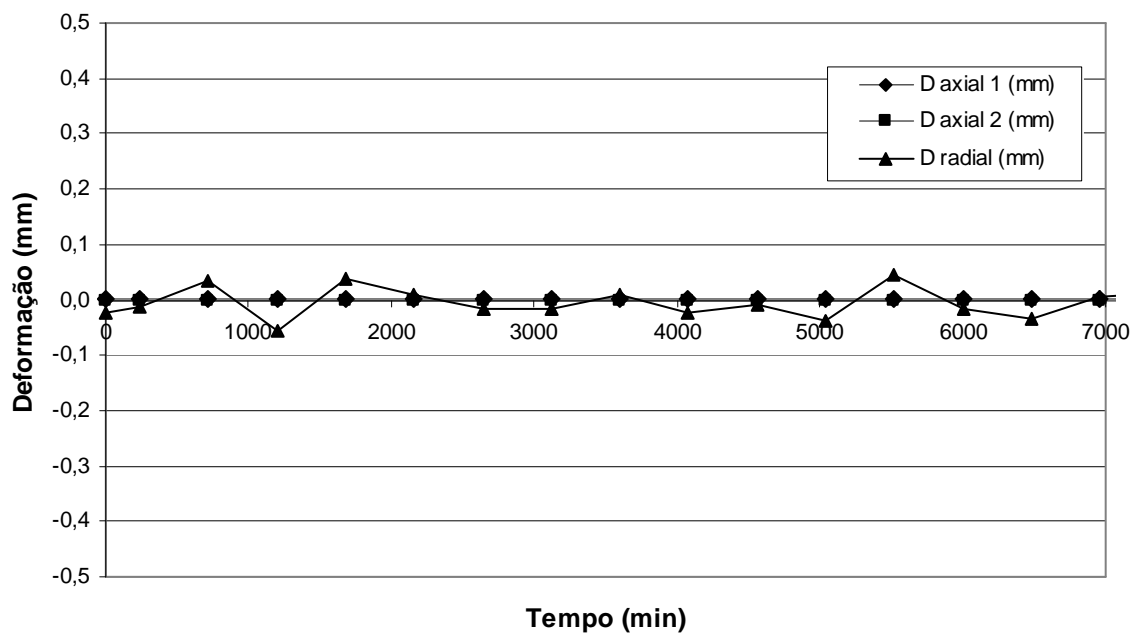


Figura 155: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 75 kPa – trajetória de umedecimento)

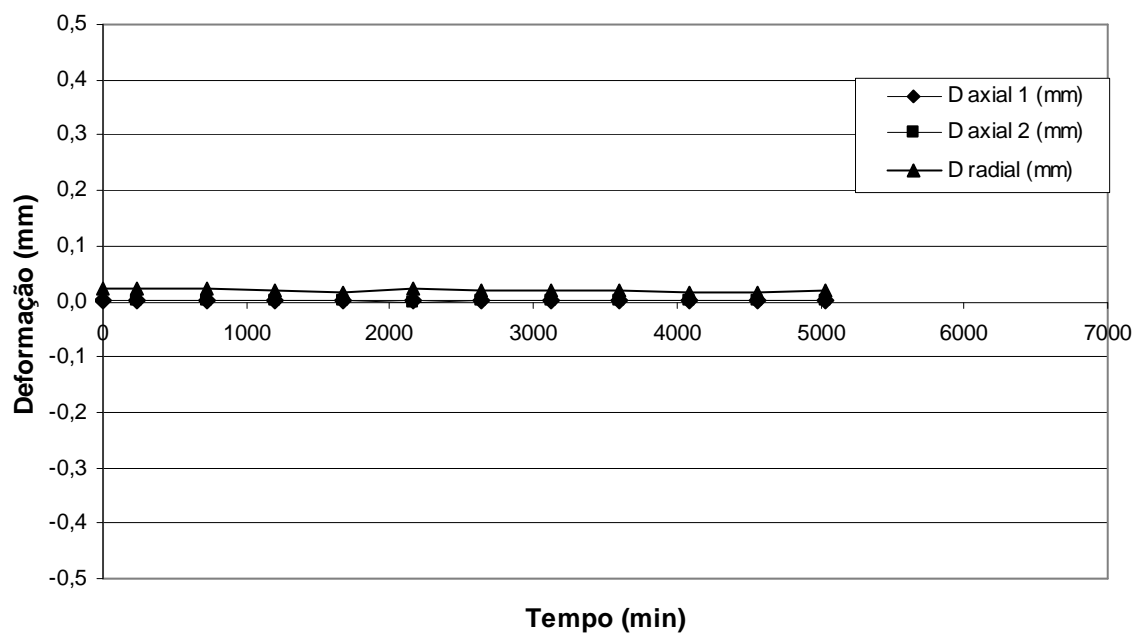


Figura 156: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 50 kPa – trajetória de umedecimento)

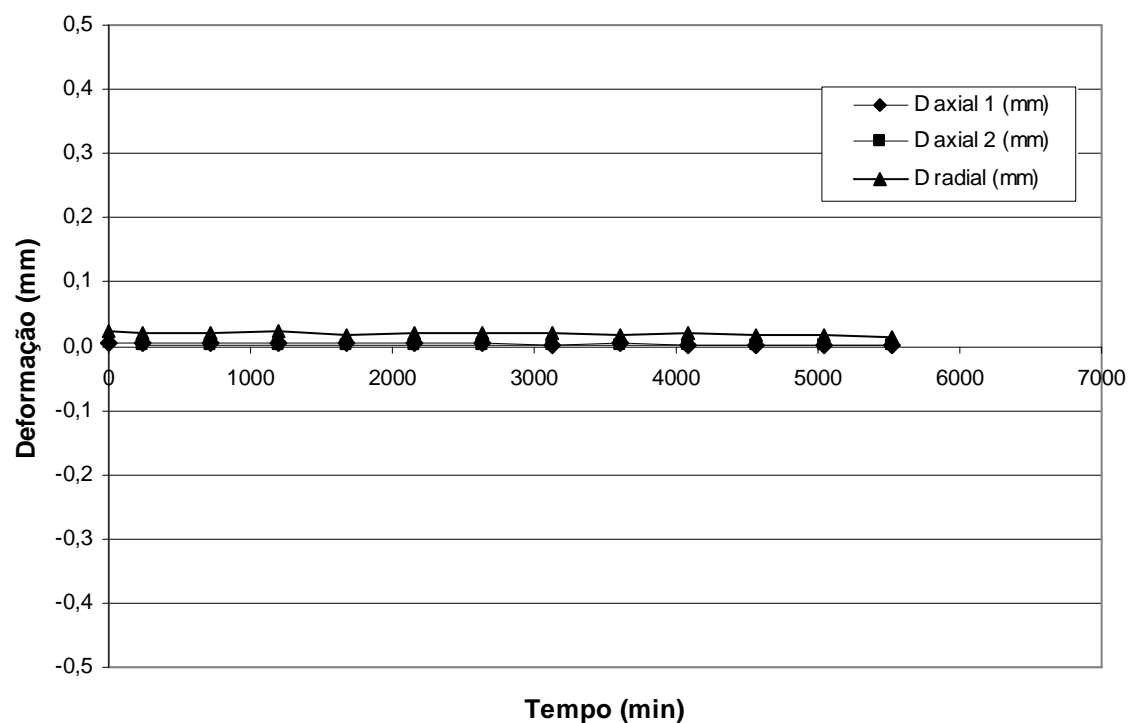


Figura 157: leitura dos sensores de efeito Hall para o solo AV remoldado com secagem prévia (Fase de Adensamento - sucção = 25 kPa – trajetória de umedecimento)

## 6. MODELOS DE PREVISÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Nos últimos anos diversos modelos para previsão da resistência ao cisalhamento e da função condutividade hidráulica de um solo não saturado foram apresentados na literatura geotécnica. A maior parte destes modelos utiliza como principal ferramenta a curva característica e os parâmetros obtidos para o solo na condição saturada. A principal vantagem dessas propostas é a rápida estimativa da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica na condição não saturada para fins práticos de engenharia. Os ensaios para determinação direta das propriedades em solos não saturados, além de serem mais elaborados, requerem equipamentos especiais e necessitam de um longo tempo para sua realização.

Este capítulo apresenta alguns dos principais modelos de previsão da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos não saturados encontrados na literatura. Na seqüência, os modelos descritos são aplicados aos solos estudados e os resultados previstos são comparados com os determinados experimentalmente.

### 6.1. PREVISÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO A PARTIR DA CURVA CARACTERÍSTICA

Neste item serão descritos sete procedimentos encontrados na literatura para previsão da resistência ao cisalhamento a partir da curva característica: Vanapalli *et al.* (1996), Fredlund *et al.* (1996), Öberg e Sallfours (1997), Khallili e Khabbaz (1998), Bao *et al.* (1998), Rassam e Cook (2002) e Tekinsoy *et al.* (2004). Uma análise sobre a aplicabilidade de cada um dos modelos aos solos coluvionares estudados será realizada. Dos sete modelos apresentados, quatro puderam ser aplicados aos solos AV e RO nas condições indeformada e remoldada sem secagem prévia. Cabe destacar que todos esses modelos foram avaliados em solos com curvas características do tipo unimodal. Salienta-se, ainda, que a maior parte dessas equações, apesar de considerar a tensão normal líquida como dado de entrada do modelo, utiliza a curva característica do solo ensaiado na mesma tensão normal líquida avaliada no modelo de previsão. De acordo com Rassam e Williams (1999), quando a tensão normal aumenta, o solo sofre uma nova consolidação resultando em um material com uma nova curva característica.

Dessa forma, seria necessário determinar uma curva característica do solo para cada tensão cuja resistência fosse estimada. A realização de um ensaio de curva característica para cada tensão normal líquida utilizada nesta tese (25, 50, 100 e 150 kPa) seria inviável em termos práticos. Assim, as curvas características dos solos AV e RO utilizadas em todos os modelos de previsão foram determinadas diretamente para o solo amostrado em campo, sem adensamento posterior das amostras.

### 6.1.1 Apresentação dos Modelos de Previsão de Resistência ao Cisalhamento

Fredlund *et al.* (1996) propuseram uma equação para a variação não linear da resistência ao cisalhamento com a sucção (equação 16), onde  $k$  é um parâmetro do modelo, usado para ajustar os dados experimentais aos dados previstos, e  $S_r$  é o grau de saturação. Nesse modelo a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo é dada pela segunda parcela da equação. Os valores de grau de saturação e de sucção são obtidos diretamente da curva característica do solo. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados ( $c'$  e  $\phi'$ ) podem ser determinados a partir de ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto convencionais.

$$\tau = [c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi'] + [(u_a - u_w) \{ (S_r)^k (\tan \phi') \}] \quad (\text{equação 16})$$

Para se utilizar a equação 16 é necessário determinar o valor de  $k$  que melhor se ajuste aos resultados experimentais. Vanapalli e Fredlund (2000) afirmam que o parâmetro  $k$  é influenciado pelo índice de plasticidade (IP), estrutura e tipo de compactação do solo, e apresentam uma relação entre o parâmetro  $k$  e o IP (figura 158). Essa relação foi obtida com base em um número limitado de ensaios realizados em amostras compactadas estaticamente. Na figura 158 são destacados os possíveis valores de  $k$  para os solos AV e RO. Um procedimento experimental para determinação do parâmetro  $k$  foi proposto por Vanapalli (2001). Esse procedimento envolve a realização de ensaios convencionais de compressão não confinada em amostras não saturadas com valor de sucção mátrica conhecido e a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados. O modelo apresentado por Vanapalli *et al.* (1996) e Fredlund *et al.* (1996) foi referido nesta tese como **Procedimento 1**.



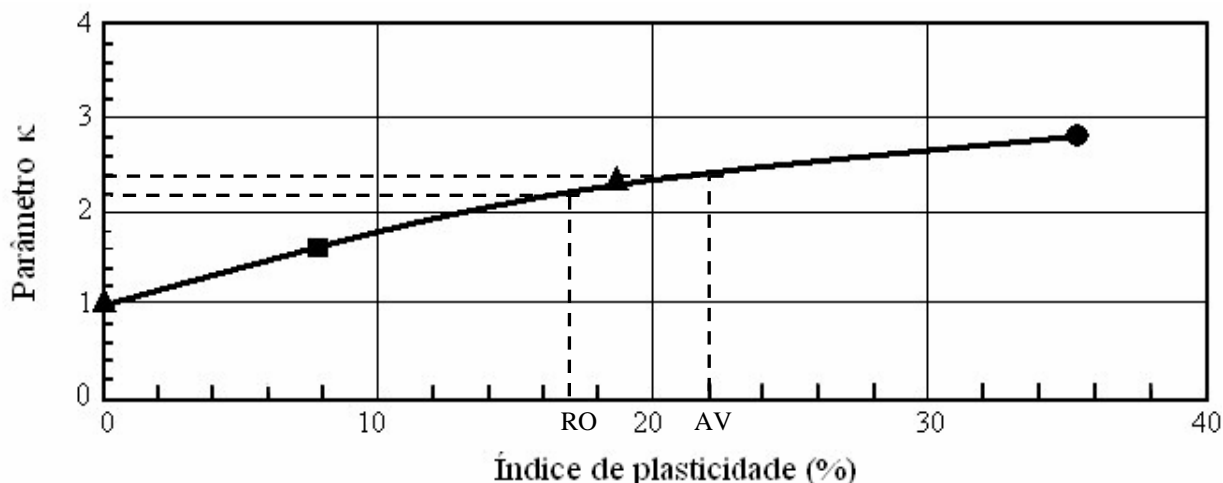


Figura 158: relação entre o parâmetro de ajuste k e o IP  
(Fonte: Vanapalli e Fredlund 2000)

Vanapalli *et al.* (1996) apresentaram uma outra equação para previsão da resistência ao cisalhamento de um solo não saturado sem a utilização do parâmetro de ajuste k (equação 17). Para se aplicar a equação 17, é necessário determinar o grau de saturação residual do solo ( $S_{res}$ ), o qual pode ser estimado a partir da curva característica. Este procedimento foi denominado nesta pesquisa de **Procedimento 2**. Os procedimentos 1 e 2 são consistentes com o conceito de variáveis de estado de tensão e as equações são similares à equação de resistência ao cisalhamento proposta por Fredlund *et al.* (1978).

$$\tau = [c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi'] + [(u_a - u_w) \left\{ \tan \phi' \cdot \left( \frac{S - S_{res}}{100 - S_{res}} \right) \right\}] \quad (\text{equação 17})$$

Öberg e Salfours (1997) propuseram um modelo para previsão da resistência ao cisalhamento de solos primariamente não argilosos, como areias e siltes (equação 18). Essa equação é similar à sugerida por Bishop (1959), exceto pela substituição do parâmetro  $\chi$  pelo grau de saturação  $S_r$ . A hipótese proposta é que o parâmetro  $\chi$  de Bishop reflete a fração do poro ocupada pela água que é aproximadamente igual ao grau de saturação. De acordo com os autores, essa afirmação é particularmente válida para solos arenosos e siltosos, e para valores de grau de saturação superiores a 50 %. O uso da equação 18 requer o conhecimento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados ( $c'$  e  $\phi'$ ) e também da relação entre o grau de saturação e a sucção (curva característica). Caso essa última relação não seja conhecida, os autores sugerem a utilização de uma curva característica obtida para outros solos que apresentem distribuição granulométrica semelhante. A proposta apresentada por Öberg &

Salfours (1997) não foi aplicada aos solos estudados por ser semelhante ao procedimento 1, mas com valor de k igual a 1.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot [\tan \phi' \cdot S_r] \quad (\text{equação 18})$$

Khallili e Khabbaz (1998) sugerem um modelo para previsão da resistência ao cisalhamento de um solo não saturado baseando-se na equação de resistência apresentada por Bishop (1959), a qual é rerepresentada na equação 19. Uma relação entre o parâmetro  $\chi$  e a sucção foi proposta pelos autores a partir de ensaios publicados na literatura (equação 20). Usando essa correlação o erro entre a resistência ao cisalhamento prevista e a medida em laboratório foi menor que 10% para todos os solos investigados. Para se utilizar esse modelo é necessário conhecer o valor de entrada de ar do solo, obtido a partir da curva característica, e os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados ( $c'$  e  $\phi'$ ). Este modelo foi referido nesta tese como **Procedimento 3**.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) [\chi \tan \phi'] \quad (\text{equação 19})$$

$$\chi = \left\{ \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right\}^{-0,55} \quad (\text{equação 20})$$

Bao *et al.* (1998) apresentaram uma equação para previsão da resistência ao cisalhamento de um solo não saturado levando em consideração a variação linear da curva característica na zona de transição (equação 21). O parâmetro  $\zeta$  representa a inclinação da curva característica na zona de transição e o parâmetro  $\xi$  indica a intersecção da parte linear da curva característica com o eixo das abscissas. Os dois parâmetros,  $\xi$  e  $\zeta$ , estão relacionados com a distribuição de tamanho de poros e são definidos pelas equações 22 e 23, respectivamente. A forma e a filosofia deste procedimento são similares aos utilizados na equação 17, proposta por Vanapalli *et al.* (1996). A proposta de Bao *et al.* (1998) não foi aplicada aos solos estudados por conduzir a valores de resistência ao cisalhamento similares aos encontrados utilizando o procedimento 2.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot [\xi - \zeta \log(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (\text{equação 21})$$

$$\xi = \frac{\log(u_a - u_w)}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (\text{equação 22})$$

$$\zeta = \frac{1}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (\text{equação 23})$$

Rassam e Cook (2002) sugerem um modelo para previsão da envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo não saturado a partir do conhecimento da resistência do solo na condição residual, dos parâmetros de resistência saturados ( $c'$  e  $\phi'$ ) e da curva característica (equação 24). Os parâmetros  $\phi$  e  $\beta$  são descritos nas equações 25 e 26, respectivamente. Duas condições limites são necessárias para quantificar os parâmetros de ajuste da equação 24: (i)  $\phi^b = 0$  na sucção residual, e (ii) conhecimento da contribuição da sucção mátrica na resistência ao cisalhamento do solo na condição residual, a qual deve ser experimentalmente avaliada. Rassam e Cook (2002) testaram a validade do modelo de ajuste para cinco solos não saturados já publicados na literatura e obtiveram um bom ajuste entre os resultados experimentais e os previstos a partir da equação 24. Os autores destacam que o método proposto permite estimar a resistência ao cisalhamento do solo para um intervalo de sucção que vai desde o valor de entrada de ar até o estado residual, sendo mais indicado para solos de granulometria grossa a média, para os quais é mais fácil determinar experimentalmente a resistência na condição residual. Este modelo também não pôde ser aplicado aos solos estudados, pois não foram determinadas experimentalmente as resistências ao cisalhamento desses solos na condição residual. Ressalta-se, ainda, que a determinação da resistência dos solos AV e RO no estado residual é difícil, pois o valor de sucção residual dos macroporos é muito baixo, em geral menor que 5 kPa, e a sucção residual dos microporos é bastante elevada, superior a 10.000 kPa.

$$\tau_{us} = u_s \tan \phi' - \varphi (u_s - u_e)^\beta \quad (\text{equação 24})$$

$$\varphi = \frac{u_r \tan \phi' - \tau_{sr}}{(u_r - u_e)^\beta} \quad (\text{equação 25}) \quad \beta = \frac{\tan \phi' (u_r - u_e)}{u_r \tan \phi' - \tau_{sr}} \quad (\text{equação 26})$$

O modelo de Tekinsoy *et al.* (2004) parte do pressuposto que a relação entre resistência ao cisalhamento e sucção, expressa em escala logarítmica, é aproximadamente linear. Com base nessa consideração, os autores propõem uma equação para previsão da resistência ao cisalhamento do solo baseada apenas no conhecimento do valor de entrada de ar e do ângulo

de atrito interno  $\phi'$  (equação 27). O modelo logarítmico se apresenta como um método fácil e alternativo para previsão da resistência ao cisalhamento de um solo e mostrou boa concordância com resultados de ensaios publicados na literatura. Os autores salientam, entretanto, que o modelo é mais apropriado para solos de granulometria fina. Cabe observar que a equação 27 não apresenta como dado de entrada a tensão normal líquida, o que reforça a idéia de se determinar a curva característica para o solo submetido à mesma tensão que será avaliada no modelo de previsão. Nesta tese a aplicação do modelo proposto por Tekinsoy *et al.* (2004), denominado de **Procedimento 4**, foi realizada utilizando as curvas características dos solos AV e RO determinadas sem adensamento posterior (tensão normal líquida próxima a zero).

$$\tau = \tan \phi' (u_e - P_{at}) \cdot \ln \left[ \frac{u_s - P_{at}}{P_{at}} \right] \quad (\text{equação 27})$$

Onde:  $u_e$  – valor de entrada de ar;  $u_s$  – sucção, e  $P_{at}$  – pressão atmosférica.

### 6.1.2 Aplicação dos Modelos de Previsão da Resistência ao Cisalhamento aos Solos Estudados

Os principais modelos para previsão da resistência ao cisalhamento a partir da curva característica foram descritos no item anterior. Dos modelos apresentados, quatro foram aplicados aos solos coluvionares estudados e seus resultados foram comparados aos obtidos experimentalmente.

Algumas considerações quanto aos resultados experimentais devem ser expostas antes de apresentar os resultados desses modelos de previsão. Dentre elas, podemos citar: (i) todos os modelos apresentam como dado de entrada os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para o solo na condição saturada ( $c'$  e  $\phi'$ ). Para os solos AV e RO investigados duas hipóteses foram propostas para a envoltória de ruptura saturada – hipótese 1 (envoltória linear) e hipótese 2 (envoltória bilinear). Portanto, os modelos de previsão de resistência ao cisalhamento foram aplicados para cada uma dessas hipóteses, (ii) outro ponto a ser destacado diz respeito à incerteza quanto ao valor de resistência ao cisalhamento obtido para as amostras com curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal sempre crescentes (curvas do tipo *strain-hardening*). Neste caso, a resistência ao cisalhamento depende do critério de ruptura

adotado e os valores considerados como obtidos experimentalmente foram os apresentados nas tabelas 25 a 28 (Capítulo 5).

As figuras 159 a 162 apresentam os resultados obtidos para o solo AV nas condições indeformada e remoldada sem secagem prévia utilizando o procedimento 1 - modelo de Fredlund *et al.* (1996). No caso do solo RO, esses resultados são exibidos nas figuras 163 a 166. Os melhores valores obtidos para o parâmetro de ajuste  $k$  são apresentados nesses gráficos. Cabe salientar que todos os valores de  $k$  são inferiores aos determinados para os solos AV e RO utilizando-se a figura 158. Para os dois solos estudados, observa-se que os resultados do modelo de previsão obtidos considerando a hipótese da envoltória saturada ser linear (hipótese 1) subestimam os valores de resistência ao cisalhamento. Por outro lado, se considerada a hipótese da envoltória saturada ser bilinear (hipótese 2), os valores de resistência ao cisalhamento previstos aproximam-se mais dos resultados experimentais, tanto para as amostras na condição indeformada quanto para as remoldadas sem secagem prévia do solo.

Os resultados obtidos pelo procedimento 2 – Vanapalli *et al.* (1996) - são mostrados nas figuras 167 a 170, para o solo AV, e nas figuras 171 a 174, para o solo RO. Para os solos AV e RO na condição indeformada, este modelo de previsão forneceu valores de resistência ao cisalhamento inferiores aos obtidos experimentalmente quando a hipótese 1 foi considerada. Ao se utilizar a hipótese 2, os valores de resistência ao cisalhamento previstos para as amostras indeformadas são mais próximos dos determinados experimentalmente. Para o solo AV na condição remoldada sem secagem prévia, verifica-se que a hipótese 1 subestima os valores de resistência ao cisalhamento e que a hipótese 2 superestima esses valores, principalmente para as tensões normais líquidas maiores. Já para o solo RO remoldado sem secagem prévia, quase todos os resultados de resistência ao cisalhamento previstos pelo procedimento 2 são inferiores aos obtidos experimentalmente para as duas hipóteses de envoltória de ruptura na condição saturada.

As figuras 175 a 178 exibem os resultados obtidos para o solo AV aplicando-se o procedimento 3 - modelo proposto por Khallili e Khabbaz (1998). Os resultados desta análise para o solo RO são apresentados nas figuras 179 a 182. Para os solos AV e RO indeformados ou remoldados sem secagem prévia, os valores de resistência ao cisalhamento obtidos por esse procedimento são inferiores aos determinados experimentalmente para as duas hipóteses

de envoltória de ruptura saturada. Entretanto, os valores obtidos pela hipótese 2 são superiores aos determinados pela hipótese 1.

Os resultados obtidos por meio do procedimento 4 – modelo de Tekinsoy *et al.* (2004) – são apresentados nas figuras 183 e 184, para o solo AV, e nas figuras 185 e 186, para o solo RO. Como este modelo não apresenta como dado de entrada a tensão normal líquida, são exibidos nessas figuras os resultados do modelo de previsão tanto para hipótese 1 quanto para a hipótese 2. Os valores de resistência ao cisalhamento obtidos para essas duas hipóteses são inferiores aos determinados através dos ensaios de laboratório. Entretanto, da mesma forma que no procedimento 3, os valores obtidos considerando-se a hipótese 2 são mais elevados que os determinados pela hipótese 1.

De modo geral, nenhum dos modelos de previsão apresentados na literatura foi capaz de prever com eficácia a resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares investigados. Os procedimentos 3 e 4, apresentados por Khallili e Khabbaz (1998) e por Tekinsoy *et al.* (2004), não forneceram uma boa previsão quando comparados aos resultados experimentais. Observa-se que, quando a hipótese 2 (envoltória de ruptura saturada bilinear) foi utilizada na previsão, os resultados previstos aproximaram-se mais dos experimentais. Os procedimentos 1 e 2, propostos por Fredlund *et al.* (1996) e Vanapalli *et al.* (1996), também apresentaram resultados mais próximos dos determinados em laboratório ao adotar-se a hipótese 2. Entretanto, estes procedimentos forneceram melhores resultados para as amostras na condição indeformada do que para as amostras na condição remoldada sem secagem prévia.

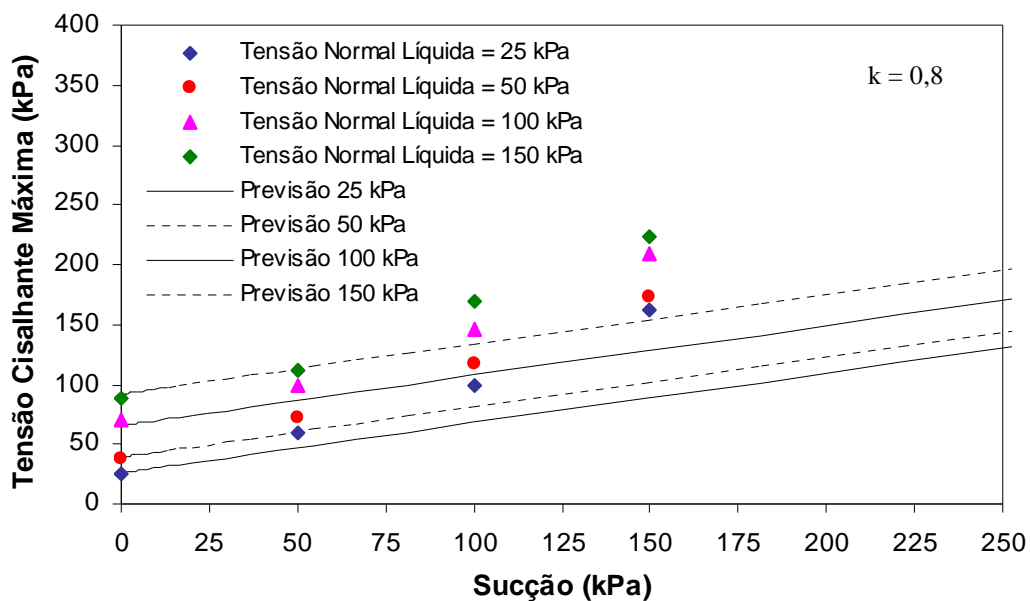


Figura 159: procedimento 1 – solo AV indeformado (Hipótese 1)

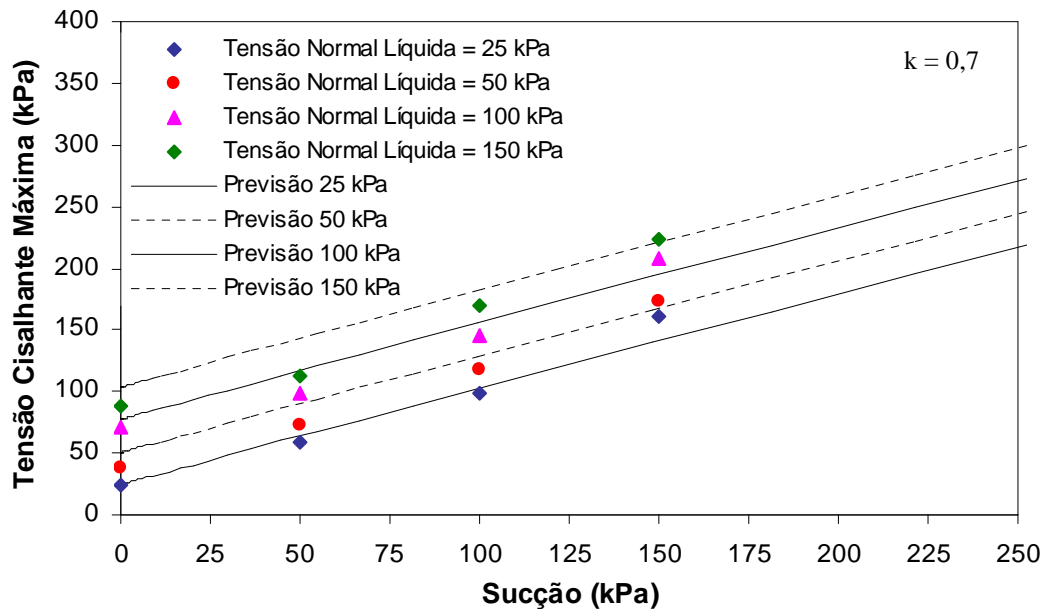


Figura 160: procedimento 1 – solo AV indeformado (Hipótese 2)

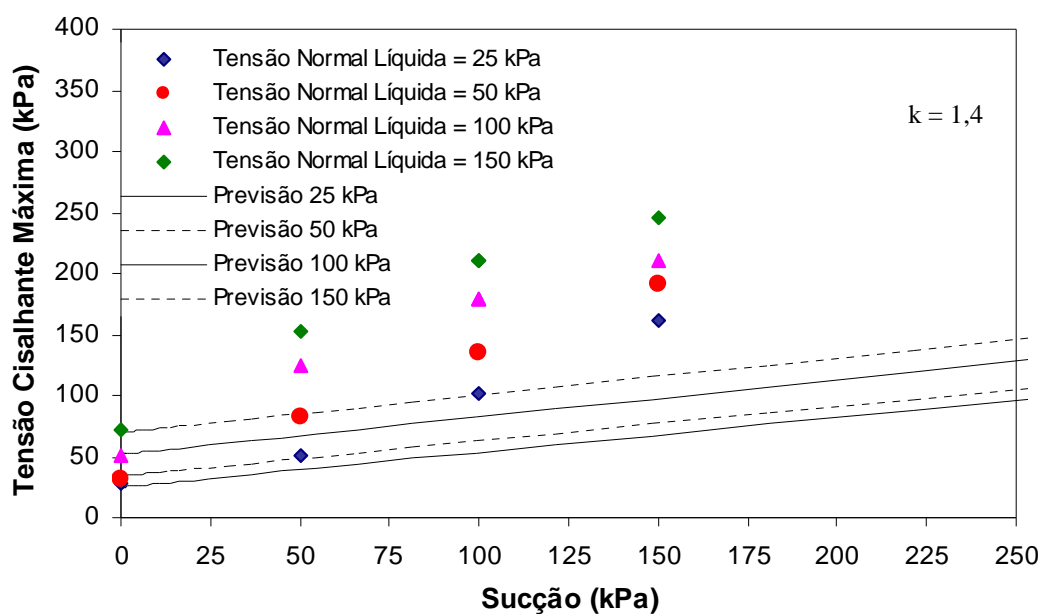


Figura 161: procedimento 1 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1)

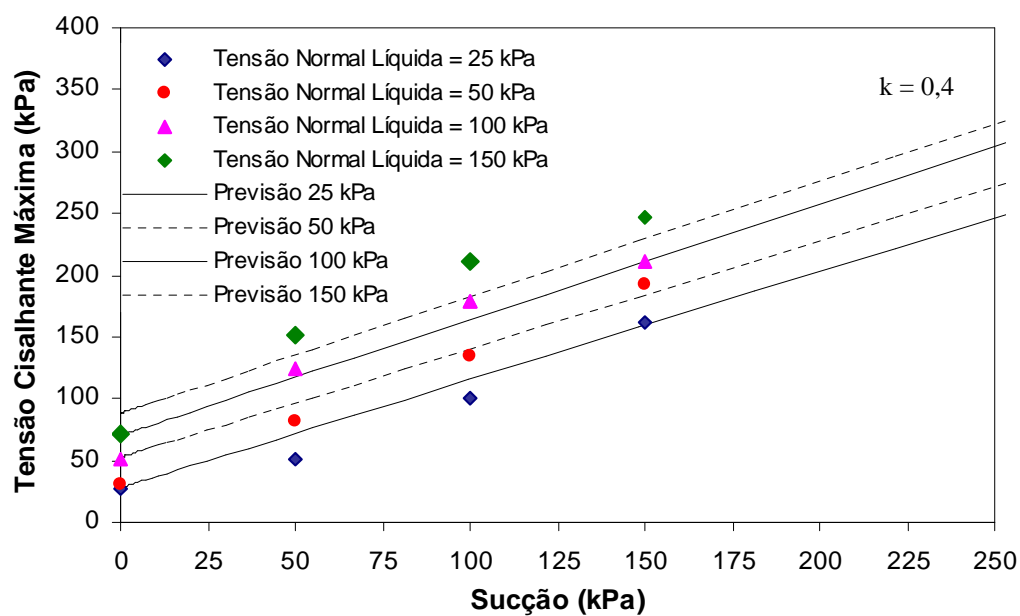


Figura 162: procedimento 1 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2)



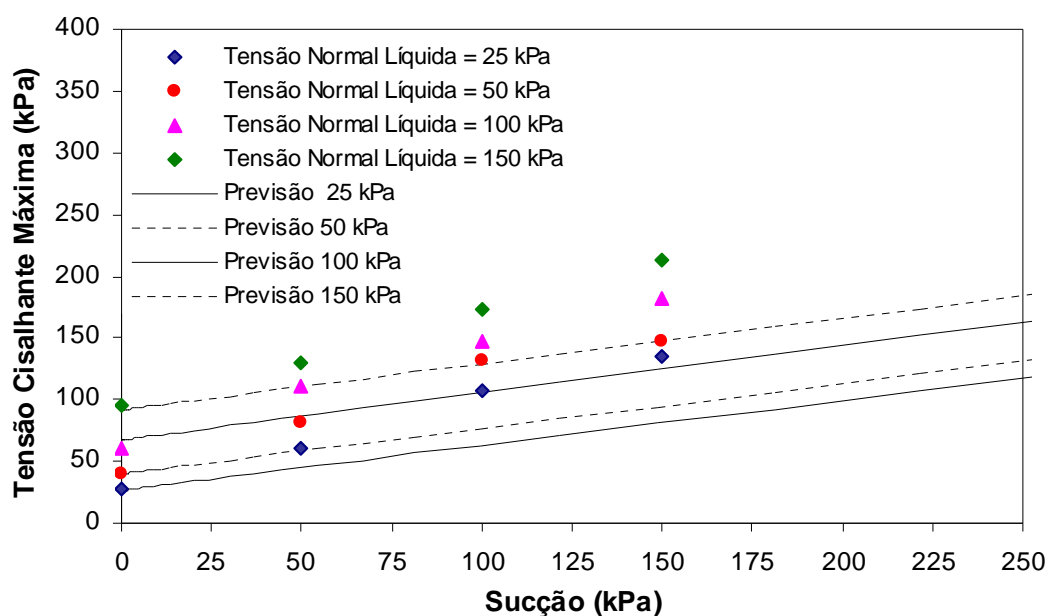


Figura 163: procedimento 1 – solo RO indeformado (Hipótese 1)

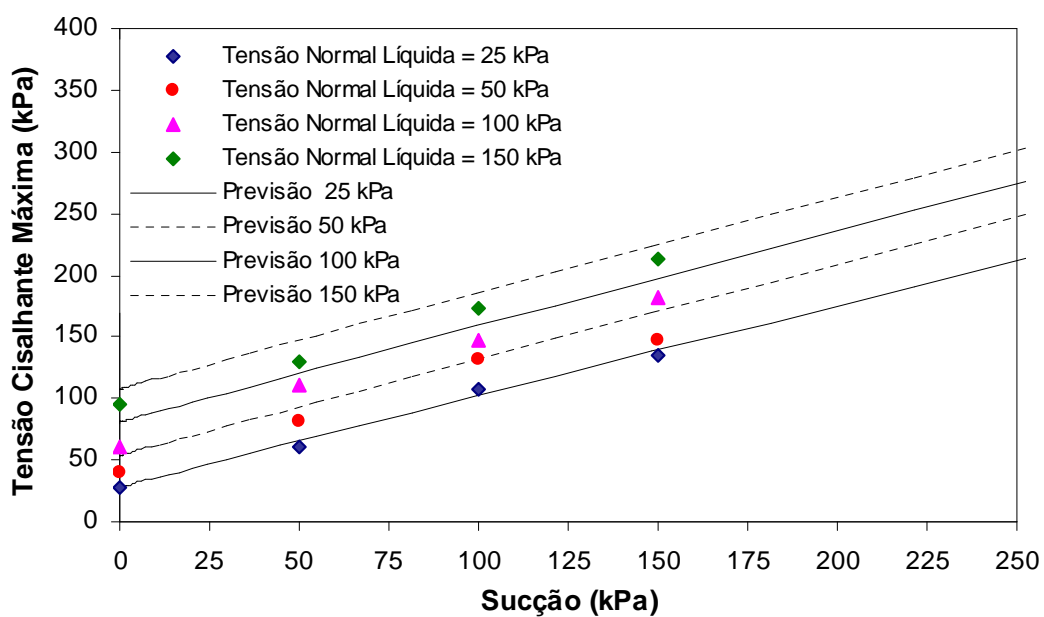


Figura 164: procedimento 1 – solo RO indeformado (Hipótese 2)

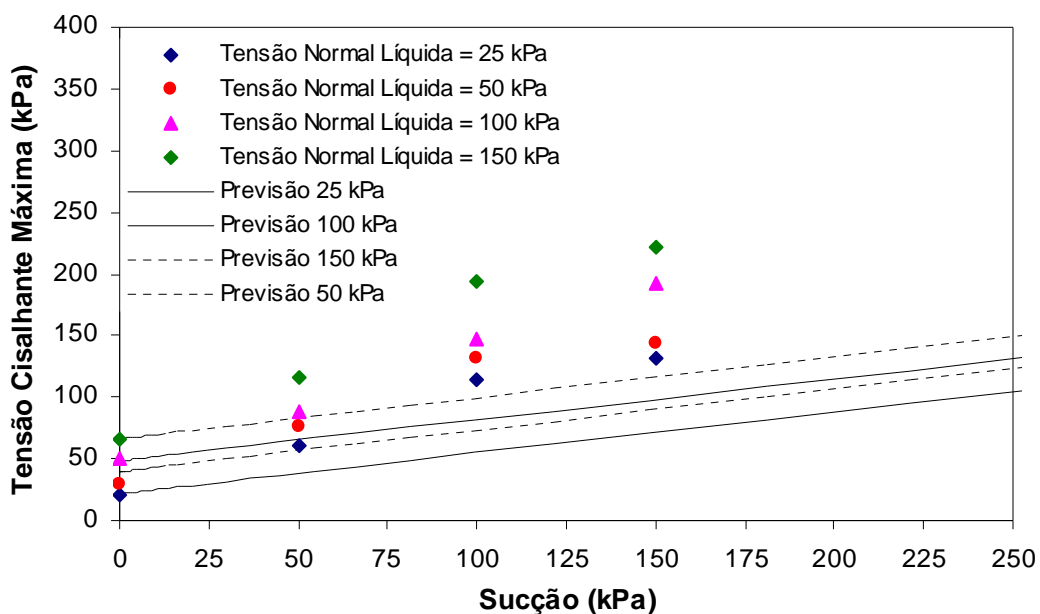


Figura 165: procedimento 1 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1)

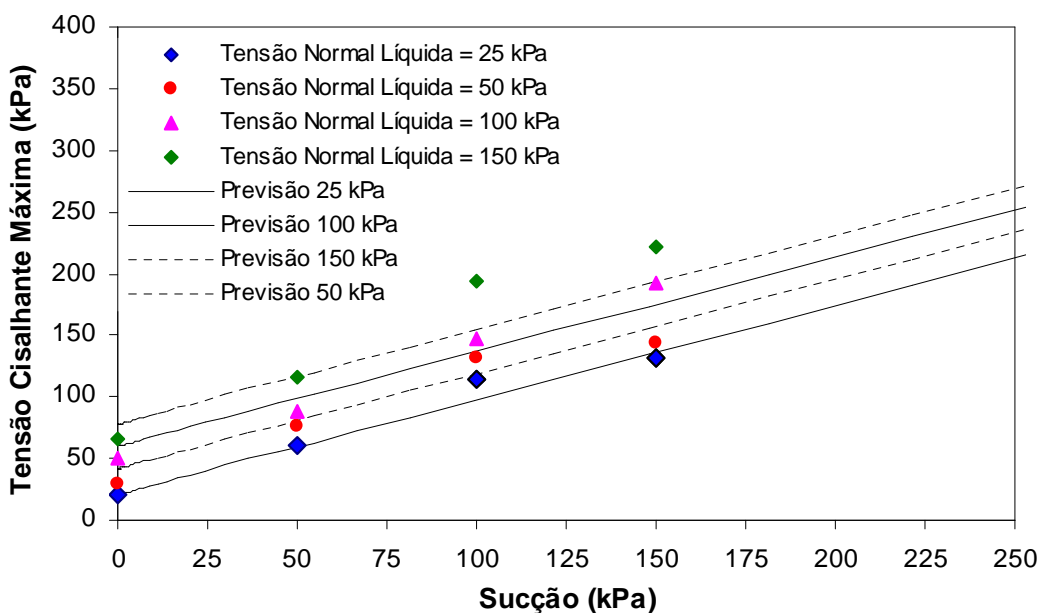


Figura 166: procedimento 1 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2)

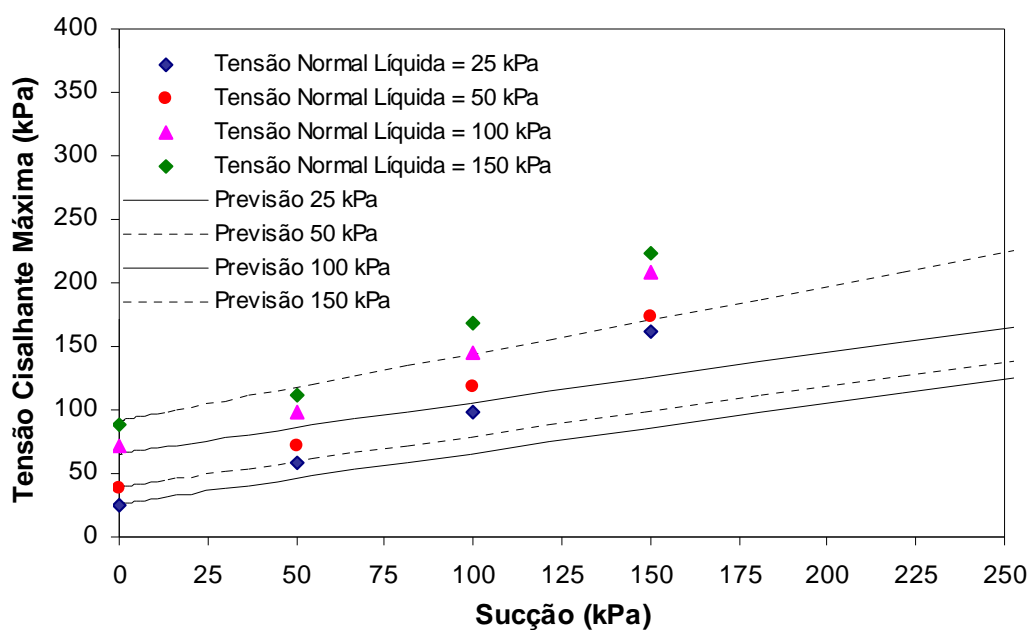


Figura 167: procedimento 2 – solo AV indeformado (Hipótese 1)

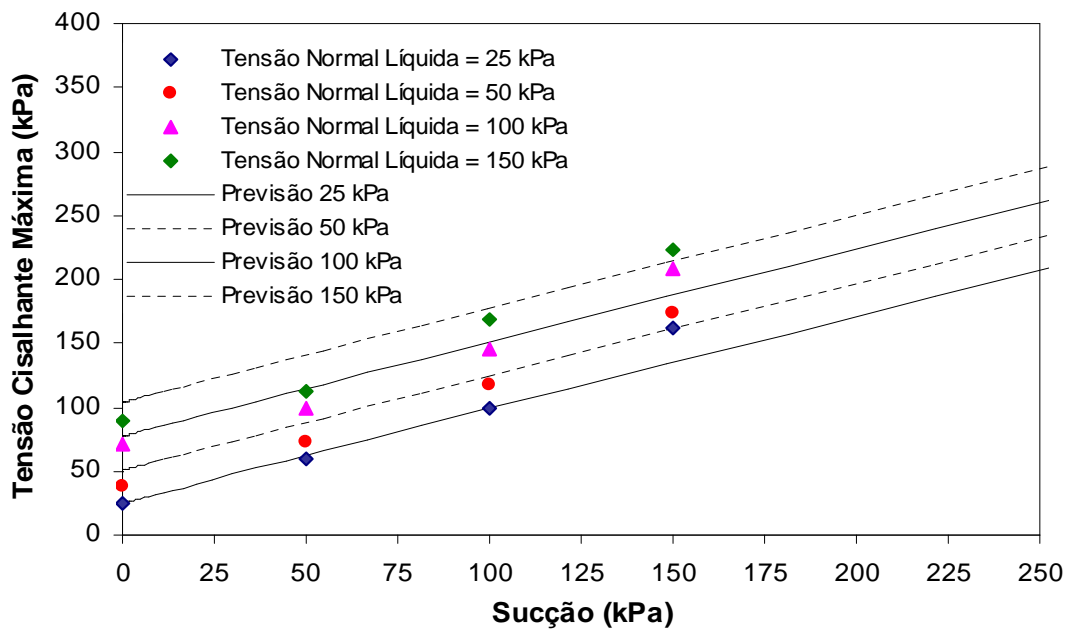


Figura 168: procedimento 2 – solo AV indeformado (Hipótese 2)

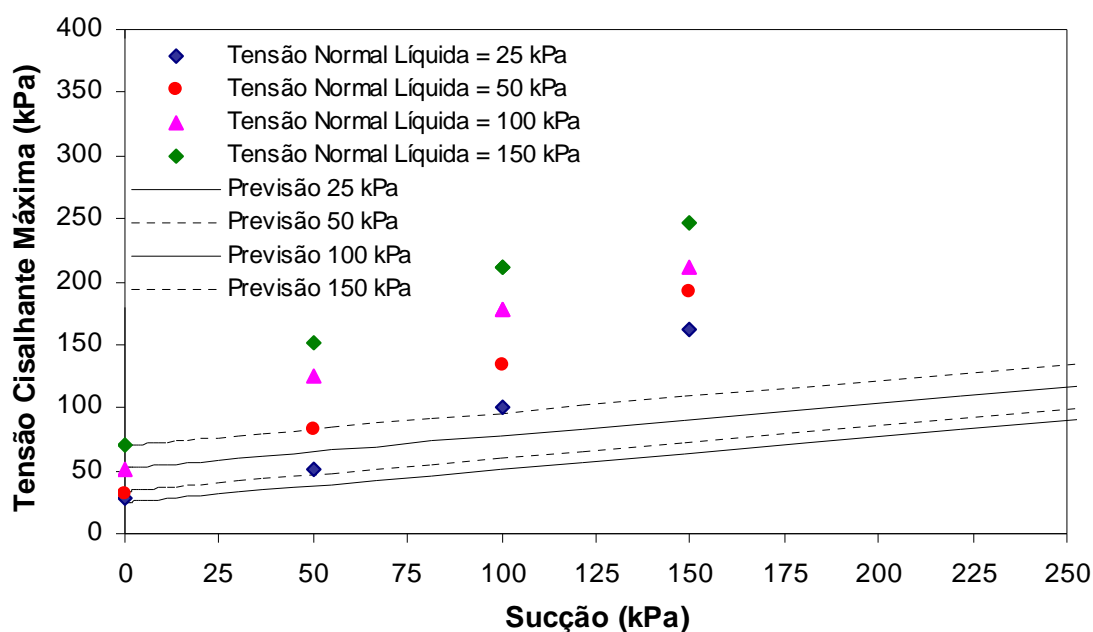


Figura 169: procedimento 2 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1)

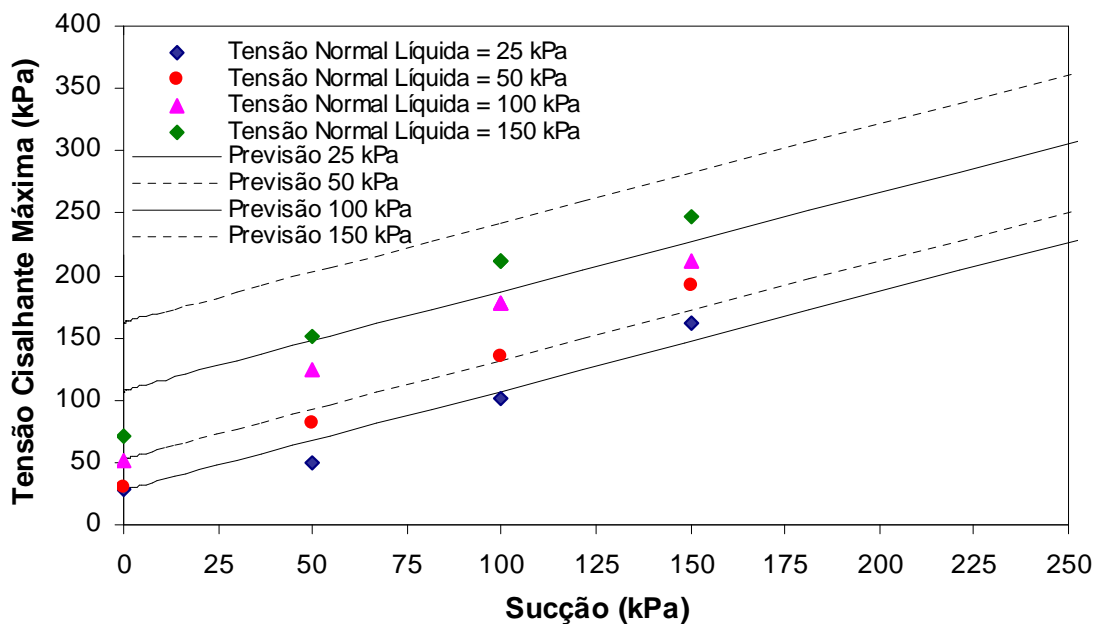


Figura 170: procedimento 2 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2)

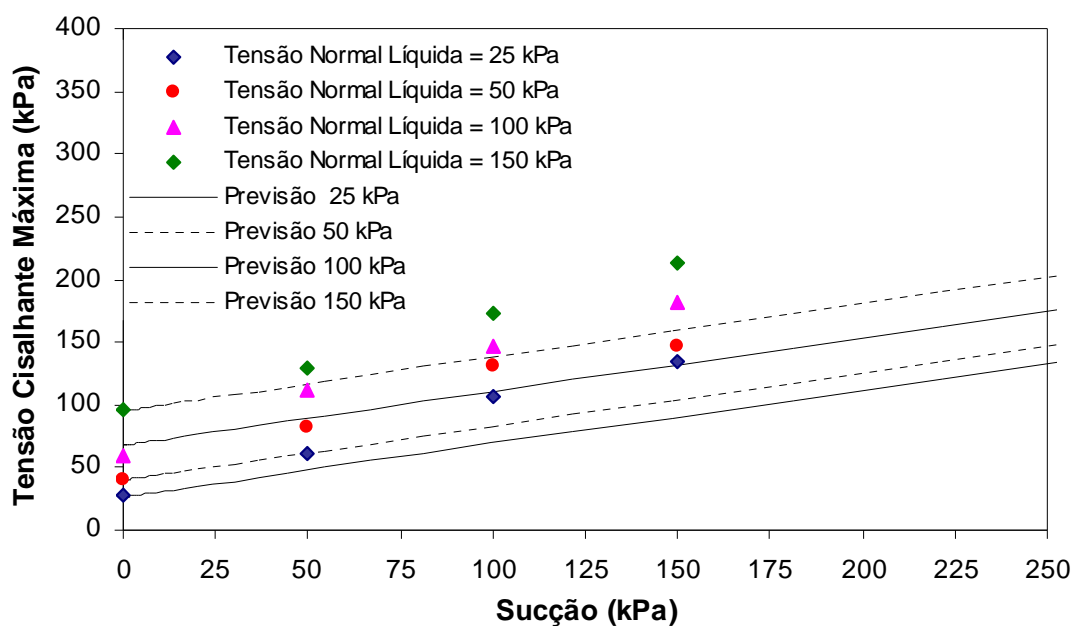


Figura 171: procedimento 2 – solo RO indeformado (Hipótese 1)

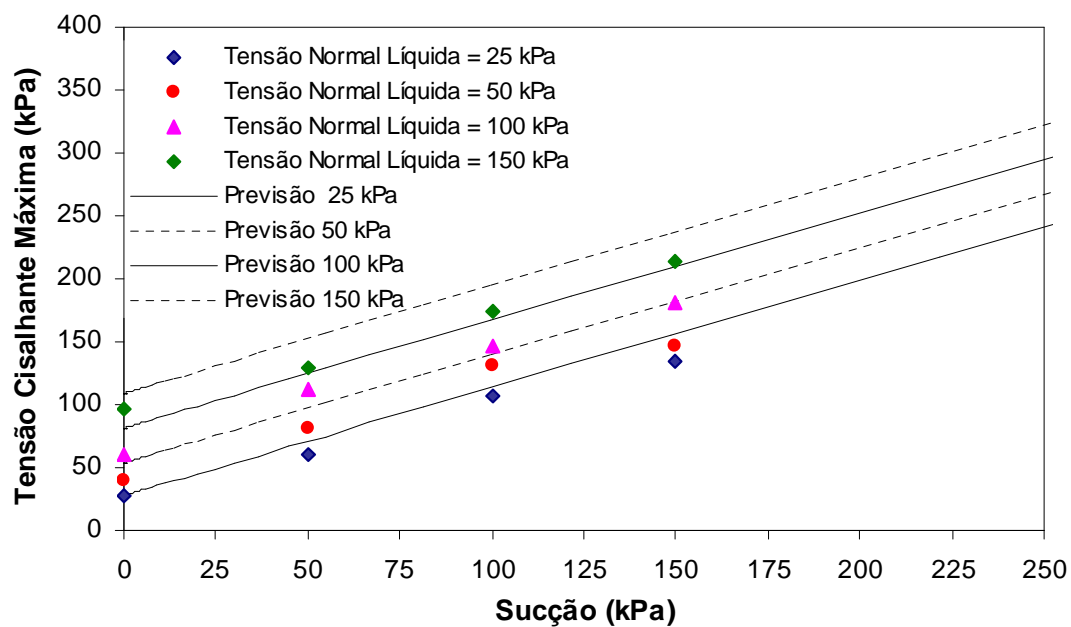


Figura 172: procedimento 2 – solo RO indeformado (Hipótese 2)

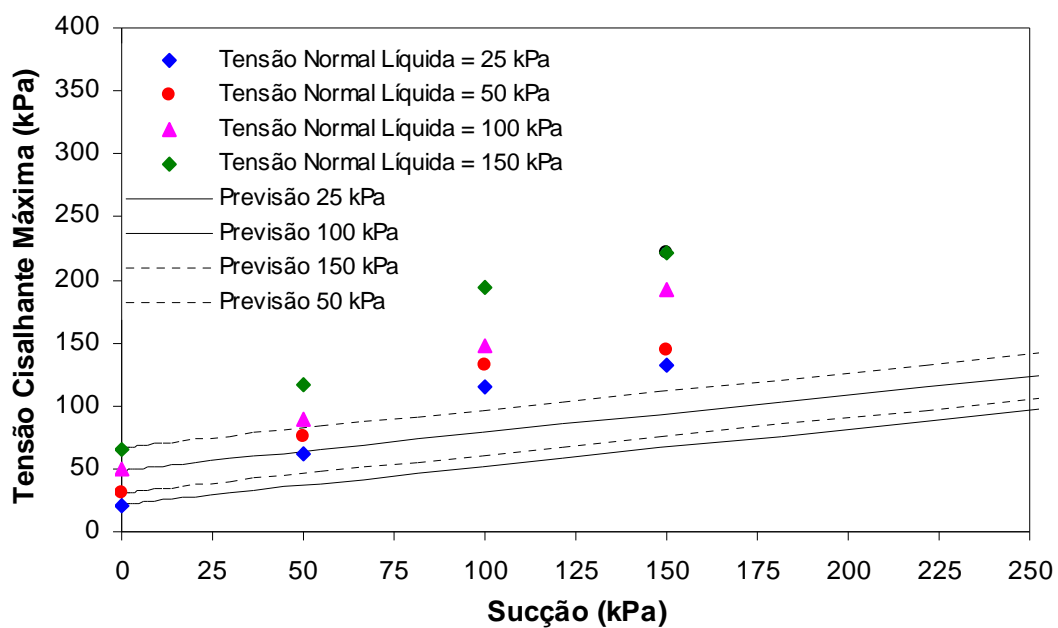


Figura 173: procedimento 2 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1)

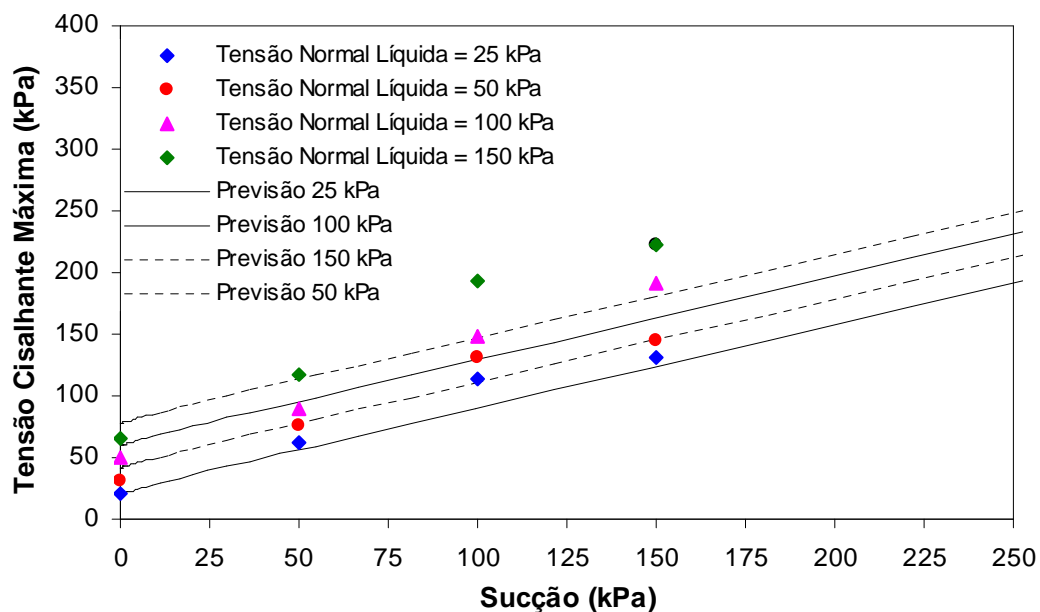


Figura 174: procedimento 2 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2)

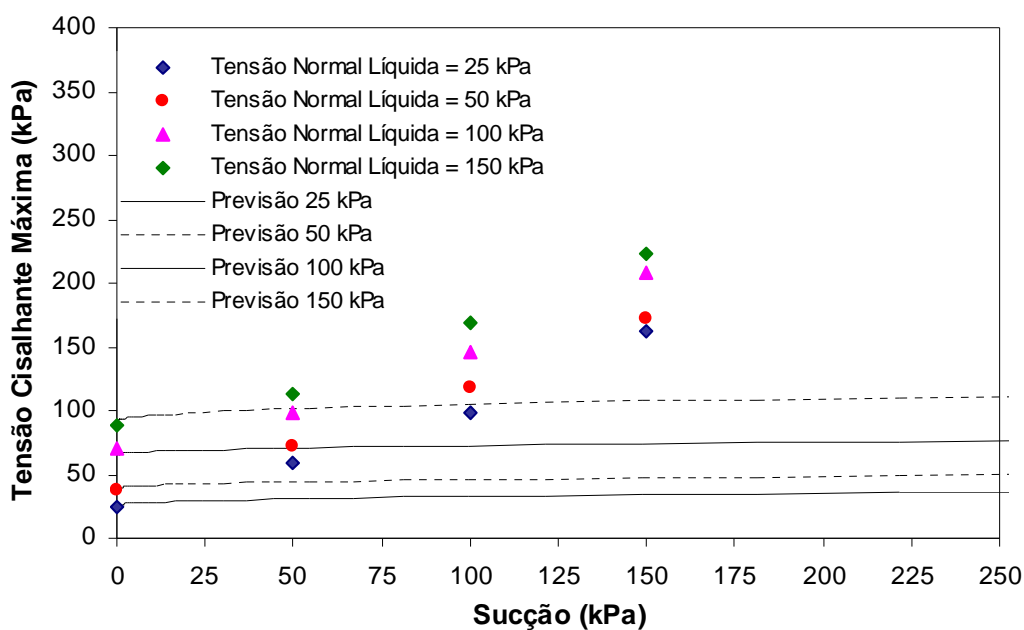


Figura 175: procedimento 3 – solo AV indeformado (Hipótese 1)

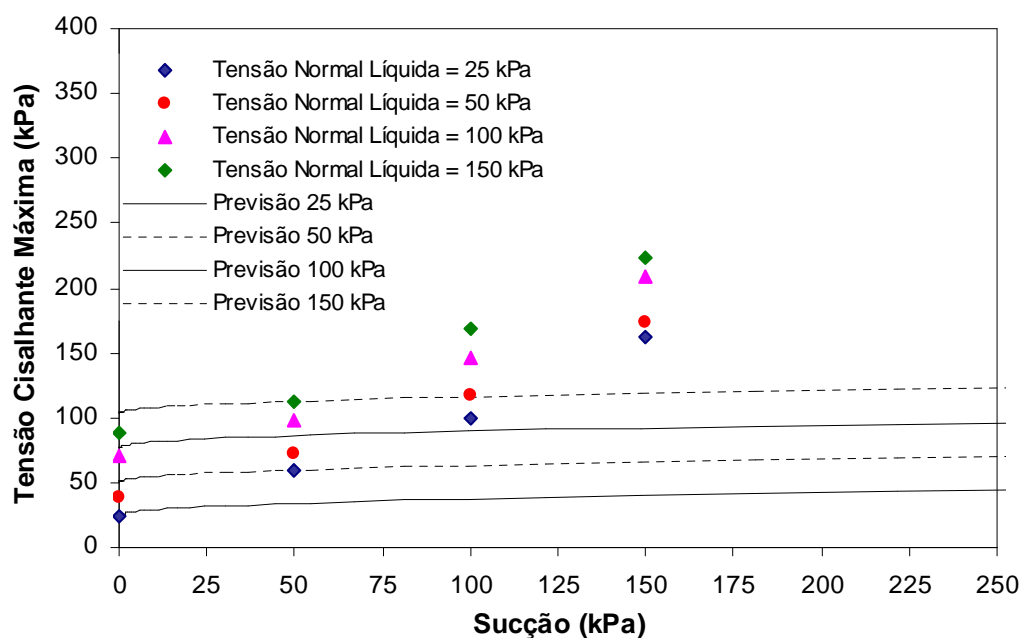


Figura 176: procedimento 3 – solo AV indeformado (Hipótese 2)

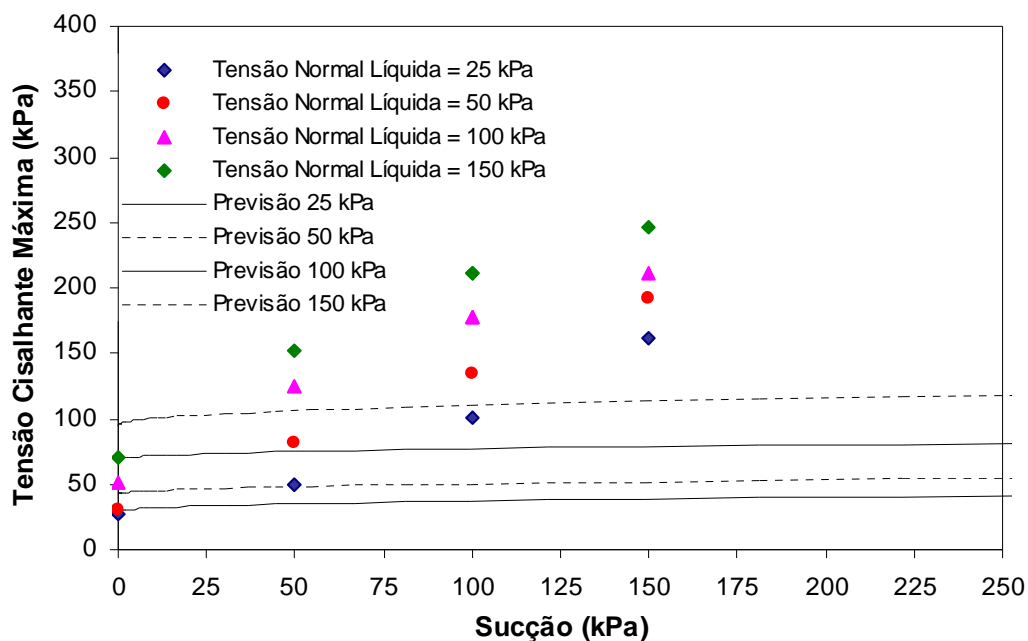


Figura 177: procedimento 3 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1)

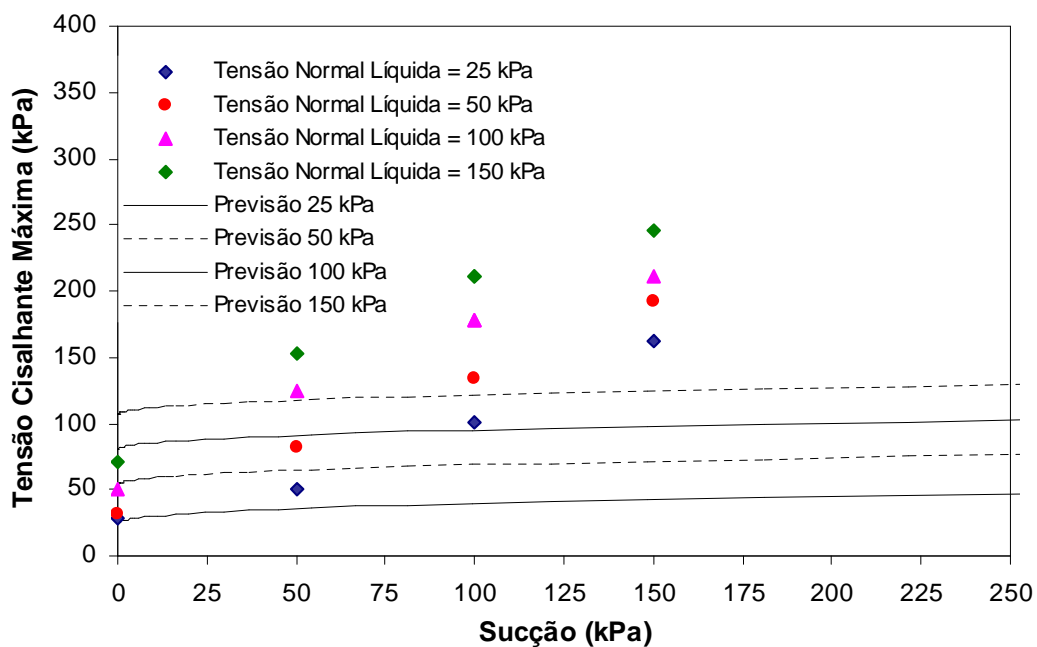


Figura 178: procedimento 3 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2)



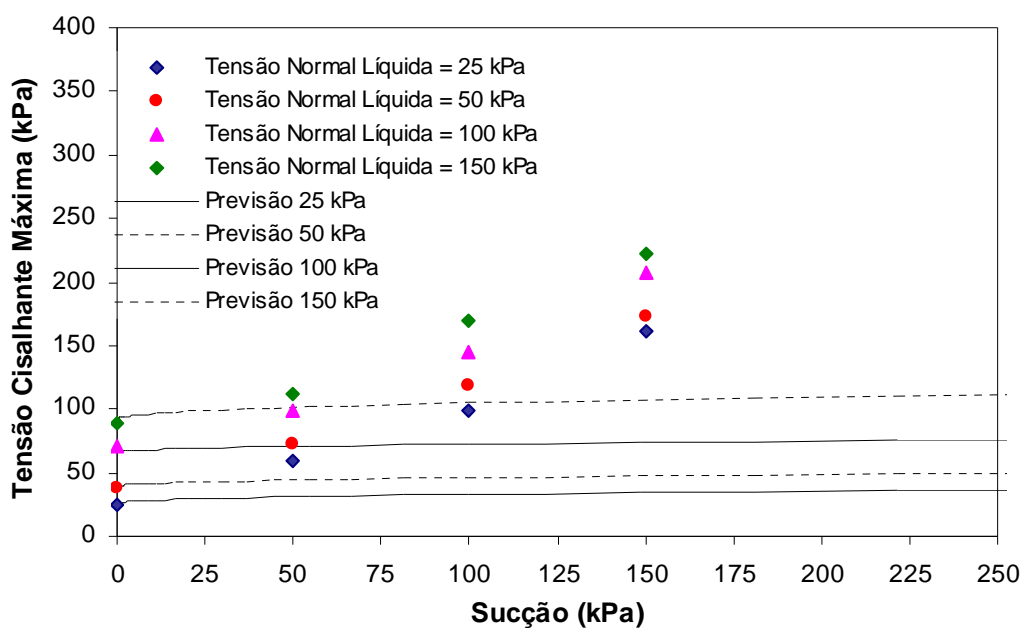


Figura 179: procedimento 3 – solo RO indeformado (Hipótese 1)

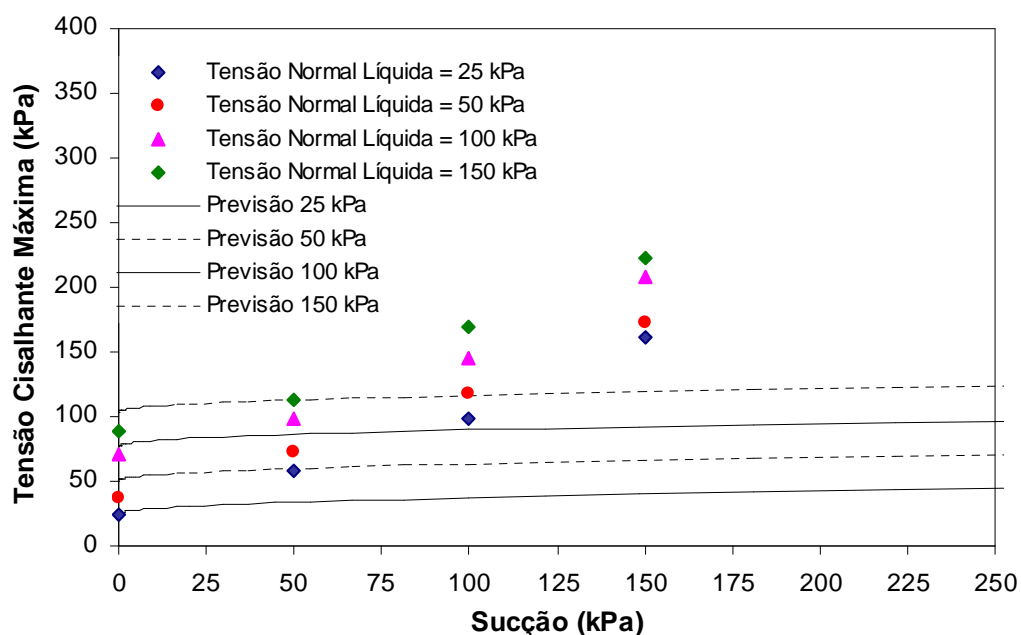


Figura 180: procedimento 3 – solo RO indeformado (Hipótese 2)

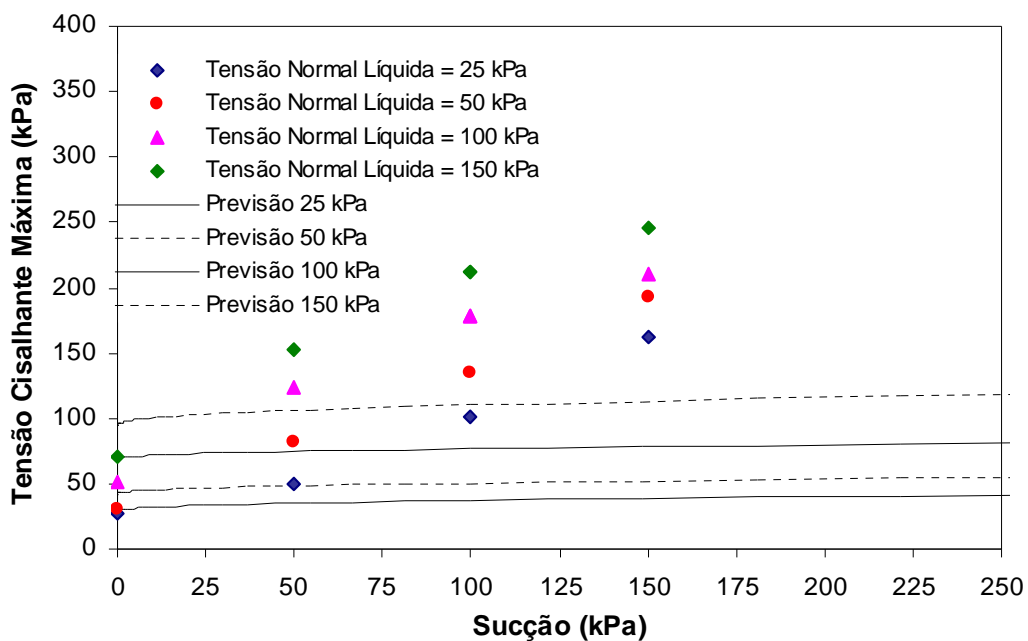


Figura 181: procedimento 3 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1)

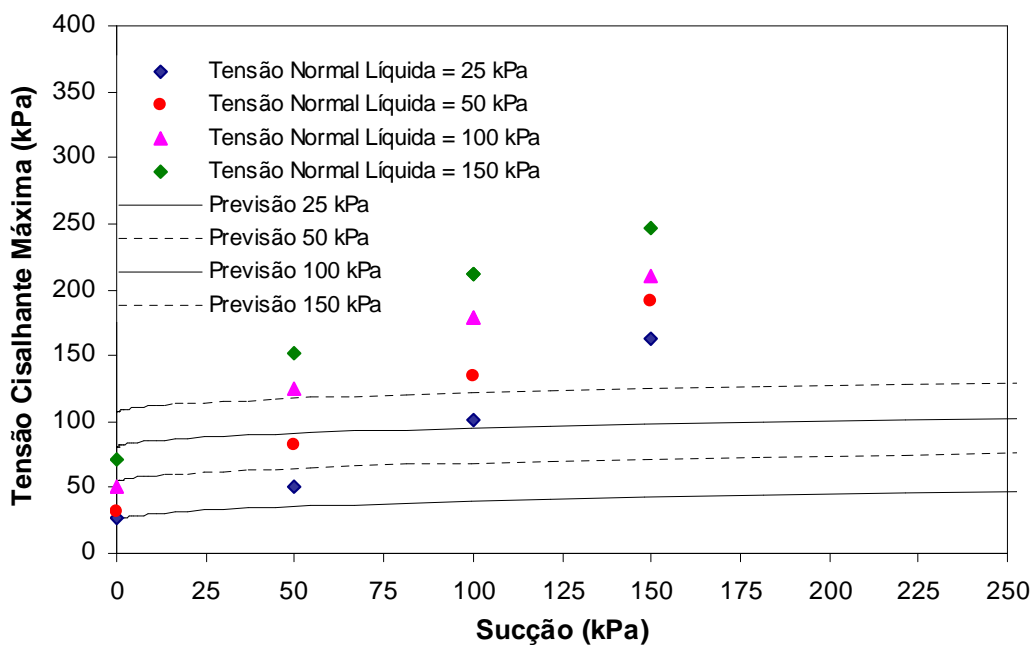


Figura 182: procedimento 3 – solo RO remoldado sem secagem prévia (Hipótese 2)

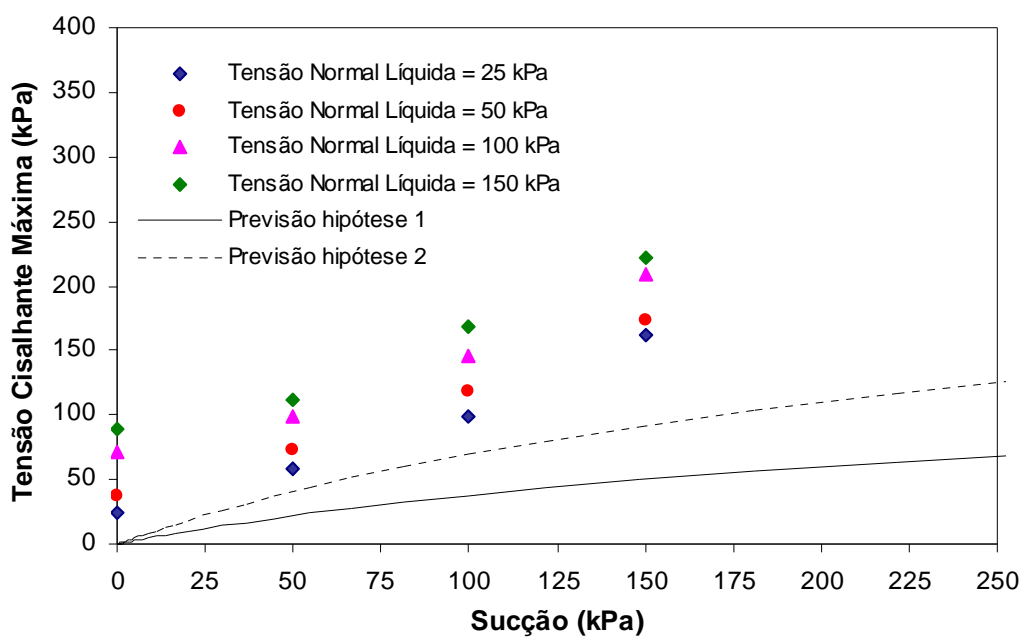


Figura 183: procedimento 4 – solo AV indeformado (Hipótese 1 e 2)

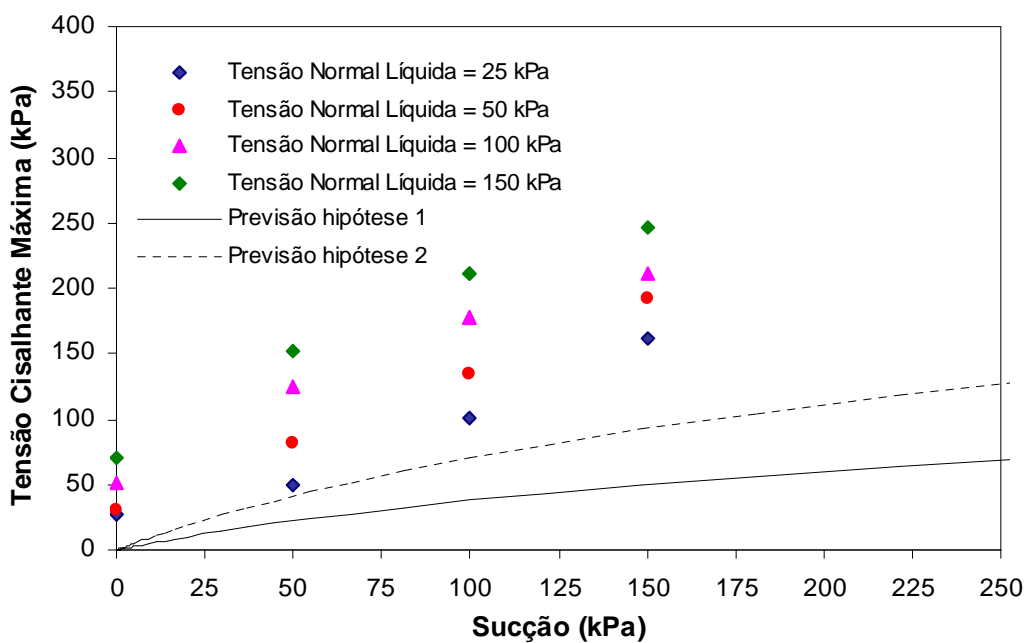


Figura 184: procedimento 4 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1 e 2)

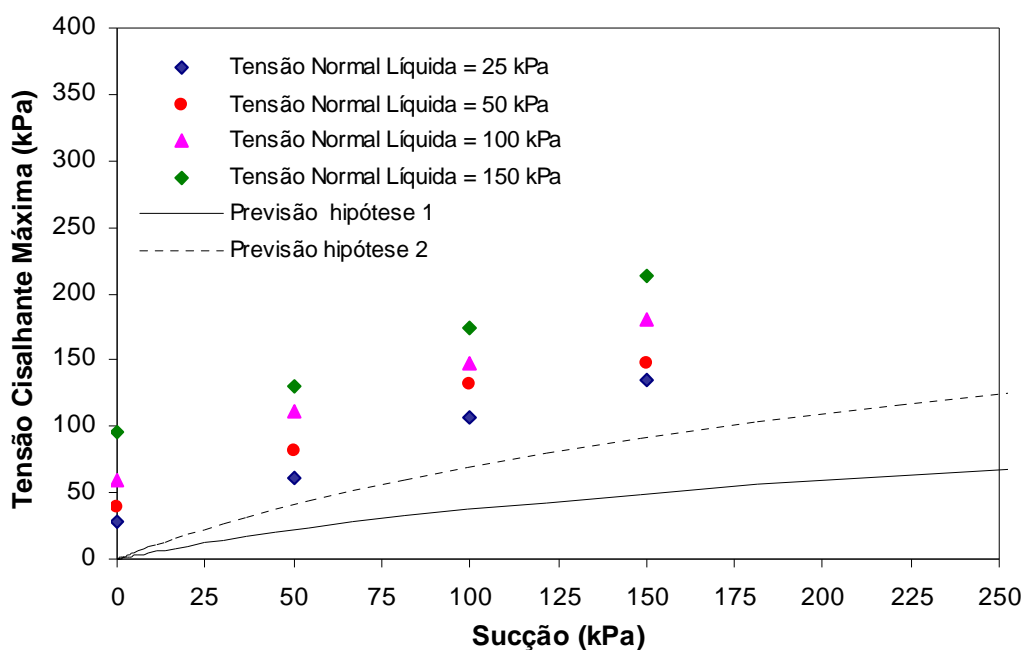


Figura 185: procedimento 4 – solo RO indeformado (Hipótese 1 e 2)

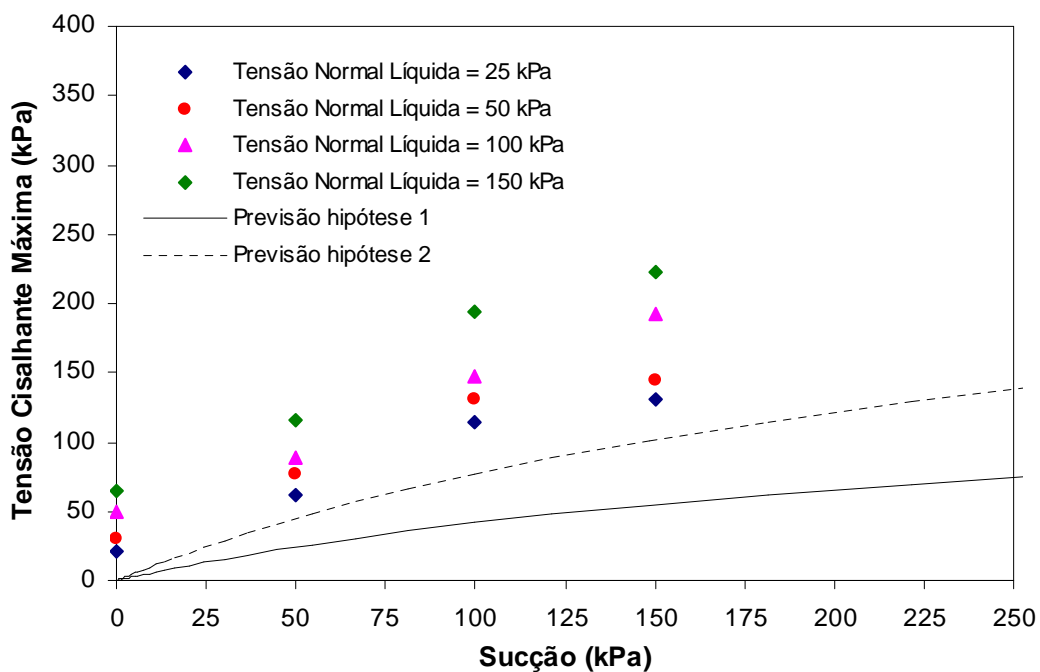


Figura 186: procedimento 4 – solo AV remoldado sem secagem prévia (Hipótese 1 e 2)

## 6.2. PREVISÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA A PARTIR DA CURVA CARACTERÍSTICA

Diversos modelos foram propostos na literatura para representar ou prever o coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado ( $k_w$ ). Esses modelos de previsão são geralmente classificados em três grupos: (i) equações empíricas, (ii) modelos macroscópicos, e (iii) modelos estatísticos. No Capítulo 2 (seção 2.4.1.1) esses modelos foram brevemente descritos. Dentre eles, os modelos estatísticos têm sido considerados como o melhor método para determinação de  $k_w$ , apresentando boa correlação com os resultados experimentais. Os modelos propostos por Childs e Collis-George (1950), Burdine (1953) e Mualem (1976) são os mais referidos na literatura (Ebrahimi-B *et al.*, 2004). De modo geral, os autores aplicam a equação que representa ou modela a curva característica dentro da integral de um desses três modelos estatísticos.

Neste item, dois procedimentos encontrados na literatura para previsão do coeficiente de condutividade hidráulica utilizando a curva característica e o coeficiente de condutividade hidráulica do solo saturado ( $k_s$ ) serão aplicados ao solo coluvionar estudado (solo AV) nas três condições de moldagem – indeformada, remoldada sem e com secagem prévia do solo. O primeiro modelo corresponde a uma solução fechada para a função condutividade hidráulica proposta por van Genuchten (1980). Este modelo aplica a equação de curva característica apresentada por van Genuchten (1980) dentro da integral descrita no modelo de Mualem (1976). O segundo modelo de previsão foi apresentado por Fredlund *et al.* (1994), os quais utilizam a equação de curva característica de Fredlund e Xing (1994) para resolver a integral proposta no modelo de Child e Collis-George (1950). Cabe destacar que esses dois modelos de previsão utilizam equações para curvas características do tipo unimodal, com apenas um valor de entrada de ar e sem a presença do patamar quase horizontal. O solo AV apresenta curva característica bimodal para as três condições de moldagem ensaiadas. Dessa forma, para aplicar estes modelos de previsão de  $k_w$  ao solo coluvionar estudado, optou-se por modelar apenas o primeiro trecho da curva característica, o qual corresponde à dessaturação dos macroporos.

### 6.2.1 Apresentação dos Modelos de Previsão de Condutividade Hidráulica

Van Genuchten (1980) apresenta uma equação relativamente simples para representar a curva característica de um solo não saturado (equação 28), onde  $S_e$  é o grau de saturação efetivo,  $\psi$  é a sucção e  $\alpha$ ,  $m$  e  $n$  são parâmetros de ajuste do modelo. Usando a hipótese de que  $m = 1 - 1/n$  e a partir da integral do modelo de Mualem (1976) para previsão de  $k_w$ , van Genuchten (1980) deriva uma expressão analítica para previsão da função condutividade hidráulica do solo não saturado (equação 29). Esse procedimento foi referido nesta tese como modelo de previsão de **van Genuchten – Mualem**.

$$S_e = \frac{1}{[1 + (\alpha \cdot \psi)^n]^m} \quad m = 1 - \frac{1}{n} \quad (\text{equação 28})$$

$$k_r(\psi) = \frac{\left\{ 1 - (\alpha \cdot \psi)^{n-1} [1 + (\alpha \cdot \psi)^n]^{-m} \right\}^2}{[1 + (\alpha \cdot \psi)^n]^{0.5}} \quad (\text{equação 29})$$

Fredlund *et al.* (1994) usam a equação para curva característica proposta por Fredlund e Xing (1994) para resolver a integral do modelo de Child e Collis-George (1950) para previsão de  $k_w$ . A equação 30 apresenta o segundo modelo de previsão de  $k_w$  adotado nesta tese, o qual foi denominado de modelo de **Fredlund e Xing – Child e Collis-George**. Para realizar essa integração numérica foi utilizado o programa Mathcad.

### 6.2.2 Aplicação dos Modelos de Previsão da Condutividade Hidráulica aos Solos Estudados

As figuras 187, 188 e 189 apresentam as curvas características e as respectivas funções condutividade hidráulicas obtidas utilizando o modelo de van Genuchten – Mualem para o solo AV nas condições indeformada, remoldada sem e com secagem prévia do solo, respectivamente. Como salientado anteriormente, a equação de van Genuchten (1980) descreve o comportamento de dessaturação de curvas características unimodais e o solo AV apresenta curvas características bimodais para as três condições de moldagem. Assim, apenas o primeiro trecho da curva característica do solo AV foi modelado.

$$K_s(h) := K_s \cdot \int_{\ln(h)}^{\ln(10^6)} \left[ \frac{-1}{(hr + e^y) \cdot \ln\left(1 + \frac{10^6}{hr}\right)} \cdot \frac{ts}{\ln\left[e + \left(\frac{e^y}{a}\right)^n\right]^m} - \left(1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{e^y}{hr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{hr}\right)}\right) \cdot \frac{ts \cdot m \cdot n \cdot \left(\frac{e^y}{a}\right)^{n-1}}{\ln\left[e + \left(\frac{e^y}{a}\right)^n\right]^{m+1} \cdot a \cdot \left[e + \left(\frac{e^y}{a}\right)^n\right]} \right] \cdot \left[ \left(1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{e^y}{hr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{hr}\right)}\right) \cdot \frac{ts}{\ln\left[e + \left(\frac{e^y}{a}\right)^n\right]^m} - \left(1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{h}{hr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{hr}\right)}\right) \cdot \frac{ts}{\ln\left[e + \left(\frac{h}{a}\right)^n\right]^m} \right] dy$$


---


$$\int_{\ln(ha)}^{\ln(10^6)} \left[ \frac{-1}{(hr + e^y) \cdot \ln\left(1 + \frac{10^6}{hr}\right)} \cdot \frac{ts}{\ln\left[e + \left(\frac{e^y}{a}\right)^n\right]^m} - \left(1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{e^y}{hr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{hr}\right)}\right) \cdot \frac{ts \cdot m \cdot n \cdot \left(\frac{e^y}{a}\right)^{n-1}}{\ln\left[e + \left(\frac{e^y}{a}\right)^n\right]^{m+1} \cdot a \cdot \left[e + \left(\frac{e^y}{a}\right)^n\right]} \right] \cdot \left[ \left(1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{e^y}{hr}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{hr}\right)}\right) \cdot \frac{ts}{\ln\left[e + \left(\frac{e^y}{a}\right)^n\right]^m} - ts \right] dy$$

(equação 30)

Onde: h – sucção      ha – sucção de entrada de ar      hr – sucção residual      a, m, n – parâmetros de ajuste  
 ts – teor de umidade volumétrico saturado

Observa-se nestas figuras que os valores de  $k_w$  previstos são mais próximos das medidas experimentais para o intervalo de sucção onde a equação de curva característica de van Genuchten melhor descreve o comportamento de dessaturação do solo. Para o solo AV indeformado e remoldado sem secagem prévia, o modelo de previsão forneceu melhores resultados para as sucções de 25 e 50 kPa. Para o solo na condição remoldada com secagem prévia, os resultados do modelo de previsão mais próximos dos obtidos experimentalmente foram para as sucções de 50 e 75 kPa.

Os resultados obtidos para o solo AV indeformado, remoldado sem e com secagem prévia do solo utilizando o modelo de Fredlund e Xing – Child e Collis-George são exibidos nas figuras 190, 191 e 192, respectivamente. Da mesma forma que no modelo anterior, a equação de curva característica proposta por Fredlund e Xing (1994) fornece um ajuste adequado para curvas do tipo unimodal. Adicionalmente, essa equação de curva característica apresenta um fator de correção que converge o valor de sucção para 1.000.000 quando o grau de saturação do solo aproxima-se de zero. As curvas características do solo AV indeformado e remoldado sem secagem prévia foram ajustadas para sucções baixas, menores que 20 kPa. Para essas curvas o modelo de previsão forneceu melhor ajuste para a sucção de 25 kPa. Já a curva característica do solo AV remoldado com secagem prévia, foi modelada para sucções um pouco maiores, em torno de 60 kPa. Portanto, os dados do modelo de previsão foram mais próximos dos resultados experimentais para sucções até 90 kPa.

O desempenho do modelo de previsão de  $k_w$  depende da equação escolhida para ajuste da curva característica. De modo geral, observou-se que tanto o modelo de van Genuchten – Mualem quanto o de Fredlund e Xing – Child e Collis-George não forneceram um ajuste adequado ao solo coluvionar investigado porque as equações de curva característica representam o comportamento de dessaturação de solos com distribuição de tamanho de poros uniforme (curvas unimodais). Acredita-se que melhores resultados de previsão para a função condutividade hidráulica do solo AV serão encontrados quando forem utilizadas equações para curvas características bimodais, como a apresentada por Gitirana Jr e Fredlund (2004).



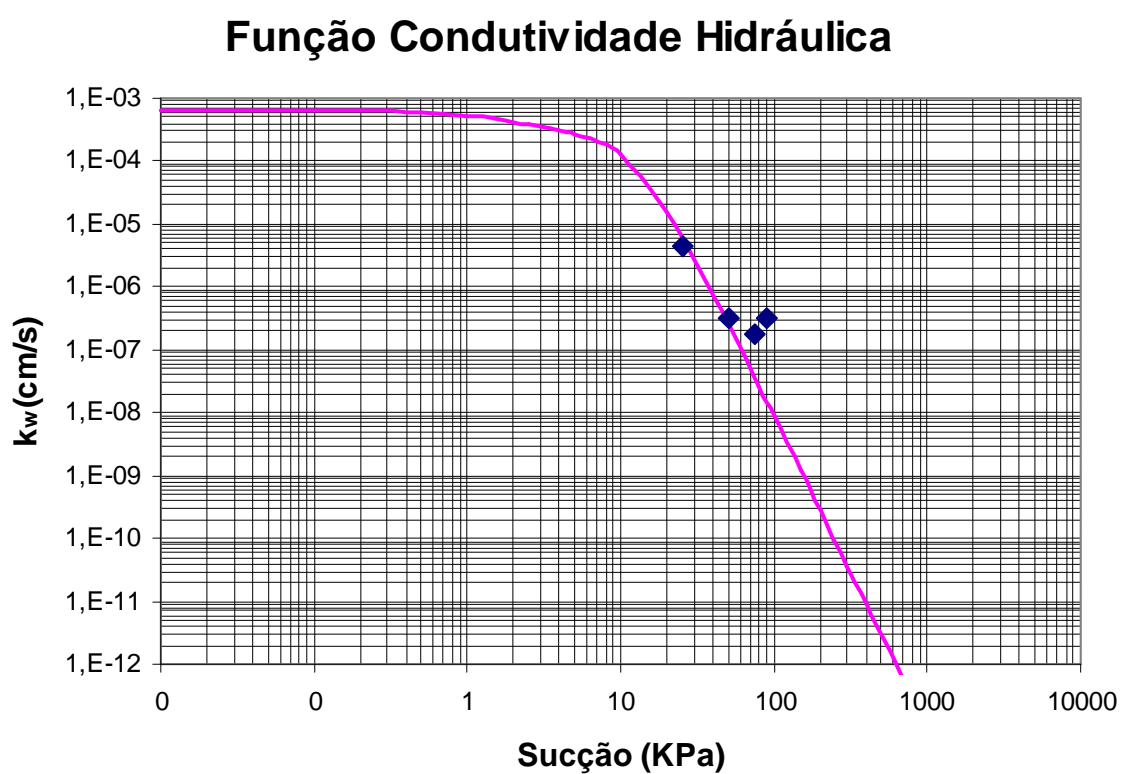
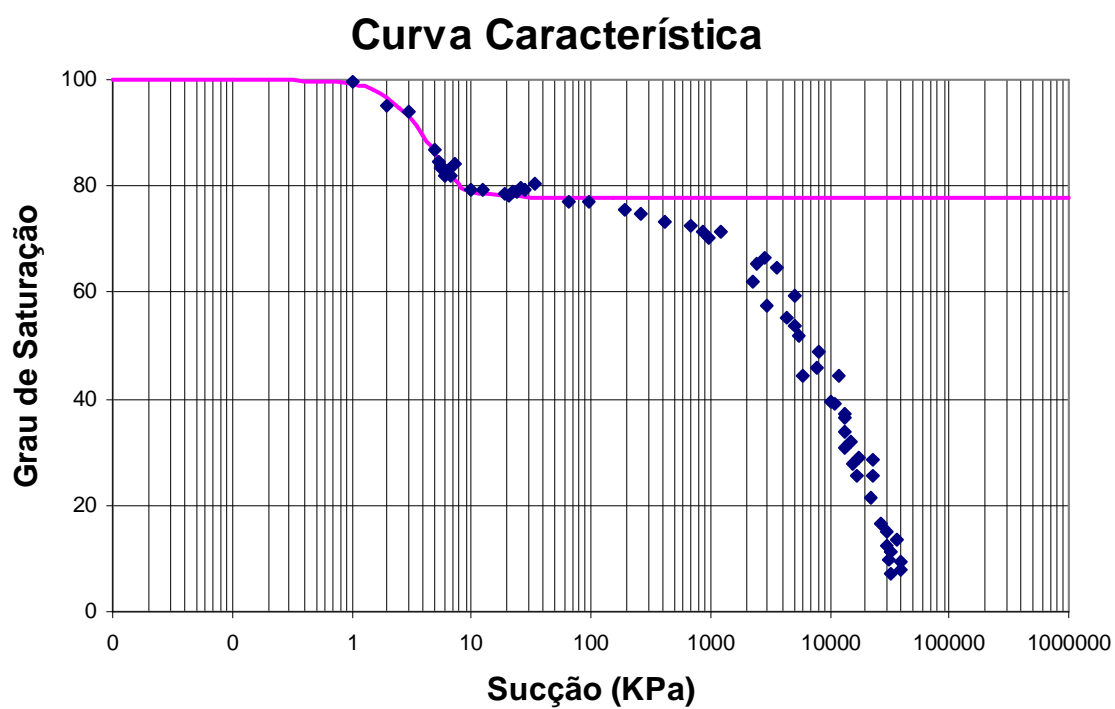


Figura 187: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de van Genuchten – Mualem (solo AV indeformado)

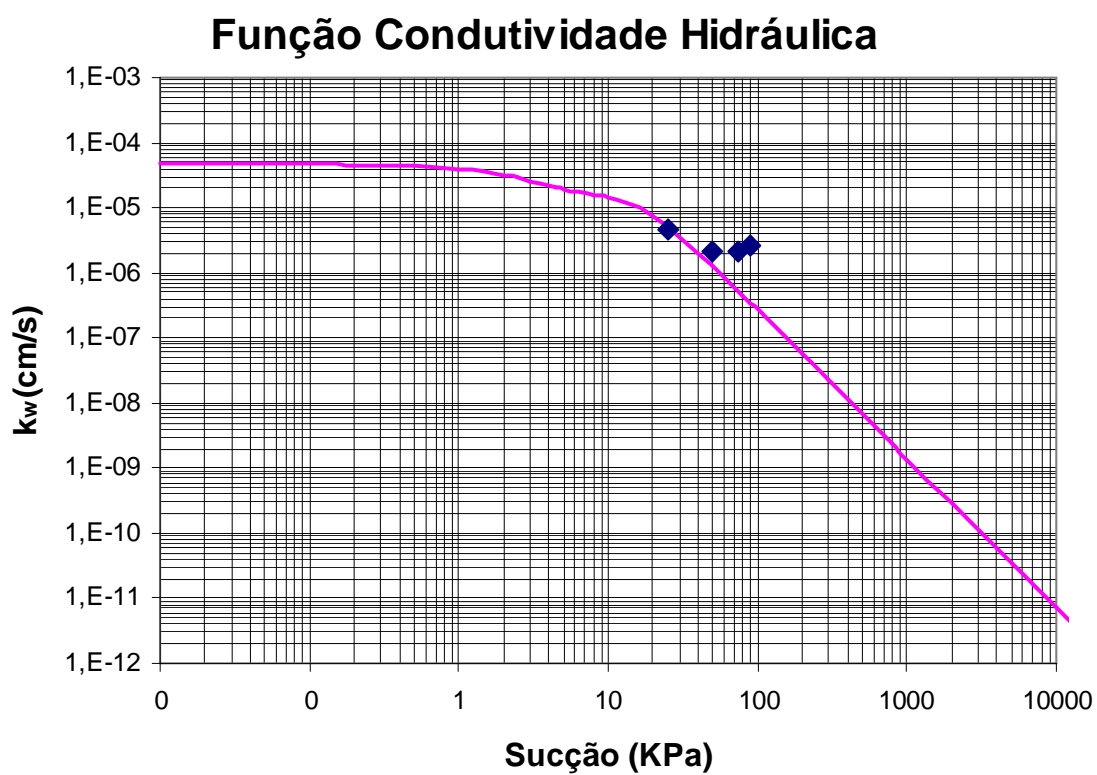
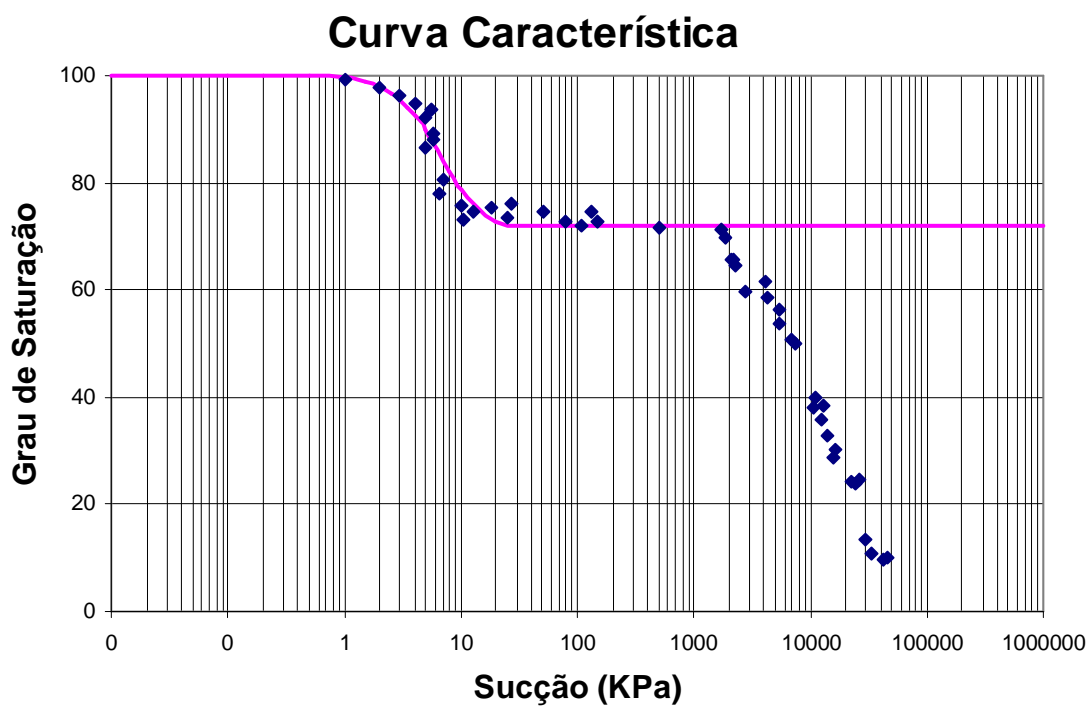


Figura 188: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de van Genutchen – Mualem (solo AV remoldado sem secagem prévia)

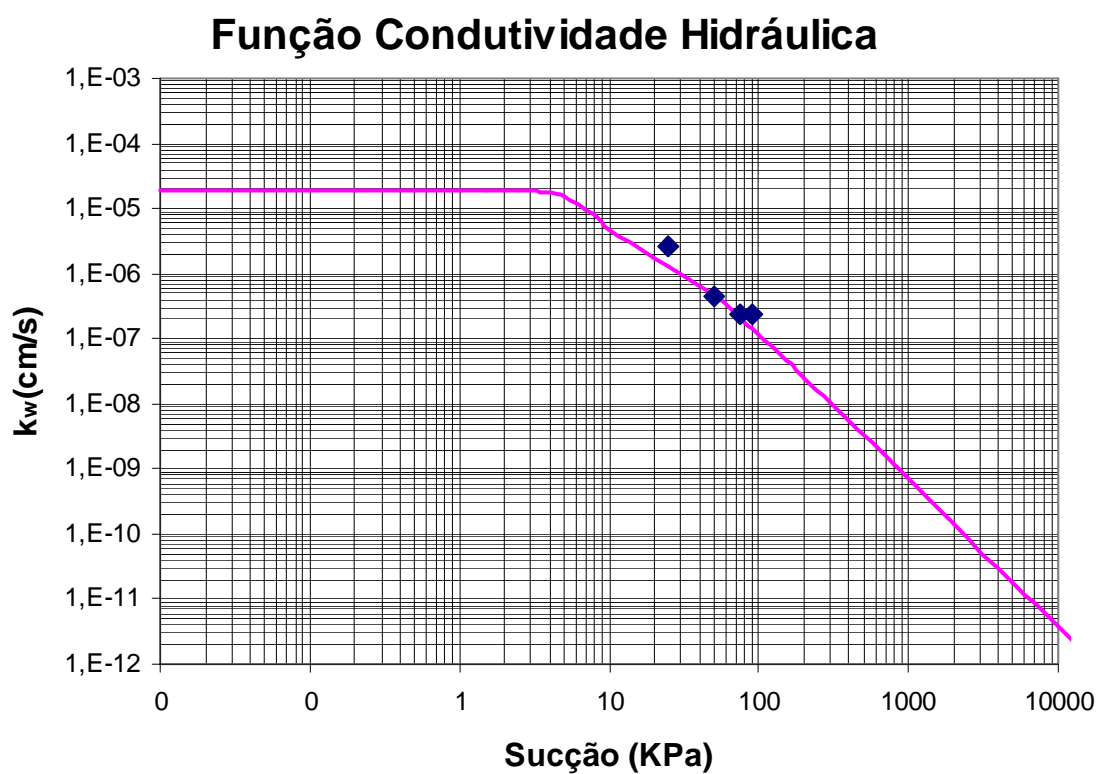
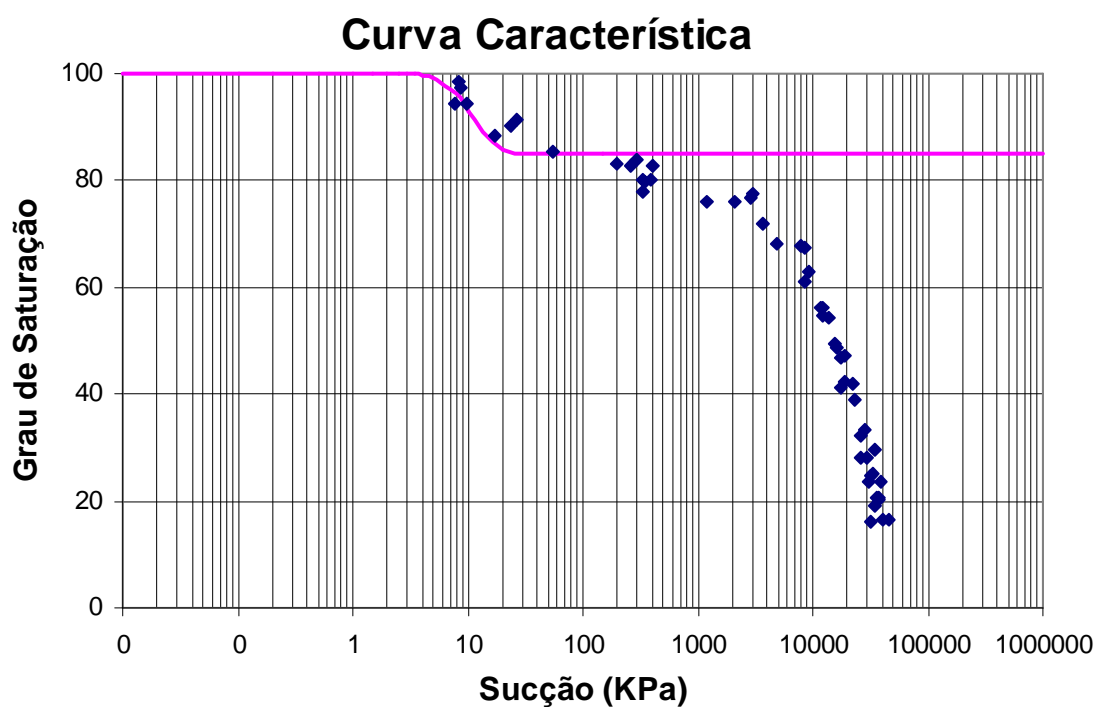


Figura 189: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de van Genutchen – Mualem (solo AV remoldado com secagem prévia)

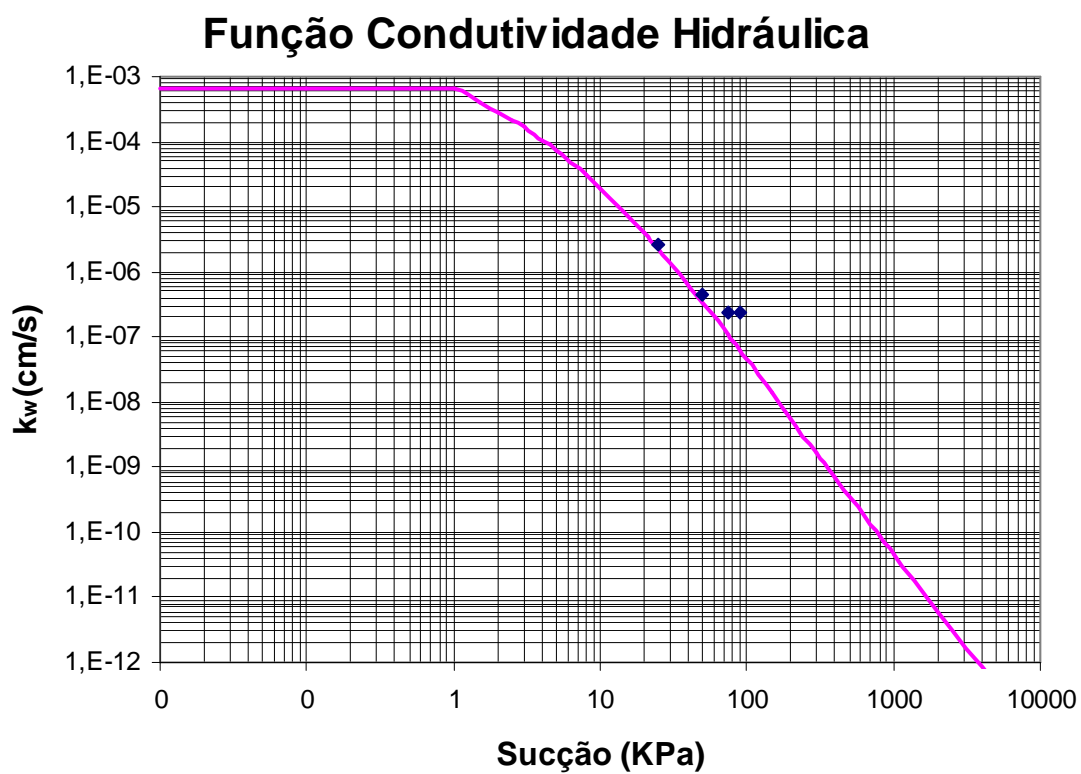
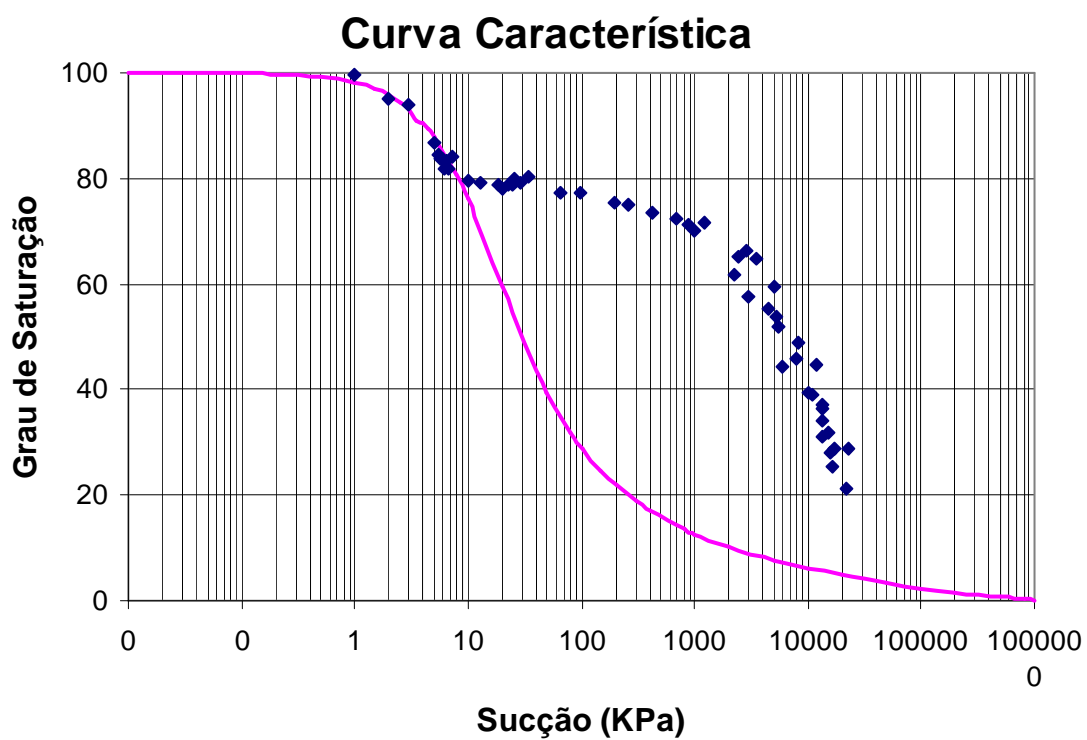


Figura 190: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de Fredlund e Xing – Child e Collis-George (solo AV indeformado)

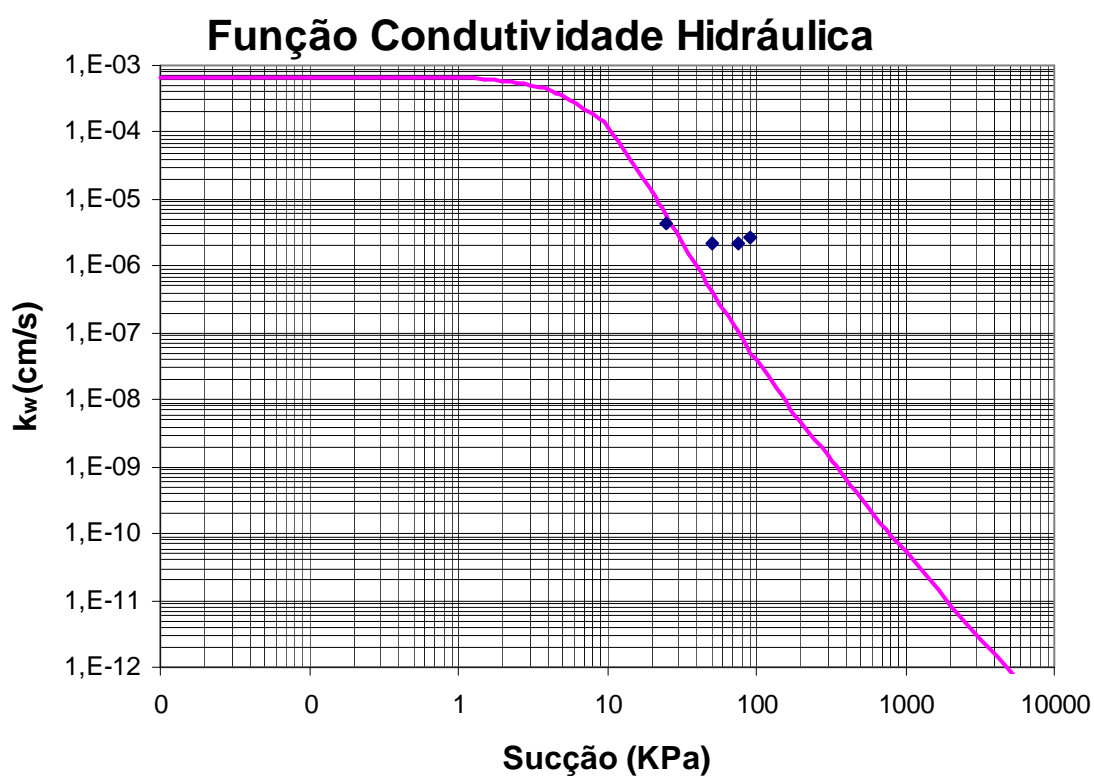
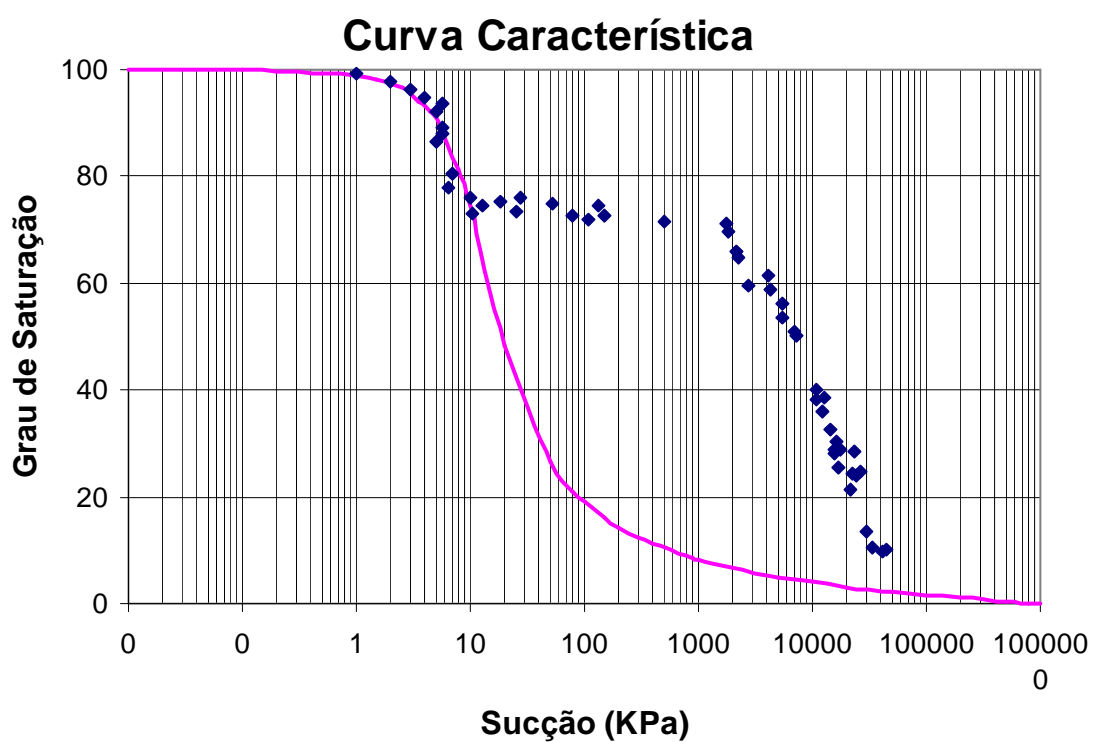


Figura 191: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de Fredlund e Xing – Child e Collis-George (solo AV remoldado sem secagem prévia)

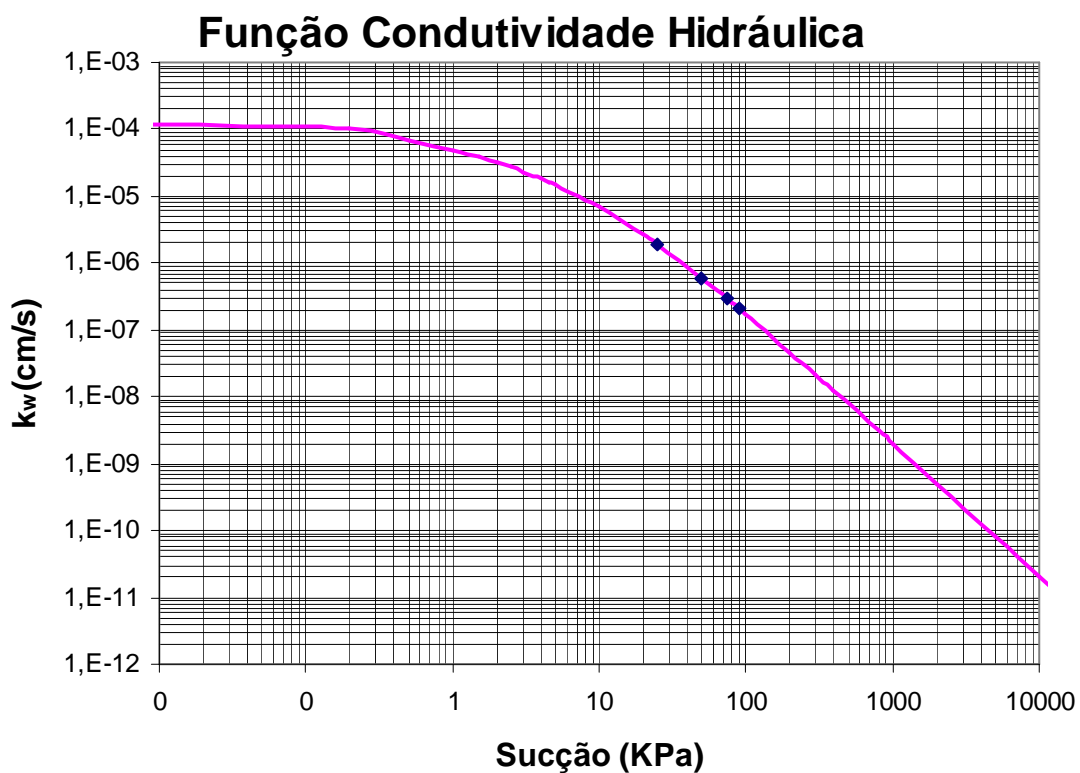
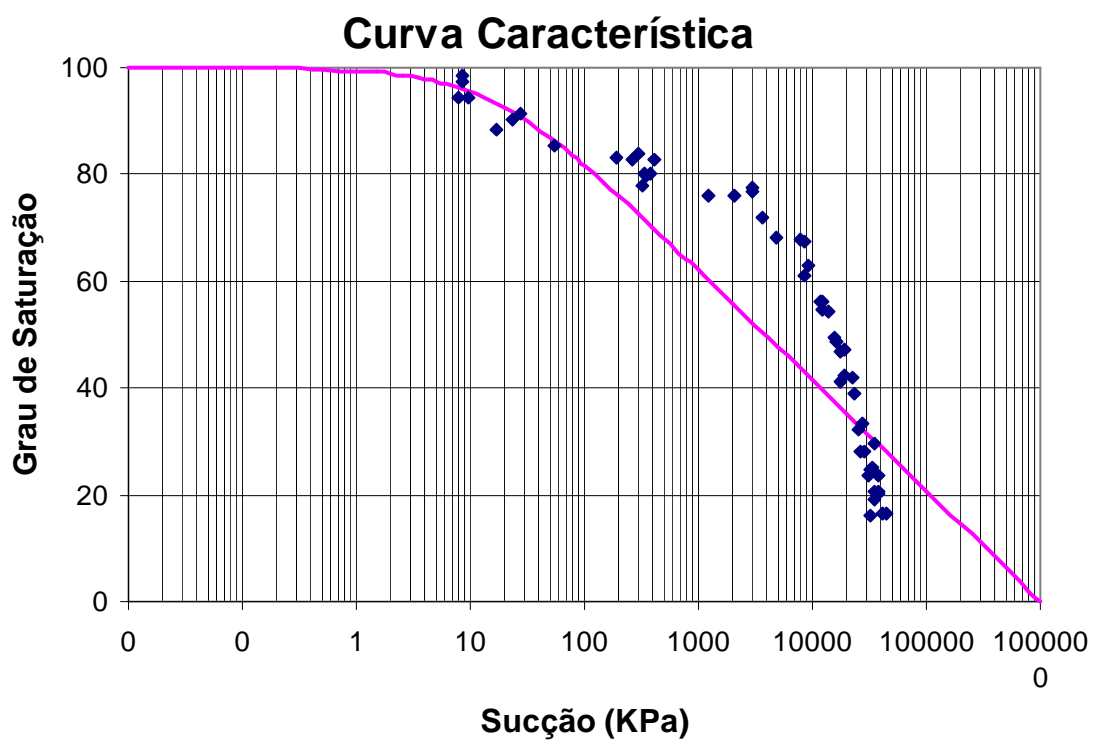


Figura 192: curva característica e função condutividade hidráulica modelo de Fredlund e Xing – Child e Collis-George (solo AV remoldado com secagem prévia)

### 6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A curva característica tem se apresentado como a principal relação constitutiva de um solo não saturado. Essa curva tem sido utilizada como elemento-chave para descrever, prever e quantificar parâmetros de grande interesse na solução de problemas geotécnicos, como a condutividade hidráulica e a resistência ao cisalhamento. A curva característica, desde que utilizada adequadamente, pode ser uma ferramenta muito útil às questões práticas de engenharia (Barbour, 1998). Esse fato encoraja a aplicação e o desenvolvimento de modelos de previsão de resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica a partir do conhecimento do comportamento de dessaturação do solo.

Neste capítulo os principais modelos para previsão da resistência ao cisalhamento e da função condutividade hidráulica de um solo não saturado encontrados na literatura foram aplicados aos materiais estudados. Observou-se que essa não é uma tarefa fácil, uma vez que esses modelos ainda não são capazes de prever com eficácia o comportamento de muitos solos não saturados. Destaca-se que a maioria dos modelos deriva equações de ajuste considerando apenas solos compactados ou oriundos de regiões temperadas, os quais apresentam curvas características do tipo unimodal. Ressalta-se a necessidade de se continuar os estudos em solos com características distintas da maioria dos materiais utilizados em pesquisas ou modelos de previsão na área de solos não saturados (como, por exemplo, os solos coluvionares estudados nessa tese e outros solos brasileiros). Estes estudos possibilitarão o desenvolvimento de novos modelos empíricos ou teóricos capazes de descrever o comportamento mecânico e hidráulico destes solos e, conseqüentemente, poderão servir de ferramenta para a prática de engenharia geotécnica.

## **7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

Neste capítulo são expostas as principais conclusões obtidas a partir da análise dos resultados experimentais e dos modelos de previsão. Ao final, são apresentadas algumas sugestões para a continuidade deste trabalho.

### **7.1. CONCLUSÕES**

Esta tese apresenta um estudo sobre a resistência ao cisalhamento e a condutividade hidráulica de dois solos coluvionares não saturados situados na divisa dos estados do Rio Grande do Sul e Santa Catarina, em um dos trechos do Gasoduto Bolívia-Brasil. Estes solos são constituídos por materiais provenientes de derrames básicos da Formação Serra Geral (basalto – Solo RO) e da Formação Botucatu (arenito – Solo AV). O trabalho de pesquisa realizado com esses materiais tem seu enfoque dividido em duas partes principais: (1) obtenção direta da resistência ao cisalhamento e da função condutividade hidráulica dos solos nas condições saturada e não saturada, em diferentes condições de moldagem, e (2) previsão indireta dessas propriedades a partir da determinação da curva característica e de parâmetros saturados do solo.

A partir da análise e discussão dos resultados experimentais e dos modelos de previsão, algumas observações e hipóteses, válidas dentro das condições e limites específicos do estudo, podem ser levantadas.

#### **7.1.1 Curva Característica**

- a) As curvas características dos dois solos coluvionares estudados foram determinadas através das técnicas do papel filtro (sucções entre 5 e 30.000 kPa) e da placa de sucção (sucções  $\leq 5$  kPa). O método do papel filtro se mostrou eficiente e forneceu resultados coerentes na determinação do comportamento de dessaturação destes solos. Os resultados experimentais obtidos por este método apresentaram em geral pequena dispersão e uma



boa concordância dentro do intervalo de sucção analisado. O método da placa de sucção possibilitou a obtenção de dados das curvas características para baixas sucções, definindo com maior precisão o primeiro valor de entrada de ar dos solos. Adicionalmente, verificou-se uma boa superposição dos dados experimentais obtidos pelos dois métodos.

- b) As curvas características dos solos coluvionares estudados (solos AV e RO) foram determinadas para três condições de moldagem distintas: indeformada, remoldada sem secagem prévia e remoldada com secagem prévia do solo. 1) Para a condição indeformada, essas curvas exibiram um formato bimodal, evidenciando a existência de dois valores de entrada de ar e a divisão da curva característica em três trechos de dessaturação. O processo de dessaturação é controlado pelos macroporos, para baixas sucções, e pelos microporos, para altas sucções. Para valores de sucções intermediários, praticamente não ocorre remoção de água do solo (patamar quase horizontal), devido, provavelmente, à ausência de poros com tamanho intermediário. 2) Na condição remoldada sem secagem prévia do solo, as curvas características também apresentam formato bimodal, semelhante às amostras indeformadas, entretanto, observa-se uma elevação no primeiro valor de entrada de ar do solo e uma diminuição no tamanho do patamar horizontal. 3) As curvas características das amostras remoldadas com secagem prévia do solo, tendem a apresentar um formato mais próximo do unimodal, com apenas um valor de entrada de ar e uma dessaturação mais gradual do solo com o aumento da sucção.

Observa-se que as curvas características dos solos AV e RO exibem uma mudança gradativa do caso bimodal para o unimodal à medida que o solo passa de indeformado para remoldado sem secagem prévia e para remoldado com secagem prévia.

- c) A variação de índice de vazios do solo coluvionar de basalto (solo RO) na condição indeformada é relativamente alta, situando-se entre 1,2 e 1,9. Este fato motivou um estudo mais detalhado sobre a influência desta variável na curva característica do solo. O estudo realizado por Feuerharmel (2003) demonstrou que para a condição indeformada as curvas características de amostras com diferentes índices de vazios iniciais, todas com formato fortemente bimodal, são paralelas e apresentam maior valor de entrada de ar quanto menor for o índice de vazios inicial. Comportamento semelhante foi observado para amostras na condição remoldada sem secagem prévia do solo, entretanto a distribuição de tamanho de poros do solo RO parece ser bastante influenciada pelo índice de vazios inicial em que o

solo é moldado. Para o solo remoldado, observa-se uma transição na forma da curva característica do caso bimodal para o unimodal de acordo com a diminuição do índice de vazios inicial.

- d) A influência da história de umedecimento e secagem (histerese) na curva característica dos solos, em diferentes condições de moldagem e de índice de vazios inicial, foi investigada. A presença de histerese parece depender da história de sucção e das trajetórias de umedecimento e secagem a que o solo tenha sido submetido até o momento. Aparentemente, tanto para amostras indeformadas como remoldadas, a histerese só é evidenciada no ciclo secagem-umedecimento. No ciclo umedecimento-secagem não se observa histerese. Dessa forma, o solo provavelmente só apresentará histerese quando for submetido a uma sucção maior que a máxima sucção que ele já tenha suportado em toda sua história de sucções. Adicionalmente, para todas as amostras que foram submetidas a uma nova secagem, verifica-se que a histerese diminui consideravelmente do primeiro para o segundo ciclo de secagem.
- e) As equações propostas por Gitirana Jr e Fredlund (2004) forneceram um ajuste adequado para os dados experimentais das curvas características bimodais e unimodais dos solos coluvionares estudados. Essa modelagem permitiu uma melhor visualização do comportamento de dessaturação destes solos em diferentes ciclos de secagem e umedecimento. Há necessidade de se realizar um estudo mais detalhado dos valores obtidos para os parâmetros de ajuste desse modelo, com o objetivo de interpretar fisicamente o comportamento das curvas características dos solos estudados.

### **7.1.2 Resistência ao Cisalhamento**

- a) A resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares investigados, nas condições indeformada e remoldada sem secagem prévia, foi determinada através de ensaios de cisalhamento direto convencionais e com sucção controlada, realizados em amostras saturadas (sucção de 0 kPa), não saturadas (sucções mátricas de 50, 100 e 150 kPa), e secas ao ar (sucções em torno de 6.000 kPa). Esses ensaios foram realizados para tensões normais líquidas de 25, 50, 100 e 150 kPa. Os resultados experimentais permitiram que algumas considerações preliminares sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento

dos solos na condição saturada ( $c'$ ,  $\phi'$ ) e não saturada ( $\phi^b$ ) fossem levantadas. Com relação à envoltória para a condição saturada duas hipóteses foram consideradas: (i) envoltória linear, para tensões normais líquidas entre 0 e 150 kPa, a qual definiria um valor mínimo para  $\phi'$ , e (ii) envoltória bilinear, com um primeiro trecho partindo de uma coesão mais baixa e com inclinação dada por  $\phi'$  máximo, e um segundo trecho, ajustado aos dados experimentais e válido para tensões normais líquidas maiores que 25 kPa. A segunda hipótese, da envoltória bilinear, provavelmente seja a que melhor se aplique aos solos estudados. Sugere-se que ensaios de cisalhamento direto convencionais realizados com tensões efetivas menores que 25 kPa sejam executados para se determinar qual é a envoltória desses solos no estado saturado.

- b) Para a condição indeformada, observa-se que as projeções da envoltória de resistência ao cisalhamento, nos planos  $\tau \times (\sigma - u_a)$  e  $\tau \times (u_a - u_w)$ , são lineares e se apresentam de forma paralela para diferentes níveis de sucção e tensão normal líquida. Dessa forma, o ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) apresenta um valor aproximadamente constante para os diferentes níveis de sucção aplicados, e semelhante ao obtido para  $\phi'$  saturado (válido para tensões maiores que 25 kPa). O valor médio de  $\phi'$ , para sucções entre 0 e 150 kPa e tensões normais líquidas maiores que 25 kPa, é de 27,9° (Solo AV) e 28,9° (Solo RO). O valor encontrado para o ângulo  $\phi^b$ , constante para sucções entre 0 e 150 kPa, é próximo ao ângulo  $\phi'$  máximo, no caso do Solo AV, e entre  $\phi'$  máximo e  $\phi'$  mínimo, para o Solo RO. O valor médio de  $\phi^b$ , para tensões normais líquidas entre 25 e 150 kPa, é de 42,3° (Solo AV) e 37,5° (Solo RO).
- c) Na condição remoldada, a análise se torna mais complexa, sendo fortemente influenciada pelo critério de ruptura adotado para as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal com resistência ao cisalhamento sempre crescentes. Para essas curvas, três critérios de ruptura foram propostos: (i) Critério 1: deslocamento horizontal de 7,0 mm; (ii) Critério 2: ponto onde a curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal tem seu crescimento descrito por uma reta com inclinação constante, e (iii) Critério 3: extrapolação dos dados experimentais, através do modelo hiperbólico. O modelo hiperbólico, geralmente utilizado em ensaios triaxiais, foi descartado por fornecer valores de resistência ao cisalhamento muito elevados. No plano  $\tau \times (\sigma - u_a)$ , observou-se que o ângulo de atrito interno parece aumentar com o nível de sucção. Entretanto, esse aumento

é menor quando o critério 2 é adotado. No plano  $\tau \times (u_a - u_w)$ , verificou-se que o valor do ângulo  $\phi^b$  para determinadas sucções se apresenta com valor superior ao ângulo  $\phi'$  máximo. Para o solo AV remoldado, o ângulo  $\phi^b$  para sucções entre 0 e 100 kPa apresenta valor médio de 49,4° (critério 1) e 48,9° (critério 2). Para o Solo RO remoldado, o ângulo  $\phi^b$  para sucções entre 0 e 100 kPa situa-se na média de 50,1° (critério 1) e 46,3° (critério 2). Valores de  $\phi^b$  maiores do que  $\phi'$  não apresentam ainda uma explicação física aceitável. Estudos mais detalhados são necessários para verificar este comportamento, como também para identificar o valor de sucção para o qual o ângulo  $\phi^b$  passa a diminuir.

### 7.1.3 Condutividade Hidráulica

- a) Para determinação da função condutividade hidráulica do solo AV na condição não saturada foi projetado e construído um permeâmetro triaxial com controle de sucção, baseado no modelo apresentado por Huang *et al.* (1998). Esse equipamento apresenta aquisição de dados automática, a qual permite o controle de todas as pressões aplicadas à amostra, bem como a determinação precisa das deformações lidas pelos sensores de efeito Hall e do fluxo de entrada e de saída. Para avaliação do desempenho do permeâmetro triaxial construído foram realizados neste equipamento ensaios de condutividade hidráulica saturados em um solo argiloso compactado (solo Concepa). Esses resultados foram comparados com os obtidos para o mesmo solo utilizando um permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio. Os valores de condutividade hidráulica saturados obtidos com os dois permeâmetros foram próximos, indicando que o equipamento desenvolvido poderia ser utilizado para determinação da condutividade hidráulica do solo AV na condição não saturada.
- b) A função condutividade hidráulica do solo AV, nas condições indeformada e remoldada sem e com secagem prévia do solo, foi determinada para sucções de 0, 25, 50, 75 e 90 kPa (trajetória de secagem) e 75, 50 e 25 kPa (trajetória de umedecimento). Para a sucção de 0 kPa (solo saturado), utilizou-se o permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio. Para as outras sucções, os ensaios foram realizados no permeâmetro triaxial desenvolvido nesta tese. A tensão normal líquida escolhida para esses ensaios foi de 30 kPa, semelhante à tensão que o solo está submetido em campo. Os resultados experimentais

evidenciaram que  $k_w$  decresce para sucções entre o valor de entrada de ar do solo e 50 kPa, e permanece aproximadamente constante para sucções entre 50 e 90 kPa. Esses valores de sucção encontram-se no patamar quase horizontal da curva característica, o que nos permite supor que o valor de  $k_w$  seja aproximadamente constante porque para esse intervalo a área de água no solo é praticamente a mesma. Com relação à histerese da função condutividade hidráulica, observa-se que o solo AV, nas três condições de moldagem, apresenta histerese relativamente pequena para o intervalo de sucções ensaiado. Esse fato pode ser justificado com base na histerese observada na curva característica desse solo. Assim, acredita-se que o solo AV não tenha apresentado histerese significativa em sua função condutividade hidráulica neste intervalo de sucção, porque possivelmente esse material em campo já tenha sido submetido ao ciclo secagem-umedecimento ensaiado.

- c) Uma comparação entre a primeira trajetória de secagem da curva característica e da função condutividade hidráulica do solo AV nas três condições de moldagem - indeformada, remoldada sem e com secagem prévia do solo - também foi realizada. Os resultados evidenciaram que as amostras do solo AV tendem a reproduzir o comportamento de dessaturação exibido nas curvas características. O solo AV remoldado sem secagem prévia é o que apresenta menor capacidade de armazenamento e também os maiores valores de  $k_w$ . O solo AV remoldado com secagem prévia apresenta a capacidade de retenção mais elevada e os menores valores de  $k_w$ . Já o solo AV na condição indeformada apresenta valores de capacidade de armazenamento e de  $k_w$ , para quase todas as amostras ensaiadas, entre os observados para as amostras remoldadas com e sem secagem prévia do solo.
- d) Um dos maiores problemas encontrados na determinação do coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado diz respeito à correta avaliação das deformações apresentadas pela amostra durante o ensaio. Nesta tese as deformações do solo AV na condição não saturada foram determinadas com a utilização de três sensores de efeito Hall – dois axiais e um radial. As deformações observadas para o solo AV, nas três condições de moldagem, foram relativamente pequenas, não influenciaram no valor do coeficiente de condutividade do solo não saturado e ocorreram principalmente durante a aplicação da tensão normal líquida inicial. O desempenho dos sensores de efeito hall na determinação dessas deformações parece ter sido bastante razoável, indicando que para

amostras submetidas a baixas tensões ou que apresentem pequenas deformações a variação de volume pode ser determinada com a utilização desse tipo de sensor.

#### 7.1.4 Modelos de Previsão

- a) A curva característica tem sido bastante utilizada para descrever o comportamento, prever e quantificar propriedades em solos não saturados. Nos últimos anos, diversos estudos têm demonstrado que o comportamento mecânico e hidráulico de um solo não saturado pode ser previsto a partir da análise e interpretação dessa curva. Nesta tese os principais modelos de previsão da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica, utilizando a curva característica e parâmetros saturados do solo, foram aplicados aos solos coluvionares estudados. Destaca-se que a maior parte desses modelos foram desenvolvidos para solos com curvas características do tipo unimodal. A aplicabilidade desses modelos foi avaliada comparando-se os resultados previstos com os determinados experimentalmente. Em linhas gerais, observou-se que nenhum modelo foi capaz de descrever com eficácia o comportamento resistente e hidráulico dos solos AV e RO estudados.
  
- b) Os modelos desenvolvidos por Vanapalli *et al.* (1996), Fredlund *et al.* (1996), Khallili e Khabbaz (1998) e Tekinsoy *et al.* (2004) foram aplicados para previsão da resistência ao cisalhamento dos solos AV e RO nas condições indeformada e remoldada sem secagem prévia do solo. Todos esses modelos foram aplicados considerando duas hipóteses para a envoltória de resistência ao cisalhamento saturada: envoltória linear (hipótese 1) e bilinear (hipótese 2). Para todos os modelos aplicados, os melhores resultados foram encontrados considerando-se a hipótese da envoltória de resistência ao cisalhamento saturada ser bilinear. Os modelos propostos por Vanapalli *et al.* (1996) e Fredlund *et al.* (1996) – procedimentos 1 e 2 – apresentaram os resultados mais próximos dos determinados experimentalmente, principalmente para os solos na condição indeformada. Os modelos de previsão apresentados por Khallili e Khabbaz (1998) e por Tekinsoy *et al.* (2004) não apresentaram bons resultados quando comparados os determinados em laboratório. Dessa forma, mais estudos experimentais em diferentes tipos de solo e condições de moldagem são necessários para melhor entender o comportamento de

resistência ao cisalhamento de solos não saturados e desenvolver melhores modelos de previsão.

- c) Para previsão da função condutividade hidráulica do solo AV nas condições indeformada, remoldada sem e com secagem prévia do solo foram utilizados dois modelos. O primeiro modelo foi o de van Genuchten – Mualem, o qual utiliza a equação de curva característica apresentada por van Genuchten (1980) para resolver a integral do modelo de Mualem (1976). O segundo modelo de previsão de  $k_w$  foi o de Fredlund e Xing – Child e Collis-George, o qual aplica a equação de curva característica apresentada por Fredlund e Xing (1994) dentro da integral descrita no modelo de Child e Collis-George (1950). Como essas duas equações são para curvas características unimodais, optou-se por tentar modelar apenas o primeiro trecho das curvas características do solo AV, o qual corresponde a dessaturação dos macroporos. Observou-se que o desempenho do modelo de previsão depende da equação utilizada para ajustar a curva característica. Tanto o modelo de van Genuchten – Mualem quanto o de Fredlund e Xing – Child e Collis-George não forneceram um bom ajuste para a função condutividade hidráulica do solo coluvionar investigado porque as equações de curva característica representam o comportamento de dessaturação de solos com curvas características unimodais. Melhores resultados de previsão para a função condutividade hidráulica serão encontrados quando equações capazes de descrever o comportamento de dessaturação de solos com curvas características bimodais forem incorporadas a estes modelos.

## 7.2. RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Neste item são apresentadas algumas propostas para futuras linhas de pesquisa que darão continuidade ao trabalho apresentado nesta tese.

- a) Estudar propriedades associadas à mineralogia, presença de óxidos cimentantes e distribuição de tamanho de poros dos solos AV e RO, através de ensaios de microscopia eletrônica e porosimetria por intrusão de mercúrio. Esses ensaios auxiliarão na interpretação e análise do comportamento de dessaturação, resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica dos solos.

- b) Com relação aos ensaios de resistência ao cisalhamento já realizados alguns pontos necessitam de um estudo mais aprofundado, como: (i) realizar ensaios em tensões normais líquidas mais baixas para confirmar qual é a envoltória de resistência ao cisalhamento saturada desses solos; (ii) qual critério de ruptura deve ser adotado para amostras com curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal sempre crescentes; (iii) porque e em que condições valores de  $\phi^b$  maiores que  $\phi'$  ocorrem nestes solos coluvionares, e (iv) a partir de qual valor de sucção o ângulo  $\phi^b$  passa a diminuir, e como correlacionar esse valor com o comportamento de dessaturação de solos com curvas características bimodais;
- c) Realizar mais ensaios com o permeâmetro triaxial desenvolvido para solos não saturados, com outros materiais e outras trajetórias de tensão e sucções,
- d) Formular novos modelos para previsão da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica que sejam capazes de reproduzir o comportamento de solos não saturados com características distintas da maioria dos materiais utilizados nos modelos de previsão, como é o caso dos solos coluvionares investigados nesse trabalho.



## 8. REFERÊNCIAS

ABRAMENTO, M.; CARVALHO, C.S. Geotechnical parameters for study of natural slopes instabilization at Serra do Mar. In: 12th International Conference on Soils Mechanics and Foundations, Proceedings..., v.3, p. 1599-1602, 1989.

ABRAMENTO, M; PINTO, C.S. Resistência ao cisalhamento de solo coluvionar não saturado das encostas da Serra do Mar. Solos e Rochas. v.16(3), p. 145-158, 1993.

ACKERLY, S.K.; HELLINGS, J.E.; JARDINE, R.J. "Discussion on 'A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens'", Géotechnique, v.37(3), p. 413-417, 1987.

AGUS, S.S.; LEONG, E.-C.; RAHARDJO, H. A flexible wall permeameter for measurements of water and air coefficients of permeability of residual soils. Canadian Geotechnical Journal, v.40, p. 559-574, 2003a.

AGUS, S.S.; LEONG, E.-C.; RAHARDJO, H. Estimating permeability functions of Singapore residual soils. Engineering Geology, v.78, p. 119-133, 2005.

AGUS, S.S.; LEONG, E.-C.; SCHANZ, T. Assessment of statistical models for indirect determination of permeability functions from soil-water characteristic curves. Géotechnique, v.53(2), p. 279-282, Technical Note, 2003b.

AITCHISON, G. D. Discussion "Soil properties, shear strength and consolidation", In: 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Montreal, v.3 p. 318-321, 1965.

AL-KHAFRAF, S.; HANKS R.J. Evaluation of the filter paper method for estimating soil water potential. Soil Science, v.117(4), p. 194-199, 1974.

ALONSO, E.E.; GENS, A.; HIGHT, D.W. Special problems soils. General Report. In. 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Proceedings..., v. 3, p. 1087-1146, 1987.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM 5298/94: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. Annual Book of ASTM Standards, 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3080/90: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, Annual Book of ASTM Standards, 1990.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM D5084/90: Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. Annual Book of ASTM Standards, 1990.

ANDERSON, W.F.; GOODWIN, A.K.; PYRAH, I.C.; SALMAN, T.H. Equipment for one-dimensional compression and triaxial testing of unsaturated granular soils at low stress levels. *Geotechnical Testing Journal*, v.20(1), p. 74-89, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.

AVESA, S.; NICOTERA, M.V. A triaxial and oedometer apparatus for testing unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, v.25(1), p. 3-15, 2002.

BAO, C.G.; GONG, B.; ZHAN, L. Properties of unsaturated soils and slope stability of expansive soil. Keynote Lecture. UNSAT 98, 2nd International Conference on Unsaturated Soils, Beijing, 1998.

BARBOUR, S.L. The soil-water characteristics curve – a historical perspective. 19th Canadian Geotechnical Colloquium. Canadian Geotechnical Journal, v.35, p. 873-894, 1998.

BARDEN, L.; PAVLAKIS, G. Air and water permeability of compacted unsaturated cohesive soil. Journal of Soil Science, v.22(3), p. 302-317, 1971.

BARRERA, M.B. Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables. 2002. 480 p. Tesis Doctoral - Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

BASTOS, C.A. Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados. 1999. 269 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BASTOS, C.A.B.; GEHLING, W.Y.Y.; MILITISTKY, J. Aplicação de modelos de previsão da resistência ao cisalhamento com relação à sucção para solos residuais de um perfil granítico. In: 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, Anais..., v.1, p. 46-62, 2001.

BENEVELI, R.M. Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório. 2002. 182 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro (PUC-Rio).

BENSON, C.H.; GRIBB, M.M. Measuring Unsaturated Hydraulic Conductivity in the Laboratory and Field. Unsaturated Soil Engineering Practice, Geotechnical Special Publication N° 68, ASCE, p. 113-168, 1997.

BERNARDES, J.A. (2003). Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss. 2003. 134 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

BICA, A.V.D.; BRESSANI, L.A.; CLAYTON, C.R.I.; SOARES, J.M.D.; FORMOSO, M.T. Algumas aplicações de sensores de efeito hall em instrumentação geotécnica. X COBRAMSEF, Anais ..., p. 327-334, 1994.

BISHOP, A.W.; ALPAN, I.; BLIGHT, G.E., DONALD, I.B. Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. In: ASCE Research Conference on Shear Strength of cohesive Soils. University of Colorado, p. 503-532, 1960.

BISHOP, A.W.; BLIGHT, G.E. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Géotechnique*, v.13(3), p. 177-197, 1963.

BISHOP, A.W.; DONALD, B. The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. In: 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Proceedings..., v. 1, p. 13-21, 1961.

BJERRUM, L.; HUDER, J. Measurement of the permeability of compacted clays. In: 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings..., v.1, p. 6-8, 1957.

BOCKING, K.A.; FREDLUND, D.G. Limitations of the axis translation technique. In: 4th International Conference on Expansive Soils, New Delhi, Proceedings..., v.1, p. 117-135, 1980.

BORTOLI, C.R. Estudo numérico-experimental da condutividade hidráulica saturada/não saturada de um solo estruturado. 1999. 121 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BOYNTON, S.S.; DANIEL, D.E. Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 111(4), p. 465-478, 1985.

BRACLEY, I.J.A. Partial collapse in unsaturated expansive clay. In: 5th Reg. Conf. for Africa on Soil Mech. and Found. Eng., Luanda (Angola), Proceedings..., v. 1, p. 23-30, 1971.

BRESSANI, L.A. Experimental properties of bonded soils. 1990. 459 p. Doctor of Philosophy, University of London.

BRISSON, P.; GARGA, V.K.; VANAPALLI, S.K. Determination of unsaturated flow characteristics in mine tailings. In: 55th Canadian Geotechnical Conference (Canadá), 8p, 2002.

BROOKS, R.H.; COREY, A.T. Hydraulic properties of porous media. Hydrologic Paper n°3, Colorado State University, Ft. Collins, 27p, 1964.

BS 1377-90 British Standard Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes. Part 8. Shear strength tests (effective stress). London, British Standards Institution, 1990.

BURGER, C.A.; SHACKELFORD, C.D. Evaluating dual porosity of pelletized diatomaceous earth using bimodal soil-water characteristic curve functions. *Canadian Geotechnical Journal*, v.38, p. 53-66, 2001.

BURLAND, J.B. Effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, v.14(1), p. 64-68 (correspondence), 1964.

BURLAND, J.B.; SYMES, M. A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus. *Géotechnique*, v.32(1), Technical Note, p. 62-65, 1982.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R.C.; PEREIRA, J.H.F. Courbes de retention d'eau d'un profil d'alteration. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife (Brasil), Proceedings....., v.1, p. 289-294, 2002.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M.S.; MONTGOMERY-SMITY, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. In: Proc. of the Institute of Civil Engineering, v.92(2), p. 82-89, 1992.

CHANDLER, R.J.; GUTIERREZ, C.I. The filter-paper method of suction measurement. Technical Note. *Géotechnique*, v.36(2), p. 265-268, 1986.

CHO, G.C.C.; SANTAMARINA, J.C. Unsaturated particulate materials – particle-level studies. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.127(1), p. 84-96, 2001.

CLAYTON, C. R. I.; KHATRUSH, S. A. A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens. *Géotechnique*, v.36(4), p. 593-597, 1986.

CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, A.S.; BICA, A.V.D.; SIDDIQUE, A. The use of hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. *Geotechnical Testing Journal*, v.12(1), p. 69-76, 1989.

COLEMAN, J.D. Stress/strain relations for partly saturated soil. *Géotechnique*, v.12(4), p. 348-350 (correspondence), 1962.

COREY, A.T. Measurement of water and air permeability in unsaturated soil. *Soil Science Society of America Journal*, v.21, p. 7-10, 1957.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. *Géotechnique*, v.47(1), p. 167-171, 1997.

DANIEL, D.E. Measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soils with thermocouple psychrometers. *Soil Science Society of America Journal*, v. 46(2), p. 1125-1129, 1982.

DANIEL, D.E. Permeability test for unsaturated soil. *Geotechnical Testing Journal*, v.6 (2), p. 81-86, 1983.

DE CAMPOS, T.M.P. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. . In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT97, Rio de Janeiro, Anais..., v.2, p. 399-417, 1997.

DE CAMPOS, T.M.P.; CARRILLO, C.W. Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings..., v.1, p. 31-38, 1995.

DELAGE, P.; GRAHAM, J. Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris (França), Proceedings..., v.3, p. 1223-1256, 1995.

DELAGE, P.; SILVA, G.P.R.S.; LAURE, E. Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-saturés. In: 9th European Conference on Soils Mechanics, Dublin, Proceedings..., p. 25-28, 1987.

DELGADO, C.W.C. Resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares e residuais não saturados de Vista Chinesa. 1993. 160 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro (PUC-Rio).

DORING, E.J. Soil-water diffusivity by the one-step method. *Soil Science*, v.99(5), p. 322-326, 1965.

DRUMRIGHT, E.E. The contribution of matric suction to the shear strength of unsaturated soils. PhD Thesis, Colorado State University, 1989.

DRUMRIGHT, E.E.; NELSON, J.D. The shear strength of unsaturated tailings sand. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings..., v.1, p. 45-50, 1995.

DURNER, W. Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water Resources Research*, v.30(2), p. 211-223, 1994.

EBRAHIMI-B, N.; GITIRANA Jr, G.F.N; FREDLUND, D.G.; FREDLUND, M.D.; SAMARASEKERA, L. A lower limit for the water permeability coefficient . 57th Canadian Geotechnical Conference and 5th Joint IAHR-CGS Conference, sessão 5E p. 12-19, 2004.

ELRICK, D.; BOWMAN, D. Note on an improved apparatus for soil moisture flow measurements. *Soil Science Society of America*, v. 28(3), p. 450-453, 1964.

EMBRAPA, Centro Nacional de pesquisa de solos. Sistema Brasileiro de Classificação de solos. Rio de Janeiro: Embrapa de Solos, 2005. 169 p.

ESCARIO, V.; JUCÁ, J.F.T. Strength and deformation of partly saturated soils. In: 12th International Conference on Soils Mechanics and Foundations, Brasil, Proceedings..., p. 43-46, 1989.

ESCARIO, V.; SÁEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. *Géotechnique*, v.36(3), p. 453-456, 1986.

FAYER, M.J.; SIMMONS, C.S. Modified soil water retention functions for all matric suctions. *Water Resources Research*, v.31(5), p. 1233-1238, 1995.

FERREIRA, P.M.V. Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu. 2002. 234 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FEUERHARMEL, C. Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares – Gasoduto Bolívia-Brasil. 2003. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W.Y.Y.; BICA, A.V.D. Determination of the soil-water characteristic curve of undisturbed colluvium soils. In: International Symposium Advanced

Experimental Unsaturated Soil Mechanics, EXPERUS 2005, Trento (Itália), Proceedings..., v.1, p. 345-349, 2005.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W.Y.Y.; BICA, A.V.D. The use of filter-paper and suction-plate methods for determining the soil-water characteristic curve of undisturbed colluvium soils. *Geotechnical Testing Journal*, v. 29, p. 419-425, 2006.

FLEUREAU, J.M.; TAIBI, S. Water-air permeabilities of unsaturated soils. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings..., v.2, p. 479-484, 1995.

FREDLUND, D.G. A diffused air volume indicator for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v.12, p.533-539, 1975.

FREDLUND, D.G. Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v.165, p. 121-139, 1979.

FREDLUND, D.G. Teaching unsaturated soil mechanics as part of the undergraduate civil engineering curriculum. In: 2nd PanAmerican conference on the Teaching Learning Process of the Geotechnical Engineering, Quayaquil, Ecuador, 15 p, 2002b.

FREDLUND, D.G. The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, v.37, p. 963-986, 2000.

FREDLUND, D.G. The scope of unsaturated soils mechanics: An overview. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris (França) Proceedings..., v.3, p. 1155-1177, 1995.

FREDLUND, D.G. Use of soil-water characteristic curves in the implementation of unsaturated soil mechanics. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife (Brasil), Proceedings..., v.3, p. 887-902, 2002a.

FREDLUND, D.G., BARBOUR, S.L., PHAM, H.Q. Evaluation of hysteresis models for predicting the boundary wetting curve. In: Second Asian Conference on Unsaturated Soils, UNSAT-ASIA 2003, Japan, Proceedings..., p. 407-412, 2003.



FREDLUND, D.G., VANAPALLI, S.K. Shear Strength of unsaturated soils. Methods of soil analysis, part 4 – physical methods, Soil Science Society of America, book series 5 ed. J.H. Dane e G.C. Koop, p. 324-360, 2002.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. Stress state variable for unsaturated soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.103(GT5), p. 447-466, 1977.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R.; WIDGER, R.A. The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, v.15, p. 313-321, 1978.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. Soil mechanics for unsaturated soils. New York, Ed. John Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H.; GAN, J.K.M. Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. In: 6th International Conference on Expansive Soils, New Delhi, Proceedings..., p. 49-59, 1987.

FREDLUND, D.G.; XING, A. Equation for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, v.31, p. 521-532, 1994.

FREDLUND, D.G.; XING, A.; FREDLUND, M.D.; BARBOUR, S.L. The relationship of the unsaturated soil shear strength function to the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, v.32, p. 440-448, 1996.

FREDLUND, D.G.; XING, A.; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using soil-water characteristic. Canadian Geotechnical Journal, v.31(3), p. 533-546, 1994.

FREDLUND, M.D. The role of unsaturated soil property functions in the practice of unsaturated soil mechanics. 1999. 292 p. Ph D. Thesis - University of Saskatchewan - Canadá.

FREEZE, R.A.; CHERRY, J.A. Groundwater. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall, 604p, 1979.

FUTAI, M.M.; ALMEIDA, M.S.S.; LACERDA, W.A. Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaiss não saturados. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, Anais...,v.1, p. 43-54, 2004.

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

GAN, J.K.; FREDLUND, D.G. Multistage direct shear testing of unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, v.11(2), p. 132-138, 1988.

GAN, J.K.; FREDLUND, D.G. Shear strength characteristic of two saprolitic soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v.33, p. 595-609, 1996a.

GAN, J.K.M.; FREDLUND, D.G. A new laboratory method for the measurement of unsaturated coefficients of permeability of soils. In: *Asian Conference on Unsaturated Soils*, Singapore, Proceedings..., p. 381-386, 2000.

GAN, J.K.M.; FREDLUND, D.G. Direct shear and triaxial testing of a Hong Kong soil under saturated and unsaturated conditions. *Geo Report N° 46*. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department Hong Kong, 217p, 1996b.

GAN, J.K.M.; FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. *Canadian Geotechnical Journal*, v.25, p.500-510, 1988.

GARDNER, W.R. Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data. *Soil Science Society of America*, v. 20(3), p. 317-320, 1956.

GEHLING, W.Y.Y. Suelos expansivos: estudio experimental y aplicación de un modelo teórico. 1994. Tesis de doctorado - Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona - Espanha.

GEISER, F.; LALOI, L.; VULLIET, L. On the volume measurement in unsaturated triaxial test. In: *Asian Conference on Unsaturated Soils, UNSAT-ASIA 2000*, Singapore, Proceedings..., p. 669-674, 2000.

GERSCOVICH, D.M.S. Equações para modelagem da curva característica aplicadas a solos brasileiros. In: *4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT01*, Porto Alegre, Anais..., v. 1, p. 76-92, 2001.

GITIRANA Jr., G.F.N.; FREDLUND, D.G. A soil-water characteristic curve equation with independent properties. Technical Note, ASCE Journal of Geotechnical and Environmental Engineering , v. 130(2), p. 209-213, 2004.

GOTO, S., TATSUOKA, F., SHIBUYA, S., KIM, Y-S, e SATO, T. A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, v.31 (1), p. 169-180, 1991.

GREACEN, E.L.; WALKER, G.R.; COOK, P.G. Evaluation of the filter paper method for measuring soil water suction. In: International Conference on Measurement of Soil and Plant Water Status, p. 137-143, 1987.

GULHATI, S.K.; SATIJA, B.S. Shear strength of partially saturated soils. In: 10th International Conference on Soils Mechanics and Foundations, Stockholm, Proceedings..., p. 609-612, 1981.

HAN, K.K.; RAHARDJO, H.; BROMS, B.B. Effect of hysteresis on the shear strength of a residual soil. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris (França) Proceedings....., v.2, p. 499-505, 1995.

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

HIRD, C.C.; YUNG P.C.Y. The use of proximity transducer for local strain measurements in triaxial tests. Geotechnical Testing Journal, v.12(4), p. 292-296, 1989.

HO, D.Y.F.; FREDLUND, D.G. A multistage triaxial test for unsaturated soils. Geotechnical Testing Journal, v.5(1/2), p. 18-25, 1982.

HO, K.M.Y.; NG, C.W.W.; HO, K.K.S.; TANG, W.H. State-dependent soil-water characteristic curves (SDSWCCs) of weathered soils. In: Fourth International Symposium on Unsaturated Soils, 2006, Carefree, AZ, Estados Unidos. Proceedings of the Fourth International Symposium on Unsaturated Soils, 2006. v. 1. p. 1302-1313.

HOQUE, E.; SATO, T.; TATSUOKA, F. Performance evaluation pf LDTs for use in triaxial tests. Geotechnical Testing Journal, v.20(2), p. 149-167, 1997.

HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; WAGNER, A.M. Laboratory filter paper suction measurements. *Geotechnical Testing Journal*, v.17 (2), p. 185-194, 1994.

HUANG, S. Evaluation and laboratory measurement of coefficient of permeability in deformable, unsaturated soils. 1994. 317 p. Thesis Doctoral - University of Saskatchewan - Canadá.

HUANG, S.; BARBOUR, S.L.; FREDLUND, D.G. Development and verification of a coefficient of permeability function for a deformable unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, v.35, p. 411-425, 1998b.

HUANG, S.; FREDLUND, D.G.; BARBOUR, S.L. Measurement of the coefficient of permeability for a deformable unsaturated soil using a triaxial permeameter. *Canadian Geotechnical Journal*, v.35, p. 426-432, 1998a.

HUANG, S.; FREDLUND, D.G.; BARBOUR, S.L. Measurements of the coefficient of permeability of an unsaturated soil. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings..., v. 2, p. 505-511, 1995.

JACKSON, R.D.; VAN BAVEL, C.H.M.; REGINATO, R.J. Examination of the pressure-plate outflow method for measuring capillary conductivity. *Soil Science*, v.96, p. 249-256, 1963.

JENNINGS, J.E.B.; BURLAND, J.B. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, v.12(2), p. 125-144, 1962.

JUCÁ, J.F.T. Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada. 1990. 346 p. Tesis de doctorado - Universidad Politécnica de Madrid, Madrid - Espanha.

JUCÁ, J.F.T. Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, Madrid, 241p, 1993b.

JUCÁ, J.F.T. Flow properties of unsaturated soils under controlled suction. In: *Unsaturated Soils*, Geotechnical Special Publication N° 39, ASCE, p. 151-162, 1993a.

KHALILI, N.E.; KHABBAZ, M.H.A. A unique relationship for  $\chi$  for determination of the shear strength of unsaturated soil. Technical Note. *Géotechnique*, v.48(5), p. 681-687, 1998.

KLUTE, A. Laboratory measurement of hydraulic of unsaturated soils. In: Methods of soil analysis, Monograph 9, Part 1, American Society of Agronomy, p. 253-261, 1965.

KLUTE, A. The determination of the hydraulic conductivity and diffusivity of unsaturated soils. Soil Science, v. 113(4), p. 264-276, 1972.

KLUTE, A.; DIRKSEN, C. Hydraulic conductivity and diffusivity: laboratory methods. In: Methods of soil analysis, Part 1, American Society of Agronomy, p. 687-734, 1986.

KRATZ DE OLIVEIRA, L.A. Modelagem numérica de solos não saturados colapsíveis com base em ensaios pressiométricos. Exame de Qualificação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 269p, 2001.

KUMAR, B.R.P.; SHARMA, R.S.; GARG, S. A review of in situ properties of unsaturated soils with reference to suction. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife (Brasil), Proceedings..., v.1, p. 351-355, 2002.

KUNZE, R.J.; KIRKHAM, D. Simplified accounting for membrane impedance in capillary conductivity determinations. Soil Science Society of America Journal, v.26(5), p. 421-426, 1962.

LAM, L.; FREDLUND, D.G.; BARBOUR, S.L. Transient seepage model for saturated-unsaturated soil systems: a geotechnical engineering approach. Canadian Geotechnical Journal, v.24, p. 565-580, 1987.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. Soil mechanics, SI version. Ed. John Wiley & Sons, 553p, 1979.

LEE, H.C.; WRAY, W.K. Techniques to evaluate soil suction – A vital unsaturated soil water variable. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris (França), Proceedings..., v.2, p. 615-622, 1995.

LEONG, E.C.; AGUS, S.S.; RAHARDJO, H. Volume change measurement of soil specimen in triaxial test. Geotechnical Testing Journal, v.27(1), p. 1-10, 2004.

LEONG, E.-C.; HE, L.; RAHARDJO, H. Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, v.25(3), p. 322-333, 2002b.

LEONG, E.-C.; RAHARDJO, H. Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.123(12), p. 1118-1126, 1997b.

LEONG, E.-C.; RAHARDJO, H. Review of soil-water characteristic curve equations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.123(12), p. 1106-1117, 1997a.

LEROUEL, S.; HIGHT, D.W. (2003). Behaviour and properties of natural soils and a soft rocks. *Characterization and engineering properties of natural soils*. Tan *et al.* (eds), v. 1, p. 29-254.

MAÂTOUK, A.; LEROUEIL, S.; LA ROCHELLE, P. Yielding and critical state of a collapsible unsaturated silty soil. *Géotechnique*, v.45(3), p. 465-477, 1995.

MACARI, E.J.; PARKER, J.K.; COSTES, N.C. Measurement of volume change in triaxial test using digital imaging techniques. *Geotechnical Testing Journal*, v.20(1), p. 103-109, 1997.

MAHALINGA-IYER, U.; WILLIAMS, D.J. Unsaturated strength behaviour of compacted lateritic soils. *Géotechnique*. Technical Note. v.45(2), p. 317-320, 1995.

MALLANTS, D.; TSENG, P.H.; TORIDE, N.; TIMMERMAN, A. Evaluation of multimodal hydraulic functions in characterizing a heterogeneous field soil. *Journal of Hydrology*, v.195, p. 172-199, 1997.

MARINHO, F. A. M. Soil Suction Measurement in Soils and Porous Material. *Short Course on Unsaturated Soils Geodenver 2000 – ASCE, Denver, Colorado, 2000.*

MARINHO, F.A.M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre, Anais... p. 112-125, 1995a.

MARINHO, F.A.M. Cavitação e medição direta de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre, Anais... p. 126-142, 1995b.

MARINHO, F.A.M. Medição de sucção em solos. In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT97, Rio de Janeiro, Anais...,v.2, p. 373-397, 1997.

MARINHO, F.A.M. Nature of soil-water characteristic curve for plastic soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.131(5), p. 654-661, 2005.

MARINHO, F.A.M. Shrinkage behaviour of some plastic soils. 1994. PhD thesis – Imperial College, University of London.

MARINHO, F.A.M.; OLIVEIRA, O.M. The filter paper method revisited. *Geotechnical Testing Journal*, v.29(3), p. 1-9, 2006.

MARINHO, F.A.M.; STUERMER, M. 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, 2000.

MARTÍNEZ, G.S.S. Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da Formação Barreiras. 2003. 265 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MATYAS, E.L.; RADHAKRISHNA, H.S. Volume change characteristic of partially saturated soils. *Géotechnique*, v.18(4), p. 432-448, 1968.

MCKEEN, R.G. Field studies of airport pavements on expansive soils. In: 4th International Conference on Expansive Soils, New Delhi, Proceedings..., v. 1, p. 242-261, 1980.

MEERDINK, J.S.; BENSON, C.H.; KHIRE, M.V. Unsaturated hydraulic conductivity of two compacted barrier soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.122(7), p. 565-575, 1996.

MILANI, J.E. 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, 2002.

MILLER, E.E.; ELRICK, D.E. Dynamic determination of capillary conductivity extended for no-negligible membrane impedance. *Soil Science Society of America Journal*, v. 22(6), p. 483-486, 1958.

MITCHELL, J.K. *Fundamentals of soil behavior*, 2nd. Ed. John Wiley & Sons, 437 p, 1993.

MONCADA, M.P.H. Estudo em laboratório de características de colapso e transporte de solutos associadas à infiltração de licor cáustico em um solo laterítico. 2004. 176 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro (PUC-Rio).

MUALEM, Y. Hydraulic conductivity of unsaturated soils: prediction and formulas. In: Methods of soil analysis, Part 1, American Society of Agronomy, p. 799-823, 1986.

NG, C.W.W.; PANG, Y.W. Experimental investigations of the soil-water characteristic of a volcanic soil. Canadian Geotechnical Journal, v.37, p. 1252-1264, 2000b.

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

NG, C.W.W.; ZHAN, L.T.; CUI, Y.J. A new simple system for measuring volume changes in unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, v.39, p. 757-764, 2002.

NIELSEN, D.; BIGGAR, Y. Measuring capillary conductivity. Soil Science, v.92(x), p. 192-193, 1961.

NISHIMURA, T.; FREDLUND, D.G. Relationship between shear strength and matric suction in a saturated silty soil. Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore, Proceedings..., p. 563-568, 2000.

OBAIDAT, M.T.; ATTOM, M.F. Computer vision-based technique to measure displacement in selected soil tests. Geotechnical Testing Journal, v.21(1), p. 31-37, 1998.

ÖBERG, A.L.; SALLFORS, G. A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings..., v. 1, p. 151-158, 1995.

ÖBERG, A.L.; SÄLLFORS, G.A. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, v.20(1), p. 40-48, 1997.



OLIVEIRA, O.M. Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado. 2004. 330 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

OLOO, S.Y.; FREDLUND, D.G. A method for determination of  $\phi_b$  for statically compacted soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v.33, p. 272-280, 1996.

PEREIRA, A. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica. 2006. 153p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PEREIRA, J.H.F. Numerical analysis of the mechanical behavior of collapsing earth dams during first reservoir filling. 1996. 450 p. Thesis Doctoral - University of Saskatchewan - Canadá.

PETERS, R.R.; KLAVETTER, E.A. A continuum model of movement in an unsaturated fractured rock mass. *Water Resources Research*, v.24(3) , 416-430,1988.

PHAM, H.Q.; FREDLUND, D.G.; BARBOUR, S.L. A simple soil-water hysteresis models for predicting the boundary wetting curve. In: 55th Canadian Geotechnical, Proceedings..., Ground and Water-Theory to Practice, Niagara Falls, Ontario, p. 1261-1267, 2002.

PHAM, H.Q.; FREDLUND, D.G.; BARBOUR, S.L. A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves. *Canadian Geotechnical Journal*, v.42, p. 1-21, 2005.

PHAM, H.Q.; FREDLUND, D.G.; BARBOUR, S.L. Evaluation of physical based hysteresis models of soil-water characteristic curve. In: International Conference on Management of the Land and Water Resources, Proceedings..., p. 41-48, 2001.

PINHEIRO, R.J.B.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D. A study on the residual shear strength of two unstable slope in the state of Rio Grande do Sul. In: 2ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE). Rio de Janeiro. Anais..., p. 443-452, 1997.

PINTADO, X.L. Caracterización del comportamiento termo-hidro-mecánico de arcillas expansivas. 2002. 284 p. Tesis Doctoral - Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona/Espanha.

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).

PRUESS, K.; WANG, J.S.Y.; TSANG, Y.W. On thermohydrologic conditions near high-level nuclear emplaced in partially saturated fractured tuff. 2. Effect continuum approach. *Water Resources Research*, v. 26(6), 1249-1261, 1990.

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

RAHARDJO, H.; LIM, T.T.; CHANG, M.F.; FREDLUND, D.G. Shear-strength characteristics of a residual soil. *Canadian Geotechnical Journal*, v.32, p. 60-77, 1995.

RAMPINO, C.; MANCUSO, C.; VINALE, F. Laboratory testing on an unsaturated soil: equipment, procedures, and first experimental results. *Canadian Geotechnical Journal*, v.36, p. 1-12, 1999.

RASSAM, D.W.; COOK, F. Predicting the shear strength envelope of unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, v.25(2), p. 215-220, 2002.

RASSAM, D.W.; WILLIAMS, D.J. A relationship describing the shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Testing Journal*, v. 36, p. 363-368, 1999.

REIS, R.M.; VILAR, O.M. Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaiss não saturados. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, Anais...,v.1, p. 109-114, 2004.

RICHARDS, S.J.; WEEKS, L.V. Capillary conductivity values from moisture yield and tension measurements on soil columns. *Soil Science Society of America*, v. 17(3), p. 206-209, 1953.

RIDLEY, A.M. "Discussion on 'Laboratory Filter Paper Suction Measurements' by Sandra L. Houston, William N. Houston, and Anne-Marie Wagner", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, v.18(3), p. 391-396, 1995.

RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique*, v.43 n.2, p. 321-324, 1993.

RIDLEY, A.M.; DINEEN, K.; BURLAND, J.B.; VAUGHAN, P.R. Soil matrix suction: some examples of its measurement and application in geotechnical engineering. *Géotechnique*, v.53(1), p. 241-253, 2003.

RIDLEY, A.M.; WRAY, W.K. Suction measurement: a review of current theory and practices. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings...,v.3, p. 1293-1322, 1995.

RIFA'I, A.; LALOUI, L.; VULLIET, L. Volume measurement in unsaturated triaxial test using liquid variation. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife (Brasil), Proceedings..., v.1, p. 441-445, 2002.

RÖHM, S.A.; VILAR, O.M. Shear strength of an unsaturated sandy soil. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings..., v. 1, p. 189-193, 1995.

ROJAS, E. Modeling the soil-water characteristic curve during wetting and drying cycles. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife (Brasil), Proceedings..., v. 1, p. 215-220, 2002.

ROMERO, E.; FACIO, J.A.; LLORET, A.; GENS, A.; ALONSO, E.E. A new suction and temperature controlled triaxial apparatus. In: 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings..., v. 1, p. 185-188, 1997.

SCHERER, C.M.S.; FACCINI, U.F.; LAVINA, E.L. 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, 2002.

SCHNEIDER, R.L.; MULHMANN, H.; TOMASI, E.; MEDEIROS, R.A.; DAEMON, R. F.; NOGUEIRA, A.A. Revisão estratigráfica da Bacia do Paraná. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 28, Porto Alegre, 1974. *Anais...*, v. 1, p. 41-49, 1974.

SCHOLEY, G.K.; FROST, J.D.; LO PRESTI, D.C.F.; JAMIOLKOWSKI, M. A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens. *Geotechnical Testing Journal*, v.18(2), p. 137-156, xx.

SHARMA, R.S. (1998). Mechanical behaviour of unsaturated highly expansive clays. 1998. 263 p. Thesis Doctoral. University of Oxford.

SHIBUYA, S.; PARK, C-S., TATSUOKA, F; ABE, F., TEACHAVORASINSKUN, S., KOHATA, Y. e SATO, T. The significance of local lateral-strain measurement of soil specimens for a wide range of strain, *Soils and Foundations*, v.34 (2), p. 95-105, 1994.

SHUAI, F. (1996). Simulation of swelling pressure measurements on expansive soils. 1996. 315 p. Doctor of Philosophy - University of Saskatchewan - Canadá.

SIBLEY, J.W.; WILLIAMS, D.J. A new filter material for measuring soil suction. *Geotechnical Testing Journal*, v.13(4), p. 381-384, 1990.

SILLERS, W.S.; FREDLUND, D.G. Statistical assessment of soil-water characteristic curve models for geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 38, p. 1297-1313, 2001.

SILLERS, W.S.; FREDLUND, D.G.; ZAKERZADEH, N. Mathematical attributes of some soil-water characteristic curve models. *Geotechnical and Geological Engineering*, v.19, p. 243-283, 2001.

SILVEIRA, R.M. Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares do gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC). 2003. 131 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SMETTEM, K.R.J.; KIRBY, C. Measuring the hydraulic properties of a stable aggregated soil. *Journal of Hydrology*. v.117 , p. 1-13, 1990.

SMITH, G.N.; SMITH, I.G.N. *Elements of soils mechanics*, 7th ed. London Ed.Blackwell science, 494p, 1998.

SOARES, J.M.D.; BICA, A.V.D.; BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B. Medição local de deformações utilizando sensores de efeito hall. *Solos e Rochas*, v.17(3), p. 183-188, 1994.

STEPHENS, D.B. Hydraulic conductivity assessment of unsaturated soils. *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil*, Ed. David E. Daniel and Stephen J. Trautwein, p. 169-183, 1994.

STRECK, E.V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R.S.D.; KLAMT, E.; DO NASCIMENTO, P.C.; SCNEIDER, P. *Solos do Rio Grande do Sul*, Ed. UFGRS, 107p, 2002.

STOLTE, J.; FREIJER, J.I.; BOUTEN, W.; DIRKSEN, C.; HALBERTSMA, J.M.; VEERMAN, G.J.; WÖSTEN, J.H.M. Comparison of six methods to determine unsaturated soil hydraulic conductivity. *Soil Science Society of America Journal*, v.58(6), p. 1596-1603, 1994.

SUGII, T; YAMADA, K.; KONDOU, T. Relationship between soil-water characteristic curve and void ratio. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife (Brasil), Proceedings..., v.1, p. 209-214, 2002.

SWARBRICK, G.E. Measurement of soil suction using the filter paper method. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris (França), Proceedings..., v. 2, p. 653-658, 1995.

TARANTINO, A.; MONGIOVI, L.; BOSCO, G. An experimental investigation on the independent isotropic stress variables for unsaturated soils. *Géotechnique*, v.50(3), p. 275-282, 2000.

TEIXEIRA, R.S.; VILAR, O.M. Resistência ao cisalhamento de um solo compactado não saturado. In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT97, Rio de Janeiro, Anais...,v.1, p. 161-169, 1997.

TEKINSOY, M.A., KAYADELEN, C., KESKIN, M.S., SÖYLEMEZ, M. An equation for predicting shear strength envelope with respect to matric suction. *Computers and Geotechnics*, 31, p. 589-593, 2004.

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

TOLL, D.G. A framework for unsaturated soil behaviour. *Géotechnique*, v.40(1), p. 31-44, 1990.

TOPP, G.C.; MILLER, E.E. Hysteretic moisture characteristics and hydraulic conductivities for glass-bead media. *Soil Science Society of America Journal*, v.30, p. 156-162, 1966.

UNO, T.; SATO, T.; SUGII, T. Laboratory permeability measurement of partially saturated soil. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings..., v.2, p. 573-578, 1995.

VAN GENUCHTEN, M.Th. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science of America Journal, v.44, p. 892-898, 1980.

VANAPALLI, S.K. A simple experimental procedure for determining the fitting parameter,  $\kappa$  for predicting the shear strength of an unsaturated soil. 54th Canadian Geotechnical Conference, Calgary, p. 622-629, 2001.

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

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

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E.; CLIFTON, A.W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Canadian Geotechnical Journal, v.33(3), p. 379-392, 1996b.

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G. Comparison of different procedures to predict unsaturated soils shear strength. ASTM Proceedings, Unsaturated Soils, GeoDenver 2000, p. 195-209, 2000.

VANAPALLI, S.K.; LOBBEZOO, J.P. A normalized function for predicting the coefficient permeability of unsaturated soils. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, Brasil, Proceedings..., v.2, p. 839-844, 2002.

VANAPALLI, S.K.; SALINAS, L.M.; AVILA, D.; KARUBE, D. Suction and storage characteristic of unsaturated soils. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife (Brasil), Proceedings..., v.3, p. 1045-1070, 2004.

VILLAR, L.F.S.; DE CAMPOS, T.M.P. Obtenção de uma curva característica de sucção pelo uso combinado de diversas técnicas. In: 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT01, Porto Alegre, Anais...,v. 1, p. 337-353, 2001.

WANG, G.V.; NARASIMHAN, T.N. Hydrologic mechanisms governing fluid flow in a partially saturated, fractured, porous medium. *Water Resources Research*, v.21(12), p. 1861-1874, 1985.

WATSON, K.K.. An instantaneous profile methods for determining the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials. *Water Resources Research*, v.2(4). p. 709-715, 1966.

WEEKS, L.V.; RICHARDS, S.J. Soil-water properties computed from transient flow data. *Soil Science Society of America Journal*, v. 36, p. 721-725, 1967.

WENDROTH, O.; EHLERS, W.; HOPMANS, J.W.; KAGE, H., HALBERTSMA, J., WÖSTEN, H.M. Reevaluation of the evaporation method for determining hydraulic functions in unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, v. 57, p. 1436-1443, 1993.

WHOTH, C.P.; HOULSBY, G.T. Soil mechanics: property characterization and analysis procedure. In: 11th ICSMFE, San Francisco, Proceedings..., v.1, p. 1-55, 1985.

WIEBE, B.J. The effect of confining pressure, temperature and suction on the shear strength and stiffness of unsaturated buffer. 1996. 266 p. Master's Thesis - University of Manitoba, Winnipeg - Canadá.

WILSON, G.V.; JARDINE, P.M.; GWO, J.P. Model hidraulic properties of a multiregion soil. *Soil Science Society of America Journal*, v. 56 (6), p. 1731-1737, 1992.

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

ZHAN, L. (2003). Field and laboratory study of an unsaturated expansive soil associated with rain-induced slope instability. 2003. 490 p. PhD Thesis - Hong Kong University of Science and Technology - Hong Kong/ China.

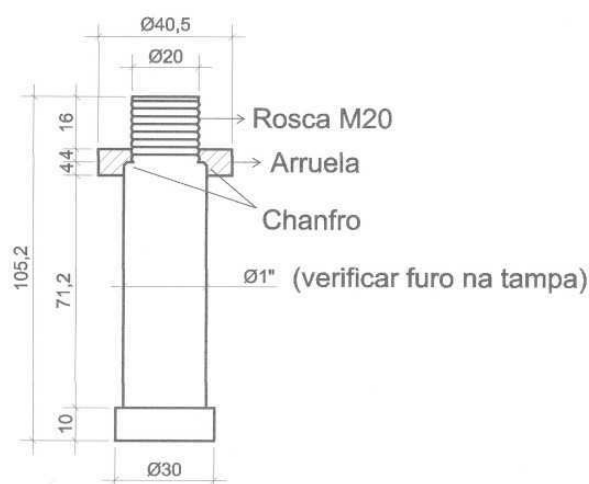
ZHOU, J.; YU, J.-L. Influences affecting the soil-water characteristic curve. Journal of Zhejiang University Science, v.6A(8), p. 797-804, 2005.



# **ANEXO I**

## **Desenhos das Peças do Permeâmetro Triaxial Construído**

### TAMPÃO PARA CÂMARA



Unidade: mm  
 Material: Aço Inox  
 1 peça

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
 Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
 Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
 LMS

REFERÊNCIA:  
 Tampão para Câmara Triaxial

DESENHO:  
 Carolina Feuerharmel

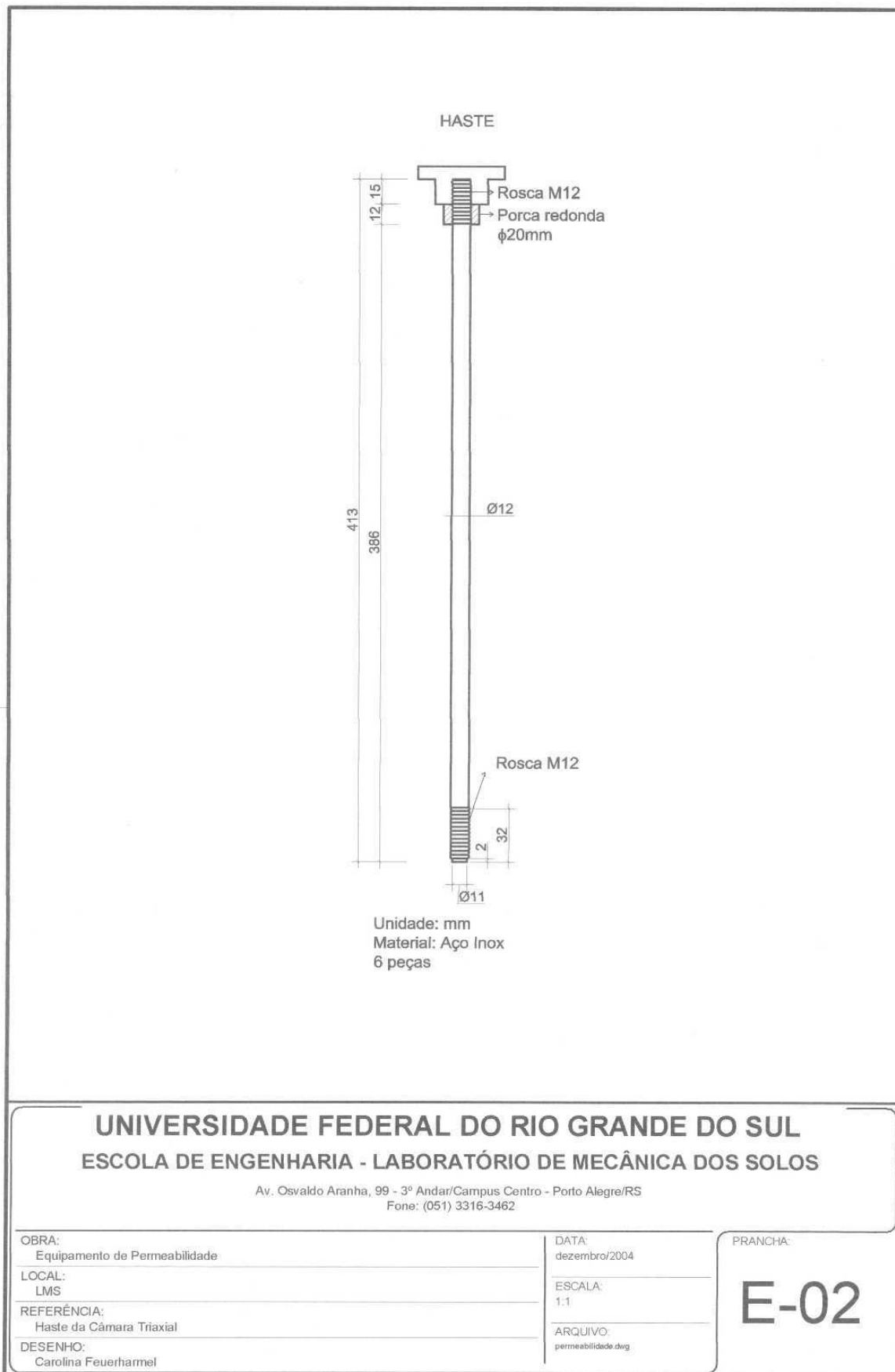
DATA:  
 dezembro/2004

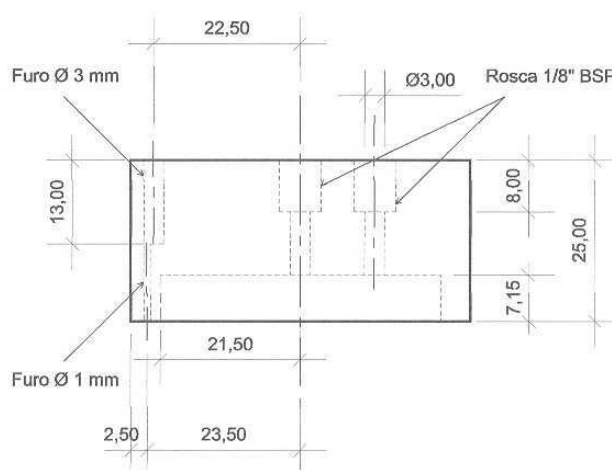
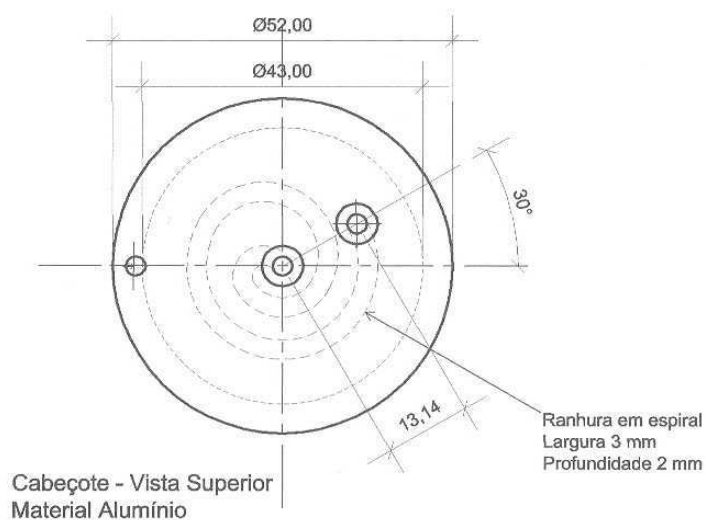
ESCALA:  
 1:1

ARQUIVO:  
 permeabilidade.dwg

PRANCHA:

**E-01**





**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
LMS

REFERÊNCIA:  
Cabeçote - Vista Superior e Lateral

DESENHO:  
Carolina Feuerharmel

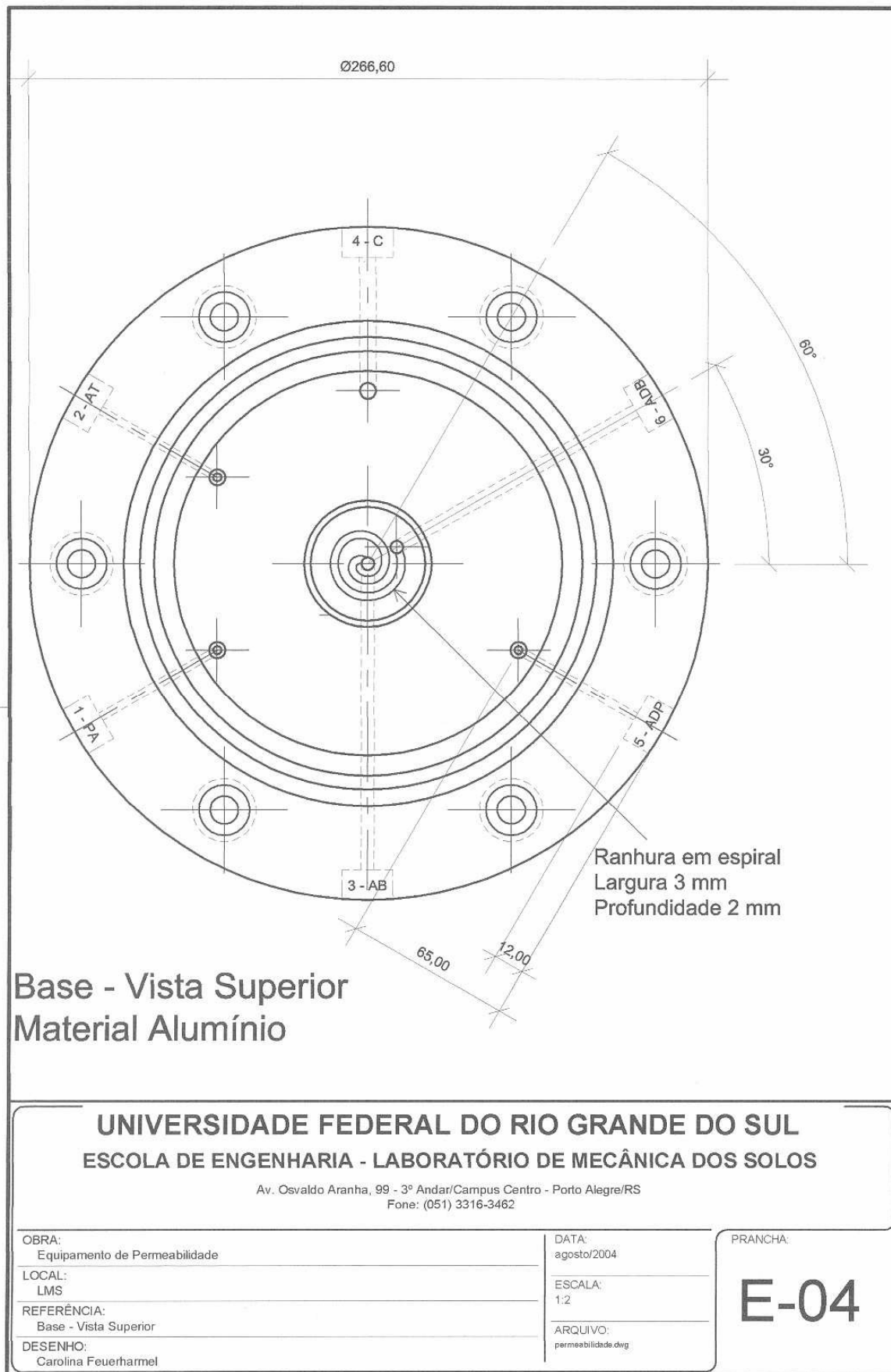
DATA:  
agosto/2004

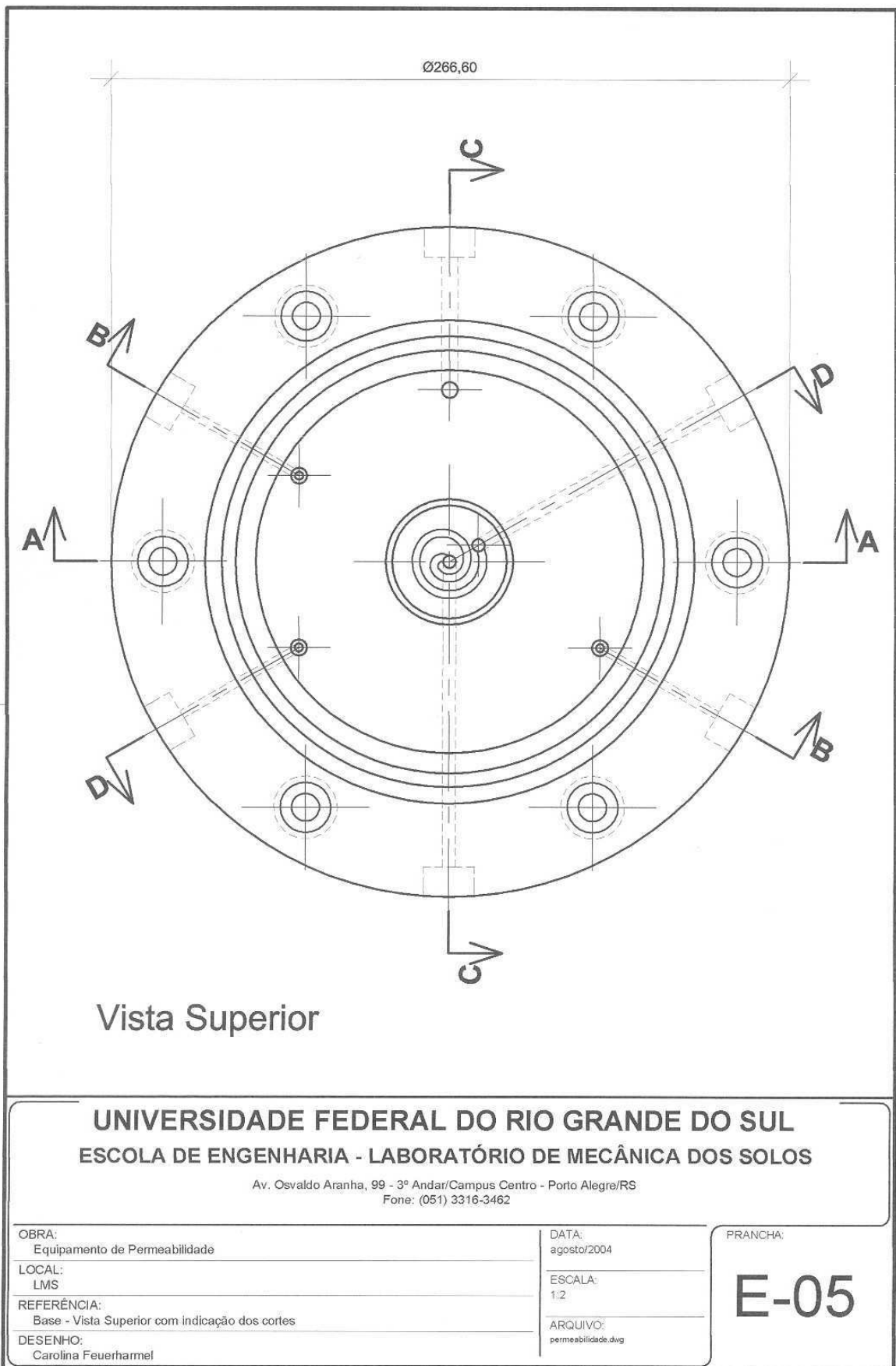
ESCALA:  
1:1

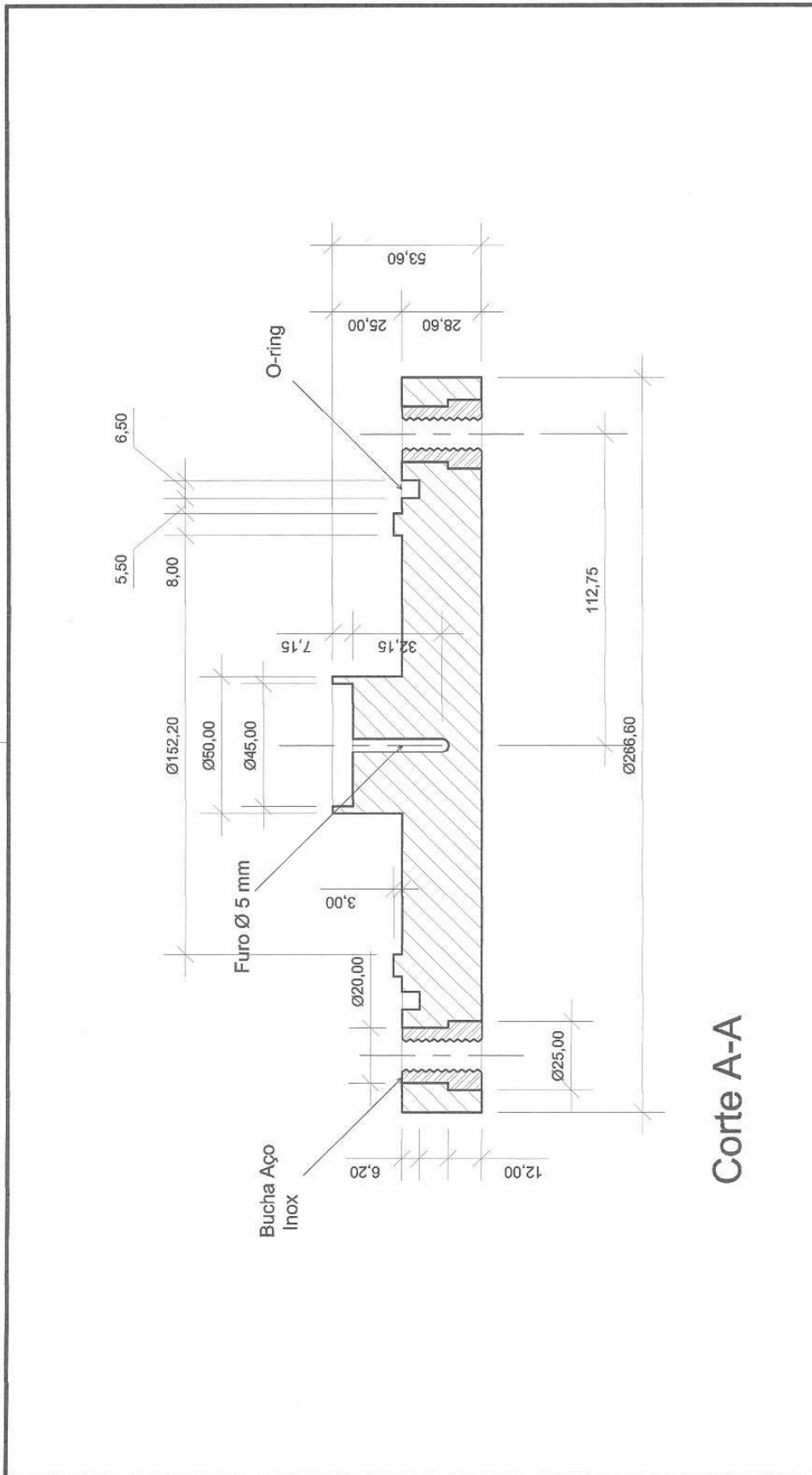
ARQUIVO:  
permeabilidade.dwg

PRANCHA:

**E-03**

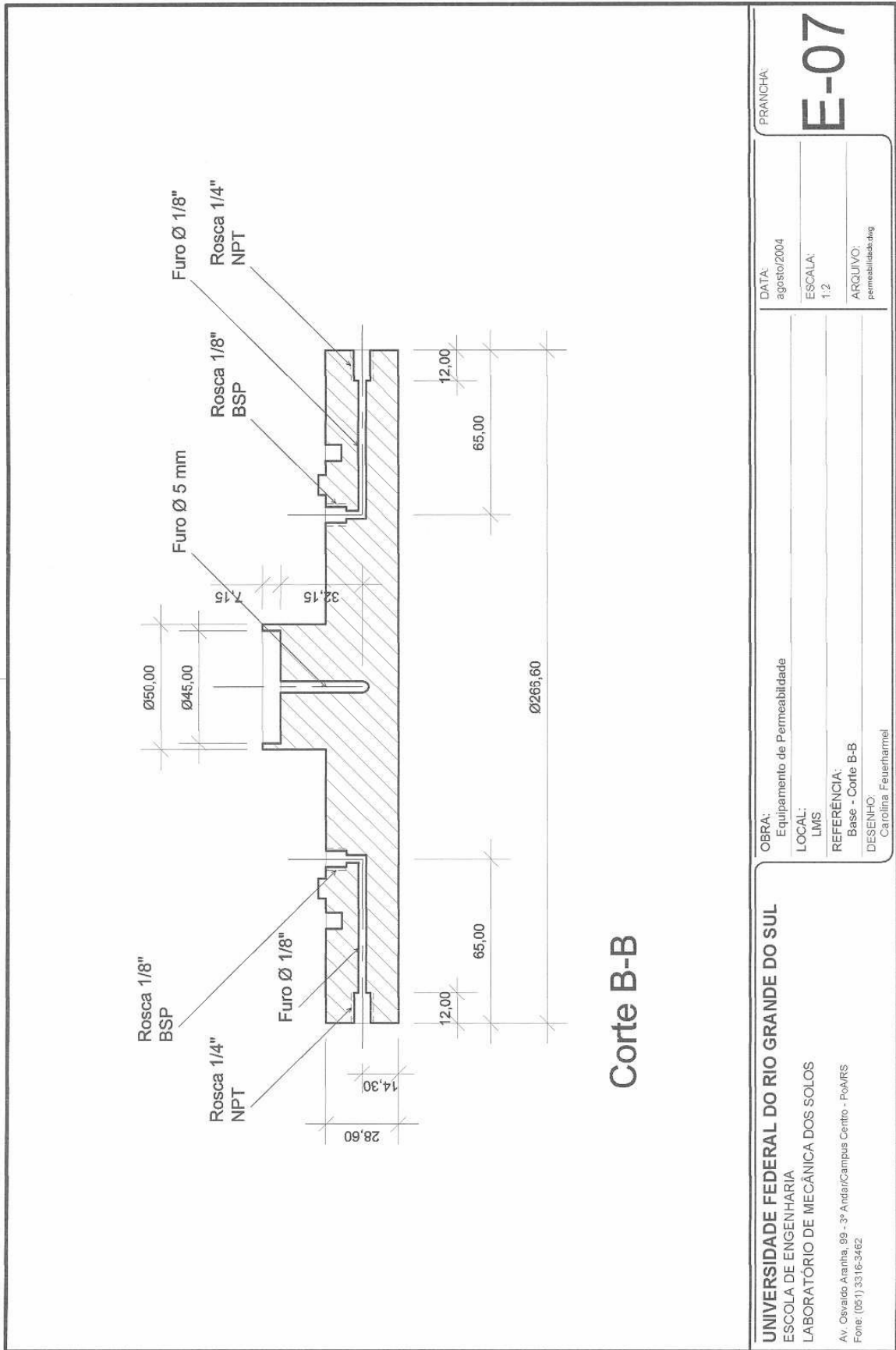






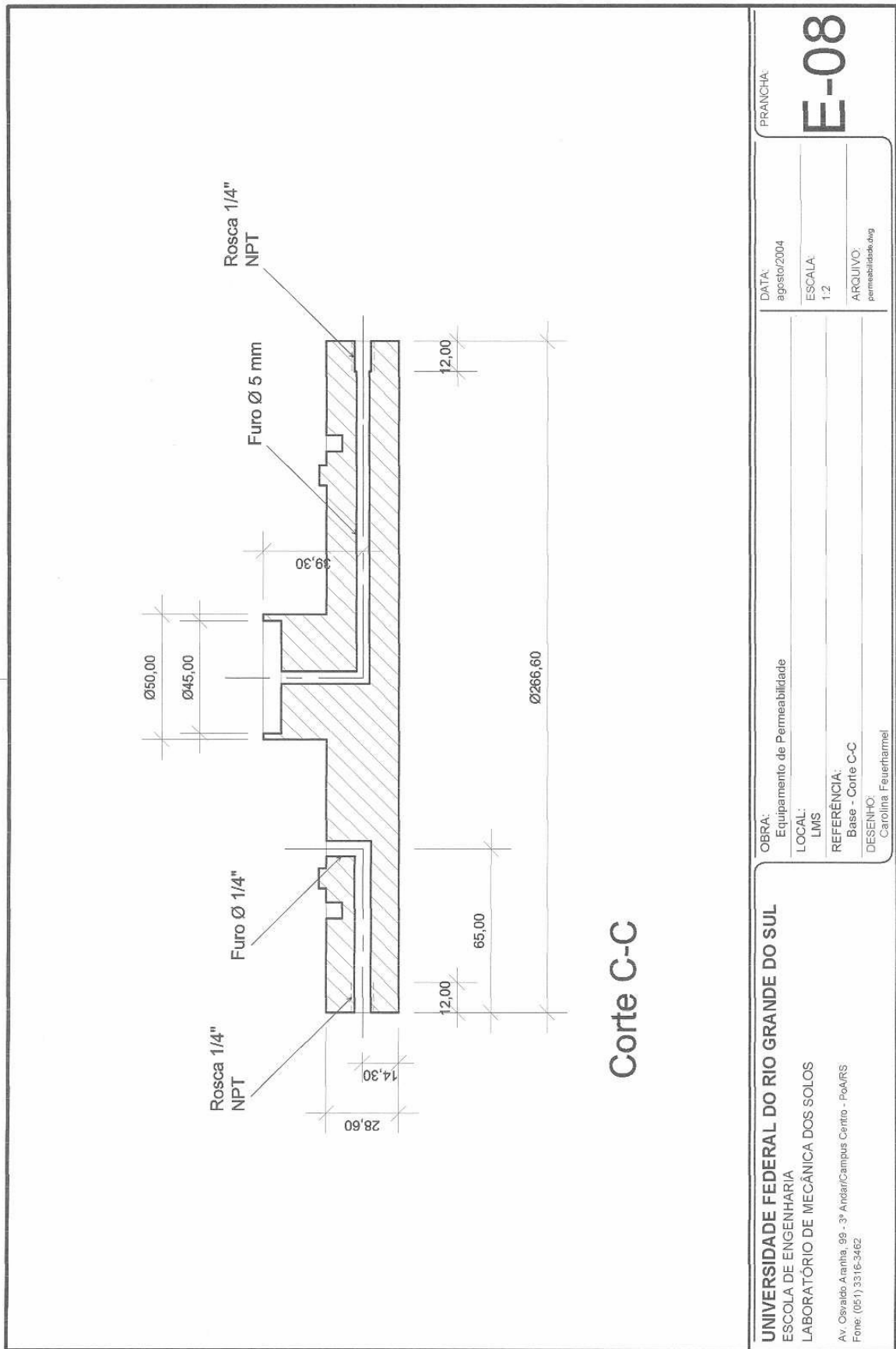
Corte A-A

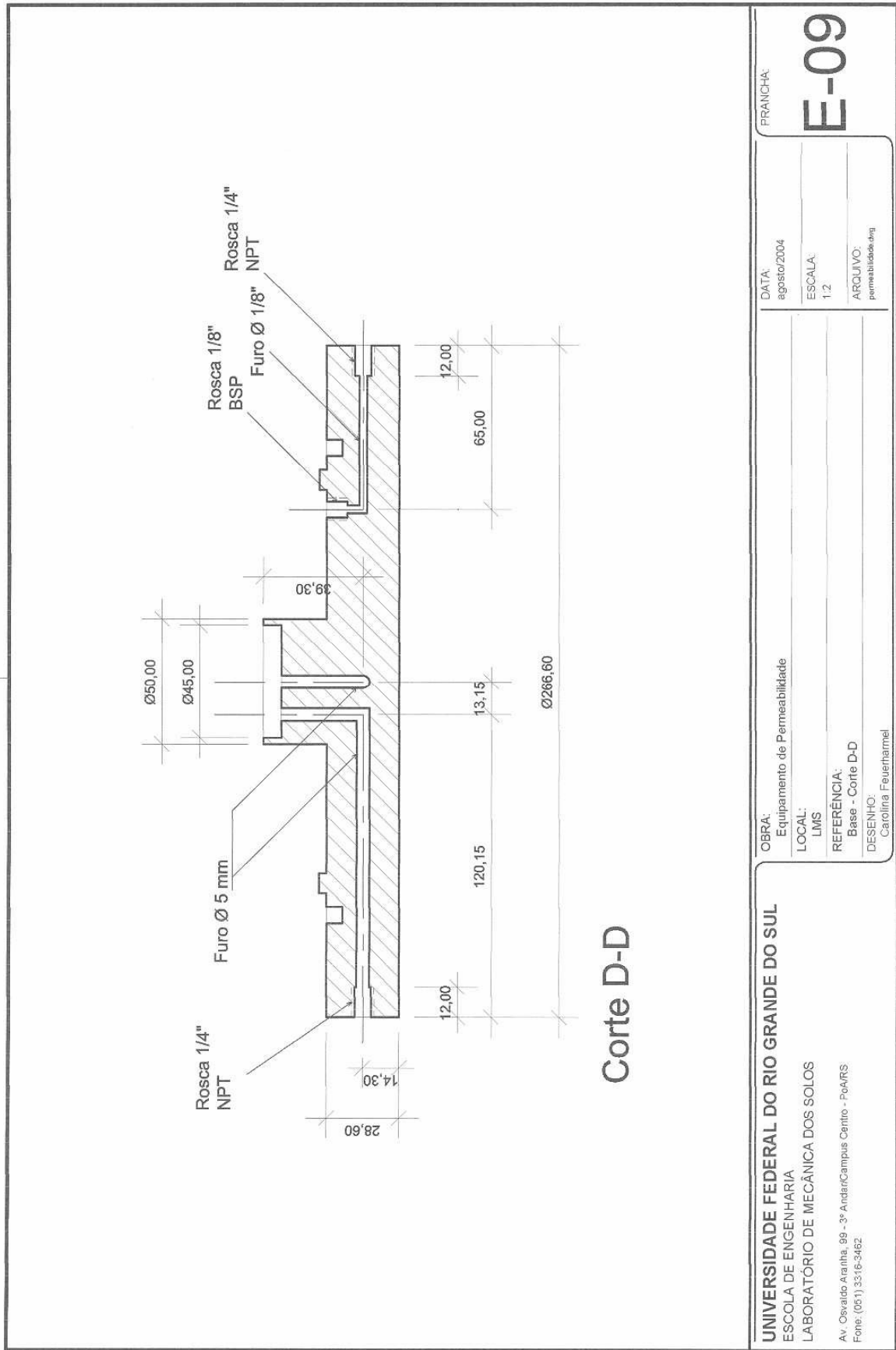
<b>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL</b> ESCOLA DE ENGENHARIA LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - PoARS Fone: (051) 3315-3462		PRANCHA: <b>E-06</b>	
OBRA: Equipamento de Permeabilidade		DATA: agosto/2004	
LOCAL: LMS		ESCALA: 1:2	
REFERÊNCIA: Base - Corte A-A		ARQUIVO: permeabilidade.dwg	
DESENHO: Carolina Feuerhaimel			



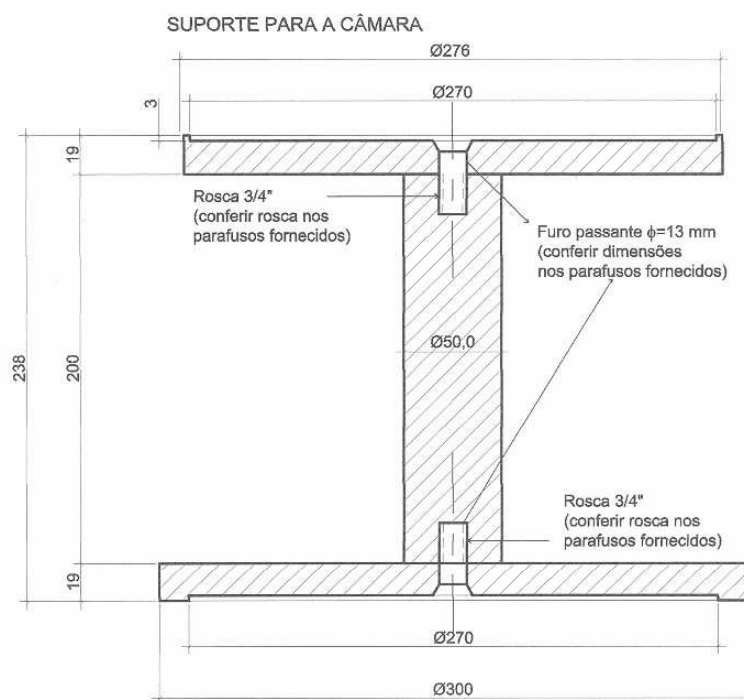
<b>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL</b> ESCOLA DE ENGENHARIA LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - PoARS Fone: (051) 3316-3462		OBRA: Equipamento de Permeabilidade LOCAL: LIMS REFERÊNCIA: Base - Corte B-B DESENHO: Carolina Feuerharmel		PRANCHA: <b>E-07</b>	
DATA: agosto/2004		ESCALA: 1:2		ARQUIVO: permeabilidade.dwg	







<p><b>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL</b>                  ESCOLA DE ENGENHARIA                  LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS</p> <p>Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - PoA/RS                  Fone: (051) 3316-3462</p>	<p>FRANCHA: <b>E-09</b></p> <p>DATA: agosto/2004                  ESCALA: 1:2                  ARQUIVO: permeabilidade.dwg</p> <p>OBRA: Equipamento de Permeabilidade                  LOCAL: LIMS                  REFERENCIA: Base - Corte D-D                  DESENHO: Carolina Feuerharmel</p>
---	---



Unidade: mm  
 Material: Aço Comum 1020  
 1 conjunto

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
 Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
 Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
 LMS

REFERÊNCIA:  
 Suporte para a Câmara

DESENHO:  
 Carolina Feuerharmel

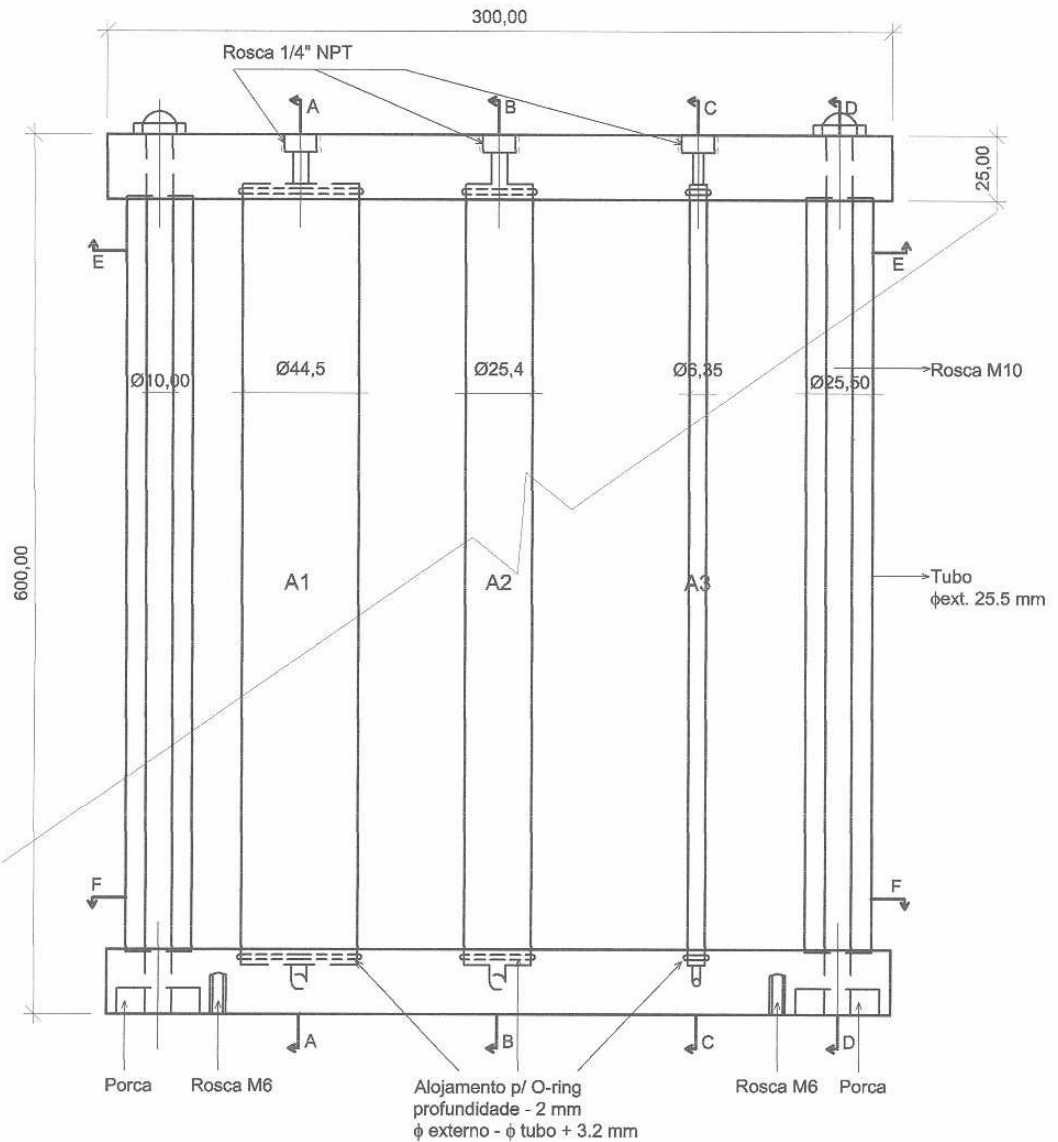
DATA:  
 dezembro/2004

ESCALA:  
 1:1

ARQUIVO:  
 permeabilidade.dwg

PRANCHA:

**E-10**



Vista Frontal dos Acumuladores  
Material - Aço Inox (tubos), Alumínio (placas)

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
LMS

REFERÊNCIA:  
Vista Frontal do Acumulador (Topo ou Base)

DESENHO:  
Carolina Feuerharmel

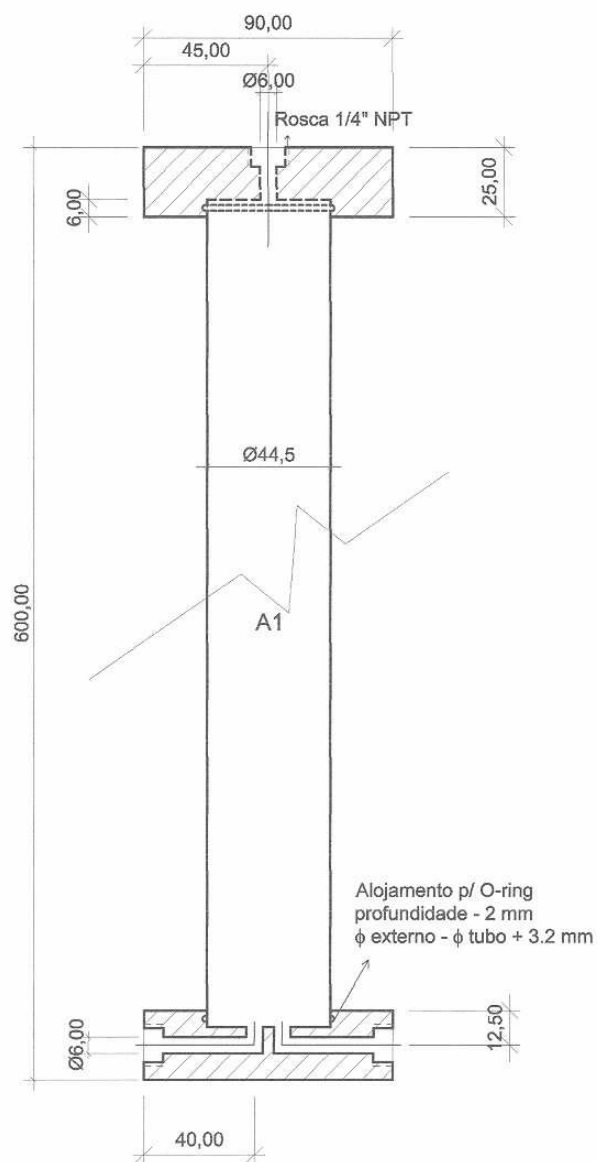
DATA:  
setembro/2004

ESCALA:  
1:1

ARQUIVO:  
permeabilidade.dwg

PRANCHA:

**E-11**



Vista Lateral -Tubo A1  
Corte A-A

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
LMS

REFERÊNCIA:  
Acumulador (Corte A-A)

DESENHO:  
Carolina Feuerharmel

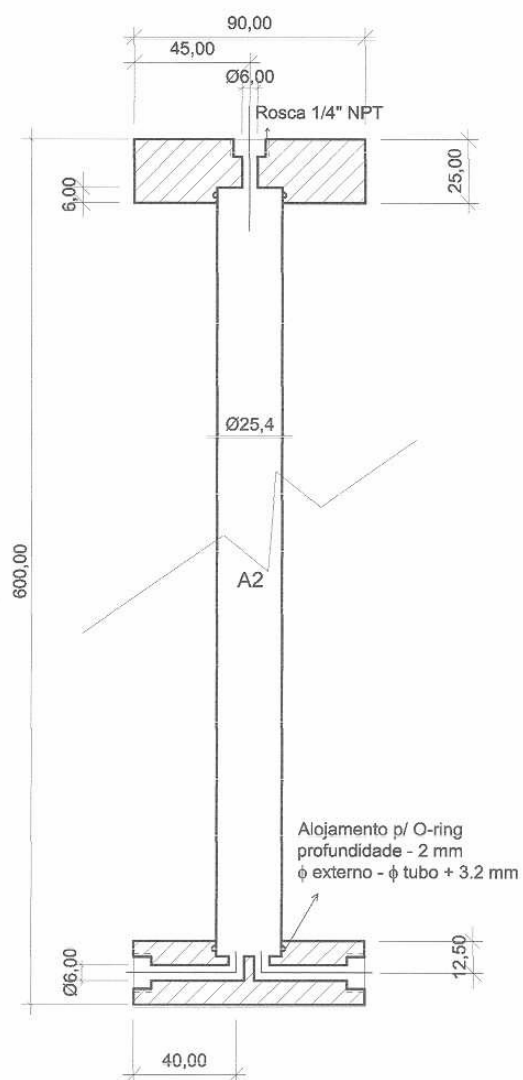
DATA:  
setembro/2004

ESCALA:  
1:1

ARQUIVO:  
permeabilidade.dwg

PRANCHA:

**E-12**



Vista Lateral -Tubo A2  
Corte B-B

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
LMS

REFERÊNCIA:  
Acumulador (Corte B-B)

DESENHO:  
Carolina Feuerharmel

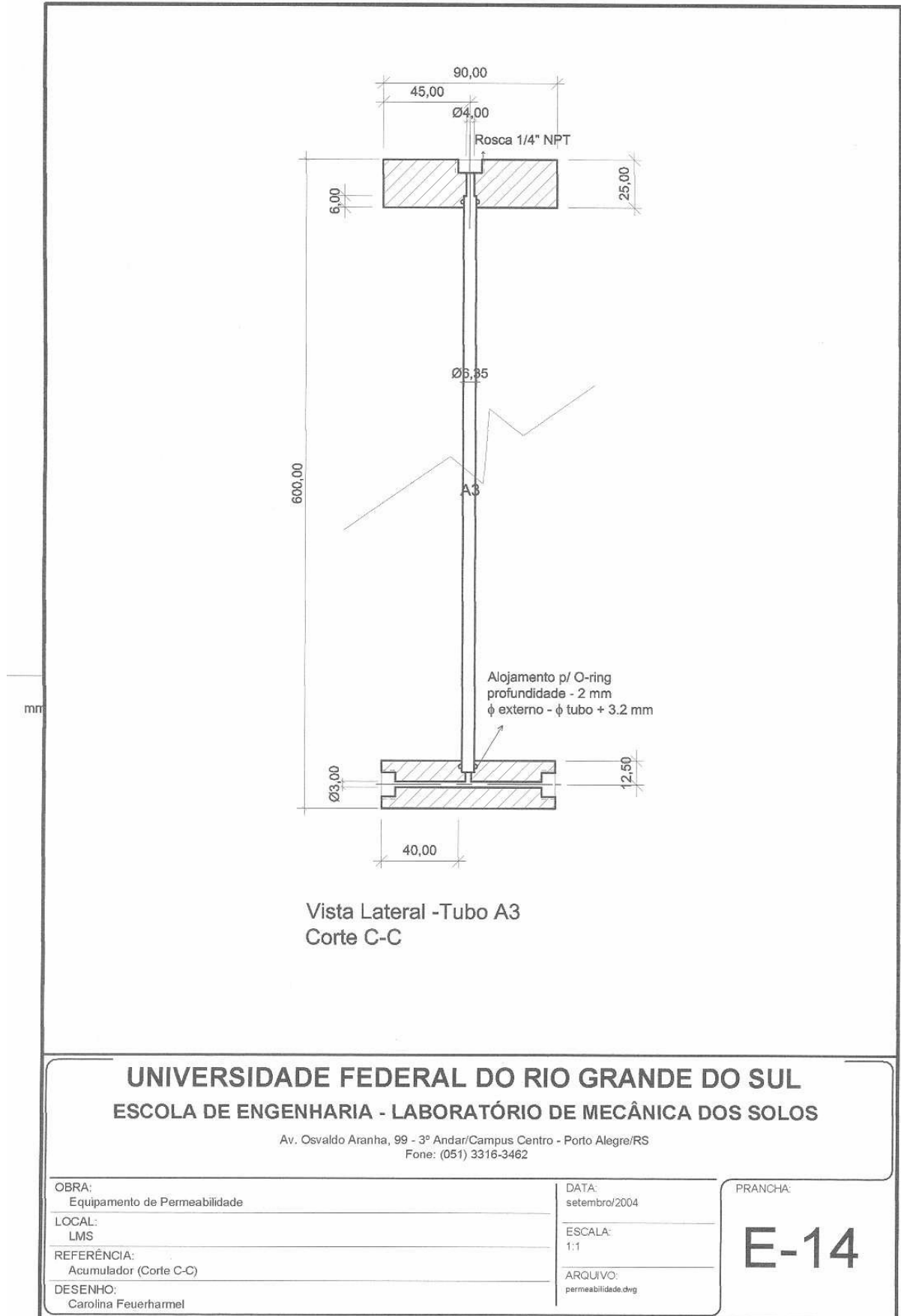
DATA:  
setembro/2004

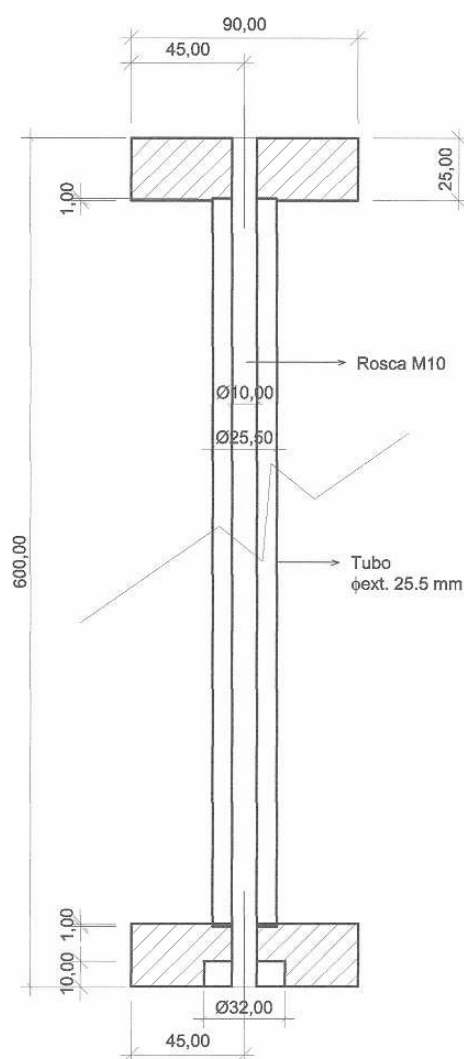
ESCALA:  
1:1

ARQUIVO:  
permeabilidade.dwg

PRANCHA:

**E-13**





Vista Lateral  
Corte D-D

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
LMS

REFERÊNCIA:  
Acumulador (Corte D-D)

DESENHO:  
Carolina Feuerharmel

DATA:  
setembro/2004

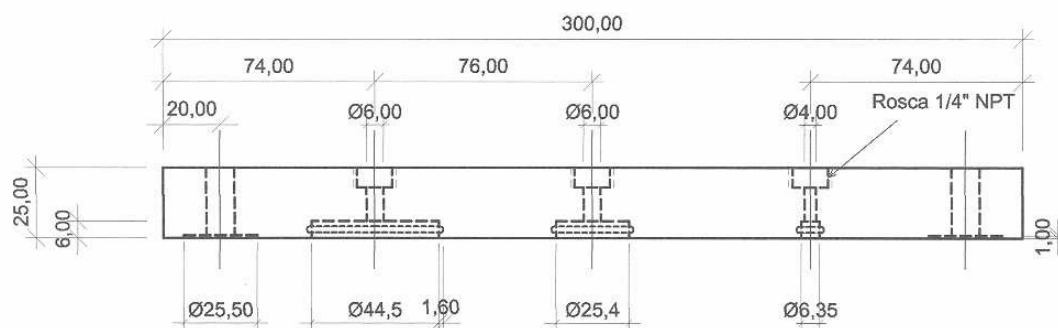
ESCALA:  
1:1

ARQUIVO:  
permeabilidade.dwg

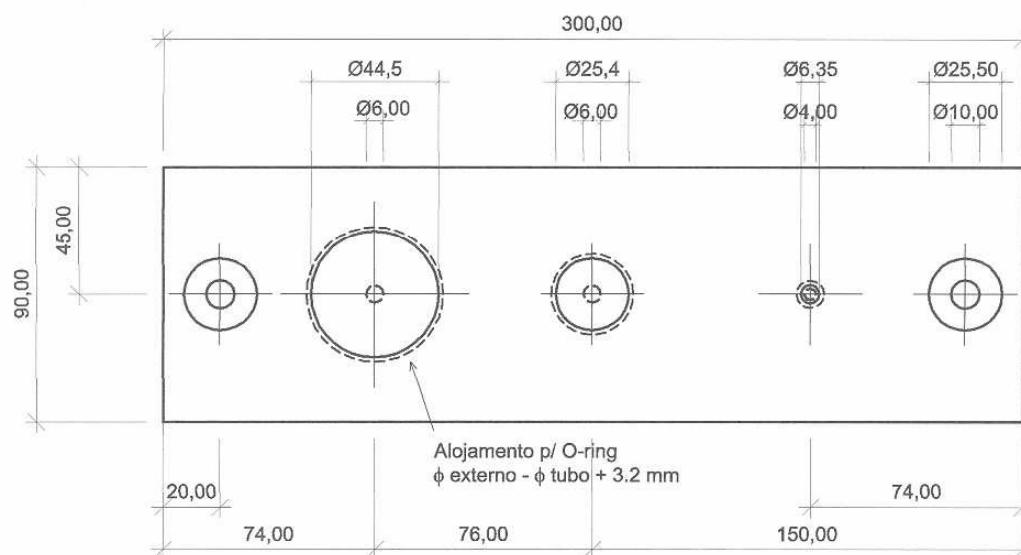
PRANCHA:

**E-15**





Parte Superior - Vista Frontal



Parte Superior - Vista Inferior  
Corte E-E

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
LMS

REFERÊNCIA:  
Acumulador (Corte E-E)

DESENHO:  
Carolina Feuerharmel

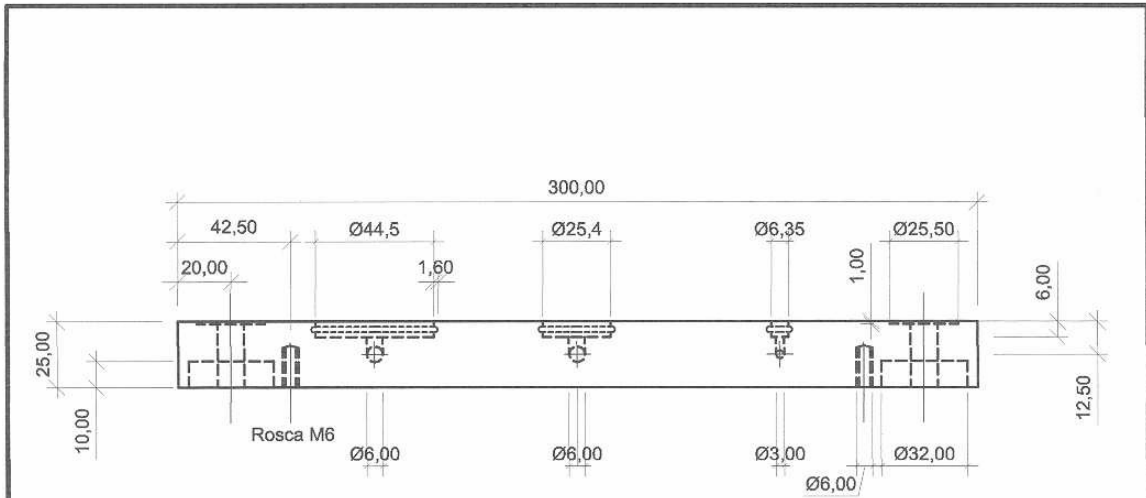
DATA:  
setembro/2004

ESCALA:  
1:1

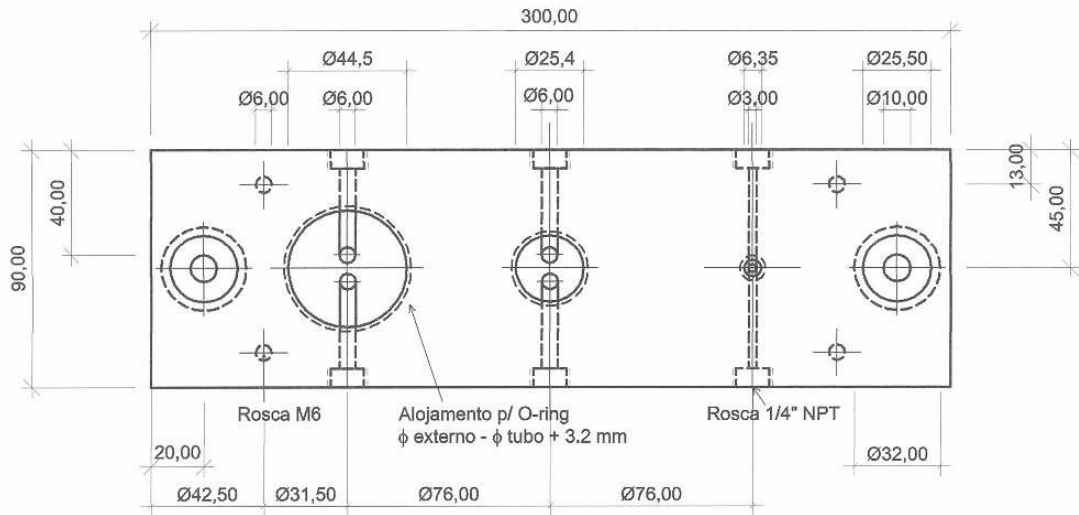
ARQUIVO:  
permeabilidade.dwg

PRANCHA:

**E-16**



Parte Inferior - Vista Frontal



Parte Inferior - Vista Superior  
Corte F-F

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
LMS

REFERÊNCIA:  
Acumulador (Corte F-F)

DESENHO:  
Carolina Feuerharmel

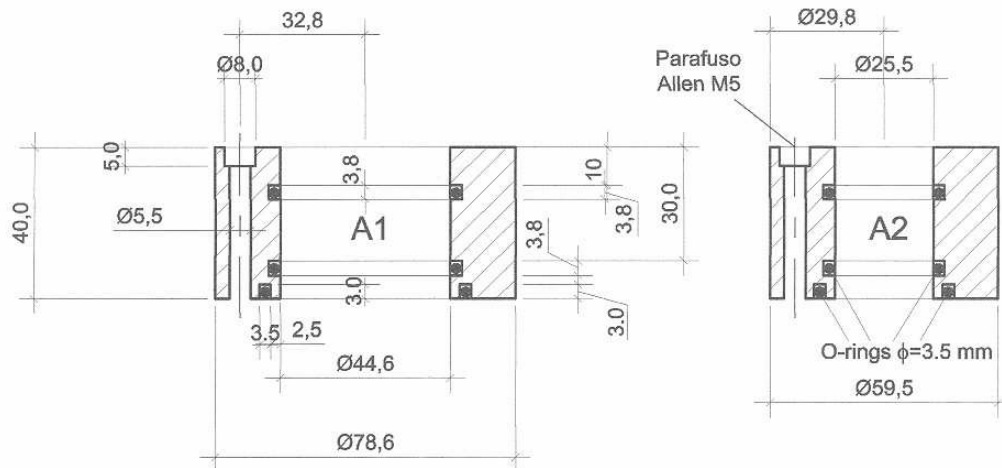
DATA:  
setembro/2004

ESCALA:  
1:2

ARQUIVO:  
permeabilidade.dwg

PRANCHA:

**E-17**



Luva  
 Material: Alumínio Usinável  
 Qde: 4 peças de cada diâmetro

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
 Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
 Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
 LMS

REFERÊNCIA:  
 Reforço dos Acumuladores (Topo e Base)

DESENHO:  
 Carolina Feuerharmel

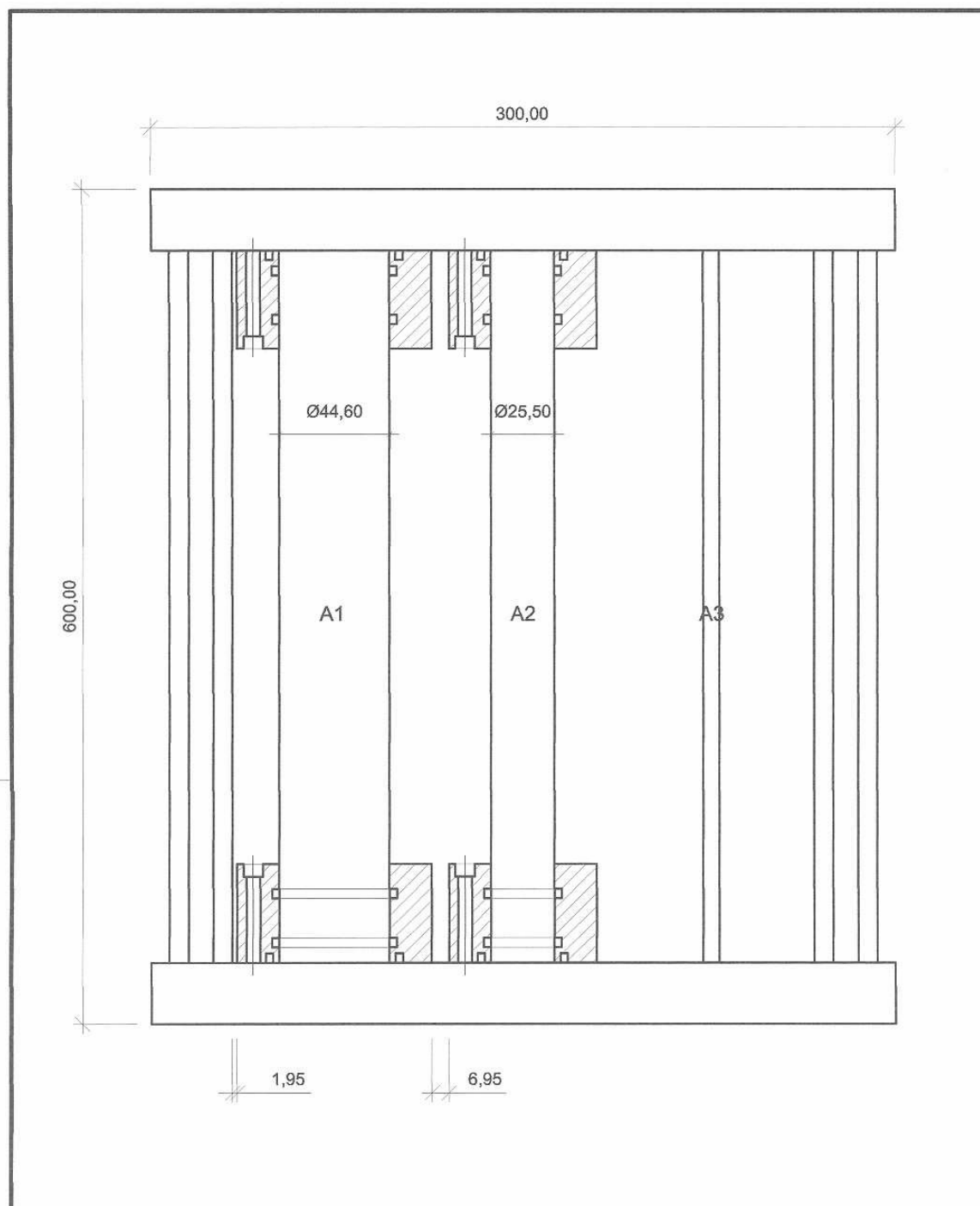
DATA:  
 outubro/2004

ESCALA:  
 1:2

ARQUIVO:  
 permeabilidade2.dwg

PRANCHA:

**E-18**



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
 Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
 Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
 LMS

REFERÊNCIA:  
 Vista Frontal do Acumulador com Reforço

DESENHO:  
 Carolina Feuerharmel

DATA:  
 outubro/2004

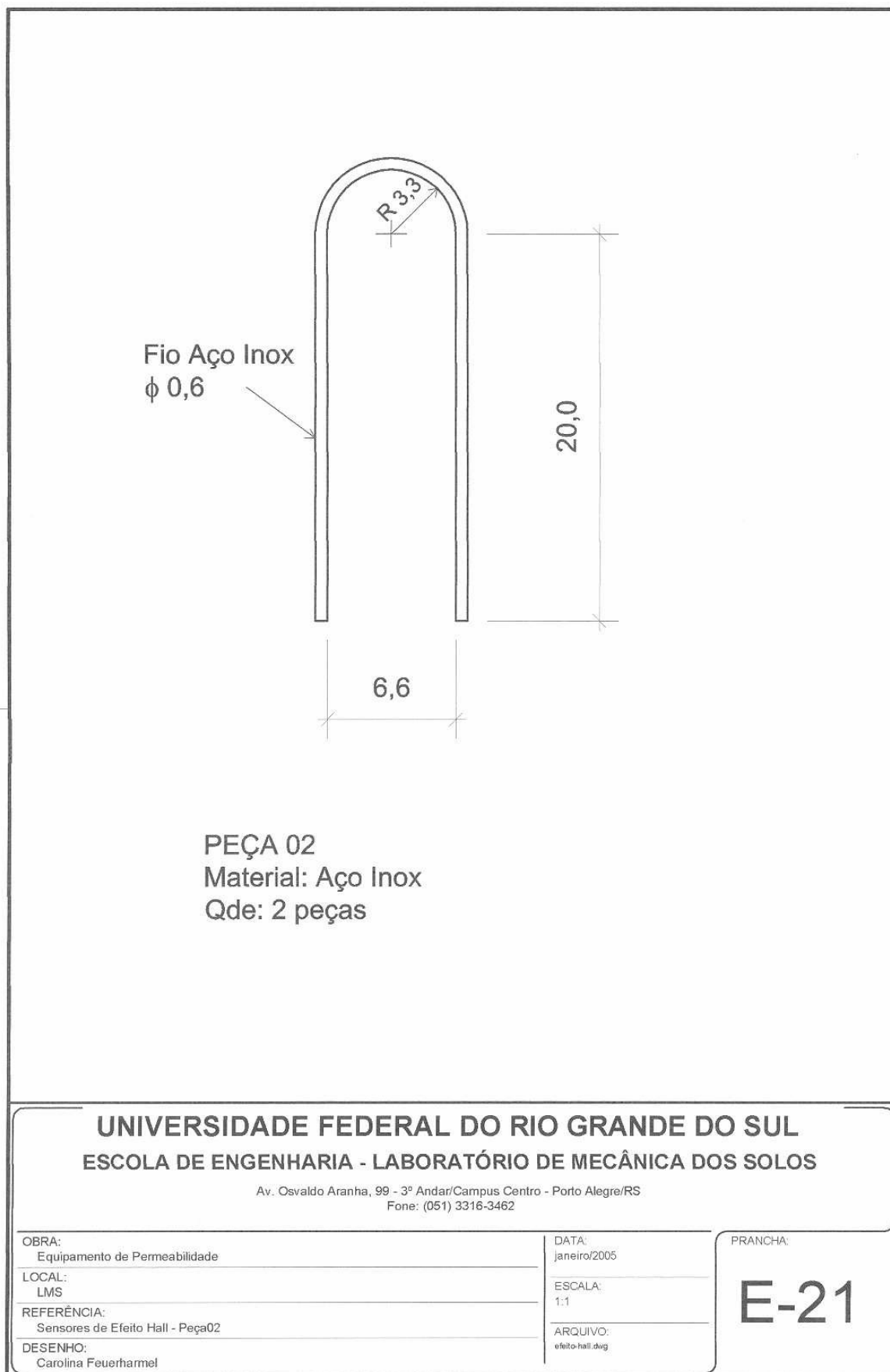
ESCALA:  
 1:2

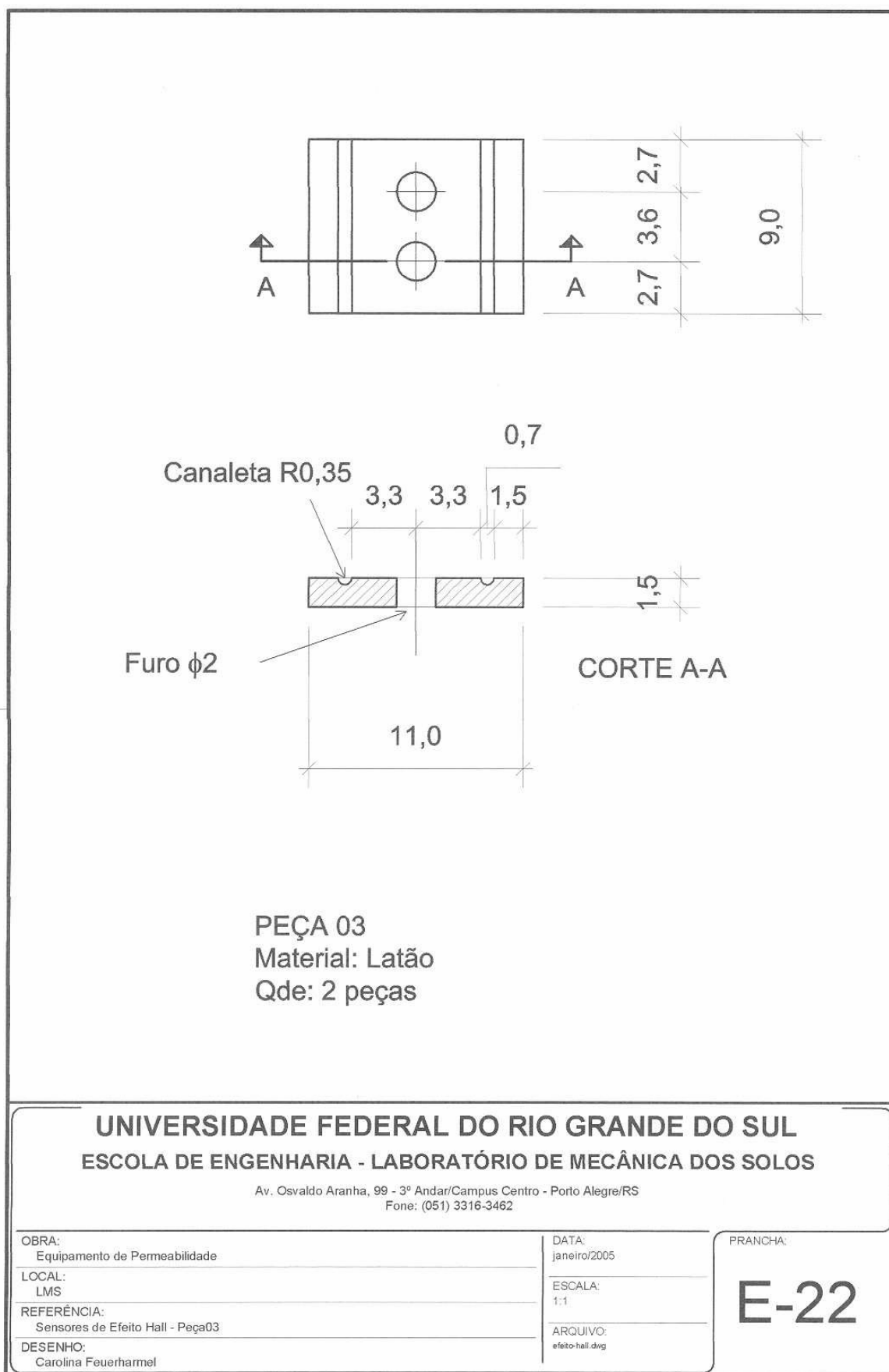
ARQUIVO:  
 permeabilidade2.dwg

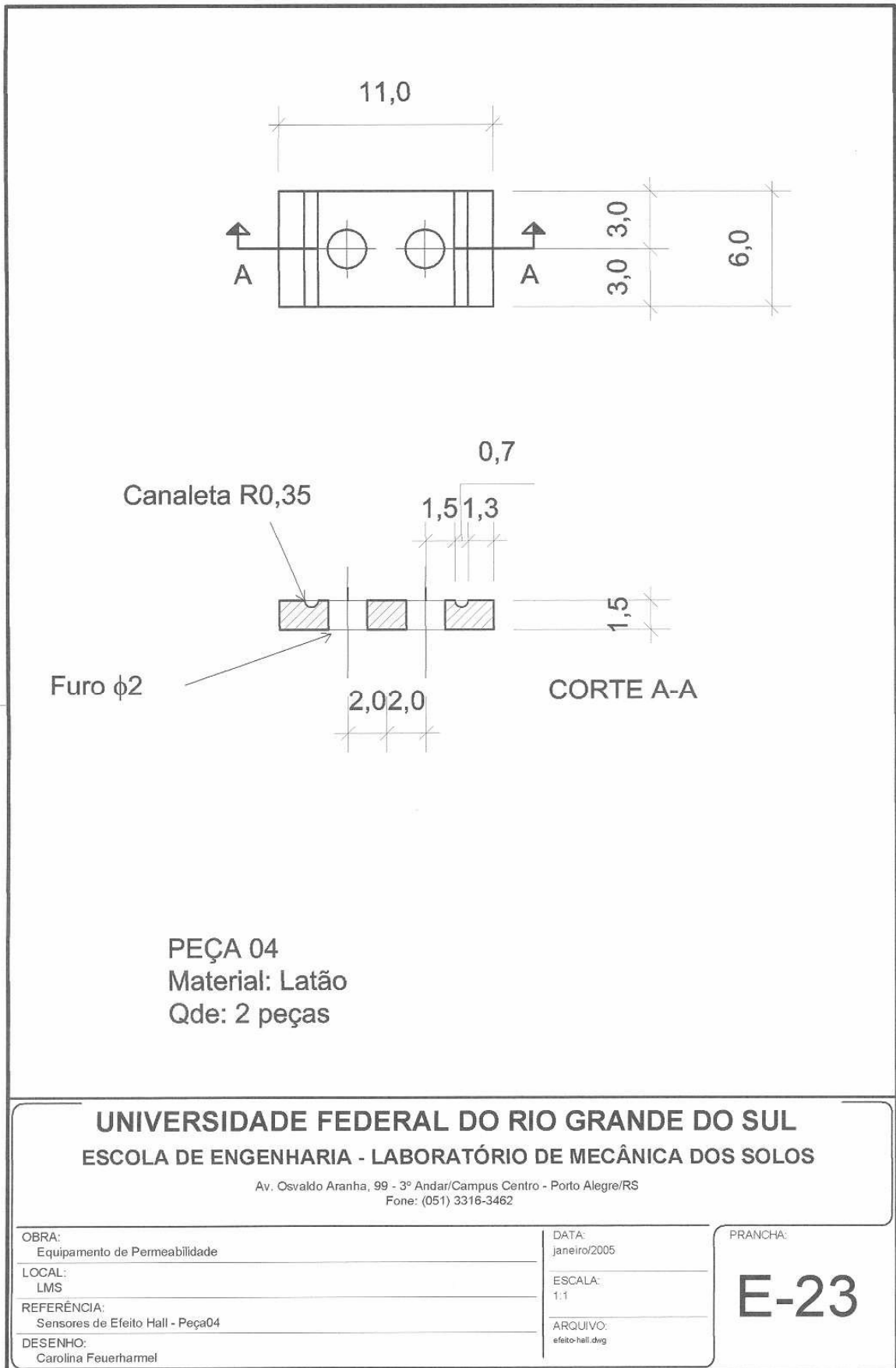
PRANCHA:

**E-19**

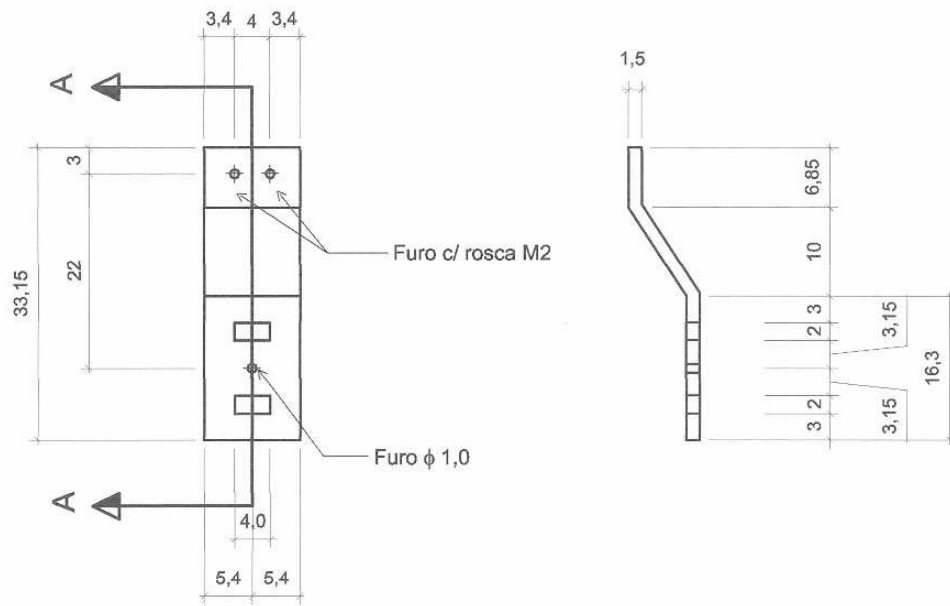












VISTA FRONTAL

CORTE A-A

**PEÇA 05**  
 Material: Latão  
 Qde: 2 peças

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
 Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
 Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
 LMS

REFERÊNCIA:  
 Sensores de Efeito Hall - Peça05

DESENHO:  
 Carolina Feuerharmel

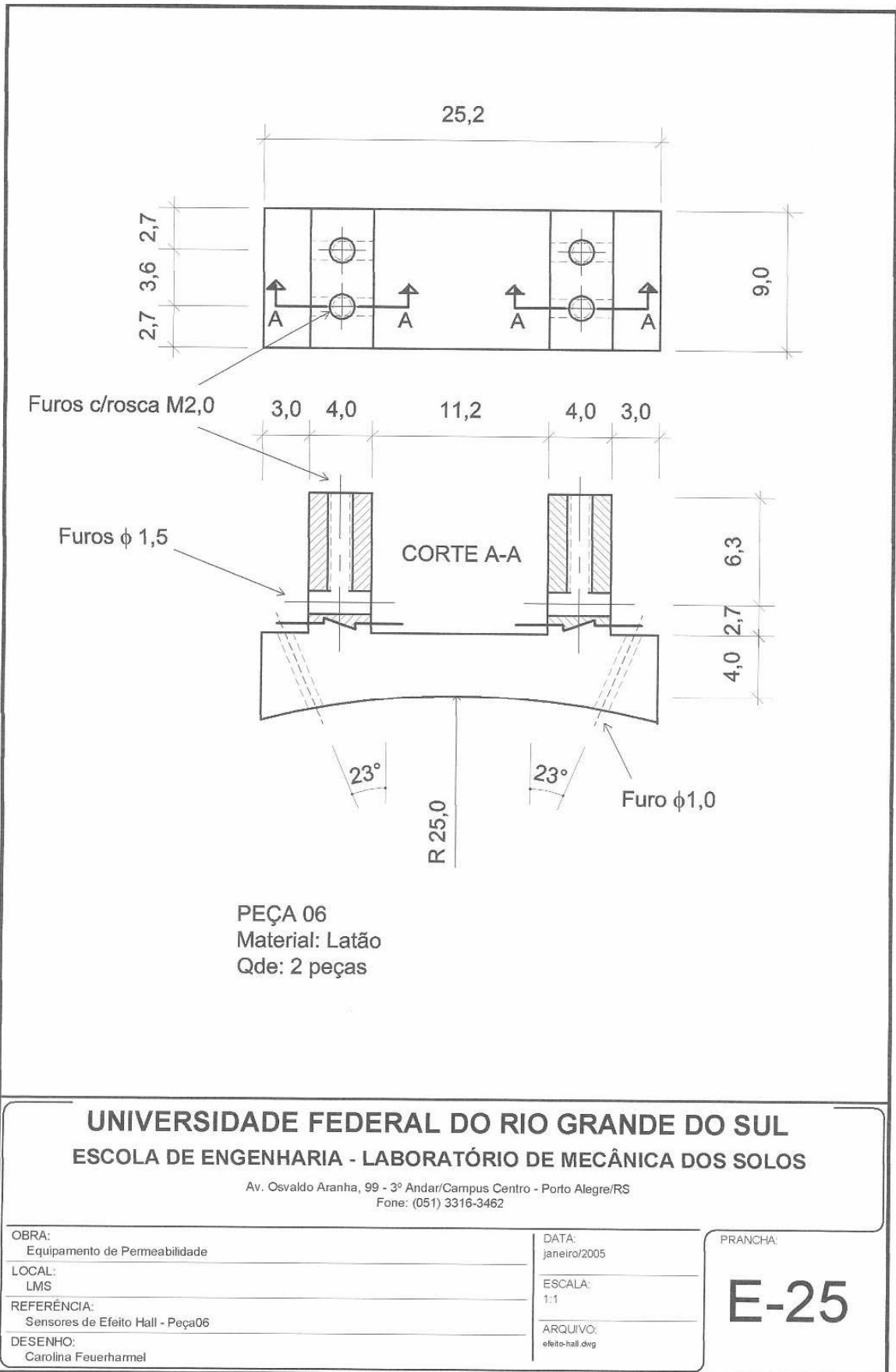
DATA:  
 janeiro/2005

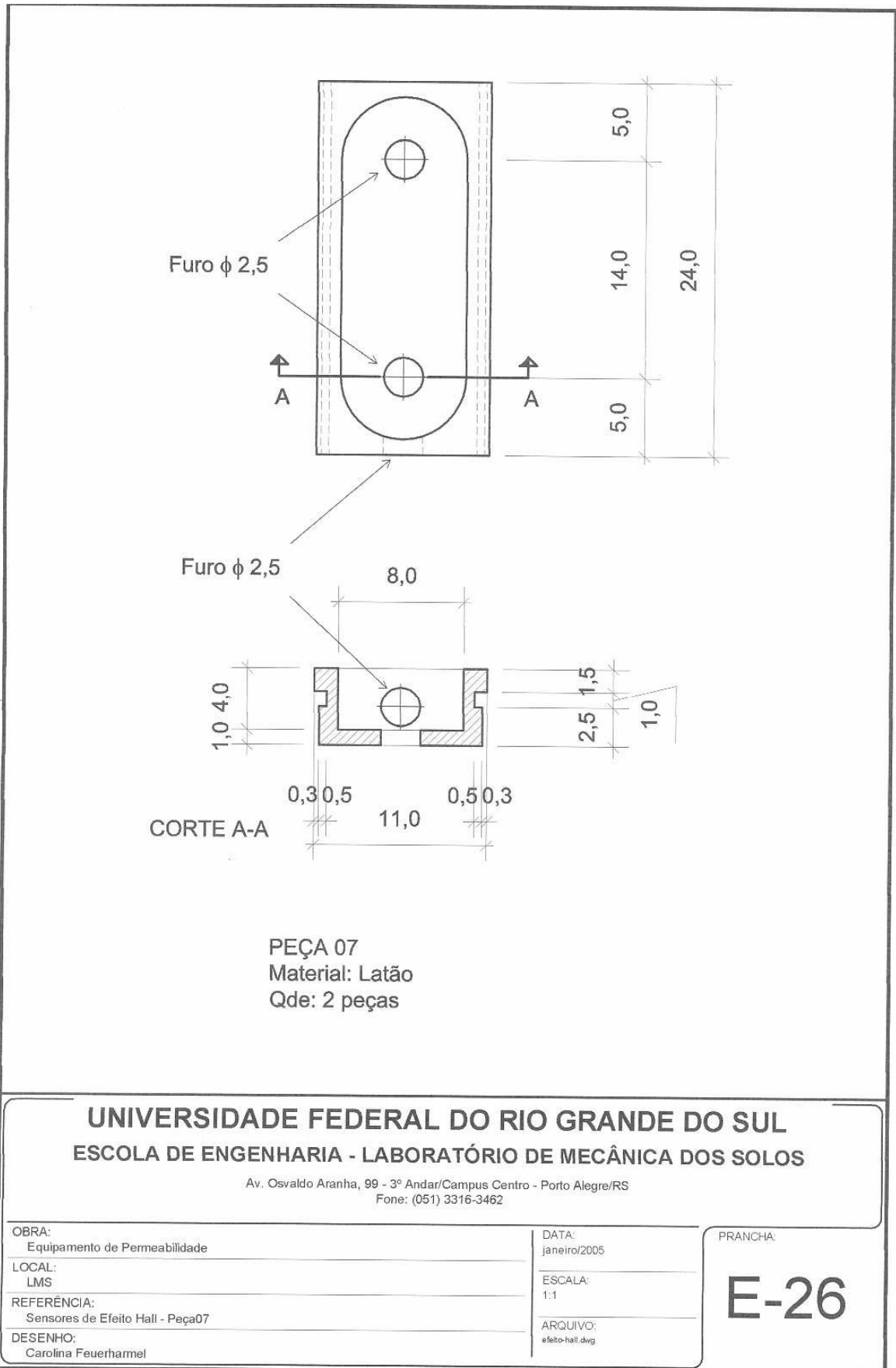
ESCALA:  
 1:1

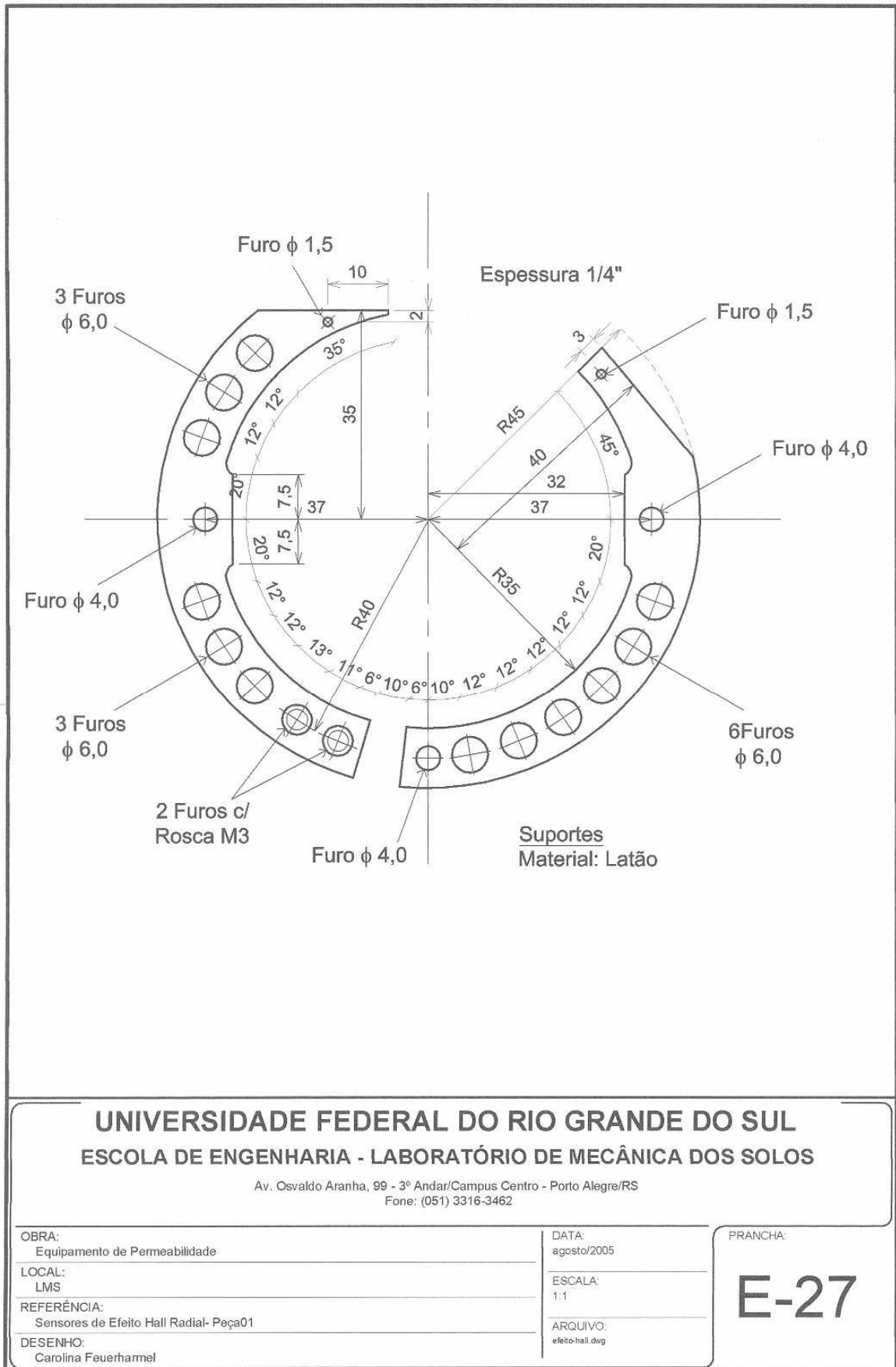
ARQUIVO:  
 efeto-hall.dwg

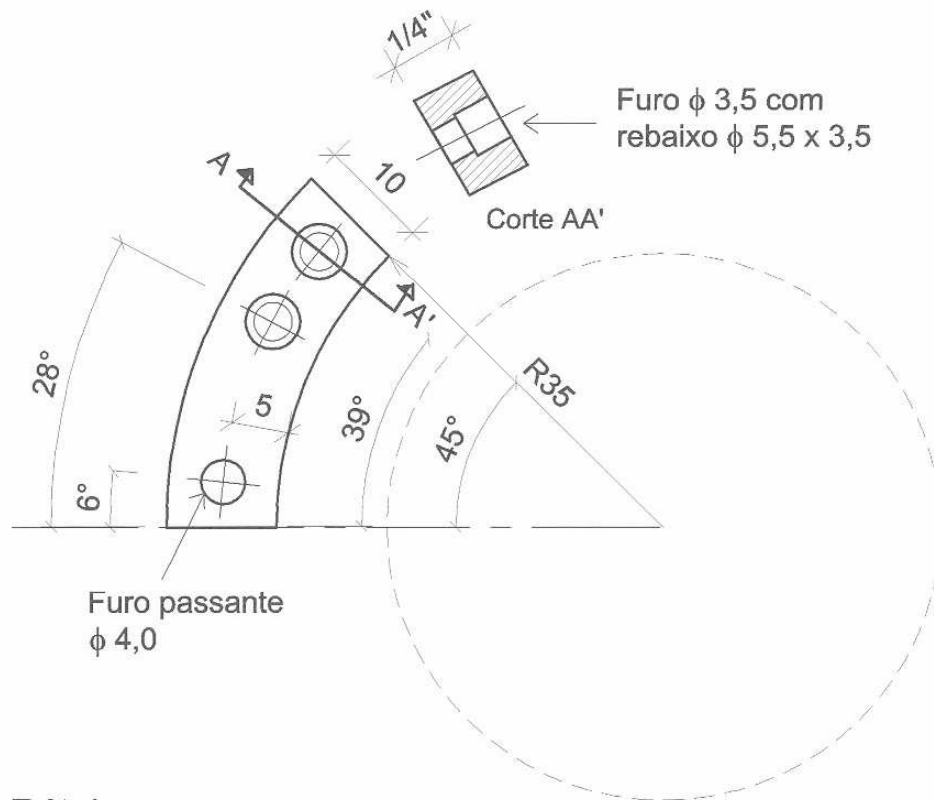
PRANCHA:

**E-24**









Rótula  
Material: Latão

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
LMS

REFERÊNCIA:  
Sensores de Efeito Hall Radial- Peça02

DESENHO:  
Carolina Feuerharmel

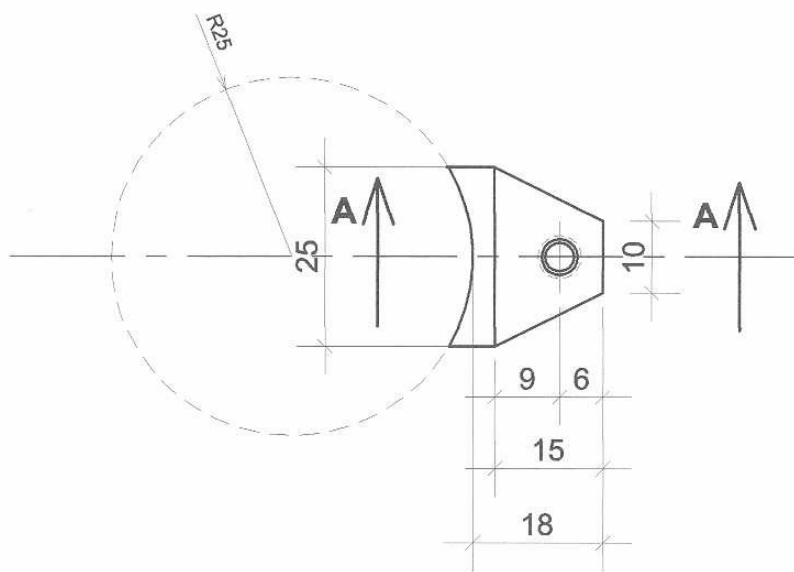
DATA:  
agosto/2005

ESCALA:  
1:1

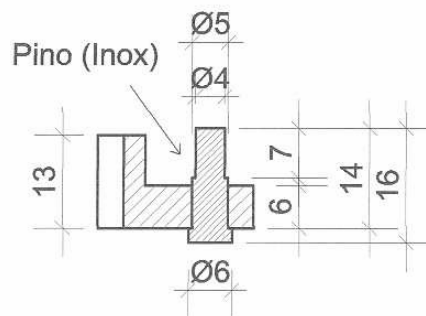
ARQUIVO:  
efeito-hall.dwg

PRANCHA:

**E-28**



Vista Superior



Corte A-A

Suporte de Latão (Cromado)  
com Pino de Aço Inox

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
LMS

REFERÊNCIA:  
Sensores de Efeito Hall Radial- Peça03

DESENHO:  
Carolina Feuerharmel

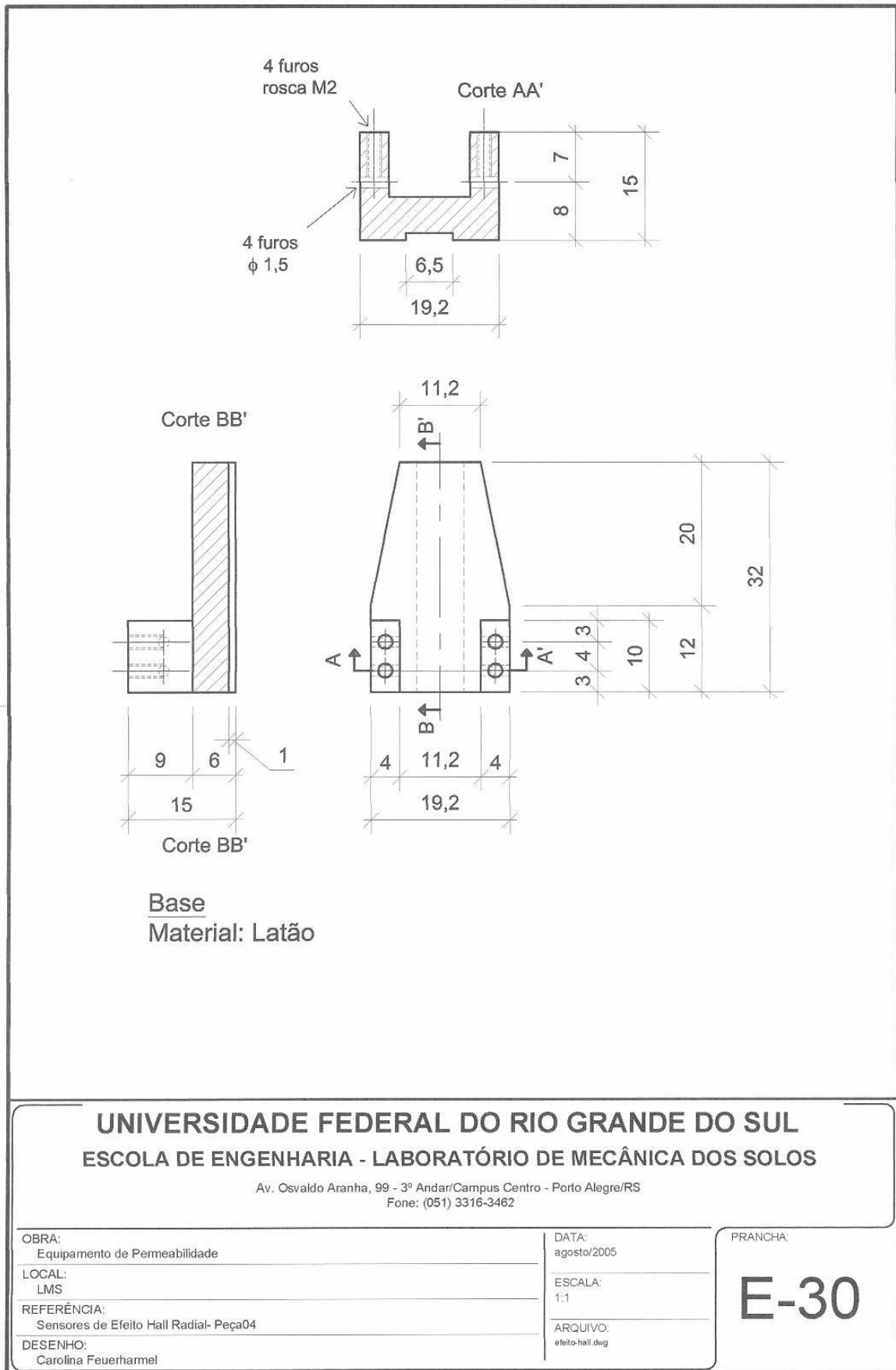
DATA:  
agosto/2005

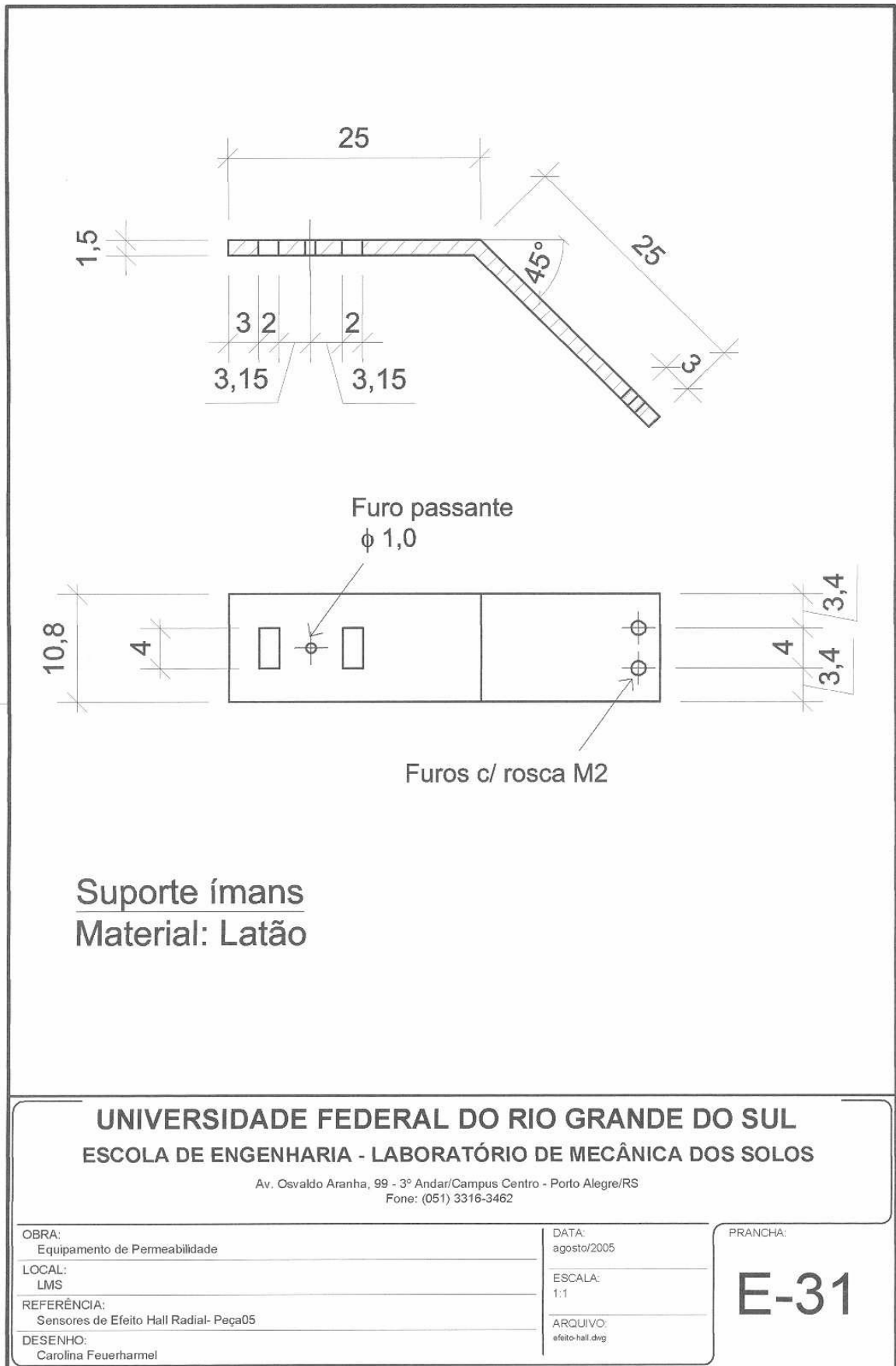
ESCALA:  
1:1

ARQUIVO:  
efeito-hall.dwg

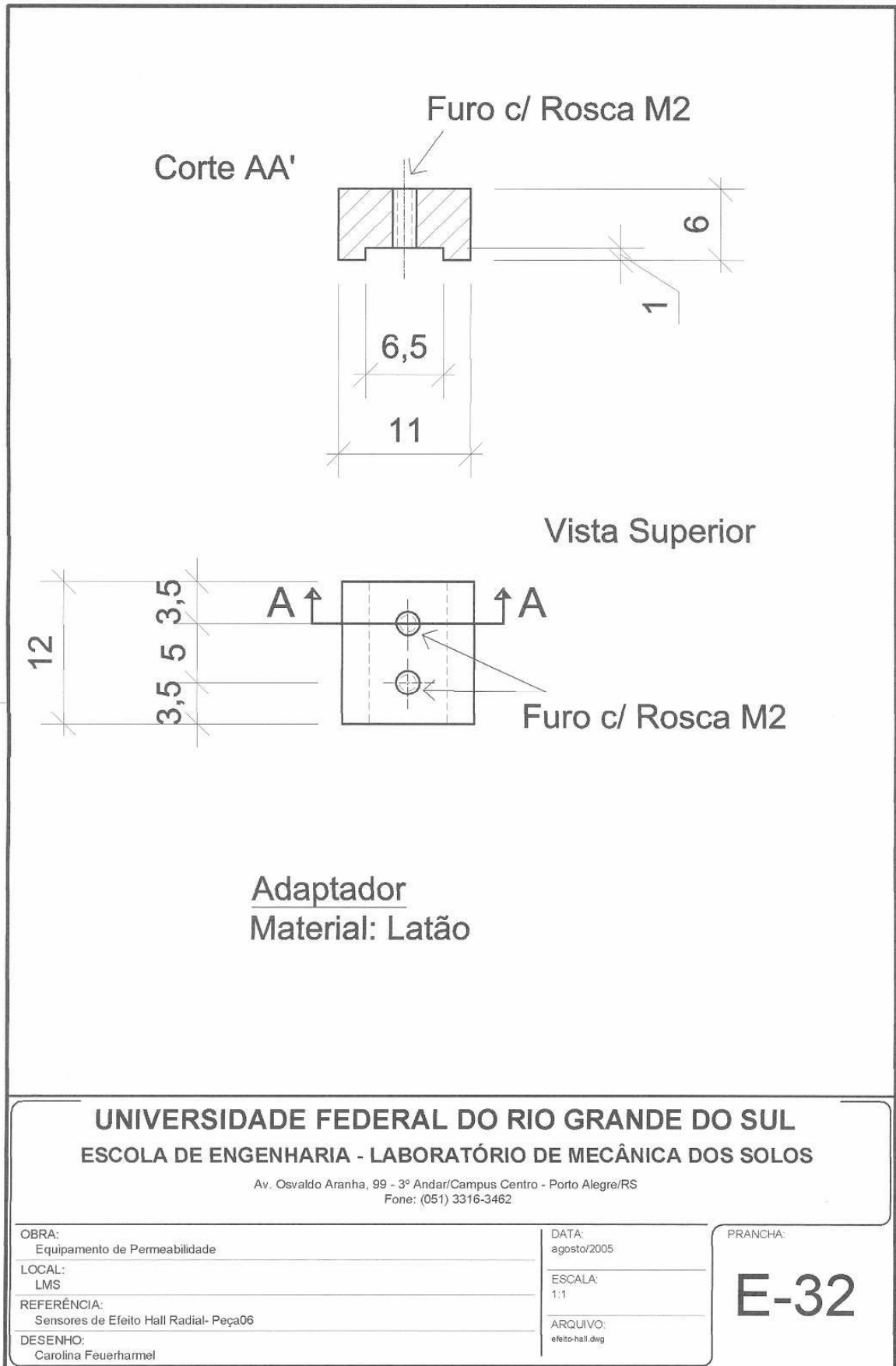
PRANCHA:

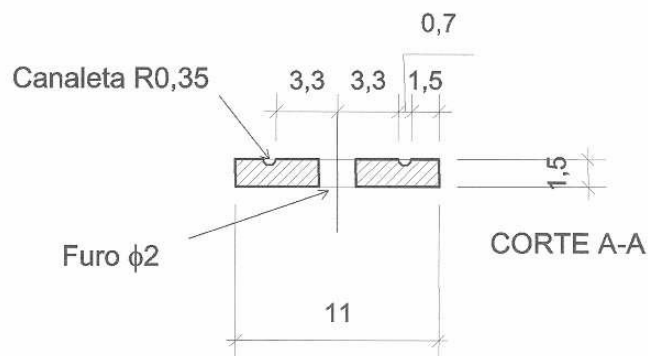
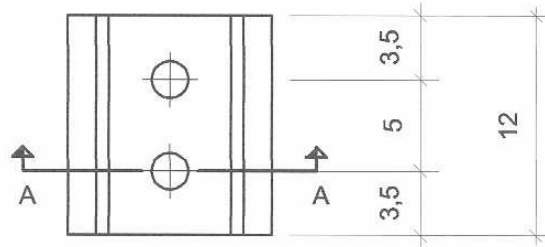
**E-29**











Material: Latão

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA - LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS**

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º Andar/Campus Centro - Porto Alegre/RS  
 Fone: (051) 3316-3462

OBRA:  
 Equipamento de Permeabilidade

LOCAL:  
 LMS

REFERÊNCIA:  
 Sensores de Efeito Hall Radial- Peça07

DESENHO:  
 Carolina Feuerharmel

DATA:  
 agosto/2005

ESCALA:  
 1:1

ARQUIVO:  
 efeito-hall.dwg

PRANCHA:

**E-33**

