

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – CPGEC

ESTUDO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DA CONDUTIVIDADE
HIDRÁULICA SATURADA/NÃO SATURADA DE UM SOLO
ESTRUTURADO

Carlos Ronei Bortoli

Dissertação para a obtenção do título de

MESTRE EM ENGENHARIA

Porto Alegre, Abril de 1999

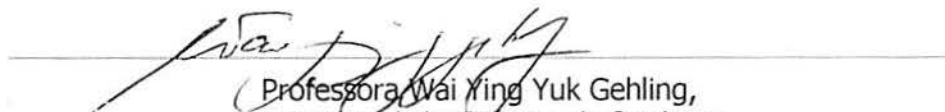
Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pela Banca Examinadora do Curso de Pós – Graduação.



Professor Adriano V. D. Bica,
Ph.D, Surrey University, Reino Unido
Orientador



Professor Luiz Antônio Bressani,
Ph.D, London University, Reino Unido
Orientador



Professora Wai Ying Yuk Gehling,
Dra. Universidad Politécnica de Catalunya

Co-orientadora



Professor Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do Curso de Pós Graduação em Engenharia da UFRGS

Banca Examinadora:

Professor José Fernando Thomé Jucá, UFPE
Dr. Universidad Politécnica de Madri

Professor Carlos Ricardo Trein, UFRGS, Faculdade de Agronomia
Ph.D Cranfield Univesity, UK

Professor Jorge Augusto Pereira Ceratti, UFRGS
D.Sc. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro

Dedico esta dissertação aos meu pais,

Angelo e Maria Belmira.

Agradecimentos

Os agradecimentos não foi a parte mais fácil desta dissertação. Tantas pessoas acabam ajudando que esquecer alguém seria imperdoável. Sempre digo que se aprendi uma quantidade "X" durante a Graduação (e não foi pouca coisa), aprendi "2X" no curso de Mestrado da Geotecnia da UFRGS. Nosso curso aliás já caminha bem e produz bastante.

Começo estes agradecimentos pelo professor Bressani lembrando que foi ele quem deu o empurrão inicial para os trabalhos experimentais. Junto com o Eng^o Thorell do DAER e o Eng^o Guarnieri responsável pela fiscalização da obra da variante da RS 122 em São Sebastião do Caí (aos dois devo também um grande abraço de agradecimento) foi ele que me apresentou aos bonitos cortes no arenito Botucatu, no canteiro das ditas obras da variante. No dia, caminhamos e passamos por vários destes cortes. Foi tomada a decisão de aproveitar um certo local, a escolha tinha sido feita. Íamos estudar um horizonte de solo residual do arenito Botucatu (ou não??). A segunda pessoa a visitar o talude, foi o professor Maciel Filho, sempre disposto a ajudar. Olha daqui, olha dali, "é um colúvio", diz o professor Maciel. Não acreditei, tínhamos uns 1000 metros de corte no Botucatu e escolhemos um colúvio. Passado o susto, iniciados os ensaios, o solo ali encontrado mostrou-se muitíssimo interessante. Tratava-se de um solo estruturado (grumoso, fissurado, etc.), com características peculiares de comportamento, ótimo. Desta Forma, aqui estou Eu: *"Estudo numérico/experimental da condutividade hidráulica saturada/não saturada de um solo estruturado"*.

Já nos primeiros trabalhos (de campo, carregava equipamento, ajudava no trado e tudo mais) a ajuda do professor Bica foi muito importante, incansável professor Bica, muitíssimo obrigado. Só nas correções ocupei dias do seu tempo, valeu!

Agradeço a professora Wai, com a professora iniciei minha "carreira de pesquisador", foi quem leu o primeiro trabalho científico de verdade (sem sumário), agradeço por tudo, pela colaboração e incentivo, bibliografias e tudo mais.

Agradeço também ao empenho dos demais professores da Geotecnia: Fernando Schnaid, Nilo Consoli, Jorge Augusto Ceratti.

Não merecendo agradecimento menos especial, a "parceria" (como diz o Júlio), agradeço aos colegas Júlio Montardo e Luiz Artur Kratz de Oliveira que muito trado "viraram" me ajudando em São Sebastião. Já tenho que lembrar do meu irmão Fábio, que também foi várias vezes comigo ajudar nos ensaios de campo. Agradeço o Rinaldo que também foi pra São Sebastião, fez fotos, a que eu aproveitei no capítulo 3 foi ele quem tirou. Lembro também nos ensaios de laboratório, do nosso braço direito (as vezes os dois braços) Jair, sem ele não saíam. No Laboratório de ensaios de campo, agradecimentos ao João, já me levou para buscar material. Agradeço também a inestimável ajuda prestada pela auxiliar de pesquisa Elisandra, todas as simulações numéricas, dezenas de horas de SEEP/W, foi ela que operou. Mais tarde nas curvas características do solo remoldado tive ajuda de outra auxiliar de pesquisa, a Caroline, obrigado. Lembro dos outros colegas de turma, Joel Silveira, Leandro Spinelli e Sirlei Maribel Siconi, a Lia Caterí Rech e o Luis Fernando Vanacor. Agradecimento especial aos Eng^{os} Eduardo Azambuja e o Mauro Jungblut, me permitiram reproduzir o equipamento que modificaram para os ensaios com piezômetros. Agradeço o Luiz Otávio (o Cunha, L.O.B.P das referências), quem primeiro usou o Guelph aqui, me passou todas as referências que tinha, inclusive a própria dissertação, comecei com ela.

Agradecimento especial a todo o pessoal da sala dos alunos: ao Lorensi, Jodoé, Tessari, César (o César Bastos me emprestou bibliografia, ofereceu equipamento pra ensaio, até

gerenciamos a bolsa de apostas da copa), Strauss, Pedro, Flávia, Mántaras, Thomé, Márcio, Giovani (Cabeça), Marcelo, Marcos, Tiago, Luciano, Pedras (o Celso), Rodni, Júnior (o Valdenir), Fernando, Barbieri, Andriei, Branca, Horácio, Gigi, Luciana, Herbert, Fabiana, Alessandra, André, Ana, Mara, a todo mundo dali, com todos já tomei café e conversei bastante .

Ao pessoal que conheço a não muito tempo mas que já me dou muito bem e gosto muito, que também deram força no final: Lisiane, Mauro, Nilson, Flávia, Letícia, Guilherme, Fúlvia, Amadeu.

Agradeço aos professores José Fernando Thomé Jucá, Jorge Augusto Ceratti e Carlos Ricardo Trein pela gentileza em aceitar o convite para a banca examinadora desta dissertação. Agradeço ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e a instituição financiadora das pesquisas, o CNPq.

Agora tenho que falar especialmente do meu pessoal, minha gente, que estiveram sempre juntos, preocupados, querendo saber como andavam as coisas, ajudando. A Rosane, agüenta mau humores terríveis e ainda ajudou nas digitações e correções, não sei o que faria sem seu carinho, ajuda e compreensão. De novo ao Fábio, também ao Marcelo e a meus pais Maria Belmira e Angelo, eles são meus guarda costas.

SUMÁRIO

I. INTRODUÇÃO

II. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Condutividade hidráulica	3
<i>2.1.1. Fatores que influenciam a condutividade hidráulica</i>	3
a) Tamanho das partículas	4
b) Índice de vazios	6
c) Composição da fração argilosa	6
d) Estrutura	6
e) Temperatura	10
<i>2.1.2. Condutividade hidráulica não saturada</i>	11
2.2. Medição da condutividade hidráulica de solos	15
<i>2.2.1. Ensaios de laboratório</i>	15
a) Permeâmetros de parede rígida.	15
b) Permeâmetros de parede flexível	17
c) Comparação entre os ensaios de condutividade hidráulica de parede rígida e parede flexível.	18
d) Sistema de aplicação da carga hidráulica	20
<i>2.2.2. Ensaios de campo</i>	22
a) Permeâmetro de Guelph	22
b) Piezômetros	28
2.3. Medição de Sucção	33
<i>2.3.1. Ensaios de laboratório</i>	33
a) Ensaio de papel filtro	33
b) Transdutor de sucção do tipo Imperial College	36
<i>2.3.2. Ensaios de campo</i>	37
a) Tensiômetros	37
b) Piezômetro/Tensiômetro IC	39
<i>2.3.3. Equações de ajuste para a curva característica</i>	42

III. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO ESTUDADO

3.1. Índice físicos	48
3.2. Análise granulométrica	48
3.3. Curva característica	50

IV. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1. Medições de sucção in situ	54
4.2. Ensaio de condutividade hidráulica	58
4.2.1. <i>Ensaio de campo com o permeâmetro de Guelph</i>	58
4.2.2. <i>Ensaio com piezômetros</i>	62
4.3. Ensaio de laboratório	67
4.3.1. <i>Ensaio com corpos de prova indeformados</i>	68
4.3.2. <i>Ensaio com corpos de prova remoldados</i>	69

V. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

5.1. Introdução	71
5.2. Definição da malha de elementos finitos utilizada	73
5.3. Simulação numérica do ensaio com o permeâmetro de Guelph	75
5.3.1. <i>Dados de entrada</i>	75
5.3.2. <i>Resultados das simulações dos ensaios com permeâmetro de Guelph</i>	76
5.3.3. <i>Comparação dos resultados numéricos com os dados experimentais</i>	81
5.4. Simulação numérica do ensaio de condutividade hidráulica com piezômetros	85
5.4.1. <i>Dados de entrada</i>	85
5.4.2. <i>Resultados das simulações numéricas dos ensaios com piezômetros</i>	86

VI. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1. Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica de campo	93
6.2. Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica de laboratório	98

6.3. Resultados das simulações numéricas	100
6.3.1. <i>Resultados das simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph</i>	100
6.3.2. <i>Resultados das simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros</i>	103
6.4. Forma da curva característica do solo estudada	104
VII. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA A CONTINUAÇÃO DA PESQUISA	
7.1. Conclusões	108
7.2. Sugestões para pesquisas futuras	112
VIII. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	– Percentagem de pedregulhos x condutividade hidráulica	5
Figura 2.2	– Efeito da umidade de compactação sobre a condutividade hidráulica	8
Figura 2.3	– Condutividade hidráulica x estrutura	9
Figura 2.4	– Efeito da temperatura na condutividade hidráulica	10
Figura 2.5	– Efeito de ciclos de congelamento sobre o coeficiente de condutividade hidráulica	11
Figura 2.6	– Avanço da interface ar – água empurrando a água para os vazios menores	12
Figura 2.7	– Variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a sucção mátrica	13
Figura 2.8	– Sistema de ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível	18
Figura 2.9	– Comparação de ensaios de condutividade hidráulica de laboratório	19
Figura 2.10	– Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph, realizados em solo residual de granito	22
Figura 2.11	– Esquema do permeâmetro de Guelph	24
Figura 2.12	– Fator de forma C, em função de H/a para ensaio com o permeâmetro de Guelph	27
Figura 2.13	– Esquema de um piezômetro escavado	29
Figura 2.14	– Proposições para o Fator F	32
Figura 2.15	– Esquema Transdutor IC	36
Figura 2.16	– Medição de sucção feita com o uso do transdutor IC	37
Figura 2.17	– Tensiômetro Delta-T Device, tipo SWT3	38
Figura 2.18	– Esquema do piezômetro/tensiômetro “flushing” do IC	40
Figura 2.19	– Esquema do copo poroso utilizado para instalação, em campo, do piezômetro/tensiômetro IC	41
Figura 2.20	– Parâmetros da curva característica	43
Figura 3.1	– Localização do talude estudado	46

Figura 3.2	– Curva granulométrica do solo do horizonte B	49
Figura 3.3	– Curva característica para o solo natural	51
Figura 3.4	– Curva característica para o solo remoldado	52
Figura 3.5	– Comparação das curvas características do solo estudado, nas condições natural e remoldado (ajustes conforme Fredlund e Xing, 1994)	53
Figura 4.1	– Medições de sucção com o Piezômetro/Tensiômetro do tipo Imperial College	55
Figura 4.2	– Medições de sucção no tensiômetro elétrico e no piezômetro/tensiômetro do tipo Imperial College	57
Figura 4.3	– Resultados dos ensaios com o permeâmetro de Guelph	59
Figura 4.4	– Variação da condutividade hidráulica não saturada com a sucção, determinada a partir dos ensaios com o permeâmetro de Guelph	61
Figura 4.5	– Determinação da vazão estabilizada no tempo infinito para os ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros (conforme Gibson, 1963)	66
Figura 4.6	– Ensaios de condutividade hidráulica de laboratório: corpos de prova indeformados	69
Figura 4.7	– Ensaios de laboratório, amostras remoldadas	70
Figura 5.1	– Malha de elementos finitos utilizada na simulação do ensaio de condutividade hidráulica com o piezômetro	74
Figura 5.2	– Curvas características utilizadas nas simulações numéricas	75
Figura 5.3	– Curvas de condutividade hidráulica versus sucção utilizadas nas simulações numéricas	76
Figura 5.4	– Simulação do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph, indicando-se o sentido, a direção e a magnitude dos vetores velocidade de fluxo, além do valor da vazão que infiltra ao longo da seção indicada, para a carga hidráulica de 20 cm, após 60 minutos de ensaio	78
Figura 5.5	– Resultado da simulação do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph: posição da frente de saturação e distribuição de pressões para a carga hidráulica de 20 cm, após 60 minutos	79
Figura 5.6	– Resultado da simulação do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph: distribuição de gradientes hidráulicos para a carga hidráulica de 20 cm, após 60 minutos de ensaio	80

Figura 5.7	– Comparação das simulações numéricas com os resultados experimentais para o ensaio com o Permeâmetro de Guelph	81
Figura 5.8	– Comparação das simulações numéricas com os resultados experimentais para o ensaio com o Permeâmetro de Guelph com diferentes condições iniciais e de curva característica	83
Figura 5.9	– Resultados das simulações numéricas para os ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros	87
Figura 5.10	– Detalhe das curvas Q versus $\frac{1}{\sqrt{t}}$ obtidas das simulações numéricas para os ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros	88
Figura 5.11	– Direção e sentido do fluxo e posição da frente de saturação para as simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros	89
Figura 5.12	– Distribuição de pressões para as simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros	90
Figura 5.13	– Distribuição de gradientes hidráulicos para as simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros	91
Figura 6.1	– Solo residual de arenito Botucatu (Vila Scharlau): variação de k_{fs} com a profundidade	94
Figura 6.2	– Ensaio de condutividade hidráulica de laboratório com solo arenoso fino: variação do coeficiente de condutividade hidráulica com o tempo, para diferentes gradientes hidráulicos aplicados	99
Figura 6.3	– Influência da estrutura de um solo compactado sobre a curva característica	105
Figura 6.4	– Curvas de variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a sucção, estimadas para o solo do horizonte B de São Sebastião do Caí	107

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1	- Equações empíricas propostas para relacionar a condutividade hidráulica não saturada e a sucção	14
Quadro 2.2	- Ensaios de Laboratório com permeâmetros de parede rígida	16
Quadro 2.3	- Vantagens e desvantagens relativas entre ensaios de condutividade hidráulica com parede flexível e parede rígida	19
Quadro 2.4	- Proposições para o parâmetro m	32
Quadro 2.5	- Curvas de calibração de dois papéis-filtro, expressas em termos de sucção versus teor de umidade do papel filtro	35
Quadro 2.6	- Características técnicas do tensiômetro comercializado pela empresa Delta-T Devices	39
Quadro 2.7	- Equações para a curva característica	42
Quadro 3.1	- Índices físicos do horizonte B	48
Quadro 3.2	- Resumo da granulometria do horizonte B	49
Quadro 4.1	- Vazões estabilizadas para os ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph – ($10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$)	60
Quadro 4.2	- Parâmetro "C" para cálculo dos ensaios	60
Quadro 4.3	- Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph	61
Quadro 4.4	- Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros	66
Quadro 5.1	- Programa adicional de simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph	82
Quadro 5.2	- Ensaios com o permeâmetro de Guelph: vazões infiltradas no tempo de 60 minutos ($10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$)	84
Quadro 6.1	- Resultados para os ensaios de condutividade hidráulica de campo	93
Quadro 6.2	- Vantagens e desvantagens associadas à utilização dos equipamentos de ensaio de condutividade hidráulica de campo	96
Quadro 6.3	- Comparação entre os valores de vazão estabilizada numpara os ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros	103

LISTA DE SÍMBOLOS

- q - vazão de infiltração
- μ - coeficiente de viscosidade cinemática
- θ - teor de umidade volumétrico
- λ - índice de distribuição de poros
- Θ - teor de umidade nomalizado
- ψ' - razão sucção do solo por peso específico da água, carga de pressão
- ψ_b - valor de sucção correspondente a entrada de ar no solo
- ∂h - perda de carga diferencial
- Δh - perda de carga hidráulica
- ∂h_w - perda de carga diferencial devido ao fluxo d'água
- ψ_i - valor de sucção no ponto de inflexão da curva característica
- θ_i - teor de umidade volumétrica correspondente ao ponto de inflexão na curva característica
- ∂l - comprimento diferencial de fluxo
- θ_L - menor valor de teor de umidade volumétrico na curva característica
- ψ_p - valor de sucção correspondente ao ponto de teor de umidade zero sobre o prolongamento da reta de inflexão na cura característica
- ψ_r - valor de sucção residual na curva característica
- θ_r - teor de umidade volumétrica residual na curva característica
- Δt - intervalo de tempo
- ρ_w - densidade da água
- ∂y - comprimento diferencial ao longo da direção y
- A - área transversal de fluxo

- a - área transversal do "U" de mercúrio
- A_a - área transversal da amostra ensaiada em laboratório
- a_f - raio do furo de sondagem
- C - fator de forma do ensaio com o permeâmetro de Guelph
- C_c - coeficiente de curvatura
- C_k - fator de forma da equação de Kozeny e Carman
- C_u - coeficiente de uniformidade
- d - diâmetro interno do "U" de mercúrio
- D_{10} - diâmetro equivalente à percentagem de 10 % das partículas
- D_{30} - diâmetro equivalente à percentagem de 30 % das partículas
- D_{60} - diâmetro equivalente à percentagem de 60 % das partículas
- D_f - diâmetro do filtro de areia no ensaio com piezômetros
- dq_w - componente da vazão d'água na direção de fluxo
- D_s - diâmetro característico das partículas do solo
- e - índice de vazios
- F - fator de forma de Hvorslev
- g - aceleração da gravidade
- h_f - carga hidráulica final
- h_i - carga hidráulica inicial
- H_i - carga hidráulica no ensaio com o permeâmetro de Guelph no estagio "i"
- i - gradiente hidráulico
- K - coeficiente de permeabilidade intrínseco
- k - coeficiente de condutividade hidráulica não saturado
- k^l - coeficiente de condutividade hidráulica saturado da Lei de Darcy
- k_0 - fator de tortuosidade de fluxo
- k_c - coeficiente de condutividade hidráulica calculado por modelo estatístico

k_{fs} - coeficiente de condutividade hidráulica saturado de campo

k_s - coeficiente de condutividade hidráulica saturado, de laboratório

k_w - coeficiente de condutividade hidráulica com respeito a fase água

L - comprimento de fluxo ao longo do qual se dá a perda de carga Δh

L_a - comprimento da amostra ensaiada em laboratório

L_f - comprimento do filtro de areia no ensaio com piezômetros

L_{Hg} - comprimento da coluna de mercúrio

Q - vazão total de fluxo

Q_f - vazão de água final no ensaio com o permeâmetro de Guelph

S - sucção no solo

S_e - superfície específica do solo

T - tensão superficial da água

u_a - poro pressão e ar

u_w - poro pressão de água

w_p - teor de umidade do papel filtro

α - parâmetro α de Gardner

ϕ_m - potencial mátrico de fluxo

γ - peso específico do fluido permeado

γ_{Hg} - peso específico do mercúrio

I. INTRODUÇÃO

Uma obra de engenharia geotécnica pressupõe a determinação de uma série de parâmetros do solo envolvido. Por exemplo, no projeto de uma fundação ou estrutura de contenção é imprescindível o conhecimento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, seja a resistência ao cisalhamento não drenada, no caso de argila saturada a curto prazo, ou o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno efetivos, a longo prazo. Por outro lado, obras geotécnicas que envolvem fluxo de água no interior do solo necessitam também o conhecimento do coeficiente de condutividade hidráulica. É o caso do projeto de barragens de terra ou de obras de estabilização de taludes. Deve-se também ressaltar que o coeficiente de condutividade hidráulica tem sido freqüentemente empregado na geotecnia ambiental. Nesta área, o rigor dos órgãos fiscalizadores tem exigido a elaboração de projetos geotécnicos cada vez mais detalhados. Exemplos desta aplicação são: seleção de áreas para a deposição de resíduos urbanos e o estudo de plumas de contaminação junto a tanques de combustíveis de postos de gasolina.

Vários ensaios de campo permitem a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica de solos. Entre estes, pode-se citar: ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros, ensaios de ponta aberta e ensaios com o Permeâmetro de Guelph. A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica também pode ser feita em laboratório utilizando permeômetros de parede rígida e de parede flexível. A principal vantagem dos ensaios de campo sobre os ensaios de laboratório é que evitam problemas de amostragem e incorporam mais adequadamente efeitos de escala e anisotropia.

Esta dissertação tem por objetivo comparar dois tipos de ensaios de condutividade hidráulica de campo: ensaios com piezômetros e ensaios com o Permeâmetro de Guelph. O objetivo é avaliar o desempenho de cada equipamento. Além disso, buscou-se investigar com estes ensaios a influência da macro-estrutura sobre o comportamento hidráulico do solo natural, nas condições saturada e não saturada.

Assim sendo, foram realizados: (a) medições de sucção em campo, (b) determinação da curva característica em laboratório, para o solo nas condições indeformada e remoldada, (c) ensaios de condutividade hidráulica de campo com

piezômetros e com o Permeâmetro de Guelph e (d) ensaios de condutividade hidráulica de laboratório utilizando o permeâmetro de parede flexível, com corpos de prova tanto indeformados como remoldados.

Além disso, foram realizadas simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica de campo. O objetivo era a avaliação mais específica (a) do sentido, direção e intensidade do fluxo de água no solo, (b) da distribuição de poro-pressões e sucções e (c) da distribuição de gradientes hidráulicos. As simulações numéricas destes ensaios de campo foram realizadas utilizando um programa de elementos finitos, para fluxo axissimétrico, transiente, em solo saturado ou não saturado.

Os dados experimentais e os resultados das simulações numéricas obtidos nesta dissertação são apresentados conforme a seguinte estrutura:

- no capítulo 2, de revisão bibliográfica, são levantadas as informações disponíveis na literatura sobre teorias do fluxo de água em solos, fatores que interferem no comportamento hidráulico dos solos e técnicas experimentais existentes para ensaios de campo e laboratório;
- no capítulo 3, são apresentados resultados de ensaios de caracterização do solo investigado, como a análise granulométrica, os índices físicos, os limites de Atterberg e as curvas características deste solo, nas condições indeformada e remoldada;
- o capítulo 4 apresenta os dados experimentais obtidos na campanha de ensaios de condutividade hidráulica de campo e laboratório, além da medição de sucção em campo;
- no capítulo 5, são mostrados os resultados obtidos com as simulações numéricas utilizando o programa de elementos finitos e são feitas algumas comparações iniciais com os dados experimentais;
- no capítulo 6, são realizadas a análise e a discussão aprofundada de todos os resultados obtidos nesta dissertação;
- o capítulo 7 apresenta as conclusões obtidas nesta dissertação e as sugestões para a continuação deste estudo.

II. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Condutividade hidráulica

Define-se coeficiente de condutividade hidráulica como o coeficiente de proporcionalidade da conhecida Lei de Darcy de fluxo de água em solos:

$$q = k' \frac{\partial h}{\partial l} \cdot A \quad [2.1]$$

onde:

q = vazão

k' = coeficiente de condutividade hidráulica

i = gradiente hidráulico [= $\partial h / \partial l$]

∂h = perda de carga [m] devido ao fluxo ao longo do comprimento ∂l

A = área transversal de fluxo

Engenheiros civis algumas vezes denominam o coeficiente k , da equação 2.1, de Coeficiente de Permeabilidade. Contudo, no meio científico de geotecnia, utiliza-se o termo condutividade hidráulica tendo em vista que o coeficiente de proporcionalidade da Lei de Darcy é análogo a outros coeficientes que descrevem outros fenômenos físicos de condução (Daniel, 1994). Além do mais, evita-se a confusão com outro coeficiente, o de Permeabilidade Intrínseca, que aparece na equação 2.3. Sendo assim, a denominação Coeficiente de Condutividade Hidráulica é a adotada também para esta dissertação, em lugar de Coeficiente de Permeabilidade.

2.1.1. Fatores que influenciam a condutividade hidráulica

Um grande número de fatores influenciam o coeficiente de condutividade hidráulica de um solo. A busca de uma forma fechada para a estimativa desse parâmetro tem-se mostrado difícil. Uma proposta feita por Kozeny e posteriormente modificada por Carman (Kozeny, 1927 e Carman, 1956) mostra alguns desses fatores:

$$k^l = \frac{1}{k_0 \cdot S_e^2} \cdot \frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{e^3}{(1+e)} \quad [2.2]$$

onde:

S_e = superfície específica do solo

k_0 = fator de tortuosidade do fluxo

μ = viscosidade do fluido

γ = peso específico do fluido

e = índice de vazios

k^l = coeficiente de condutividade hidráulica

Uma maneira de excluir dessa equação a influência do fluido é expressar a condutividade hidráulica em termos de permeabilidade específica ou intrínseca, dada por:

$$K = k^l \cdot \frac{\mu}{\gamma} \quad [2.3]$$

onde:

K = coeficiente de permeabilidade intrínseca

De um modo geral, o solo influencia a condutividade hidráulica segundo suas características de: *tamanho da partícula, índice de vazios, composição da fração argila, estrutura (incluindo efeitos de escala e anisotropia), temperatura e grau de saturação*. A equação 2.2 considera somente os fatores tamanho das partículas (expresso em S_e) e índice de vazios (e). Os outros fatores são envolvidos indiretamente ou ignorados.

a) Tamanho das partículas

O coeficiente de condutividade hidráulica aumenta com o tamanho das partículas do solo ou a correspondente diminuição de superfície específica. Discutindo esta influência, Lee et al (1983) apresentam a equação 2.4, baseada na equação original de Kozeny e Carman. Um diâmetro característico de partículas está explicitado nesta equação em lugar da superfície específica. Note que o coeficiente de condutividade hidráulica varia diretamente com o quadrado deste diâmetro característico. No entanto, esta relação é influenciada pela forma da curva granulométrica do solo.

$$k' = D_s^2 \cdot \frac{\gamma \cdot e^3}{\mu \cdot (1 + e)} \cdot C_k \quad [2.4]$$

onde: D_s = diâmetro característico das partículas
 γ = peso específico do fluido
 μ = coeficiente de viscosidade cinemática do fluido
 e = índice de vazios
 C_k = fator de forma

Já Hazen, citado por Lambe e Whitman (1979), propõe para solos granulares simplesmente:

$$k' = 100 \cdot D_{10}^2 \quad (k' = \text{cm/s e } D_{10} = \text{cm}) \quad [2.5]$$

onde D_{10} é o diâmetro efetivo, obtido da curva granulométrica

Solos com curva granulométrica descontínua apresentam comportamento diferenciado. Shelley e Daniel (1993) discutem os efeitos da presença de pedregulhos na condutividade hidráulica de solos compactados e a figura 2.1 mostra os resultados obtidos por estes autores. Estes resultados mostram que numa percentagem inferior a 60 % o pedregulho não influi na condutividade hidráulica da mistura com argila caolinita compactada.

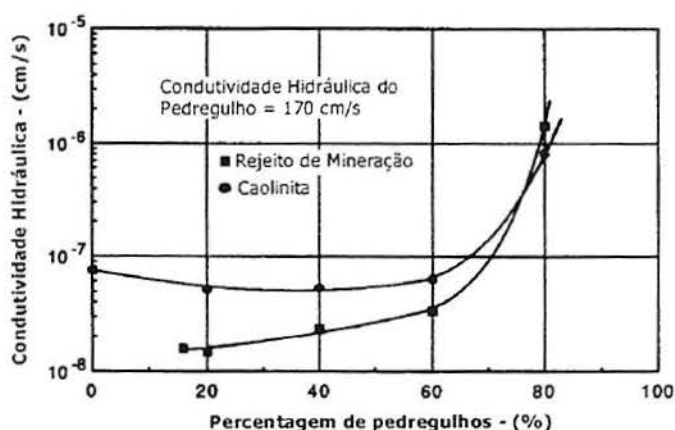


Figura 2.1 - Percentagem de pedregulhos x condutividade hidráulica Shelley e Daniel (1993)

A outra mistura estudada, envolvendo pedregulho e um resíduo de mineração, também mostra comportamento semelhante. A partir de uma percentagem de 60 % de pedregulho a condutividade hidráulica aumenta em até dez vezes. A explicação para este comportamento leva em consideração a macroestrutura do solo, a ser discutida no item d.

b) Índice de vazios

Nas equações 2.2 e 2.4 o índice de vazios aparece explicitamente numa função que envolve a razão ($\frac{e^3}{1+e}$), indicando uma forte influência sobre k^l . Valores de coeficiente de condutividade hidráulica para vários tipos de solo, em função do índice de vazios, foram obtidos experimentalmente por Lambe e Whitman (1979). Com estes resultados, os autores confirmam a seguinte regra geral: um aumento no índice de vazios causa um aumento da condutividade hidráulica.

c) Composição da fração argilosa

Quanto à influência da composição mineralógica sobre o coeficiente de condutividade hidráulica, Mitchell (1993) mostra que, para o caso de solos argilosos, na mesma umidade, tem-se: $k^l_{\text{caolinita}} > k^l_{\text{ilita}} > k^l_{\text{esmectita}}$. Esta influência é consistente com as diferenças de superfície específica apresentada por estes minerais argílicos. Além disso, a montmorilonita sódica apresenta menor coeficiente de condutividade hidráulica que a cálcica, indicando a influência do tipo de cátion trocável presente na argila, com o efeito importante nas dimensões da sua dupla camada iônica.

d) Estrutura

Um dos objetivos desta dissertação é estudar a influência da estrutura natural do solo sobre a condutividade hidráulica. Sendo assim, é importante que se defina o que será considerado como solo estruturado. Por estrutura entende-se a característica física do solo expressa pelo tamanho, forma e arranjo das partículas e dos respectivos vazios, considerando-se não só as partículas individuais de areia, silte e argila, mas também as partículas compostas, isto é, os agregados estruturais, grumos e torrões, separados entre si por vazios ou fissuramento natural. Rowe (1972) discute a influência da macroestrutura nas propriedades geotécnicas do solo.

Há crescente evidência experimental que a influência da estrutura do solo na condutividade hidráulica do solo é muito importante. Daniel e Trautwein (1986) afirmam ser conveniente introduzir os termos microporabilidade e macroporabilidade. A primeira é associada com o fluxo através dos vazios entre as partículas do solo, isto é, com a microestrutura do solo. A segunda, refere-se à condutividade hidráulica em maior escala, sendo governada por características tais como trincas, canais gerados por raízes de plantas, fissuras, "slickensides" e lentes de material mais permeável (lente de areia em massa argilosa), isto é, a macroestrutura do solo. Dois exemplos são discutidos a seguir.

Para explicar a variação da condutividade hidráulica de solos argilosos compactados com a umidade de compactação foram propostas duas teorias. Estas teorias pretendem explicar a influência da umidade de compactação sobre a condutividade hidráulica considerando diferenças na estrutura do solo. A primeira teoria foi originalmente desenvolvida por Lambe (1958), concluindo que as partículas de argila são arranjadas numa microestrutura floculada, quando no ramo seco da curva de compactação, e numa microestrutura dispersa quando no ramo úmido. Sendo assim, Lambe (1958) afirma que existem vazios maiores na microestrutura floculada e a condutividade hidráulica por esse motivo é maior. A segunda teoria, proposta originalmente por Olsen (1966) considera a macroestrutura do solo. Esta teoria afirma que, para argilas compactadas, o fluxo de água ocorre preferencialmente no interior de poros relativamente grandes, localizados entre os torrões de argila (macroporos). Estes torrões, quando mais úmidos (ramo úmido da curva de compactação) são mais fáceis de serem remoldados do que quando secos (ramo seco da curva de compactação). Assim, quando a compactação é feita no ramo úmido, os torrões de argila são remoldados reduzindo os macroporos e levando a uma menor condutividade hidráulica. A figura 2.2 resume o efeito da umidade de compactação sobre a condutividade hidráulica de argilas compactadas.

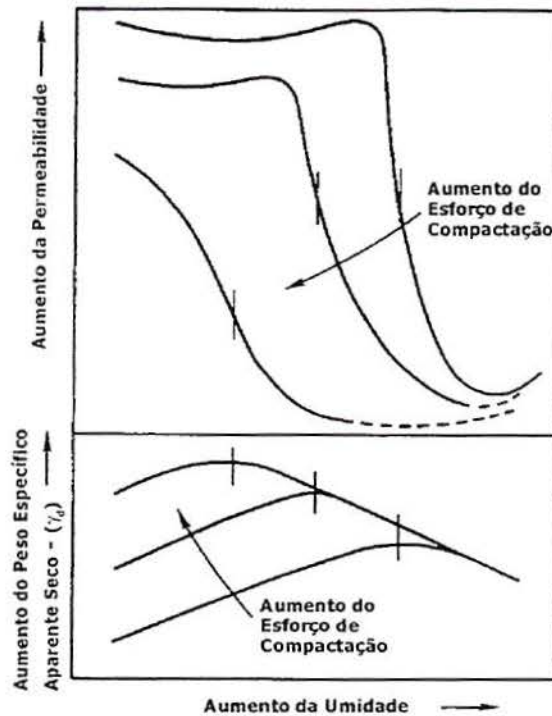


Figura 2.2 – Efeito da umidade de compactação sobre a condutividade hidráulica
Elsbury et al (1990)

Na figura 2.1, são consideradas diferentes misturas de argila com pedregulho que geram curvas granulométricas descontínuas. Até uma percentagem de 60% de pedregulhos, pode-se admitir que a condutividade hidráulica seja governada pela microestrutura da matriz argilosa. A presença de pedregulhos em percentagem maior do que 60% faz com que a condutividade hidráulica da mistura seja comandada pela sua macroestrutura, ou seja, pelos macro poros que então surgem entre a matriz argilosa e os pedregulhos.

Não há ainda na engenharia geotécnica uma classificação perfeitamente estabelecida para a macro estrutura do solo. Alguns termos eventualmente utilizados têm sua origem na área de ciências dos solos. Uma classificação para o solo em termos da forma de seus agregados estruturais é apresentada pelo Soil Survey Staff (1975). Os termos utilizados para definir a forma dos agregados são: laminares, prismáticos, colunares, anisoformes, granuloso e grumoso. Esta classificação leva em consideração também o diâmetro médio desses agregados de forma a classificá-los desde Muito Finos (diâmetros menores que 2 mm) a Muito Grosseiros (diâmetros maiores que 50 mm). Esta terminologia foi utilizada nesta dissertação.

Horn (1971) resume os efeitos da macroestrutura do solo sobre a condutividade hidráulica, com base na experiência na área de ciências dos solos, conforme mostrado na figura 2.3. Esta figura apresenta, de maneira geral, uma classificação dos solos em termos da condutividade hidráulica e macroestrutura, para a utilização em agronomia. Note a considerável diferença de condutividade hidráulica apresentada por um solo com diâmetro de partículas 0,075 mm, quando na condição de "com pobre estrutura mas altamente compactado" e na condição de "com boa estrutura e altamente floculado". Este autor define solo com boa estrutura como aquele que apresenta grumos e um grande fissuramento natural. Deve-se ressaltar que esta classificação tem valor qualitativo e não substitui a realização de ensaios específicos.

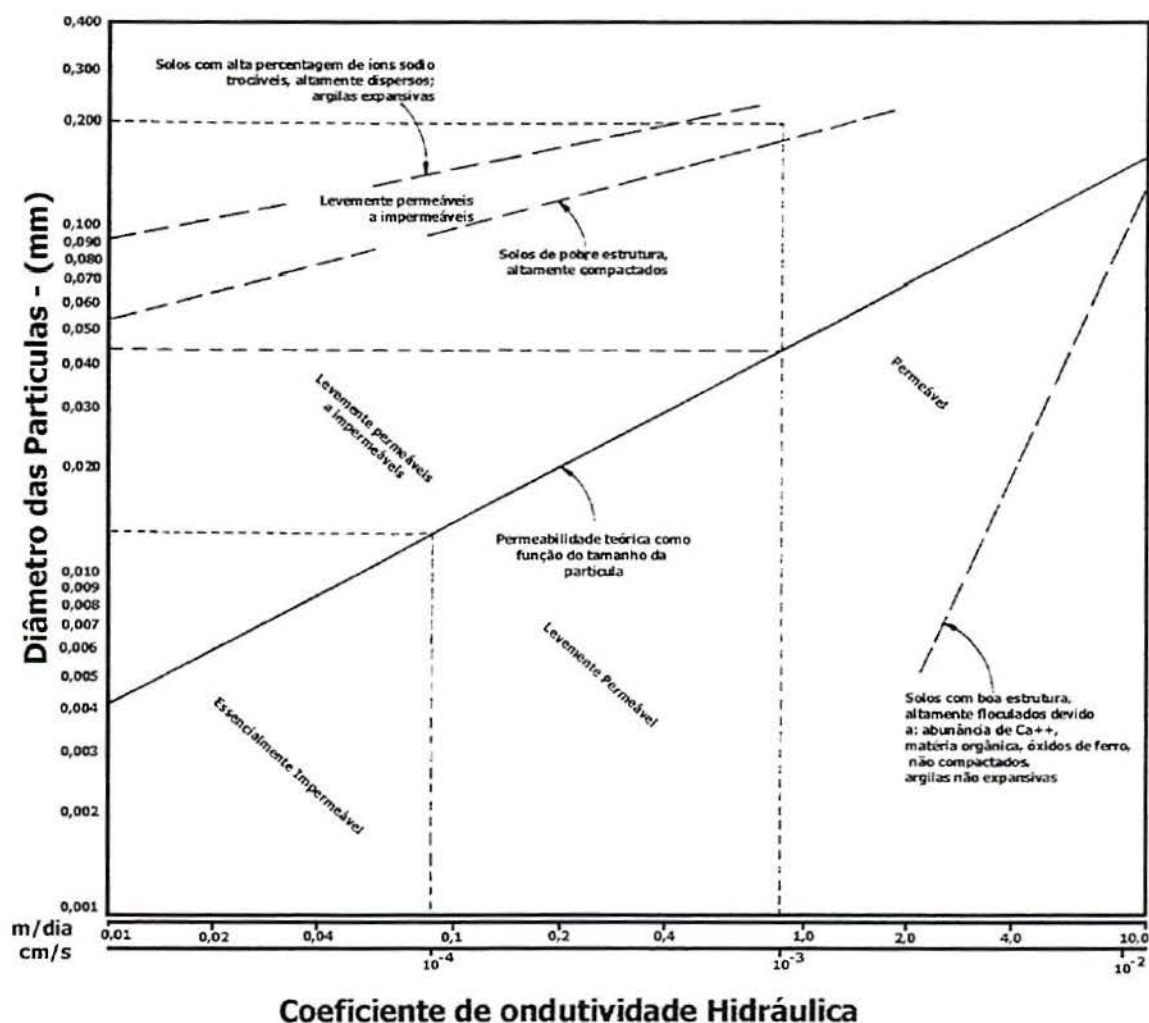


Figura 2.3 – Condutividade hidráulica x estrutura
Horn (1971)

e) Temperatura

A temperatura (T) influencia a viscosidade cinemática da água, sendo assim, influencia a condutividade hidráulica. Giakoumakis e Tsakiris (1990), apresentaram os resultados experimentais para areias mostrados na figura 2.4. Verifica-se que para uma dada umidade volumétrica, o aumento da temperatura produz um aumento no coeficiente de condutividade hidráulica.

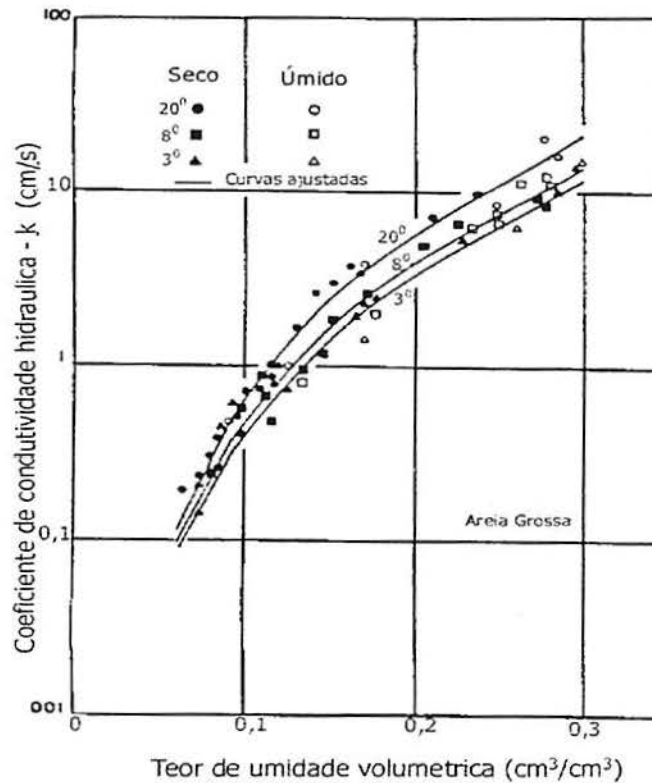


Figura 2.4 – Efeito da temperatura na condutividade hidráulica
Giakoumakis e Tsakiris (1990)

Em termos da influência da variação cíclica de temperatura sobre a condutividade hidráulica, Benson e Othman (1993) estudaram o efeito de ciclos de congelamento (figura 2.5). Estes autores descobriram que, sujeito a esses ciclos, o solo argiloso apresenta abertura de fissuras levando a um aumento considerável de k . Estes ciclos de temperatura estão portanto associados ao desenvolvimento da macroestrutura deste solo, com influência importante na condutividade hidráulica.

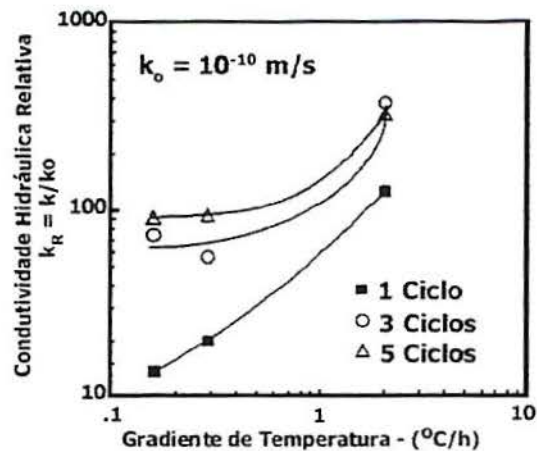


Figura 2.5 – Efeito de ciclos de congelamento sobre o coeficiente de condutividade hidráulica
Benson e Othman (1993)

2.1.2 Condutividade hidráulica não saturada

A influência do grau de saturação na condutividade hidráulica é tratada em maior detalhe nesta seção. Ao se referir à variação do grau de saturação é importante considerar todas as suas implicações, uma vez que o solo está sob condição não saturada. Neste caso, deve-se considerar outra variável importante que é a sucção, particularmente a sucção mátrica.

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), a análise de fluxo de água não saturado em solos requer uma lei para relacionar a vazão com uma energia potencial. Essa energia potencial pode ser expressa em função de gradientes de umidade, gradientes de sucção ou gradientes de carga hidráulica. Os autores sugerem que a lei de Darcy para fluxo de água no solo não saturado seja expressa como:

$$q_w = -k_w \cdot \frac{\partial h_w}{\partial y} \cdot A \quad [2.6]$$

onde:

q_w = componente de vazão na direção y

k_w = coeficiente de condutividade hidráulica com respeito à fase água líquida

$\partial h_w / \partial y$ = gradiente de carga hidráulica na direção y

Nota-se que a energia potencial considerada por esses autores, para o fluxo d'água num solo não saturado, está relacionada ao gradiente de carga hidráulica ($\frac{\partial h_w}{\partial y}$). Este gradiente é definido tanto em termos de poro pressão positiva como em termos de sucção.

Definido o coeficiente de condutividade hidráulica para o solo não saturado, análogo ao mesmo coeficiente para o solo saturado, pode-se discutir o quanto varia k_w com a variação da umidade do solo. À medida que o solo fica mais seco, ou seja, à medida que a umidade diminui, a sucção aumenta. Ao mesmo tempo, k_w diminui consideravelmente.

Num solo saturado, o coeficiente de condutividade hidráulica é função de todos os fatores discutidos na seção 2.1.1. Num solo não saturado, esse coeficiente é também significativamente afetado por variações combinadas de índice de vazios e grau de saturação, ambas associados a variações de sucção mátrica. Quando um solo torna-se progressivamente não saturado, o ar ocupa parte dos vazios maiores, deslocando a água para os vazios menores, aumentando a tortuosidade do fluxo. Um aumento na sucção mátrica leva a uma diminuição do volume de poros ocupado por água. Em outras palavras, a interface ar-água vai avançando pelos poros do solo ocupando o volume anterior da água. Isto pode ser visto graficamente na figura 2.6, onde em estágios crescentes de avanço (1 a 5), o ar ocupa progressivamente os vazios do solo.

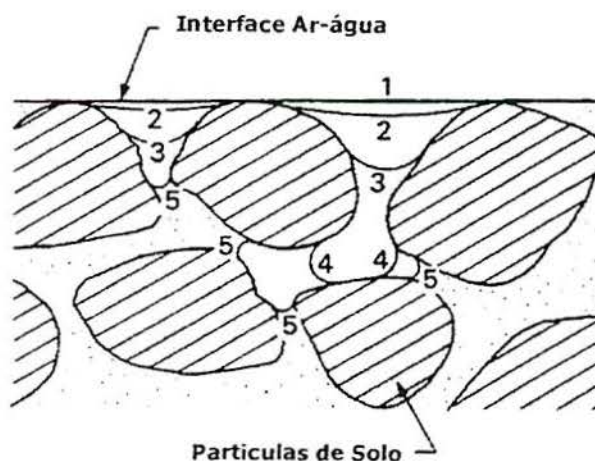


Figura 2.6 – Avanço da interface ar – água empurrando a água para os vazios menores
Fredlund e Rahardjo (1993)

Como resultado destes fenômenos, o coeficiente de condutividade hidráulica com respeito à fase água (k_w) diminui rapidamente à medida que o espaço disponível para o fluxo de água diminui.

A figura 2.7 mostra dados experimentais, para solo compactado, da variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a sucção mátrica (a *sucção mátrica* está relacionada a fenômenos de capilaridade e adsorção enquanto que a *sucção osmótica* está associada à presença de gradientes de concentração de sais; a *sucção total* é dada pela soma da sucção mátrica com a sucção osmótica). Nessa figura deve-se notar o fenômeno de histerese nas curvas de coeficiente de condutividade hidráulica versus sucção mátrica. A origem dessa histerese é discutida por Fredlund e Rahardjo (1993).

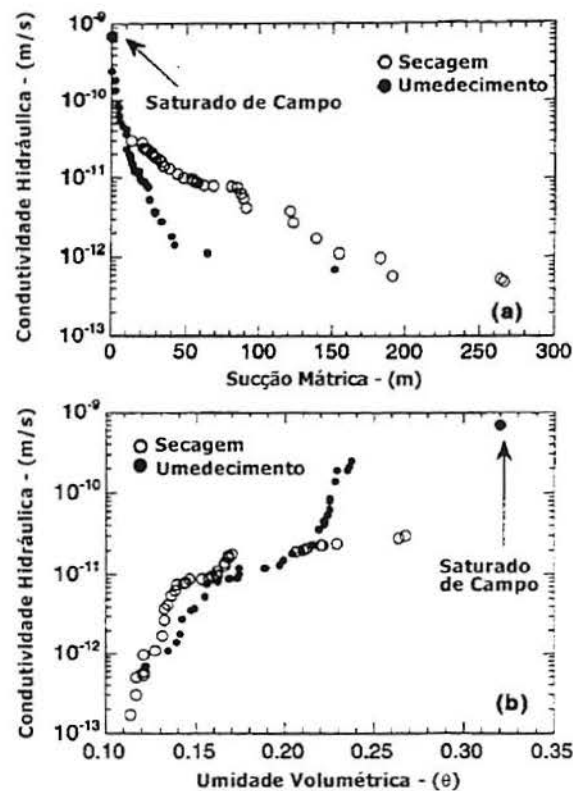


Figura 2.7 – Variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a sucção mátrica Meerdink et al (1996)

Por fim, a relação entre condutividade hidráulica de um solo não saturado e a sucção tem sido objeto de diversas pesquisas. O quadro 2.1 resume algumas equações empíricas sugeridas na literatura para descrever esta relação. Estas equações são úteis para a análise numérica do fluxo de água em solo não saturado.

Quadro 2.1 – Equações empíricas propostas para relacionar a condutividade hidráulica não saturada e a sucção

Equação	Referência	Descrição
$k_W = k \text{ para } (u_a - u_W) \leq (u_a - u_W)_b$ $k_W = k \left\{ \frac{(u_a - u_W)_b}{(u_a - u_W)} \right\}^\eta \text{ para:}$ $(u_a - u_W) > (u_a - u_W)_b$	[2.7] Brooks e Corey (1964)	$(u_a - u_W)_b =$ sucção equivalente a entrada de ar. $\eta = 2 + 3 \cdot \lambda$, λ = índice de distribuição de tamanho de poros.
$k_W = \frac{k}{1 + a \cdot \left\{ \frac{(u_a - u_W)}{\rho_W \cdot g} \right\}^\eta}$	[2.8] Gardner (1958a)	a, η = constantes ρ_W = densidade da água g = acel. da gravidade
$k_W = \frac{k}{\left\{ \frac{(u_a - u_W)}{(u_a - u_W)_b} \right\}^{\eta'} + 1}$	[2.9] Arbhahirama e Kridakom (1968) citado por Fredlund e Rahardjo	η' = constante
$k(\theta) = \frac{k}{kc} \cdot \frac{T^2 \cdot \rho_w \cdot g \cdot \theta_s^p}{\mu_w} \cdot \frac{\theta}{\theta_L} \int \frac{\theta - x}{S^2 \cdot x} dx$	[2.10] Fredlund et al (1994)	θ = umidade volumétrica*. T = tensão sup. água kc = coef. cond. hid. calculado por modelo estatístico. x = variável de integração S = Sucção do solo θ_L = menor valor de umidade volumétrica na curva característica
$k_W = k \cdot e^{-\alpha \cdot \psi}$	[2.11] Gardner (1958)	$\alpha = k / \phi_m$ ϕ_m = potencial mátrico de fluxo ψ = sucção/peso esp. água

modificado de Fredlund e Rahardjo (1994), * O teor de umidade volumétrica é o produto do grau de saturação pela porosidade do solo ($\theta = n \cdot S_r$).

2.2. Medição da condutividade hidráulica de solos

Diversos equipamentos têm sido utilizados para a investigação da condutividade hidráulica de solos em laboratório. Esses equipamentos normalmente são classificados em: permeâmetros de parede rígida e permeâmetros de parede flexível. Vários ensaios de campo também estão disponíveis: ensaios em cava, ensaios de ponta aberta, piezômetros e o permeâmetro de Guelph. Serão revisados com mais detalhe nesta seção dois tipos de ensaios de campo, os quais foram efetivamente utilizados nesta dissertação: o permeâmetro de Guelph e o piezômetro.

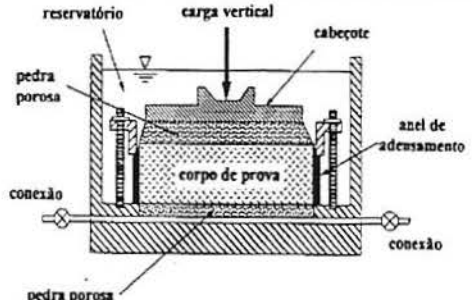
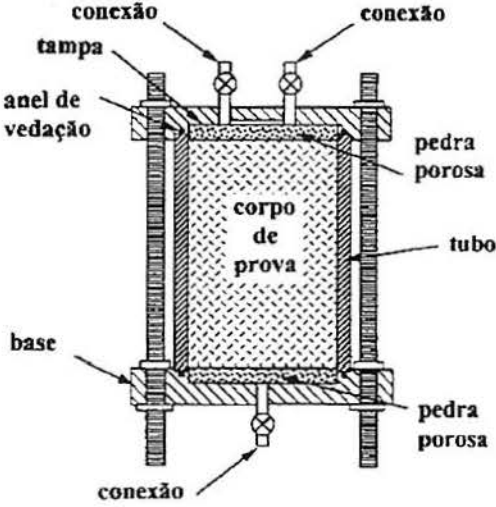
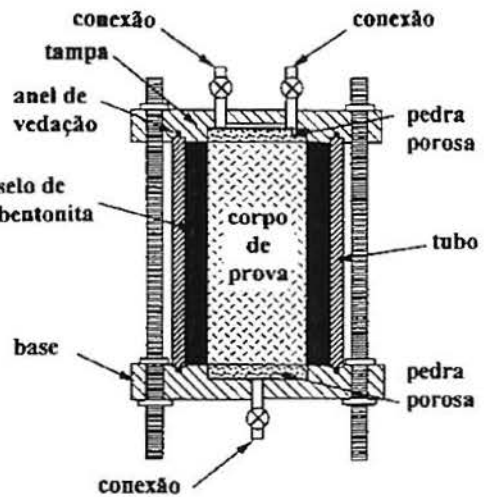
2.2.1. Ensaios de laboratório

Duas categorias de equipamentos de laboratório são freqüentemente utilizados para o estudo da condutividade hidráulica de solos: os permeâmetros de parede rígida, e os ensaios em câmara triaxial, também denominados permeâmetros de parede flexível. Daniel (1994) apresenta uma revisão detalhada destes equipamentos.

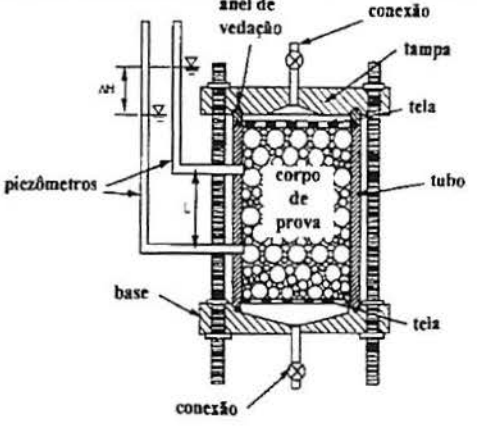
a) Permeâmetros de parede rígida.

Um permeâmetro de parede rígida consiste geralmente de um tubo que contém o corpo de prova cilíndrico a ser permeado. Este tubo é na maioria das vezes circular e construído com metal, plástico ou vidro (vidro tem sido utilizado em ensaios com fluidos que reagem com metal ou plástico). O fluido permeante atravessa o corpo de prova na direção axial, no sentido ascendente ou descendente. Esses ensaios podem ser realizados utilizando vários sistemas que são resumidos no quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Ensaios de Laboratório com permeâmetros de parede rígida

Tipo de Permeâmetro	Características do ensaio	Esquema do Equipamento
<p>Célula de adensamento utilizada como permeâmetro</p>	<ul style="list-style-type: none"> - utilizado para a determinação da variação de k com a tensão vertical efetiva. - problema de fluxo entre a amostra e a parede no caso de argilas pedregulhosas, rijas ou com $\sigma'_{v} < 50$ kPa. 	
<p>Permeâmetro utilizando cilindro de compactação</p>	<ul style="list-style-type: none"> - o cilindro de compactação é o tubo de parede rígida. - pedras porosas no topo e na base garantem o fluxo unidimensional. - não permite a expansão do solo, durante a saturação. - perda de carga pelo sistema (pedras porosas, conexões, etc.) deve ser insignificante quando comparada com a carga hidráulica aplicada, Δh. 	
<p>Permeâmetro com selamento anelar</p>	<ul style="list-style-type: none"> - executa-se um selamento entre a amostra e parede (geralmente com bentonita) para minimizar o fluxo entre a amostra e a parede. - a amostra tem diâmetro menor que o diâmetro do tubo. - deve-se esperar o tempo necessário para a expansão da bentonita (medir $Q_{\text{entrada}} \cong Q_{\text{saída}}$) 	

Quadro 2.2 - Ensaios de Laboratório com permeâmetros de parede rígida, cont.

Tipo de Permeâmetro	Características do ensaio	Esquema do Equipamento
Permeâmetro de parede rígida para solo granular	<ul style="list-style-type: none"> - substituição das pedras porosas por elemento bastante poroso. - no caso de ensaios com carga constante, sugere-se dois piezômetros para determinação mais precisa do gradiente hidráulico. 	

modificado de Daniel (1994)

b) Permeâmetros de parede flexível

O permeâmetro de parede flexível consiste em uma câmara triaxial simplificada. O corpo de prova ensaiado é confinado com discos porosos, no topo e na base, e envolvido lateralmente com uma membrana de latex. Um esquema desse sistema é mostrado na figura 2.8.

Após a instalação do corpo de prova, a câmara triaxial é preenchida com água e uma pressão de confinamento é aplicada, de modo a pressionar a membrana contra a superfície lateral do corpo de prova. A aplicação dessa pressão deve eliminar o fluxo de água entre as paredes do corpo de prova e a membrana. A sugestão de Daniel (1994) é que a pressão de confinamento efetiva seja maior do que 30 kPa.

Geralmente aplica-se contra-pressão no corpo de prova, de modo a conseguir uma maior eficiência no processo de saturação do solo. Essa contra-pressão causa a compressão e dissolução das bolhas de ar existentes no interior do solo, caso este esteja inicialmente não saturado. No entanto, sempre deve ser percolada água desaerada pelo corpo de prova antes da aplicação da contra-pressão com o objetivo de aumentar o grau de saturação. Isto reduz o nível de contra-pressão requerido para atingir a saturação do corpo de prova.

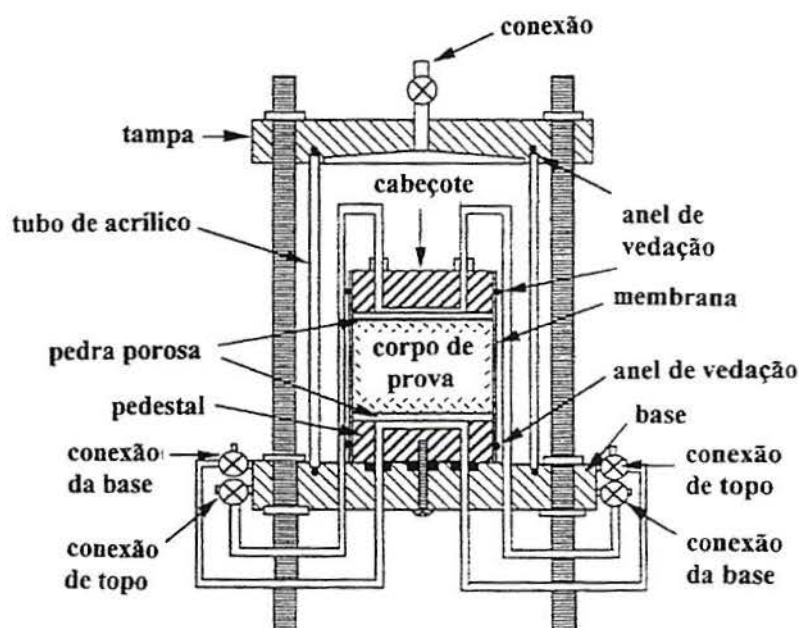


Figura 2.8 - Sistema de ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível
Daniel (1994)

Para verificar a saturação do corpo de prova, recomenda-se utilizar o teste do parâmetro $B = \Delta u / \Delta \sigma$, onde Δu é o acréscimo de poro-pressão medido no corpo de prova após um acréscimo de pressão de confinamento $\Delta \sigma$, aplicado em condições não drenadas. Admite-se geralmente que, para $B \geq 0,95$, o corpo de prova esteja saturado. Por outro lado, é importante o controle da tensão efetiva durante a fase da aplicação da contra-pressão devendo-se mantê-la dentro de limites aceitáveis, de modo a não causar adensamento ou expansão do corpo de prova ensaiado.

c) Comparação entre os ensaios de condutividade hidráulica de parede rígida e parede flexível.

As vantagens e desvantagens relativas de permeâmetros de parede flexível e parede rígida são também discutidas por Daniel (1994). Este autor apresentou uma comparação de resultados experimentais obtidos por vários pesquisadores utilizando ambos os equipamentos, mostrada na figura 2.9.

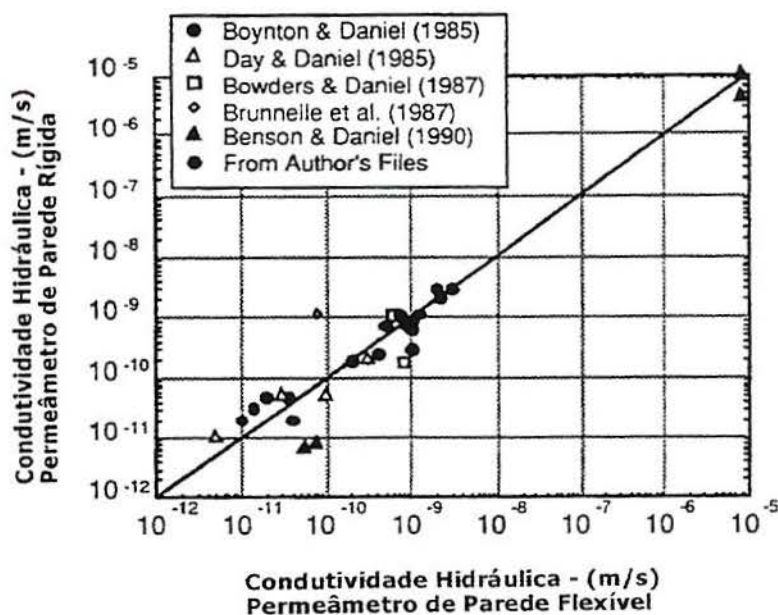


Figura 2.9 - Comparação de ensaios de condutividade hidráulica de laboratório Daniel (1994)

A figura 2.9 mostra que existe uma boa concordância entre os resultados obtidos com os dois tipos de equipamentos. As vantagens e desvantagens de um ou outro permeômetro estão resumidas no quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Vantagens e desvantagens relativas entre ensaios de condutividade hidráulica com parede flexível e parede rígida

Equipamento	Vantagens	Desvantagens
Permeômetro de parede flexível	<ul style="list-style-type: none"> - pode ser usada contra-pressão para saturar o corpo de prova. - O parâmetro B é um bom indicativo da saturação do corpo de prova. - pode-se controlar as tensões principais. - minimização do fluxo de água entre a membrana (parede) e o corpo de prova. - solos menos permeáveis podem ser ensaiados mais rapidamente, pela facilidade de saturação. 	<ul style="list-style-type: none"> - custo alto do equipamento. - requer a aplicação e controle de três pontos de pressão (entrada, saída, confinamento). - problemas com a estabilidade química entre a membrana e o fluido permeado. - operação mais complicada. - dificuldades para a execução de ensaios com tensões efetivas baixas.

Quadro 2.3 - Vantagens e desvantagens relativas entre ensaios de condutividade hidráulica com parede flexível e parede rígida

Equipamento	Vantagens	Desvantagens
Permeâmetro de parede rígida	<ul style="list-style-type: none"> - simplicidade de montagem e operação. - baixo custo. - pode-se construir permeâmetros de grande tamanho. - a estabilidade química entre o fluido permeado e as paredes do permeâmetro pode ser obtida com a variação do material empregado na fabricação. - pode-se aplicar tensão vertical zero. - possível a expansão vertical do solo. 	<ul style="list-style-type: none"> - possibilidade de fluxo entre a parede do permeâmetro e a amostra. - não permite controle de tensão horizontal. - com a contração do corpo de prova haverá fluxo entre a amostra e a parede. - não é possível confirmar a saturação via parâmetro B. - ensaios demorados para materiais com baixa permeabilidade.

modificado de Daniel (1994)

d) Sistema de aplicação da carga hidráulica

Os ensaios de laboratório podem ser realizados com carga constante ou variável. Ensaios com carga constante são preferivelmente realizados utilizando-se um vaso de Mariotte (mede-se então o volume de água que percola pelo corpo de prova durante um determinado intervalo de tempo). Alternativamente pode-se manter os níveis d'água, na entrada e na saída do permeâmetro percolando progressivamente volumes de água conhecidos, (mede-se então o tempo necessário para percolar esse volume conhecido pelo corpo de prova). Para o ensaio com carga constante, a determinação de k é feita diretamente da lei de Darcy através da equação:

$$k_s = \frac{Q}{\frac{\Delta h}{L} \cdot A} \quad [2.12]$$

onde cada termo está definido conforme foi mostrado na equação 2.1 e k_s é o coeficiente de condutividade hidráulica experimental.

Em ensaios com carga variável, a carga hidráulica aplicada na entrada do permeâmetro diminui com o tempo. No ensaio convencional permite-se a queda do nível d'água de entrada e mantêm-se o nível de saída constante. No ensaio de carga variável a equação abaixo pode ser utilizada para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica.

$$k_s = 2,3 \cdot \left[\frac{(a \cdot L)}{(A \cdot \Delta t)} \right] \cdot \log\left(\frac{h_i}{h_f}\right) \quad [2.13]$$

onde:

A = área transversal da amostra

L = altura da amostra

Δt = intervalo de tempo durante o qual o nível d'água cai de h_i para h_f

h_i, h_f = carga hidráulica inicial e final, respectivamente.

Alternativamente, quando a aplicação da carga hidráulica é realizada com a utilização de um sistema de "U de mercúrio" (Bjerrum e Huder, 1957), a equação 2.14 é utilizada:

$$k_s = \frac{d \cdot L_a \cdot \gamma_w}{A \cdot (\gamma_{Hg} - \gamma_w) \cdot L_{Hg}} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad [2.14]$$

onde:

d = diâmetro interno do tubo de mercúrio

A = área transversal da amostra

L_a = comprimento da amostra

L_{Hg} = comprimento da coluna de mercúrio

Δh = deslocamento da coluna de mercúrio

Δt = intervalo de tempo para que ocorresse o deslocamento na coluna de Hg

γ_{Hg} = peso específico do mercúrio

Os ensaios de laboratório realizados nesta dissertação utilizaram permeâmetros de parede flexível. Tanto ensaios de carga constante como ensaios de carga variável foram realizados, conforme será discutido na seção 4.3.

2.2.2. Ensaios de campo

a) Permeâmetro de Guelph

O permeâmetro de Guelph é um equipamento para ensaios de condutividade hidráulica desenvolvido na Universidade de Guelph, no Canadá, por Reynolds et al (1983). Esse equipamento foi introduzido no Brasil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, conforme Campos et al (1992) e Campos (1993). No Rio Grande do Sul os primeiros ensaios com este equipamento foram realizados por Cunha (1997).

O permeâmetro de Guelph permite a estimativa do coeficiente de condutividade hidráulica não saturado "k", a partir da medição do coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo k_{fs} e do potencial mátrico de fluxo ϕ_m . Na figura 2.10, são apresentados resultados típicos, em solo residual de granito, obtidos com o permeâmetro de Guelph por Cunha (1997).

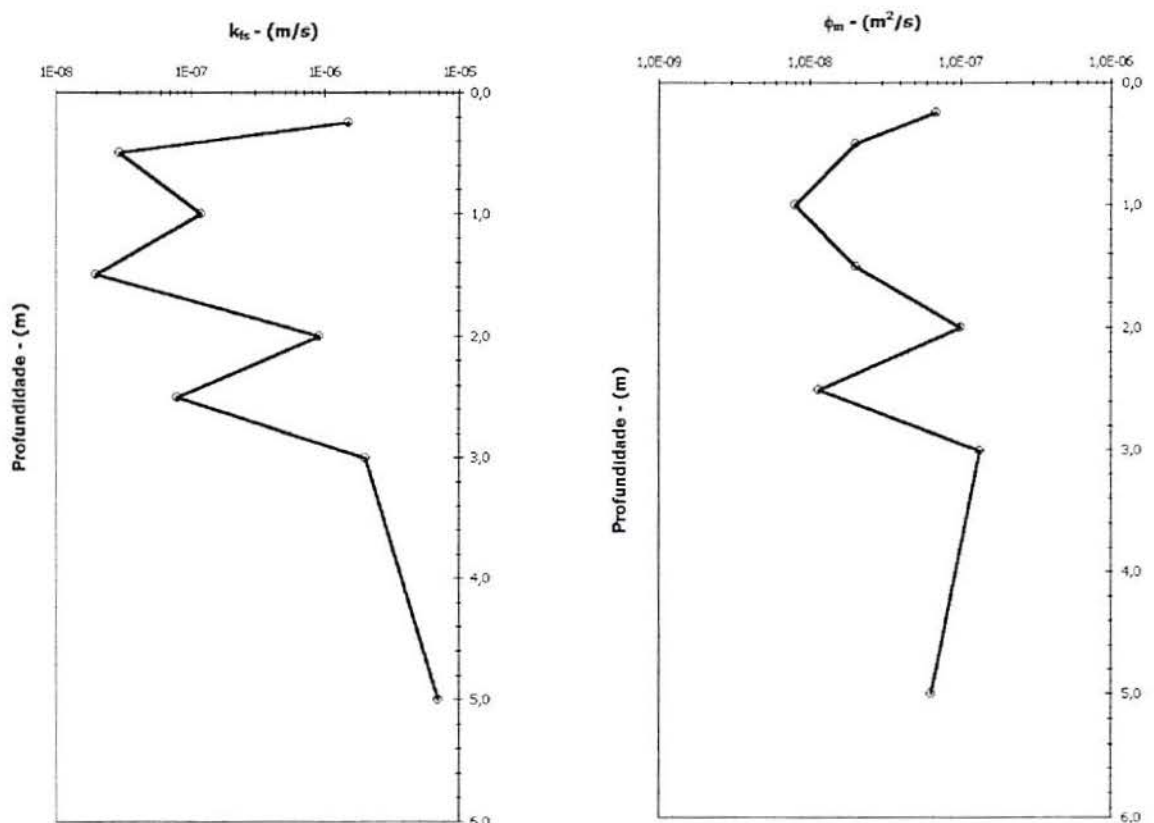


Figura 2.10 – Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph, realizados em solo residual de granito
Cunha (1997)

Descrição do permeâmetro de Guelph

O permeâmetro de Guelph, cujo esquema é mostrado na figura 2.11, é essencialmente um vaso de Mariotte formado com tubos de acrílico concêntricos. Este permeâmetro se divide em três partes:

- > um tubo central aberto à atmosfera, (tubo de ar);
- > um tubo de suporte que conecta o reservatório de água ao furo de sondagem ensaiado. A base deste tubo contém um elemento perfurado para diminuir a turbulência na saída da água imediatamente após a aplicação de cada estágio de carga;
- > um reservatório de água que possui duas partes: um reservatório interno, com escala graduada, que é utilizado para a medição do volume de água infiltrado durante ensaios em solos de baixa permeabilidade, e um reservatório externo que é conectado ao reservatório interno para a utilização em ensaios em solos com alta permeabilidade.

O permeâmetro de Guelph foi desenvolvido para permitir medições de k_f na faixa compreendida entre 10^{-2} m/s e 10^{-8} m/s. A profundidade máxima de ensaio é admitida em 6,0 m, conforme o manual de instruções do equipamento (Soil Moisture Equipment Corp., 1991).

Procedimento de ensaio

Conforme Soil Moisture Equipment Corp. (1991) e Campos et al (1992), o procedimento de ensaio com o permeâmetro de Guelph consiste basicamente de quatro etapas: *execução do furo de sondagem, montagem do permeâmetro, realização do ensaio, interpretação dos resultados.*

Na primeira etapa, um furo de sondagem de 60 mm de diâmetro é executado com um trado concha, que faz parte do conjunto do equipamento. Atingida a profundidade pretendida, um trado de limpeza é utilizado para limpar e regularizar o fundo do furo. Para minimizar o possível amolgamento das paredes do furo, causado pela utilização dos trados concha e de limpeza, utiliza-se uma escova de nylon para escarificar a parede.

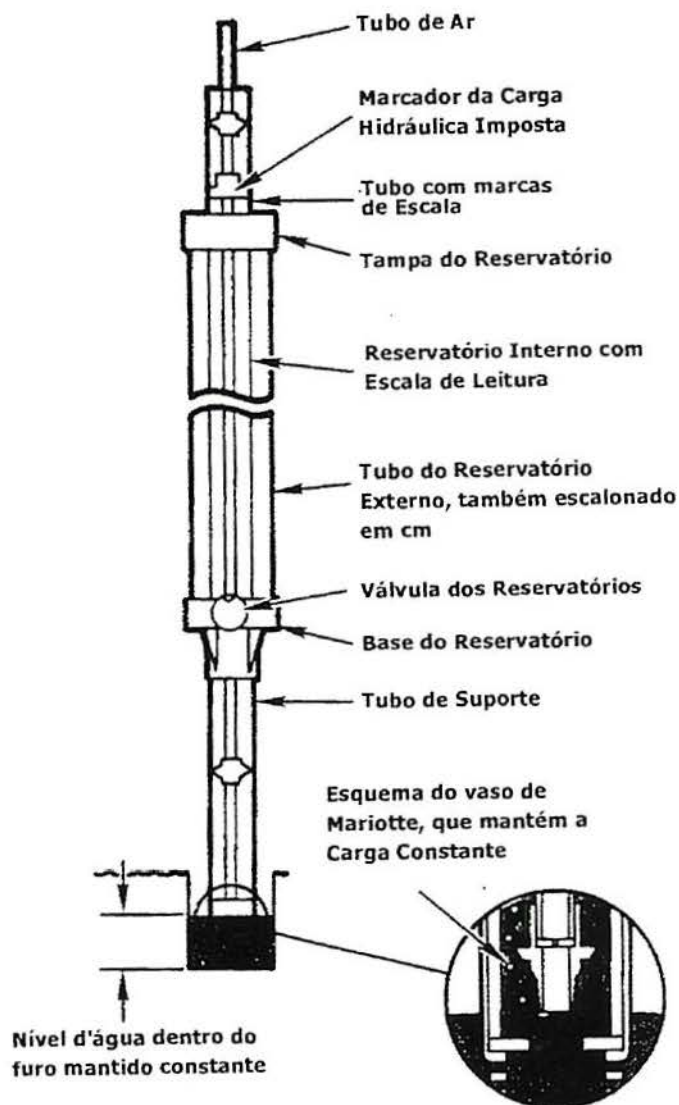


Figura 2.11 - Esquema do permeâmetro de Guelph
Manual de Instruções do Equipamento, Soil Moisture Equipment Corp. (1991)

A montagem do permeâmetro de Guelph é bastante simples. Inicialmente, conecta-se as extensões dos tubos de ar e suporte para que alcancem a profundidade de ensaio. Monta-se, então, o conjunto de extensões ao corpo do permeâmetro e introduz-se este conjunto dentro do furo de sondagem preparado. A seguir, os reservatórios de água do permeâmetro são preenchidos. Fecha-se então a entrada de água e aplica-se vácuo parcial dentro dos reservatórios por meio de uma bomba manual de vácuo, a qual é conectada a uma entrada de ar no topo do permeâmetro.

Para iniciar o ensaio, o tubo de ar (figura 2.11) é levantado lentamente até que sua extremidade inferior esteja a uma altura do fundo do furo de sondagem igual à carga hidráulica que se deseja aplicar. Esse procedimento faz com que se estabeleça uma lâmina d'água dentro do furo. Espera-se, então, a equalização de pressões no sistema. Isto é indicado pelo surgimento de bolhas de ar a intervalos de tempo uniformes nos reservatórios do permeâmetro.

A queda do nível d'água, dentro dos reservatórios, indica o volume de água que infiltra no solo. O vaso de Mariotte mantém o nível d'água constante dentro do furo: à medida que a água infiltra no solo e o nível d'água dentro do furo é rebaixado, surgem bolhas de ar na extremidade do tubo de ar (pressão atmosférica). Essas bolhas sobem para os reservatórios do permeâmetro, diminuindo parte do vácuo existente e permitindo que o nível d'água caia. O volume de água liberado dos reservatórios restabelece portanto o nível d'água dentro do furo.

Interpretação do Ensaio

De acordo com Philip (1969), o fluxo de água através das paredes de um furo cilíndrico aberto num meio poroso não saturado, homogêneo e isotrópico, no qual é mantida uma carga hidráulica pequena, que varia de 0 a 25 cm, atinge o regime permanente rapidamente. Tratando o fluxo neste furo como um regime permanente, pode-se obter uma solução analítica aproximada.

A vazão associada a um fluxo permanente, dentro de um furo cilíndrico, em solo não saturado, homogêneo e isotrópico, é descrita por Reynolds et al (1985), Reynolds e Elrick (1987) e Reynolds e Elrick (1990), e como:

$$Q_f = \frac{2 \cdot \pi \cdot H^2}{C} \cdot k_{fs} + \pi \cdot a_f^2 \cdot k_{fs} + \frac{2 \cdot \pi \cdot H}{C} \phi_m \quad [2.15]$$

onde:

Q_f = vazão pelas paredes do furo

H = carga hidráulica dentro do furo

a_f = raio do furo

k_{fs} = coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo

C = fator de forma dependente do diâmetro do furo (figura 2.12) e da carga hidráulica aplicada

ϕ_m = potencial mátrico de fluxo

Os dois primeiros termos da equação 2.15 podem ser relacionados à componente de fluxo devido à carga hidráulica. O terceiro termo, contendo ϕ_m , pode ser relacionado à sucção do solo.

O potencial mátrico de fluxo é definido por Gardner (1958) como:

$$\phi_m = \int_{\psi_i}^0 K(\psi) \cdot d\psi \quad [2.16]$$

onde ψ é a carga de pressão do solo, ψ_i é a carga de pressão inicial junto às paredes do furo e $k(\psi)$ é o coeficiente de condutividade hidráulica não saturado do solo o qual é admitido função da carga de pressão. Esta é negativa, uma vez que o solo está submetido a uma sucção mátrica.

O mesmo autor apresenta a seguinte equação, para a condutividade hidráulica do solo não saturado, em função da carga de pressão:

$$k = k_{fs} \cdot e^{\alpha \cdot \psi} \quad [2.17]$$

onde α é a inclinação da curva $\ln(k)$ versus ψ , ou seja:

$$\alpha = \frac{k_{fs}}{\phi_m} \quad [2.18]$$

Na equação 2.15, Reynolds e Elrick (1987) indicaram que o fator de forma C sofre pouca influência do tipo de solo (figura 2.12). Assim a figura pode ser utilizada para estimar C em função de H/a.

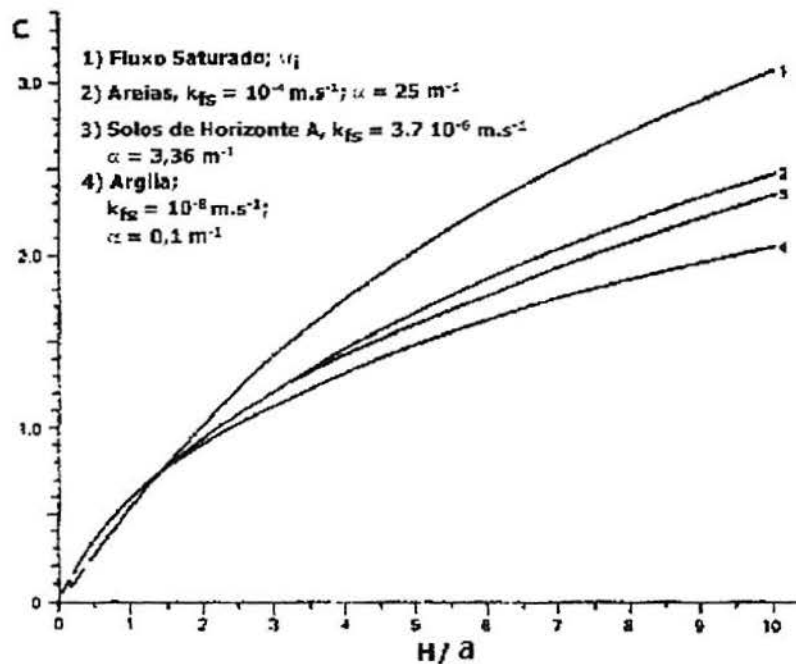


Figura 2.12 - Fator de forma C, em função de H/a para ensaio com o permeômetro de Guelph
Reynolds e Elrick (1987)

Restam duas incógnitas na equação 2.14: k_{fs} e ϕ_m . Essas duas incógnitas são determinadas realizando-se o ensaio em dois níveis de carga, H_1 e H_2 , obtendo-se as correspondentes vazões estabilizadas Q_1 e Q_2 . Os termos do sistema de equações equivalem aos da equação 2.15.

$$(2 \cdot \pi \cdot H_1^2 + C_1 \cdot \pi \cdot a^2) \cdot k_{fs} + (2 \cdot H_1 \cdot \pi \cdot \phi_m) = C_1 \cdot Q_1 \quad [2.19]$$

$$(2 \cdot \pi \cdot H_2^2 + C_2 \cdot \pi \cdot a^2) \cdot k_{fs} + (2 \cdot H_2 \cdot \pi \cdot \phi_m) = C_2 \cdot Q_2 \quad [2.20]$$

Outras soluções aproximadas estão disponíveis na literatura para a interpretação dos resultados dos ensaios com o permeômetro de Guelph (Daniel, 1989). Uma revisão destas soluções foi apresentada por Cunha (1997).

b) Piezômetros

Piezômetros são instrumentos amplamente utilizados na prática de engenharia geotécnica. A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica de solos, por meio desse instrumento, apresenta como principal vantagem o fato do ensaio ser de fácil montagem e rápida execução.

Os piezômetros podem ser escavados ou cravados. A utilização de piezômetros cravados é desaconselhada, já que pode ocorrer amolgamento do solo em volta da ponteira de cravação (Tavenas et al, 1986). Piezômetros escavados são executados abrindo-se primeiramente um furo de sondagem com diâmetro de 60 a 200 mm. No interior do furo de sondagem é montado um piezômetro, similar aos utilizados para o monitoramento de poro-pressões. A diferença básica é que ao tubo central do piezômetro é conectada uma bureta para a medição do volume de água infiltrado durante o ensaio. A figura 2.13 mostra um esquema geral da instalação.

Equipamento

A execução de um ensaio de condutividade hidráulica com piezômetro requer basicamente:

- > tubos de PVC com diâmetro de 32 a 40 mm, visando permitir o aumento do comprimento do tubo de suporte, até atingir-se a profundidade de ensaio. Cada extensão é realizada por meio de conexões rosqueadas e vedadas,
- > bentonita para a execução do selo,
- > areia para execução do filtro (este é construído com areia de granulometria grossa; a boa prática de ensaio recomenda que seja usada uma camada adicional de alguns centímetros de areia fina sobre a camada de areia grossa, para evitar que a bentonita cause alguma colmatação do filtro),
- > bureta graduada para a medição do volume de água infiltrado,
- > trados para a execução do furo de sondagem,

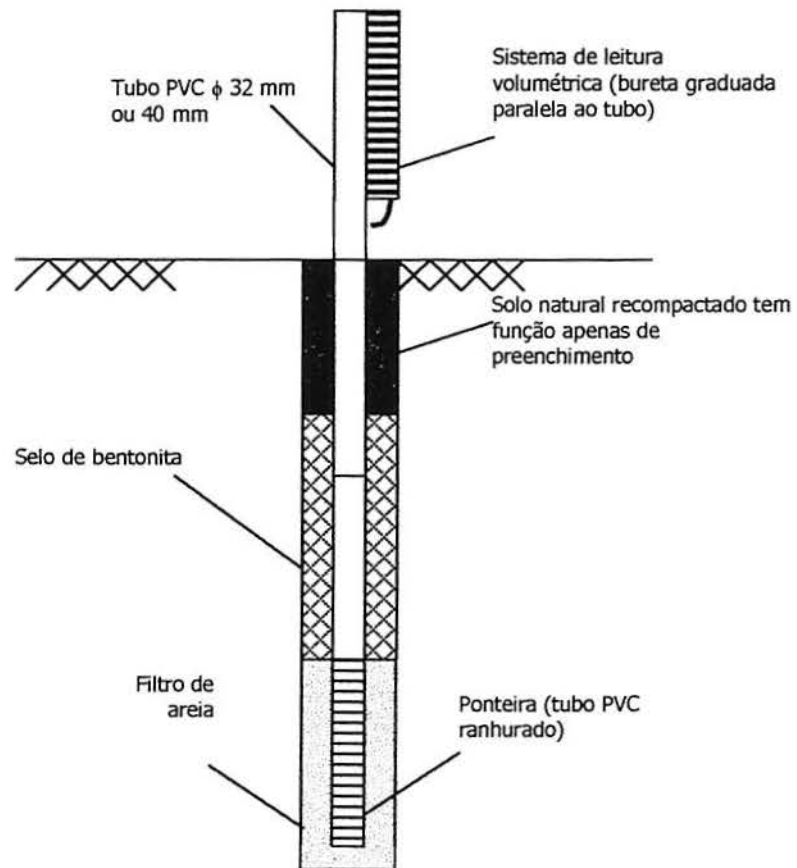


Figura 2.13 – Esquema de um piezômetro escavado

Procedimento de ensaio

Executa-se primeiramente um furo de sondagem num diâmetro que possibilite a instalação do piezômetro (para piezômetros utilizando tubo de PVC com 32 mm de diâmetro, um furo cilíndrico de 60 mm é suficiente). Alcançada a profundidade de ensaio, procede-se à limpeza do fundo do furo. Coloca-se então o tubo de PVC dentro deste furo, apoiado sobre uma pequena camada de areia limpa, que tem a função de regularizar o fundo. A extensão do tubo de PVC que fica em contato com o filtro é ranhurada geralmente com ranhuras de 2 em 2 cm.

Executa-se o filtro de areia, com uma altura que varia de 30 a 60 cm. O comprimento do filtro é ligeiramente maior que o comprimento da ponteira ranhurada. Segundo DeGroot e Lutenegeger (1994) a relação entre comprimento e diâmetro do filtro é geralmente adotada igual a 5. Segundo vários autores, esta relação inclui, adequadamente, os efeitos de escala no valor medido de k_{fs} . Com o filtro montado, executa-se o selo de bentonita, por uma altura mínima de 1,50 m.

A execução do filtro de areia continua com o preenchimento do espaço entre as paredes do furo de sondagem e o tubo do piezômetro, com areia de granulometria grossa. O filtro é construído no comprimento desejado com a ajuda de um gabarito formado por outro tubo de PVC (com diâmetro interno maior que o diâmetro externo do tubo do piezômetro). Este tubo é descido ao longo do furo de sondagem ao redor do tubo do piezômetro. Mantêm-se então o tubo do piezômetro fixo e, com movimentos verticais do tubo móvel, procede-se uma leve compactação da areia que está sendo introduzida até que seja alcançada a altura final para o material filtrante. Nesta dissertação foi utilizada uma altura de 30 cm para o filtro.

A execução do selo de bentonita segue um procedimento simples. A bentonita em pó, em pastilhas ou pelotas é lançada entre a parede do furo de sondagem e o piezômetro em camadas de aproximadamente 10 cm. Após cada camada é adicionada água. O mesmo tubo de PVC utilizado para a execução do filtro pode ser utilizado para proceder uma melhor homogeneização da bentonita com água.

O ensaio de condutividade hidráulica com o piezômetro escavado começa quando a expansão da bentonita for completada, garantindo o selamento perfeito. Basicamente, o procedimento do ensaio consiste na medição do tempo necessário, para que infiltre no solo um volume conhecido de água, mantendo-se a carga hidráulica constante no interior do furo (ensaio de carga constante) ou, alternativamente, a medição do tempo necessário para a carga hidráulica cair de um nível H_1 para um nível H_2 (ensaio de carga variável).

O piezômetro cravado consiste de uma ponteira metálica e um tubo poroso. Este piezômetro é conectado à superfície do terreno por um tubo de água. No caso de solos argilosos, sua utilização para determinação de k tem sido desaconselhada (Tavenas et al, 1986), uma vez que a cravação do piezômetro causa amolgamento e posterior

adensamento do solo junto do elemento poroso. A consequência é a redução da vazão medida e, conseqüentemente, do coeficiente de condutividade hidráulica calculado.

Interpretação do ensaio

A equação básica para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica a partir de um resultados de ensaios com piezômetros, foi apresentada por Hvorslev (1951). Esta equação requer o conhecimento da relação entre a carga hidráulica aplicada no interior do furo e a vazão medida durante o ensaio, além do fator de forma da ponteira. Esse fator de forma F é uma função da geometria do piezômetro e do tipo de ensaio (com aplicação de carga hidráulica constante ou variável). A utilização desta equação também pressupõe que o solo seja homogêneo e isotrópico.

Para uma vazão Q (vazão estabilizada) no piezômetro, sob uma carga hidráulica constante H , Hvorslev (1951) propõe a utilização da equação 2.21.

$$k_{fs} = \frac{Q}{F.H} \quad [2.21]$$

Para o ensaio realizado com carga hidráulica variável, Hvorslev (1951) apresenta a equação 2.22.

$$k_{fs} = \frac{d^2 \cdot [\ln(\frac{H_1}{H_2})]}{F \cdot (t_2 - t_1)} \quad [2.22]$$

onde:

d = diâmetro do tubo

H_1 e H_2 as cargas hidráulicas anotadas nos tempos t_1 e t_2 respectivamente

F = fator de forma;

O fator de forma F tem sido objeto de consideráveis discussões na literatura geotécnica, sendo que vários autores (Hvorslev, 1951, Wilkinson, 1968, Brandt e Premchitt, 1980) propuseram formulações para a sua obtenção. A equação 2.22 introduz um parâmetro "m" que quantifica as diferenças entre as diversas modificações propostas para o fator F . O quadro 2.4 relaciona cada valor com os autores que o propuseram.

Adicionalmente, a figura 2.14 mostra as curvas resultantes da normalização do fator F pelo diâmetro do furo de sondagem considerando a geometria do ensaio.

$$F = \frac{2 \cdot m \cdot \pi \cdot L_f}{\ln\left[\frac{m \cdot L_f}{D_f} + \sqrt{1 + \left(\frac{m \cdot L_f}{D_f}\right)^2}\right]} \quad [2.22]$$

Quadro 2.4 – Proposições para o parâmetro m

Autor	Parâmetro m
Hvorslev (1951)	1.0
Wilkinson (1968)	1.5
Brand e Premchitt (1980)	1.2

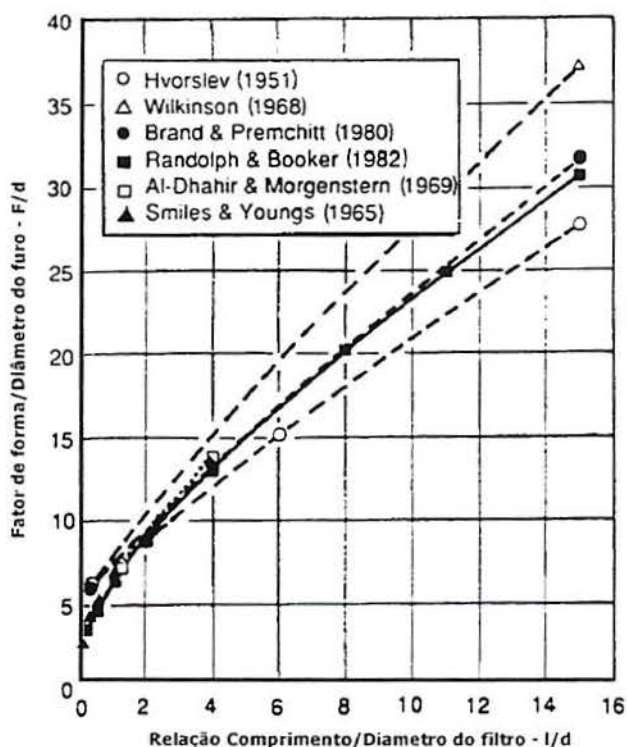


Figura 2.14 – Proposições para o Fator F
Tavenas et al (1990)

As equações originalmente desenvolvidas por Hvorslev (1951) para a interpretação de ensaios com piezômetros correspondiam à condição de solo abaixo do nível d'água. A utilização destas equações para o solo não saturado é uma aproximação

sugerida por Daniel (1989), considerando "H" como a diferença de altura entre o nível d'água dentro do piezômetro e a metade da altura do filtro. Além disso, a influência da sucção do solo no gradiente hidráulico não é considerada.

Stephens e Neuman (1982) apresentam uma compilação de equações que podem ser utilizadas para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica saturada a partir dos resultados de ensaios com piezômetros, realizados tanto abaixo como acima do nível d'água. Estas equações podem ser utilizadas em três zonas de ensaio: zona 1, onde o solo está não saturado; zona 2, o solo está saturado pela ação da capilaridade e zona 3, onde o solo está abaixo do nível d'água. Esses autores também discutem a utilização da extrapolação da curva vazão versus inverso da raiz quadrada do tempo para estimativa da vazão estabilizada, no caso de solos não saturados. Esta técnica de extrapolação foi adotada nesta dissertação, conforme será discutido em maior detalhe na seção 4.2.

2.3. Medição de Sucção

Embora a sucção seja o parâmetro mais importante que governa o comportamento dos solos não saturados, sua medição precisa ainda é muito difícil (Houston et al, 1994). As técnicas para a medição de sucção em campo e laboratório estão em desenvolvimento.

2.3.1. Ensaios de Laboratório

a) Ensaio de Papel Filtro

O método do papel filtro consiste de uma técnica indireta para medição da sucção. Esta técnica é descrita por Chandler e Gutierrez (1986), Marinho e Chandler (1993), Marinho (1995), e Marinho e Souza (1997), entre outros. Os procedimentos experimentais são extremamente simples, consistindo basicamente em colocar um pedaço de papel filtro em contato com a amostra de solo na qual se deseja medir a sucção. A amostra e o papel filtro são isolados posteriormente do ambiente com o objetivo de permitir a equalização da sucção.

Princípio do método

Este método de medição de sucção dos solos baseia-se no princípio de absorção da umidade e subsequente equilíbrio de sucção. Este fenômeno se desenvolve quando dois materiais porosos com diferentes sucções iniciais são colocados em contato. Deve-se utilizar para este ensaio um papel filtro padronizado, para o qual tenha sido estabelecida a correlação entre o teor de umidade e a sucção a que está submetido. Quando em contato com uma amostra de solo o papel passa a absorver uma certa quantidade de água, até que o sistema papel-solo entre em equilíbrio de sucção.

Conhecendo-se a correlação entre a sucção e o teor de umidade do papel filtro (obtida através de calibração prévia), a sucção existente no solo (suposta igual à do papel após o período de equalização) pode ser estimada a partir da curva de calibração. O papel filtro mais utilizado para este ensaio é o tipo 2, das marcas Whatman (modelo nº 42) ou Schleicher & Schuell (modelo nº 589).

Conforme Marinho (1994), o fluxo de água entre o solo e o papel filtro pode ocorrer de duas maneiras: por fluxo de vapor ou por fluxo capilar. Na situação de fluxo de vapor, o papel filtro não está diretamente em contato com o solo. Nesse caso, as moléculas de água devem se separar e sair dos poros vencendo forças capilares e eventualmente forças osmóticas. Por outro lado, o fluxo capilar ocorre quando o papel filtro está em contato com o solo. Se o fluxo de água ocorre apenas através de vapor, o ensaio permite determinar a sucção total. Quando o fluxo ocorre apenas por capilaridade, é determinada a sucção matricial.

Procedimento de Ensaio

O uso do método do papel filtro para a determinação da sucção deve seguir os seguintes passos, segundo Marinho (1995):

- > utiliza-se um papel filtro tipo 2, preferencialmente seco ao ar
- > qualquer tamanho de papel filtro pode ser utilizado, contudo, quanto menor o tamanho, menor é a resolução da medida (isto é, maiores os erros envolvidos na determinação experimental),
- > o tempo de equalização recomendado é, no mínimo, 7 dias,

> no início do ensaio, o papel filtro é cuidadosamente colocado em contato com a amostra e o conjunto é a seguir isolado do ambiente durante o período de equalização da sucção, devendo permanecer livre de perturbações e protegido contra variações bruscas de temperatura,

> depois do período de equalização, o papel filtro é removido e determina-se o seu teor de umidade, mediante pesagem imediata em balança analítica com resolução de 0,0005 g, antes e após a secagem em estufa.

Curvas de Calibração

As equações empíricas que descrevem as curvas de calibração das duas marcas de papel filtro mais utilizadas são apresentadas no quadro 2.5.

Quadro 2.5 - Curvas de calibração de dois papéis-filtro, expressas em termos de sucção versus teor de umidade do papel filtro (w_p).

Papel	Referência	Calibração
Whatman nº 42	Chandler et al (1991)	Sucção(kPa) = $10^{(6,05-2,48 \cdot \log(w_p))}$ $w_p > 47\%$
		Sucção(kPa) = $10^{(4,48-0,062 \cdot w_p)}$ $w_p \leq 47\%$
Whatman nº 42	Greacen et al (1987)	Sucção(kPa) = $10^{(2,412-0,0135 \cdot w_p)}$ $w_p > 54\%$
		Sucção(kPa) = $10^{(5,327-0,0779 \cdot w_p)}$ $w_p \leq 54\%$
Schleicher & Schuell Nº 589	ASTM D5298-92	Sucção(kPa) = $10^{(1,882-0,01202 \cdot w_p)}$ $w_p > 54\%$
		Sucção(kPa) = $10^{(5,056-0,0688 \cdot w_p)}$ $w_p \leq 54\%$

b) Transdutor de sucção do tipo Imperial College

Ridley e Burland (1993), Ridley (1994) e Ridley e Burland (1994) descrevem um novo instrumento para a medição de sucção, visando utilização tanto no laboratório como in situ. Este instrumento permite que sejam feitas medidas diretas de sucção no interior do solo, na faixa de 0 a 1500 kPa.

O instrumento consiste essencialmente de um transdutor de pressão miniatura, montado no interior de uma cápsula com uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar (15 bar). As dimensões desta cápsula são tais que o volume de água contido entre a pedra porosa e a face ativa do transdutor é mínimo. Isto permite a medição de valores elevados de sucção, sem cavitação. A figura 2.15 mostra o esquema geral do transdutor.

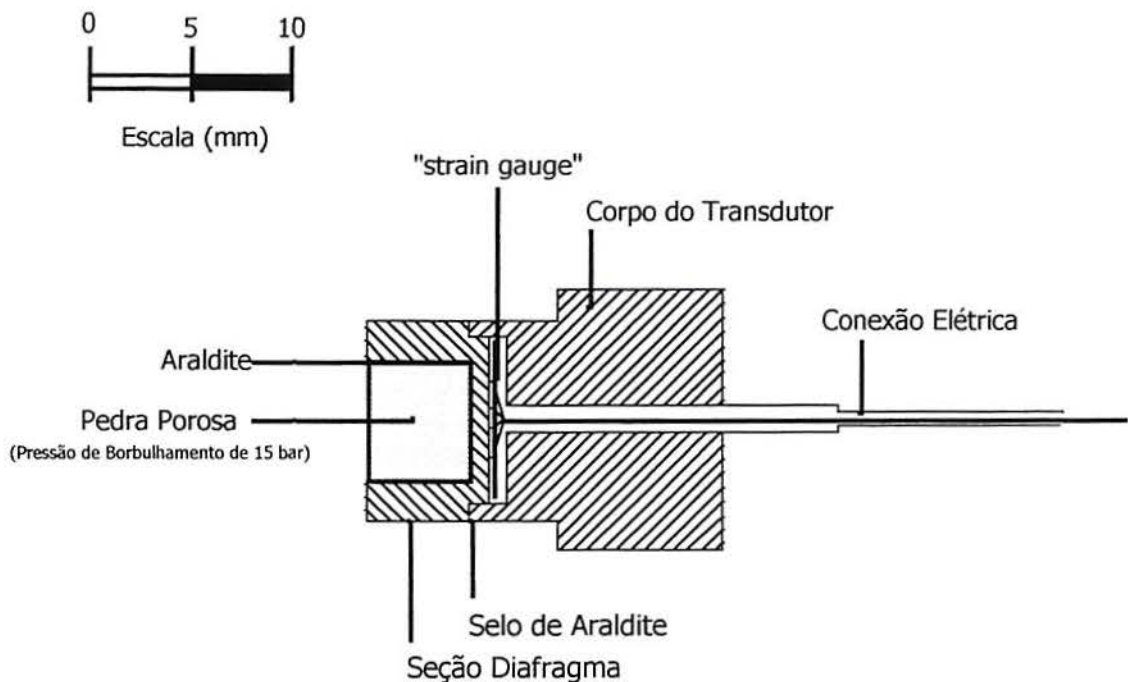


Figura 2.15 - Esquema Transdutor IC
Ridley (1994)

Antes da operação, a pedra porosa do instrumento deve ser rigorosamente saturada. Isto é realizado aplicando-se uma pressão de água muito elevada no interior da cápsula do transdutor, visando dissolver bolhas de ar. As leituras feitas são de sucção total ou sucção matricial, dependendo de haver ou não contato da pedra porosa do

transdutor com o solo. O intervalo de tempo necessário para a estabilização da sucção mátrica medida é de alguns minutos, conforme mostrado na figura 2.16.

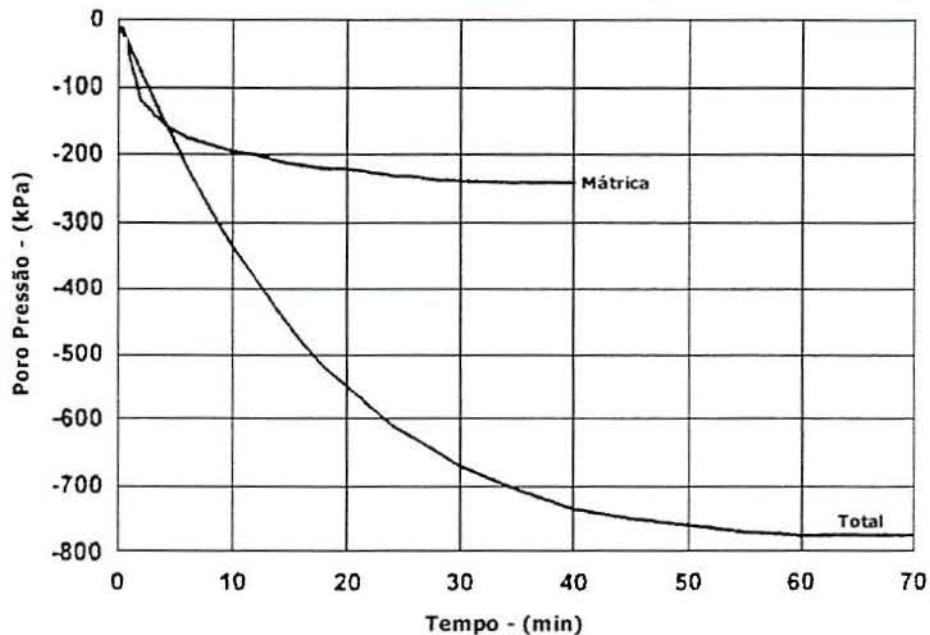


Figura 2.16 - Medição de sucção feita com o uso do transdutor IC Ridley (1994)

As principais vantagens do transdutor IC com relação às técnicas indiretas de medição de sucção, como por exemplo a técnica de papel filtro, é que o tempo de equalização da sucção medida é consideravelmente menor e a precisão parece ser superior (Marinho e Chandler, 1993).

2.3.2. Ensaios de Campo

a) Tensiômetros

Tensiômetros são instrumentos que permitem a medição de sucções baixas, teoricamente inferiores a 100 kPa. São utilizados principalmente para medições de sucção no campo mas têm encontrado algumas aplicações em laboratório, conforme Tadepalli e Fredlund (1991).

O princípio de funcionamento de um tensiômetro consiste em permitir a retirada de água de um reservatório fechado à atmosfera através de uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento em contato com um solo não saturado. Após algum

tempo ocorre a equalização da sucção, isto é, a pressão negativa na água do tensiômetro junto à pedra torna-se igual à sucção no solo.

Os tensiômetros disponíveis comercialmente, em geral para uso em campo, consistem essencialmente de um copo cerâmico poroso, um reservatório de água e um sistema para medição de pressão. Este sistema pode ser um manômetro de mercúrio ou um transdutor elétrico. A máxima sucção que pode ser medida por um tensiômetro é da ordem de 80 kPa; acima desta sucção ocorre cavitação da água no interior do reservatório. A leitura no manômetro ou transdutor deve ser corrigida considerando a altura da coluna d'água acima do copo.

Tensiômetro Elétrico Delta-T

Este equipamento, disponível comercialmente, consiste em um tensiômetro contendo um transdutor elétrico de pressão como sistema de medida. A figura 2.17 mostra as características principais desse equipamento comercial (Delta-T Devices, 1990). As características técnicas estão apresentadas no quadro 2.6.

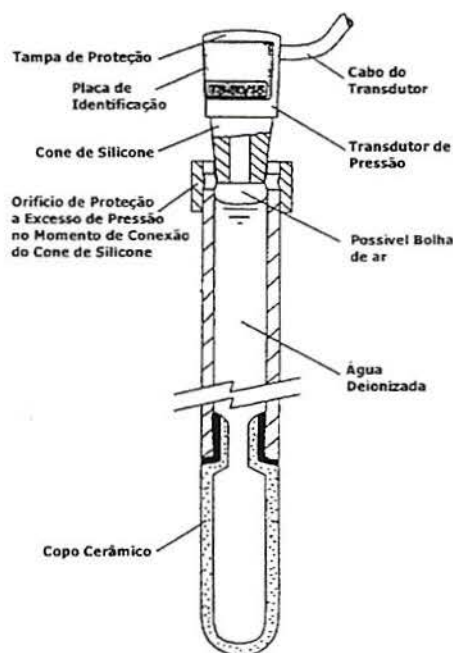


Figura 2.17 - Tensiômetro Delta-T Device, tipo SWT3
Manual Tensiometer Type SWT3, Delta -T Devices (1990)

Conforme recomendado por Ridley (1998), este tipo de tensiômetro elétrico deve ser modificado antes de ser utilizado para aplicações geotécnicas. O reservatório de água no interior deste tensiômetro contém em geral um volume de água muito grande. Como consequência, a equalização da sucção necessita a migração de um volume comparativamente elevado de água do reservatório do tensiômetro para o interior do solo, alterando o próprio valor da sucção que atua nas imediações do copo poroso do tensiômetro. Outra consequência é um período muito longo de equalização da sucção.

A modificação de Ridley (1998) consiste em introduzir um tubo capilar metálico, concêntrico, no interior do tensiômetro com o objetivo de reduzir o volume do reservatório de água. Cuidados especiais devem ser tomados com a fixação e a vedação deste tubo. A introdução de um tubo capilar com diâmetro interno de aproximadamente 1,5 mm permite que o volume de água no interior do reservatório seja reduzido a cerca de 10 % do volume original. Isto possibilita uma resposta consideravelmente mais rápida deste tipo de tensiômetro. Esta modificação se torna ainda mais importante quando se deseja medir sucções pequenas. Esta técnica foi originalmente desenvolvida para tensiômetros de mercúrio por Crony e Coleman (1954).

Quadro 2.6 - Características técnicas do tensiômetro comercializado pela empresa Delta-T Devices

Dimensões	copo cerâmico com 50 mm de comprimento e 20 mm de diâmetro, comprimento total de 20 cm
Faixa de Medição	0 a 85 kPa
Histerese	~ 0,1 %
Sensor	transdutor de pressão, piezoresistivo com pressão máxima de 300 kPa
Fonte de Energia	10,6 Vdc (5-15 Vdc), estabilizada

Manual Tensiometer Type SWT3, Delta -T Devices (1990)

b) Piezômetro/Tensiômetro IC

Este instrumento foi recentemente desenvolvido no Imperial College, conforme descrição apresentada por Ridley (1996). A denominação tensiômetro/piezômetro decorre da capacidade apresentada por este instrumento de registrar leituras diretas tanto de poro pressão como de sucção. A inovação deste

equipamento é um sistema de fluxo e refluxo de água realizado por uma pequena bomba portátil. Isto evita o esvaziamento do copo poroso do tensiômetro, conforme mostrado na figura 2.19. A fotografia 2.1 ilustra as principais características deste instrumento.

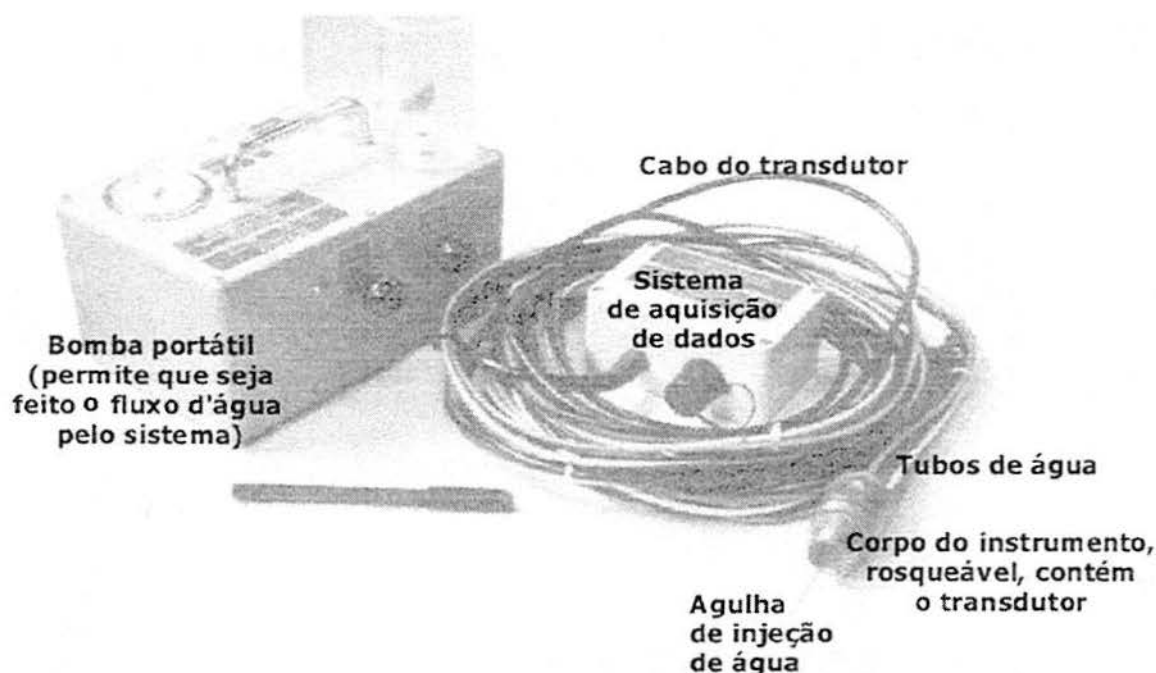


Figura 2.18 - Esquema do piezômetro/tensiômetro "flushing" do IC

O instrumento foi desenvolvido inicialmente como um piezômetro selado. Este piezômetro permite a realização de um ensaio de carga variável durante o qual se determina uma curva de variação de nível d'água no interior do tubo do piezômetro com o tempo. A partir desta curva e do coeficiente de condutividade hidráulica do material de selamento, o valor da sucção no interior do solo pode ser estimado (Ridley, 1996). O equacionamento da solução teórica não será revisado aqui, porque esse ensaio não foi realizado nesta dissertação.

Por outro lado, o equipamento desenvolvido por Ridley (1996) foi adaptado nesta dissertação para a medição direta de sucções baixas (inferiores a 50 kPa). Esta modificação consistiu da adaptação de um copo poroso de alta pressão de borbulhamento na extremidade inferior do piezômetro. Isto tornou possível a leitura direta da sucção no interior do solo como um tensiômetro convencional, com a vantagem de se utilizar o sistema de fluxo e refluxo para a eliminação periódica de bolhas de ar. A figura 2.19 mostra a peça de conexão utilizada.

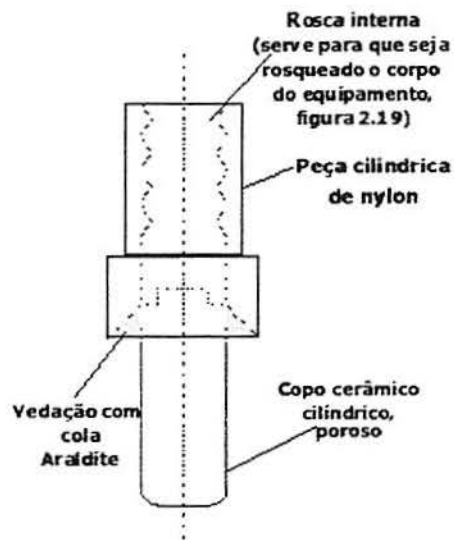


Figura 2.19 - Esquema do copo poroso utilizado para instalação, em campo, do piezômetro/tensiômetro IC

Conforme Ridley (1996), os procedimentos para a instalação em campo do piezômetro/ tensiômetro IC consistem em:

- > abertura de um furo de sondagem a trado até a profundidade de medição com diâmetro de 60 mm,
- > fixar o copo poroso, mostrado na figura 2.19, na extremidade de um tubo de PVC que servirá de revestimento para o furo de sondagem. O tubo de PVC com diâmetro de 40 mm é adequado para um furo de sondagem de 60 mm e ajusta-se facilmente ao copo, conforme mostrado na figura 2.19,
- > preparar uma pasta de solo natural com água e introduzir no fundo do furo, com o objetivo de melhorar o contato com o copo poroso,
- > descer pelo furo o conjunto formado pelo tubo de revestimento e pelo copo poroso. Este deve ser mergulhado completamente na pasta colocada no fundo do furo,
- > ancorar a extremidade inferior do tubo de revestimento,

Completados os procedimentos de instalação acima, o conjunto está pronto para acomodar o piezômetro/tensiômetro IC. Por meio de hastes especiais, o corpo deste instrumento desce pelo interior do tubo de revestimento e é conectado ao copo poroso. Na superfície do terreno, o cabo elétrico do tensiômetro é conectado a um sistema automático de aquisição de dados. São também conectados os condutos do sistema de fluxo e refluxo de água juntamente com a bomba hidráulica para a circulação de água no sistema. Esta circulação deve ser realizada antes da programação de um período de leituras.

2.3.3. Equações de ajuste para a curva característica

A curva característica de um solo não saturado é de fundamental importância para a análise numérica do fluxo de água. Esta curva pode ser definida como uma relação entre o teor de umidade e a sucção, entre o teor de umidade volumétrico e a sucção ou entre o grau de saturação e a sucção. Numerosas equações empíricas foram propostas na literatura para modelar a curva característica. O quadro 2.7 apresenta algumas dessas proposições.

Quadro 2.7 - Equações para a curva característica

Equação	Referência	Descrição
$\Theta = \left\{ \frac{\psi_b}{\psi} \right\}^\lambda$	Brooks e Corey (1964)	ψ_b = valor de entrada de ar ψ = sucção Θ = umidade normalizada $\Theta = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} *$ λ = índice de distribuição de poros
$\ln(\psi) = a_1 + b_1 \cdot \ln(\theta)$	Williams et al (1983)	a_1 e b_1 parâmetros de ajuste estatístico
$\Theta = e^{-(\psi - a_2)/b_2}$	McKee e Bumb (1984)	a_2 e b_2 parâmetros de ajuste estatístico
$\Theta = \frac{1}{1 + e^{(\psi - a_3)/b_3}}$	McKee e Bumb (1987)	a_3 e b_3 parâmetros de ajuste estatístico

Quadro 2.7 - Equações para a curva característica, cont.

Equação	Referência	Descrição
$\Theta = \left\{ \frac{1}{1 + (p \cdot \psi)^n} \right\}^m$	van Genuchten (1980)	m, n, p são três parâmetros do solo; segundo van Genuchten (1980) pode-se expressar $m = 1 - \frac{1}{n}$
$\theta(\psi, a, n, m) = C(\psi) \cdot \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi/a)^n]\}}$	Fredlund e Xing (1994)	$C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1 + \psi / \psi_r)}{\ln[1 + (1000000 / \psi_r)]}$ * a, n, m = parâmetros do ajuste estatístico $e = 2,7183$

coletado de Leong e Haradjo (1997) e Fredlund e Xing (1994)

* A figura 2.20 mostra os parâmetros que faltam ser definidos neste quadro, para a equação de Fredlund e Xing (1994).

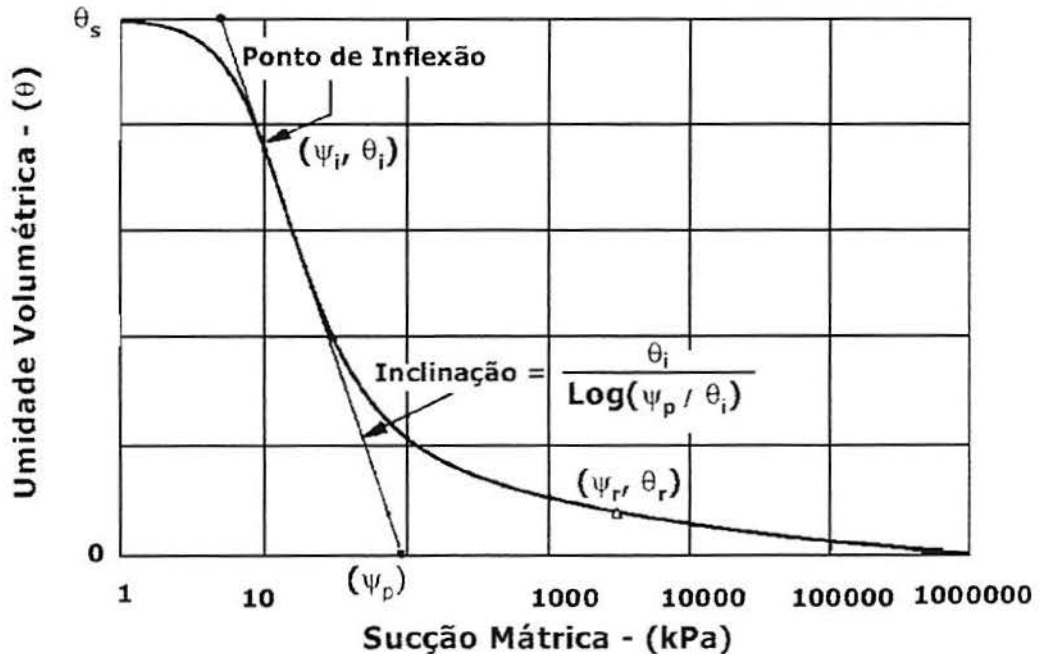


Figura 2.20 - Parâmetros da curva característica Fredlund e Xing (1994)

A equação empírica proposta por Fredlund e Xing (1994) será utilizada na seção 3.3 desta dissertação para o ajuste dos dados experimentais da curva característica determinada para o solo em estudo. A teoria de modelagem baseia-se na distribuição estatística de poros no interior do solo. Para esta modelagem, os autores recomendam partir de uma inferência manual dos pontos θ_s , (ψ_i, θ_i) , (ψ_r, θ_r) e ψ_p e, através do método estatístico quasi-Newton, determinar a equação da curva que melhor se aproxima aos pontos experimentais.

III. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO ESTUDADO

O solo estudado nesta dissertação é proveniente de um colúvio arenoso sobre a formação Botucatu. Trata-se de um talude em corte executado na variante da rodovia estadual RS 122, no município de São Sebastião do Caí, RS. Sua localização aparece na figura 3.1. A foto 3.1 mostra uma vista frontal do talude.

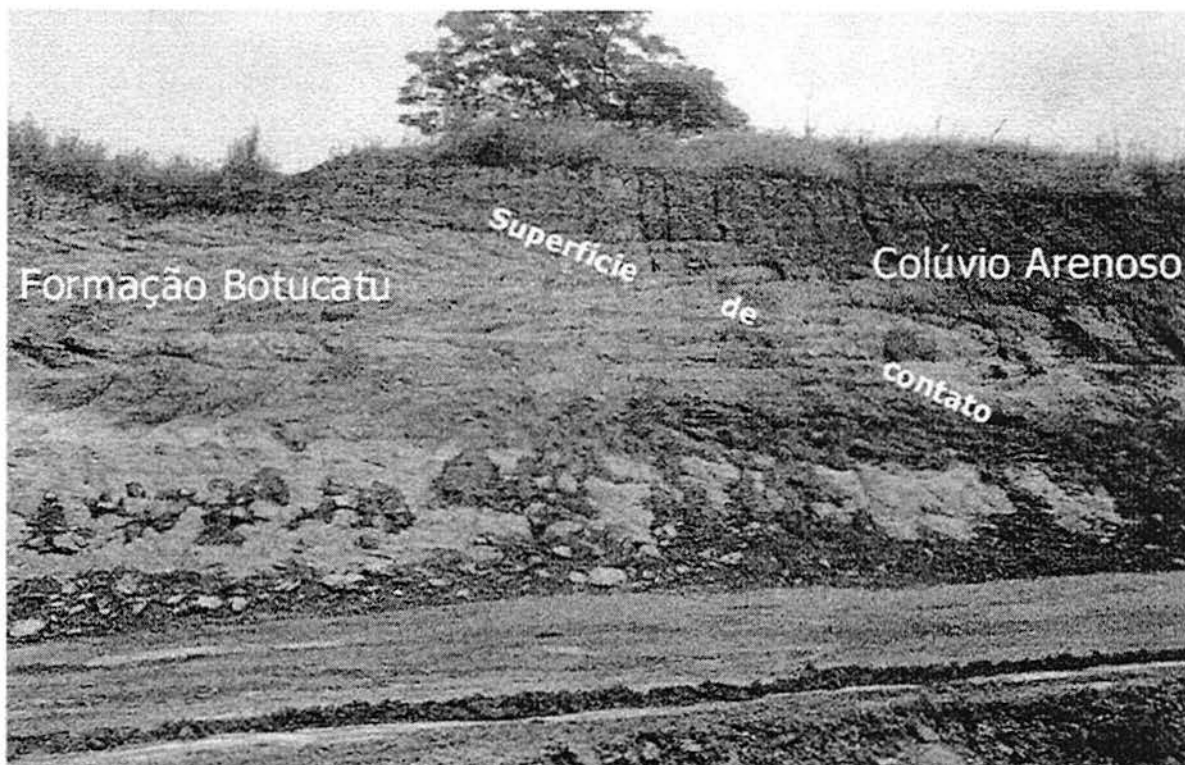
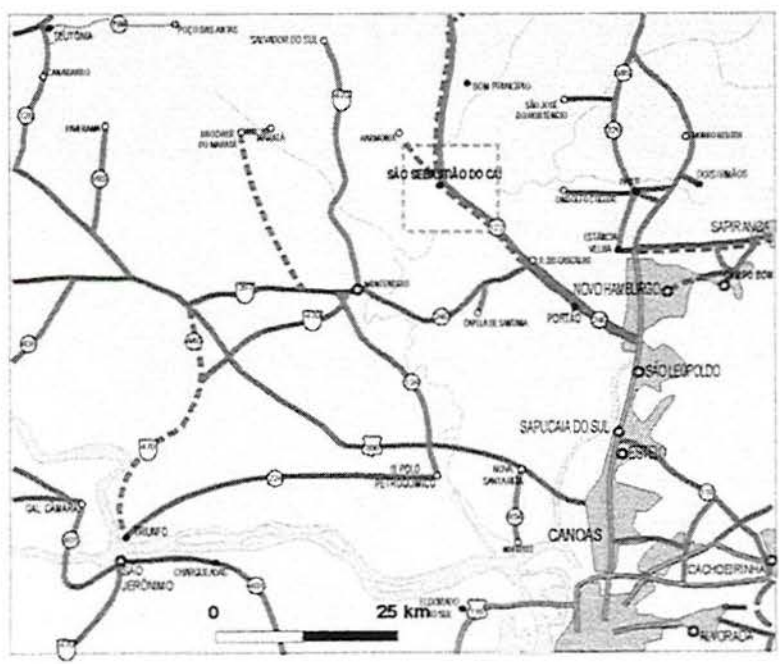
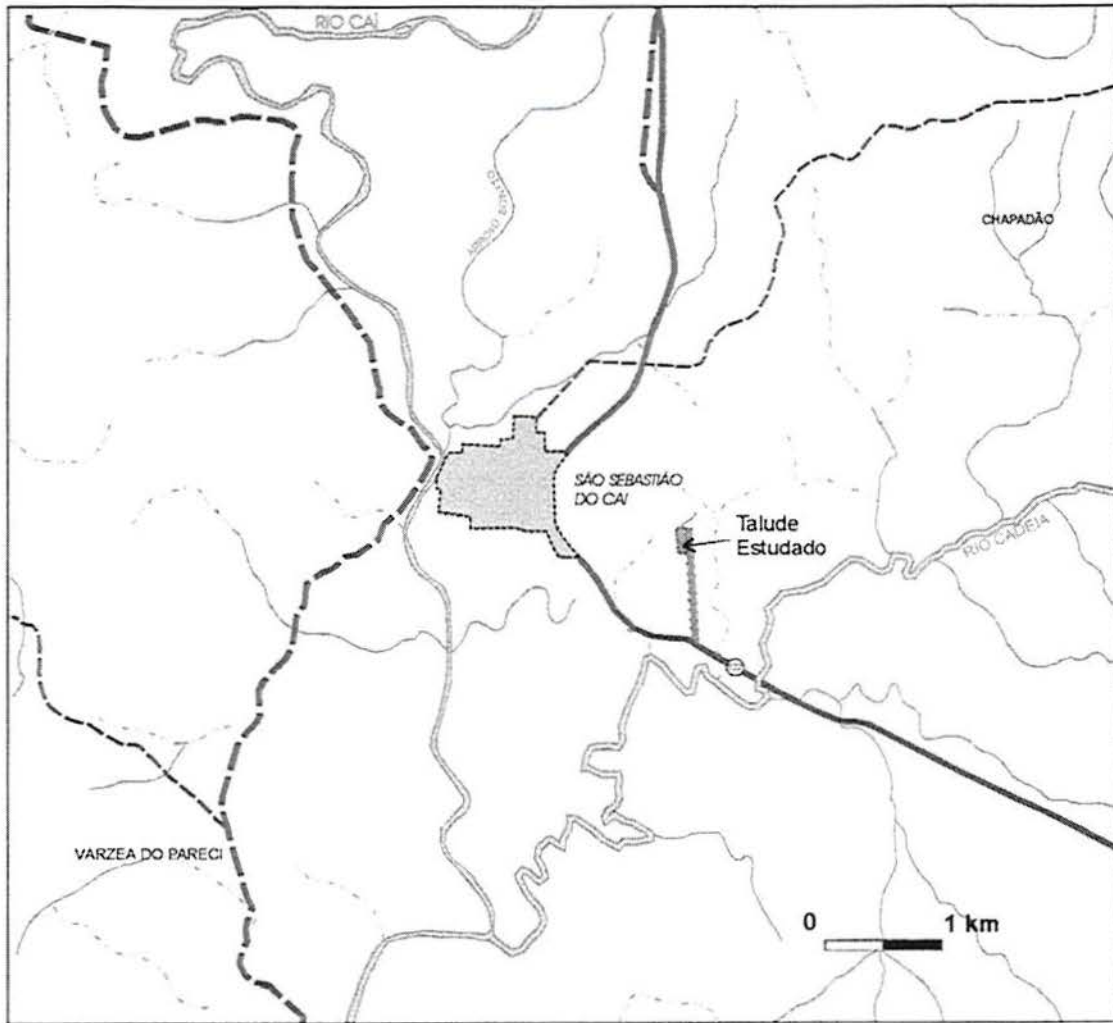


Foto 3.1 - Vista frontal do talude

Apesar de ser um colúvio arenoso, aparecem neste talude horizontes de solo fino. Um horizonte A, de cor escura, mostra-se silte-arenoso e com espessura em torno de 1,0 m. O horizonte B, avermelhado e pedologicamente bem definido, tem uma espessura em torno de 2,0 m, apresentando granulometria mal graduada com grandes percentagens tanto de areia fina como de argila. Amostras indeformadas deste horizonte, coletadas na face do talude, mostraram tratar-se de um solo com macro-estrutura fortemente desenvolvida, devida às inúmeras microfissuras, slickensides e canaliculos existentes, além da presença de pequenos vazios preenchidos por incrustações argilosas.



LEGENDA

- Área Urbana
- Região Metropolitana de POA
- Rodovias Principais
- Rede Hídrica
- Variante da RS 122



Figura 3.1 - Mapa de Localização

A presença dessas inúmeras micro-fissuras causa no solo do horizonte B, em seu estado natural, grande facilidade de desagregação em "grumos" ou "torrões argilosos". Como será visto adiante, estas fissuras comandam o comportamento hidráulico da massa de solo. Buscando evidenciar estas características peculiares, as fotos 3.2 e 3.3 comparam uma amostra do solo natural com uma amostra do mesmo solo, após ter sido remoldada no mesmo índice de vazios, teor de umidade e peso específico de campo. Nota-se que o solo natural, ao ser fragmentado sob a pressão dos dedos, forma agregados anisoformes, separados exatamente nos planos de fraqueza proporcionados por seu fissuramento (seção 2.1.1d). O horizonte B deste colúvio arenoso, objeto do estudo experimental realizado nesta dissertação, pode ser considerado representante de uma classe de solos que as ciências do solo denominam como fortemente estruturado (Horn, 1971).

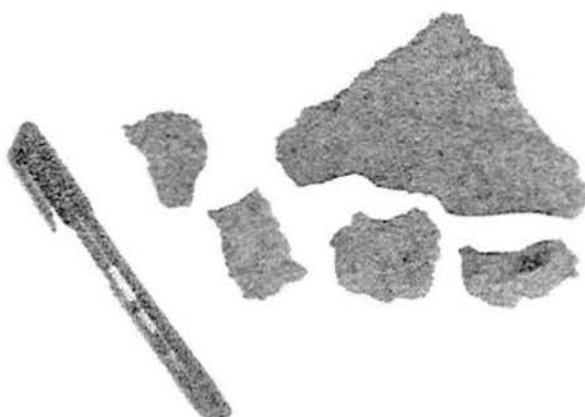


Foto 3.2 – Horizonte B: amostra natural



Foto 3.3 – Horizonte B: amostra remoldada

Abaixo do horizonte B, aparece no talude estudado um horizonte de transição BC, com tons mosqueados de cor acinzentada, mais arenoso. Devido ao mergulho deste horizonte, evidenciado na foto 3.1, sua espessura não foi inteiramente definida porque estende-se abaixo do pé do talude. Sua espessura mínima, correspondente à parte visível, fica em torno de 3,0 m. Partes do horizonte C e da rocha alterada também afloram junto ao centro do talude.

3.1. Índice Físicos

Resultados de ensaios de laboratório realizados com amostras coletadas do horizonte B, objeto principal desta dissertação, são apresentados no quadro 3.1. Com teor de umidade médio de campo em torno de 23 %, este horizonte apresenta-se não saturado. O índice de vazios é relativamente elevado, igual a 0,75. Todos os ensaios para a determinação de índices físicos foram realizados de acordo com as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Quadro 3.1 - Índices físicos do horizonte B

Índice	Valor de ensaio
Teor de umidade gravimétrico de campo	23 %
Teor de umidade volumétrico de campo	33,5 %
Índice de Vazios	0,75
Porosidade	43 %
Grau de Saturação	78 %
Peso Específico Real dos Grãos	25,4 kN/m ³
Peso Específico Aparente Úmido	17,8 kN/m ³
Peso Específico Aparente Seco	14,5 kN/m ³
Limites de Atterberg	Material Não Plástico

3.2. Análise Granulométrica

Os ensaios de granulometria realizados no solo do horizonte B resultaram nas curvas granulométricas mostradas na figura 3.2. O resumo da granulometria deste solo é apresentado no quadro 3.2. Foram realizados ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação, conforme a norma ABNT/NBR7181. O defloculante utilizado foi o hexametáfosfato de sódio. Também foram realizados ensaios complementares sem defloculante.

Quadro 3.2 - Resumo da granulometria do horizonte B

Com Defloculante	Sem Defloculante
Areia Grossa = 0 %	Areia Grossa = 0 %
Areia Média = 11 %	Areia Média = 12 %
Areia Fina = 43 %	Areia Fina = 44 %
Silte = 6 %	Silte = 44 %
Argila = 40 %	Argila = 0 %

Como mencionado anteriormente, trata-se de um solo mal graduado, com granulometria tal que não é possível caracterizá-lo perfeitamente como solo arenoso nem argiloso (ensaio com defloculante). O solo apresenta tamanho médio de partículas, D_{50} , igual a 0,1 mm. O coeficiente de uniformidade ($C_u = D_{60}/D_{10}$) e o coeficiente de curvatura ($C_c = D_{30}^2/(D_{10} \cdot D_{60})$) não puderam ser calculados visto que a forma da curva granulométrica obtida nos ensaios com defloculante não permitiu a determinação dos valores de D_{30} e D_{10} . Pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos, o horizonte B pode ser classificado como SM.

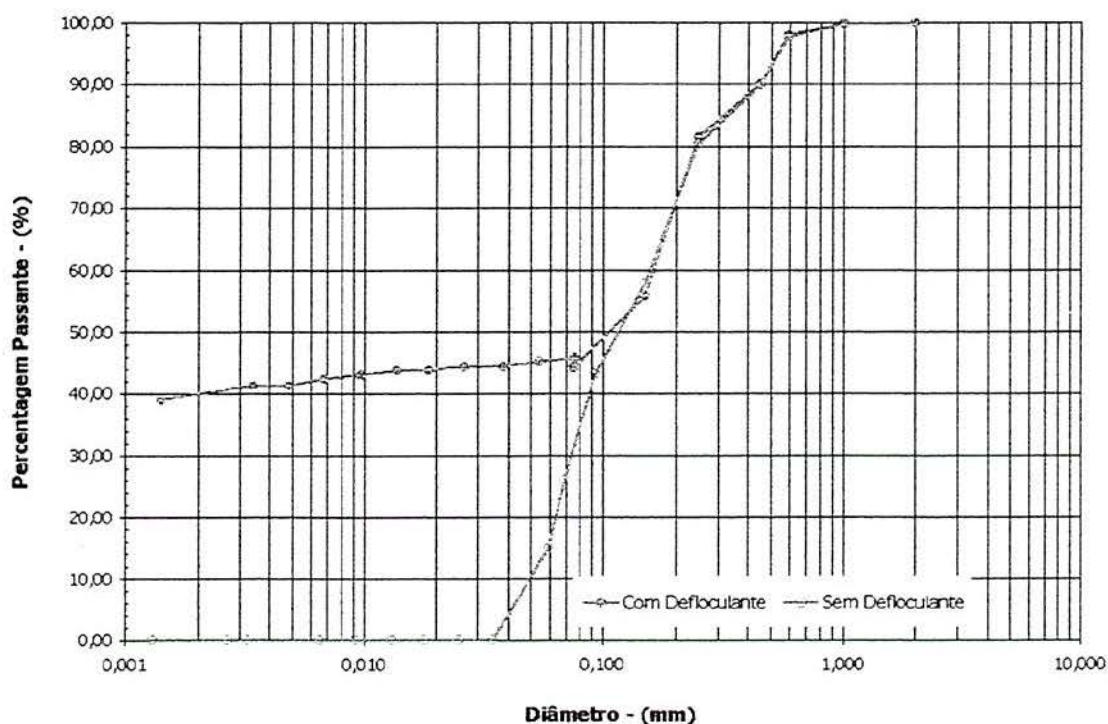


Figura 3.2 - Curva granulométrica do solo do horizonte B

É interessante notar que o solo do horizonte B apresentou-se não plástico embora tenha uma percentagem de argila da ordem de 40%. Por outro lado, o ensaio de granulometria sem defloculante não indicou a presença de partícula com tamanho argila. Isto é outra evidência da condição estruturada deste solo, com as partículas de argila e areia formando agregados. Isto reforça que os agregados são resistentes ao processo mecânico do ensaio.

3.3. Curva Característica

Com o objetivo de fornecer dados de entrada para a simulação numérica dos ensaios de condutividade hidráulica, foi determinada em laboratório a curva característica do solo do horizonte B. Esta curva foi obtida com o ensaio do papel filtro utilizando amostras indeformadas, as quais foram coletadas no talude em anéis metálicos com diâmetro de 50 mm e altura de 20 mm. Foi adotada para os ensaios de papel filtro a técnica recomendada por Marinho (1994), conforme discutido na seção 2.3.1a. Trajetórias tanto de umedecimento como de secagem foram utilizadas nestes ensaios. A modelagem desta curva foi realizada conforme o modelo proposto por Fredlund e Xing (1994), o qual foi discutido em maior detalhe na seção 2.3.3.

A curva característica deste solo, apresentada na figura 3.3, mostra algumas peculiaridades pronunciadas. A forma desta curva é claramente diferente das encontradas em outros solos regionais, incluindo solos residuais de arenito Botucatu, estudados anteriormente por Martins (1994) e Cunha (1997). Além disto, referências a esta forma de curva característica não foram encontradas na literatura.

A forma da curva característica do horizonte B sugere que o solo apresenta um comportamento intermediário entre uma areia e uma argila, dependente do nível de sucção aplicado. A interpretação desta curva mostra que este solo caracteriza-se por um baixo valor de entrada de ar, menor do que 10 kPa. A partir deste valor ocorre grande redução de teor de umidade para pequenos acréscimos de sucção. A seguir, a curva característica apresenta um patamar praticamente horizontal. Isto é, ocorre pequena redução de teor de umidade (entre 13 e 14%) para um correspondente acréscimo considerável de sucção (até cerca de 1000 kPa). Nota-se que, para uma sucção entre 500 e 1000 kPa, ocorre um segundo valor de entrada de ar. Este fenômeno confere uma

forma de "sela" à curva característica do solo do horizonte B na sua condição natural. Uma discussão mais detalhada desta curva característica está apresentada na seção 6.4.

Como não foi encontrado na literatura geotécnica um modelo matemático que pudesse reproduzir a forma da curva característica mostrada na figura 3.3, utilizou-se nesta dissertação o modelo de Fredlund e Xing (1994), aplicado em dois segmentos conforme o nível de sucção. O primeiro segmento corresponde a sucções menores que o mais baixo valor de entrada de ar (inferior a 10 kPa). O outro segmento corresponde ao trecho da curva característica acima de 10 kPa, que apresenta o valor mais alto de entrada de ar (entre 500 e 1000 kPa). Note que o modelo de Fredlund e Xing (1994) foi aplicado aos dados experimentais, mas expressos em termos de teor de umidade volumétrica versus sucção. As curvas obtidas foram então replotadas na figura 3.3, após terem sido expressas em termos de umidade gravimétrica versus sucção. Os valores de sucção e teor de umidade medidos em campo foram sobrepostos na mesma figura.

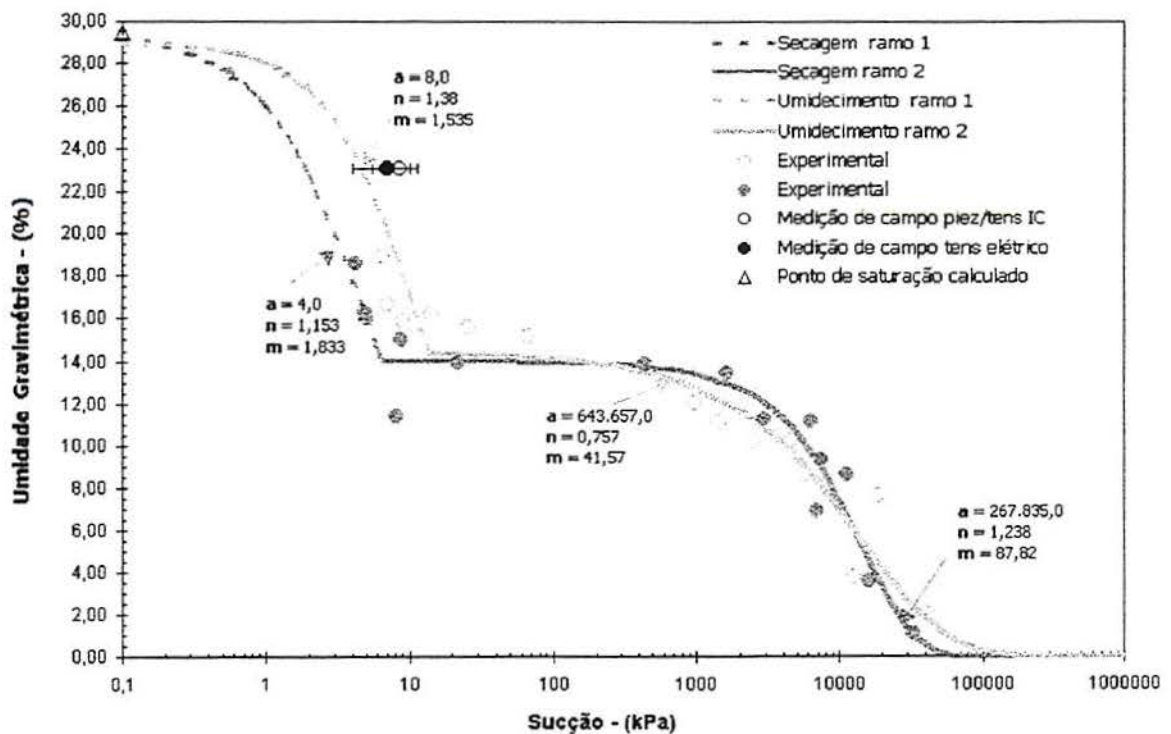


Figura 3.3 - Curva característica para o solo natural

A forma obtida para curva característica do solo natural sugeriu o aprofundamento deste estudo experimental. O objetivo era obter informações sobre a possível influência da macro-estrutura do solo natural sobre o seu comportamento não saturado. Para isto procedeu-se inicialmente à desestruturação de amostras deste solo. A seguir, foram compactados estaticamente diversos corpos de prova nos mesmos índices físicos de campo, isto é: índice de vazios igual a 0,75, teor de umidade igual a 23 % e peso específico aparente seco igual a $14,5 \text{ kN/m}^3$. O objetivo deste procedimento de remoldagem era remover o efeito da macro-estrutura.

Novas curvas características foram obtidas com o ensaio de papel filtro, utilizando o solo remoldado. As correspondentes trajetórias de umedecimento e de secagem são mostradas na figura 3.4. Nota-se que o formato de "s" suave, mencionado frequentemente na literatura, foi apresentado por ambas as curvas características. Isto confirma que o solo do horizonte B realmente apresenta um comportamento singular na condição natural, com respeito à variação do teor de umidade com a sucção. A explicação deste comportamento em termos da macro-estrutura do solo será discutida em maior detalhe na seção 6.4.

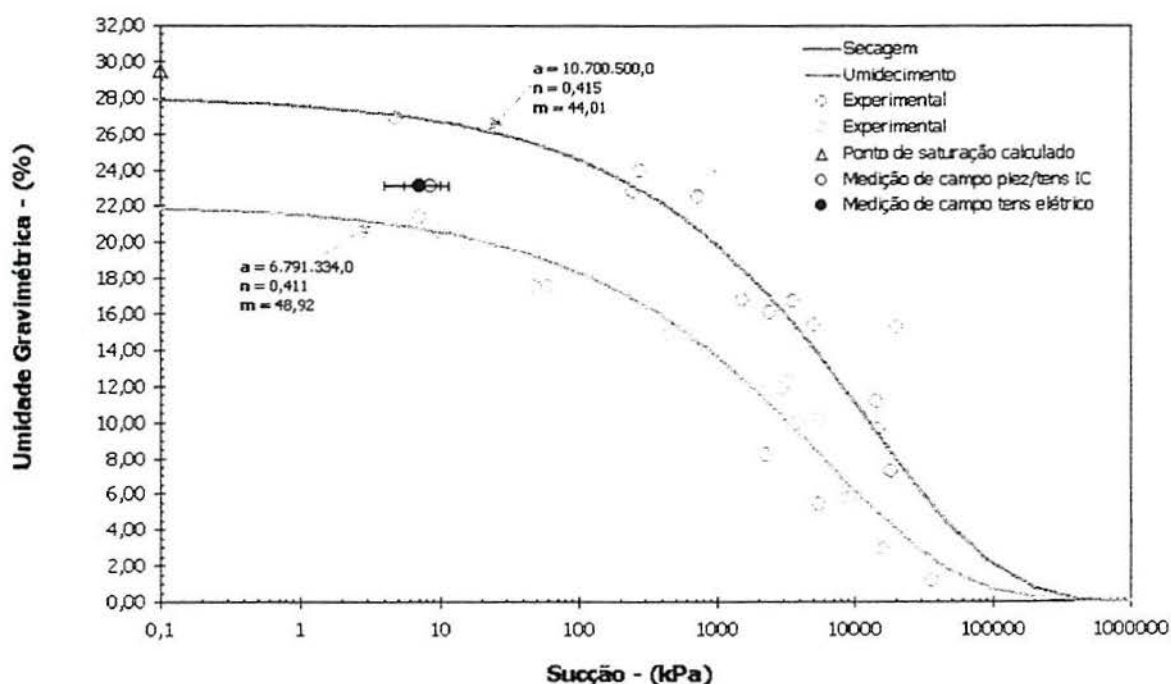


Figura 3.4 – Curva característica para o solo remoldado

Para o solo remoldado também foi realizada a modelagem da curva característica segundo o modelo proposto por Fredlund e Xing (1994). Tanto para a trajetória de umedecimento como para a trajetória de secagem, uma única curva de ajuste conseguiu aproximar os pontos experimentais obtidos, conforme mostrado na figura 3.4.

As curvas características obtidas para o solo do horizonte B são comparadas na figura 3.5, tanto na condição natural como na condição remoldada. As respectivas trajetórias de secagem e umedecimento são destacadas nesta figura. Pode-se observar que, para um mesmo valor de teor de umidade no ramo de umedecimento, por exemplo 18 %, o solo natural apresenta uma sucção em torno de 10 kPa enquanto o solo remoldado apresenta uma sucção consideravelmente maior, em torno de 200 kPa. Isto ressalta as diferenças de comportamento não saturado apresentadas por este solo em ambas as condições estudadas.

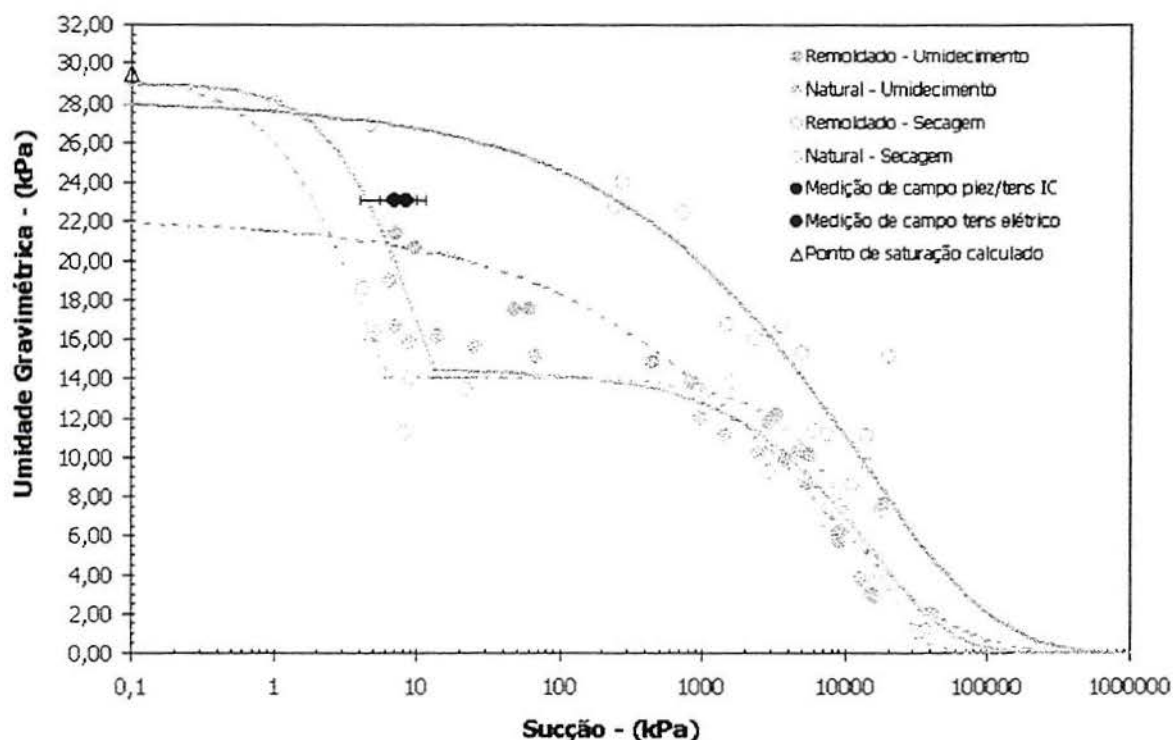


Figura 3.5 – Comparação das curvas características do solo estudado, nas condições natural e remoldado (ajustes conforme Fredlund e Xing, 1994)

IV. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os resultados experimentais dos ensaios de condutividade hidráulica de campo e de laboratório realizados com o solo do horizonte B são apresentados neste capítulo. Os resultados dos monitoramento ao longo do tempo da sucção in situ, necessários como dados de entrada para as simulações numéricas, também são apresentados.

4.1. Medições de sucção in situ

Valores de sucção in situ do solo do horizonte B foram medidos com a utilização de dois instrumentos: um tensiômetro elétrico (ver foto 4.1) e um piezômetro/tensiômetro do tipo Imperial College (ver foto 4.2). O segundo instrumento estava munido de um sistema de aquisição automática de dados, o qual permitiu o monitoramento contínuo do valor da sucção in situ. Esses equipamentos foram descritos em detalhe na seção 2.3.2.

A figura 4.1 apresenta as medições de sucção realizadas com o piezômetro/tensiômetro do tipo Imperial College. Os valores de sucção foram medidos na profundidade de 1,70 m no interior do solo do horizonte B. Estes valores variaram entre 8 e 11 kPa ao longo de um período de 6 meses (entre Maio e Novembro de 1998). Este período de medição correspondeu a uma época de chuvas intensas no estado do Rio Grande do Sul. O pico de sucção apresentado na figura 4.1 deveu-se provavelmente a alguma instabilidade momentânea na leitura realizada pelo transdutor de pressão do instrumento e não foi considerado como uma ocorrência real. A sucção média no período de leituras ficou em 8,8 kPa.



Foto 4.1 – Piezômetro/tensiômetro do tipo Imperial College

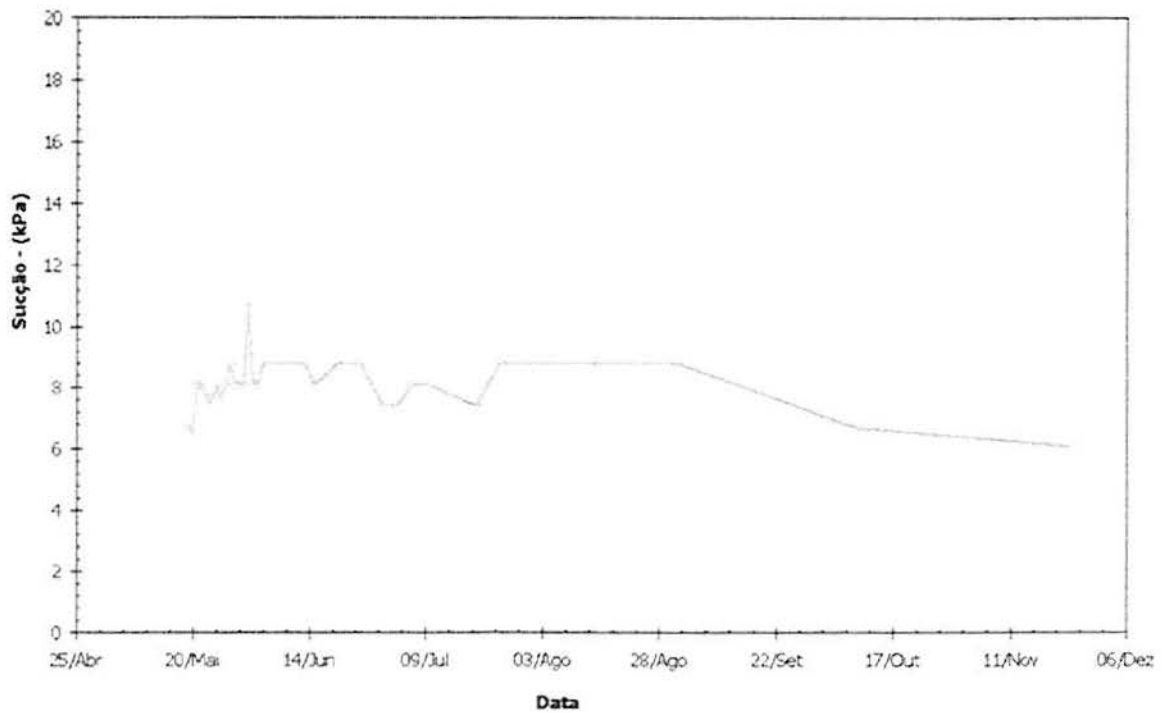


Figura 4.1 – Medições de sucção com o Piezômetro/Tensiômetro do tipo Imperial College



Foto 4.2 – Detalhe do tensiômetro elétrico instalado em campo

As leituras no tensiômetro elétrico, diferentemente daquelas realizadas no piezômetro/tensiômetro do tipo Imperial College, foram realizadas manualmente utilizando em campo uma fonte de excitação e um multímetro. Sendo assim, não foi possível obter uma periodicidade diária de medidas. A figura 4.2 mostra os valores de sucção obtidos com tensiômetro elétrico. Estes valores variaram entre 4 e 10 kPa, no mesmo período de 6 meses. O valor médio de sucção foi de aproximadamente 6,1 kPa. Estes valores são comparáveis com os obtidos utilizando o piezômetro/tensiômetro do tipo Imperial College. Vale salientar que ambos os instrumentos foram instalados na mesma profundidade de 1,70 m.

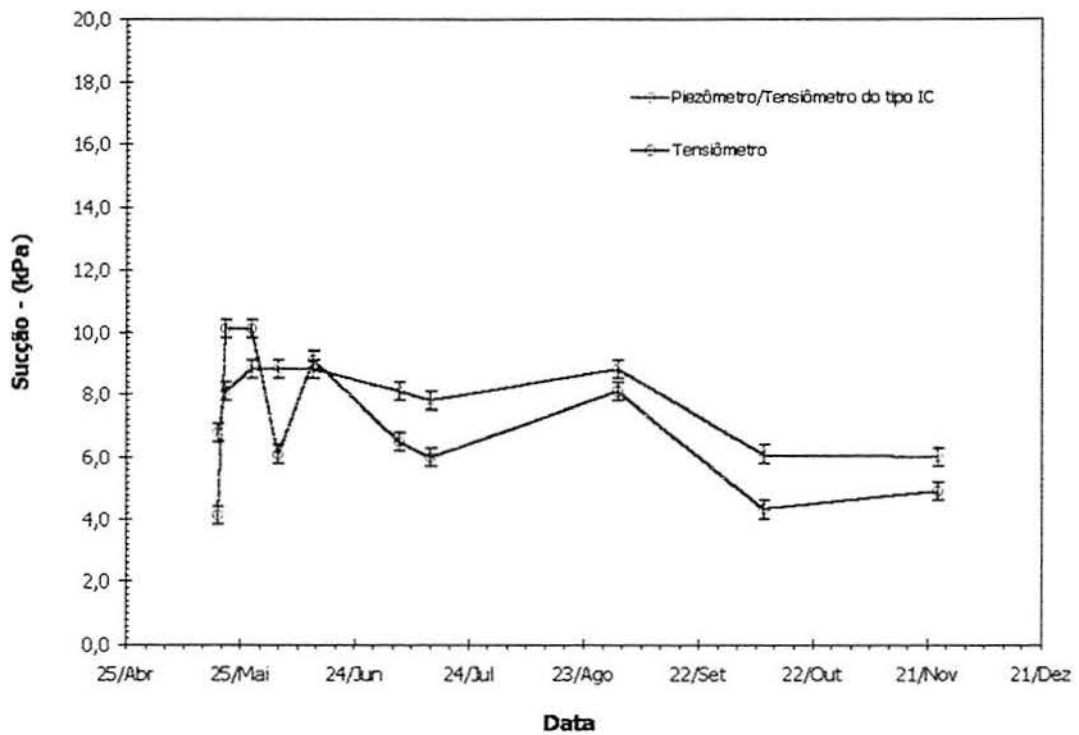


Figura 4.2 – Medições de sucção no tensiômetro elétrico e no piezômetro/tensiômetro do tipo Imperial College

Deve-se observar que o nível de sucção medido no solo do horizonte B é bastante baixo (valores entre 4 e 10 kPa). Além disto, os valores medidos com piezômetro/tensiômetro do tipo Imperial College foram quase sempre ligeiramente superiores aos medidos com o tensiômetro elétrico. Entretanto a concordância entre ambos os instrumentos foi excelente, com diferenças de sucção medida em torno de 1 kPa.

A observação de que o piezômetro/tensiômetro do tipo Imperial College apresenta valores de sucção sempre maiores que o tensiômetro elétrico pode ser tentativamente explicada em função do procedimento de instalação em campo de cada instrumento. O tensiômetro elétrico era instalado num furo de sondagem sem revestimento, no fundo do qual colocava-se inicialmente uma pasta com o solo local onde era mergulhada a ponta porosa. O piezômetro/tensiômetro do tipo Imperial College, por outro lado, era instalado no interior de um tubo de revestimento, onde o ponto de

medição ficava completamente selado. Considerando que o período de medição foi muito chuvoso, as leituras no tensiômetro elétrico poderiam ter sofrido a influência de alguma infiltração de água das chuvas pelo furo sem revestimento.

4.2. Ensaios de Condutividade Hidráulica

4.2.1. Ensaios de campo com o permeâmetro de Guelph

Os ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph são normalmente realizados segundo o procedimento recomendado por Reynolds et al (1985). A principal característica deste procedimento é a utilização de dois estágios de carga hidráulica, correspondendo normalmente a lâminas d'água de 5 cm e 10 cm acima do fundo do furo de sondagem. O objetivo é permitir a solução do sistema de equações lineares deste ensaio, revistas na seção 2.2.2.

Nesta dissertação, com o objetivo de se obter maior repetibilidade dos resultados experimentais, o ensaio com o permeâmetro de Guelph foi realizado *em três estágios de carga*, correspondendo a lâminas d'água de 5, 10 e 20 cm acima do fundo do furo de sondagem. Isso possibilitou que se obtivesse três resultados experimentais independentes para cada ensaio, permitindo portanto a montagem de três sistemas formados pelas equações 2.19 e 2.20. Consequentemente, três valores eram obtidos para as incógnitas ϕ_m e k_{fs} em cada ensaio. O valor final adotado para cada incógnita foi a média dos três resultados.

Com o objetivo de minimizar a possibilidade de vazamentos nas conexões entre os diversos segmentos utilizados para os tubos de suporte e de ar, foi necessário realizar uma modificação no equipamento original fornecido pela empresa Soil Moisture Inc. Esta modificação consistiu na substituição dos tubos originais por tubos metálicos rosqueáveis, utilizados em extensões de 1,0 m de comprimento. A estanqueidade destas conexões era cuidadosamente verificada ao final de cada ensaio.

Ao todo, foram realizados três ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph no solo do horizonte B. É importante ressaltar que o critério de final de ensaio adotado nesta dissertação requeria um período mínimo de leituras de 60

minutos para cada estágio de carga. O objetivo era obter um número suficiente de pontos experimentais que permitissem reconhecer que a estabilização da vazão infiltrada.

Os resultados dos ensaios realizados com o permeâmetro de Guelph são mostrados na figura 4.3. Nesta figura, os resultados estão plotados em termos de volume total infiltrado versus tempo de ensaio. Deste modo, o cálculo da vazão estabilizada para cada estágio de carga era realizado a partir da determinação da inclinação média do trecho retilíneo final de cada curva. Esta forma de apresentação de resultados mostrou-se menos ambígua que a forma originalmente sugerida por Reynolds et al (1985). Esta consistia na consideração de que a vazão estaria estabilizada após a obtenção de três leituras repetidas de volume infiltrado. Para os ensaios realizados nesta dissertação, a aplicação do critério de Reynolds et al (1985) levava a duração muito pequena de ensaio, menor que 20 minutos, não conseguindo portanto reproduzir fielmente as pequenas oscilações de vazão infiltrada que ocorriam ao longo do tempo.

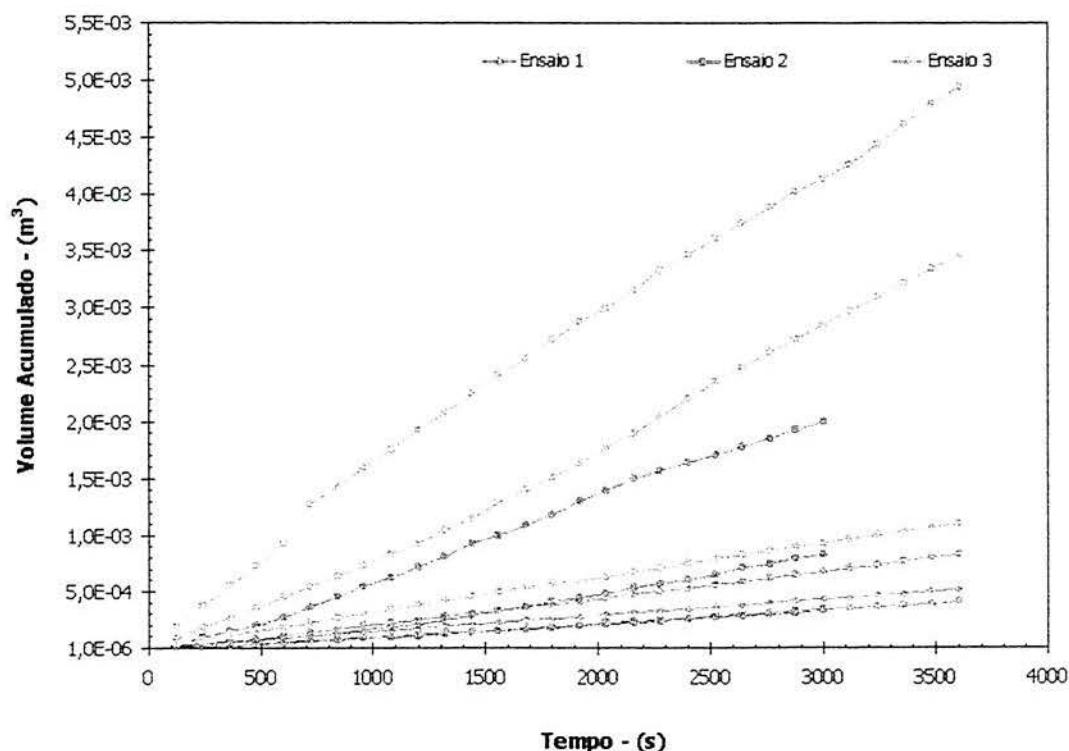


Figura 4.3 – Resultados dos ensaios com o permeâmetro de Guelph

Realizando o cálculo da vazão estabilizada ao final de cada estágio de carga, conforme descrito no parágrafo anterior, foram obtidos os resultados mostrados no quadro 4.1. Nota-se neste quadro, a variabilidade entre os valores de vazão estabilizada obtidos para os três ensaios realizados. Vale ressaltar que, no período em que foi realizado o ensaio 3, o solo no talude mostrava-se ligeiramente mais seco. Os teores de umidade medidos nas amostras de solo coletadas ao final da escavação do furo de sondagem foram de 25,7 e 24,2 % para os ensaios 1 e 2, respectivamente. Para o ensaio 3 foi medido um teor de umidade menor, igual a 21,4 %.

Quadro 4.1 – Vazões estabilizadas para os ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph – ($10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$)

Carga Hidráulica	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
h = 5 cm	0,118	0,118	0,288
h = 10 cm	0,141	0,357	1,02
h = 20 cm	0,249	0,642	1,24

O quadro 4.2 mostra os valores do fator de forma C utilizados nas equações 2.19 e 2.20, em função da geometria do ensaio e da carga hidráulica aplicada.

Quadro 4.2 – Parâmetro "C" para cálculo dos ensaios
(a_f = raio do furo, conforme a figura 2.12)

Carga Hidráulica	h/a	C
h = 5 cm	1,67	0,80
h = 10 cm	3,33	1,28
h = 20 cm	1,28	1,96

Resolvendo o sistema de equações lineares sugerido por Reynolds et al (1985) para a interpretação dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph (equações 2.19 e 2.20), obteve-se os resultados mostrados no quadro 4.3. Para cada ensaio está também apresentado o correspondente valor de

$$\alpha = \frac{k_{fs}}{\phi_m}$$

Quadro 4.3 – Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph

Parâmetro	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Média final
k_{fs} (10^{-6} m/s)	1,68	5,52	5,11	4,10
ϕ_m (10^{-4} m ² /s)	1,06	1,46	7,76	3,43
α (10^{-2} m ⁻¹)	1,58	3,78	0,659	2,01

Com os resultados médios obtidos do quadro 4.3, foi estimada uma curva de variação do coeficiente de condutividade hidráulica não saturada com a sucção para o solo estudado. Como visto na seção 2.1.2, diversas equações empíricas foram propostas na literatura com o objetivo de previsão deste coeficiente de condutividade hidráulica não saturada. Fazendo uso da equação 2.11 proposta por Gardner (1958) - a qual é uma das hipóteses do método de interpretação dos resultados de ensaios com o permeâmetro de Guelph proposto por Reynolds et al (1985) - foi obtida a curva mostrada na figura 4.4. No capítulo 6, esta curva será comparada com a prevista pelo método de Green e Corey (1971), a partir da curva característica obtida em laboratório.

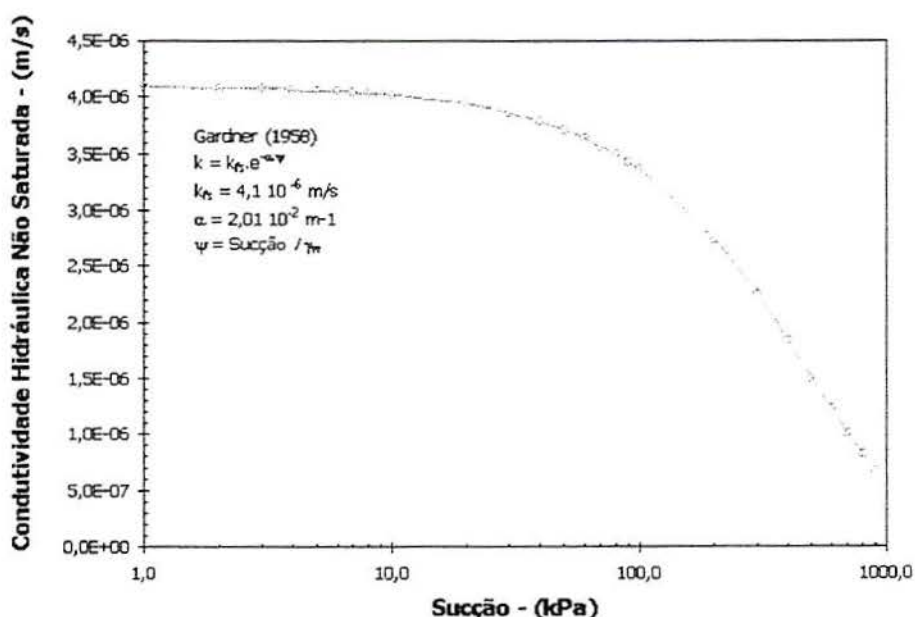


Figura 4.4 – Variação da condutividade hidráulica não saturada com a sucção, determinada a partir dos ensaios com o permeâmetro de Guelph

A foto 4.3 mostra o permeâmetro de Guelph montado em campo, tal como nos ensaios realizados no solo do horizonte B do colúvio arenoso de São Sebastião do Cai.

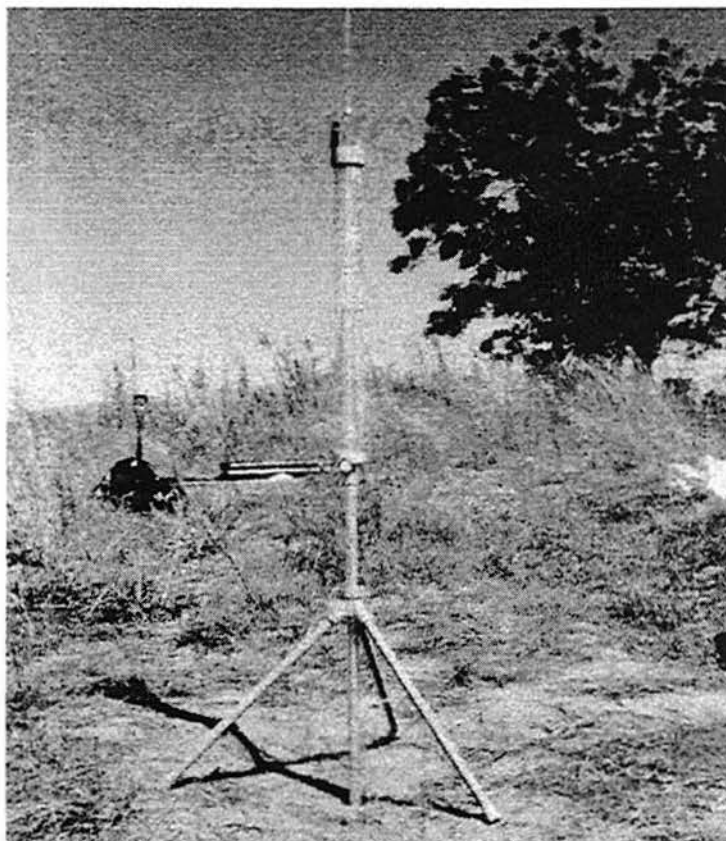


Foto 4.3 – Permeâmetro de Guelph montado

4.2.2. Ensaios com piezômetros

O outro ensaio de campo realizado para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica do solo do horizonte B constitui-se na utilização de piezômetros. A técnica de ensaio baseou-se essencialmente na sugerida pela literatura geotécnica, conforme discutido na seção 2.2.2. A foto 4.4 mostra um piezômetro montado em campo, pronto para a realização deste ensaio.

Antes de proceder à descrição dos resultados experimentais obtidos nesta dissertação com os ensaios de condutividade hidráulica utilizando piezômetros, vale ressaltar algumas modificações introduzidas recentemente na concepção tradicional (Dunnicliff, 1988). Alguns detalhes da montagem do equipamento foram aperfeiçoados

por Azambuja e Jungblut (1996). Basicamente, estes autores desenvolveram um sistema de extensões rosqueáveis para o tubo de queda do piezômetro, de forma a possibilitar sua recuperação no final do ensaio. Além disto, adaptaram uma bureta graduada na superfície lateral do tubo de queda para permitir o controle mais preciso do nível d'água no interior deste tubo. Esta concepção geral foi adotada nesta dissertação.



Foto 4.4 – Piezômetro instalado em campo

Uma inovação introduzida na prática local está mostrada na foto 4.5. Para os ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros realizados nesta dissertação foram produzidas pastilhas de bentonita seca, com dimensões de aproximadamente 1 cm. Essas pastilhas foram utilizadas - e mostraram-se bastante eficientes - na confecção dos selos dos piezômetros. O procedimento seguido na confecção do selo de bentonita, bem como do filtro de areia de cada piezômetro, seguiu a técnica convencional, estando descrito na seção 2.2.2b.

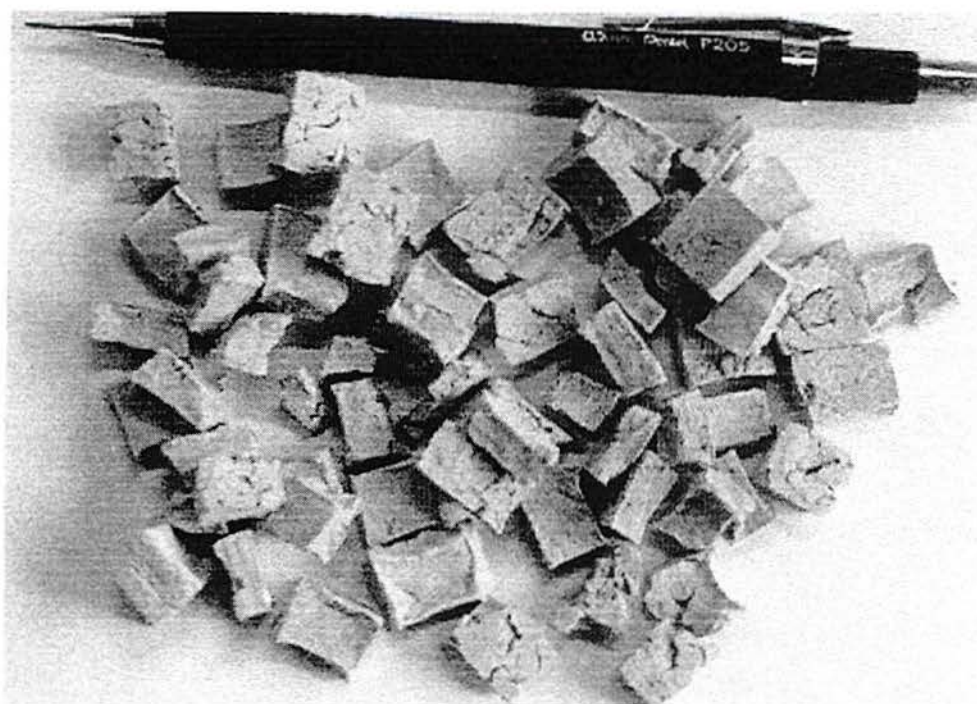


Foto 4.5 – Pastilhas secas utilizadas na execução do selo de bentonita dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros

Com relação à rapidez de re-hidratação das pastilhas de bentonita, esta foi verificada através de um experimento realizado em laboratório. Neste experimento, desenvolveu-se uma espécie de "modelo reduzido" do conjunto filtro de areia - selo de bentonita. O diâmetro interno da proveta correspondia aos mesmos 60 mm do ensaio de campo e o tubo de PVC era exatamente do mesmo diâmetro do piezômetro (32 mm). As fotos 4.6 e 4.7 mostram a seqüência de re-hidratação imposta ao conjunto. Após 15 minutos de inundação, observou-se que o selo de bentonita já estava perfeitamente formado. Considerando que o tempo de espera adotado para a re-hidratação da bentonita em campo foi de aproximadamente duas horas, acredita-se que nenhum problema de selamento tenha ocorrido durante os ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros.

Uma característica fundamental dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros é o elevado tempo de estabilização das leituras de vazão, quando o ensaio é realizado na modalidade de carga hidráulica constante. No caso de solos saturados, vários autores recomendam a utilização de uma técnica de extrapolação da vazão para o tempo infinito, desenvolvida por Gibson (1963). Conforme foi discutido na seção 2.2.2b, esta

variação de vazão com o tempo deve-se à expansão ou adensamento do solo junto à ponteira do piezômetro. A utilização dessa mesma técnica de extrapolação de resultados para o caso de solos não saturados foi sugerida por Stephens e Neumann (1982), conforme também discutido na seção 2.2.2b. O principal fenômeno relacionado à variação de vazão com o tempo é diminuição do gradiente hidráulico médio com o avanço da frente de saturação.



Foto 4.6 – Pastilhas secas



Foto 4.7 – Pastilhas após 15 minutos de inundação

A figura 4.5 mostra as curvas vazão \times inverso da raiz quadrada do tempo total de ensaio (Gibson 1963), traçadas nesta dissertação a partir dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros. Estes ensaios foram realizados na modalidade de carga hidráulica constante. A extrapolação para o tempo infinito está indicada na mesma figura, resultando nos valores de vazão estabilizada mostrados no quadro 4.4. Nota-se que estes valores são muito próximos.

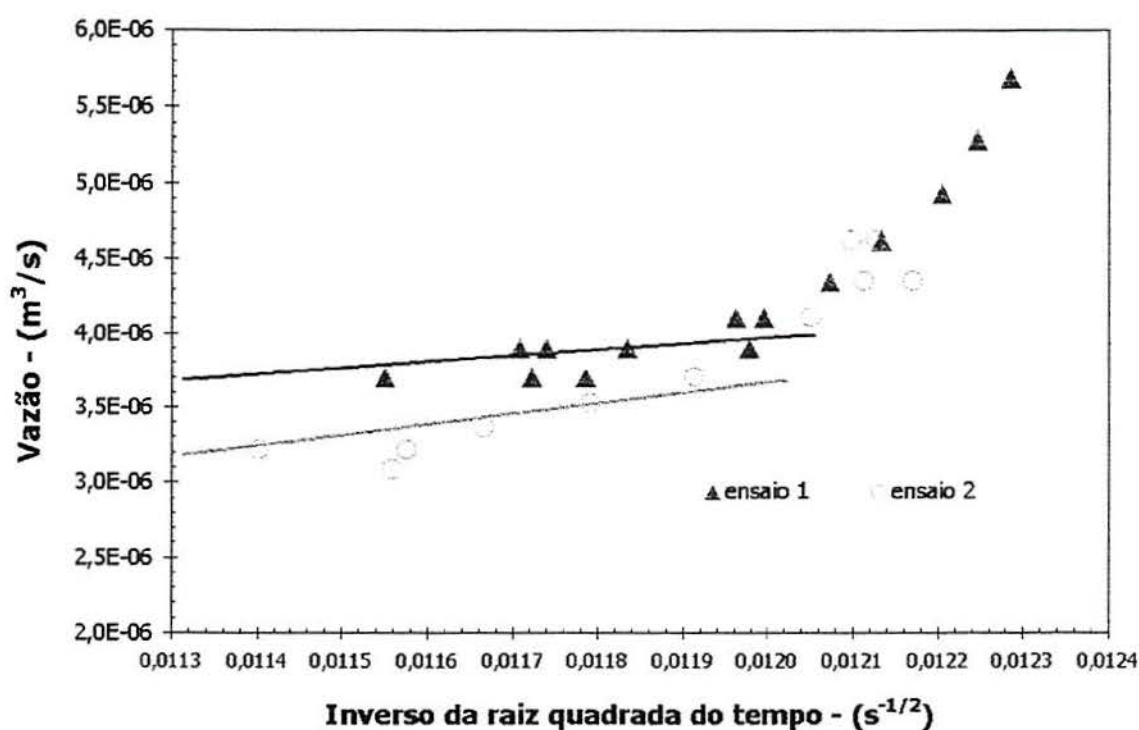


Figura 4.5 – Determinação da vazão estabilizada no tempo infinito para os ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros (conforme Gibson, 1963)

Com as vazões estabilizadas determinadas a partir da figura 4.5, foram calculados os valores de coeficiente de condutividade hidráulica do solo do horizonte B, utilizando a equação 2.21. Para tanto, o valor do fator de forma F foi previamente determinado através da equação 2.23, adotando o parâmetro $m = 1$, isto é, correspondente à formulação sugerida por Hvorslev (1951). Os valores calculados de k_{fs} estão mostrados no quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros

Ensaio	Vazão estabilizada ($10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$)	k_{fs} (m/s)	k_{fs} médio (m/s)
1	3,6	$1,87 \cdot 10^{-6}$	$1,71 \cdot 10^{-6}$
2	3,0	$1,55 \cdot 10^{-6}$	

4.3. Ensaio de Laboratório

Os ensaios de condutividade hidráulica de laboratório foram realizados com uma câmara triaxial modificada para funcionar como um permeâmetro de parede flexível. Nos corpos de prova preparados com amostras indeformadas, foi aplicada uma carga hidráulica constante durante o ensaio. Para as amostras remoldadas, a modalidade de ensaio adotada foi de carga hidráulica variável. A foto 4.8 mostra a câmara triaxial utilizada, bem como o equipamento complementar necessário para a realização do ensaio.

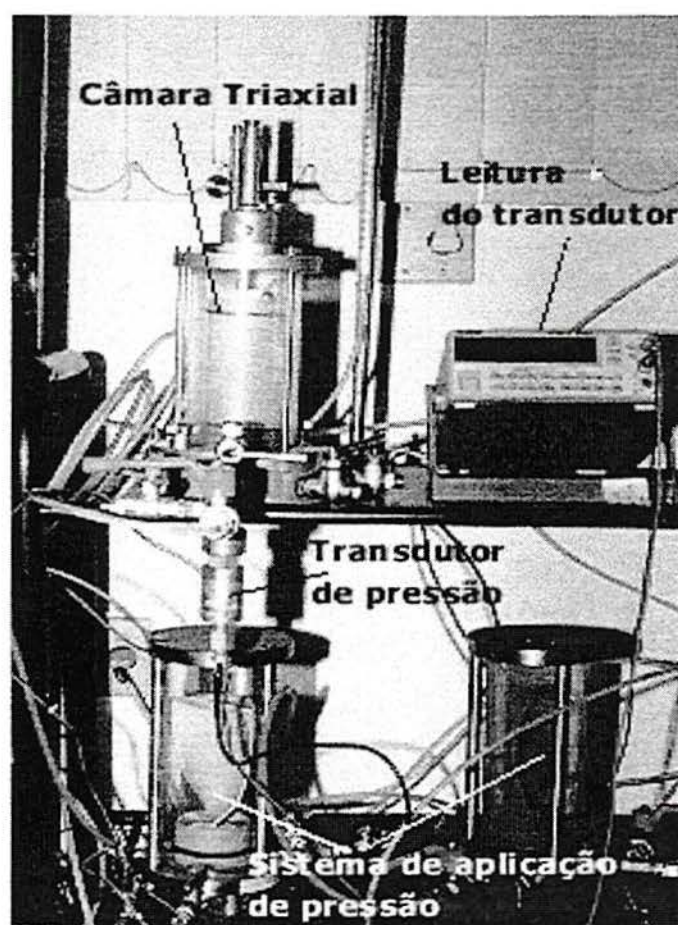


Foto 4.8 – Câmara triaxial utilizada nos ensaios de condutividade hidráulica de laboratório

Os ensaios em amostras indeformadas foram realizados com corpos de prova de diâmetro igual a 5 cm e comprimento variável entre 8 e 10 cm. O comprimento variável foi devido às dificuldades de moldagem dos corpos de prova, causadas pela fragilidade da macro-estrutura do solo. Nos ensaios em amostras remoldadas, as dimensões do corpo de prova foram: 5 cm de diâmetro e 10 cm de comprimento.

4.3.1. Ensaios com corpos de prova indeformados

Os ensaios com corpos de prova indeformados foram realizados com carga hidráulica constante e gradiente hidráulico aproximadamente igual a 8. Em cada ensaio, uma diferença de carga hidráulica igual a 80 cm de coluna d'água era aplicada entre as extremidades do corpo de prova, gerando-se um fluxo vertical ascendente no seu interior. A pressão de confinamento era mantida constante durante o ensaio, igual a 50 kPa. Como não foi utilizada contra-pressão, a tensão radial efetiva no corpo de prova nunca foi menor que 40 kPa. Isto era importante para minimizar o risco de ocorrer fluxo d'água entre a membrana e a superfície lateral do corpo de prova.

Com o objetivo de minimizar a perda de carga no equipamento de ensaio, foram construídos dois discos porosos utilizando uma tela de nylon. Estes discos substituíram as pedras porosas originais do equipamento, de baixa condutividade hidráulica. Os discos de nylon apresentaram coeficiente de condutividade hidráulica elevada, da ordem de centímetros por segundo. Desta forma, acredita-se que praticamente não apresentaram restrição significativa ao fluxo de água durante os ensaios, portanto não afetando de forma importante os valores de coeficiente de condutividade hidráulica medidos no solo.

Para verificar se havia alguma influência do tempo de ensaio sobre o comportamento dos corpos de prova indeformados, três ensaios de condutividade hidráulica de laboratório foram estendidos por vários dias. O resultado destes ensaios mostraram que realmente havia um efeito de tempo. Conforme mostrado na figura 4.6 o coeficiente de condutividade hidráulica apresentou uma queda de até 5 vezes quando a pressão de confinamento foi mantida constante por um período de 120 h. Os valores finais de coeficiente de condutividade hidráulica determinados em laboratório para o solo do horizonte B, na condição indeformada, foram da ordem de $7,0 \cdot 10^{-6}$ m/s.

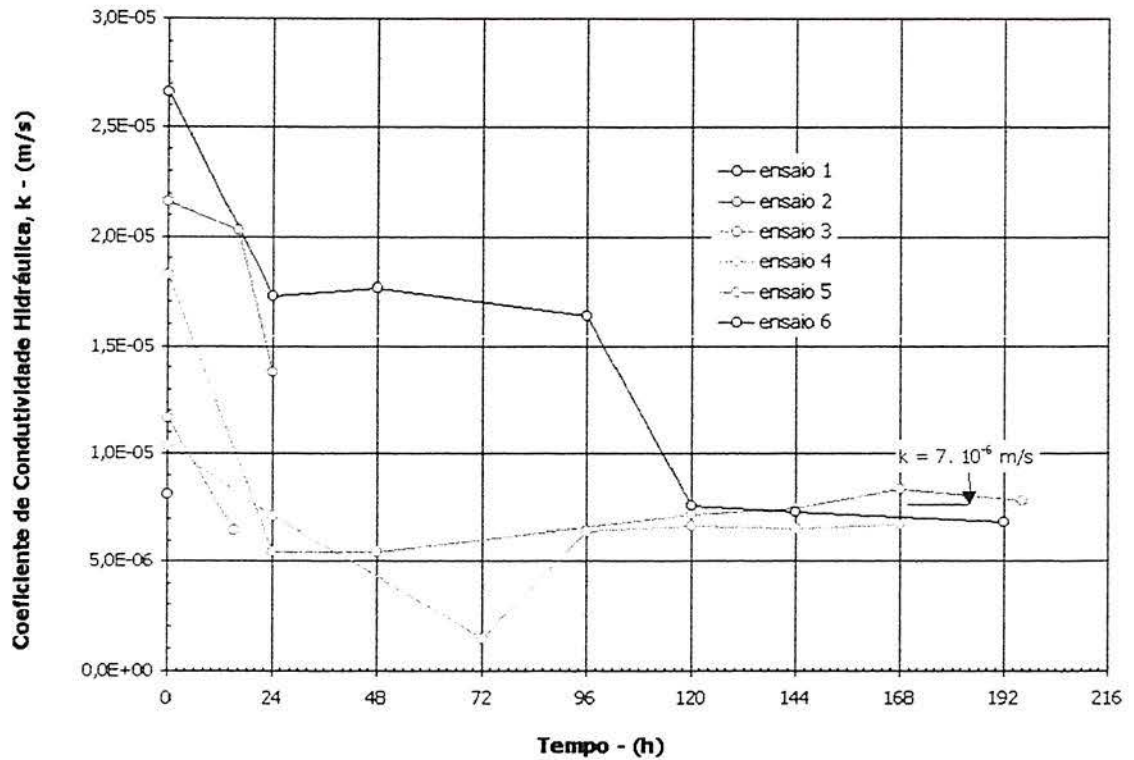


Figura 4.6 – Ensaio de condutividade hidráulica de laboratório: corpos de prova indeformados

4.3.2. Ensaio com corpos de prova remoldados

Os corpos de prova remoldados foram preparados a partir de amostras previamente secas ao ar, destorroadas e a seguir recompatadas estaticamente nos índices físicos de campo. A figura 4.7 mostra os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica de laboratório realizados com estas amostras. Nota-se nesta figura o aumento significativo no valor de k com o aumento da contra-pressão aplicada. O valor de k torna-se constante para uma contra-pressão maior que 350 kPa, sugerindo que a saturação do corpo de prova foi atingida. Este valor é da ordem de $7,0 \cdot 10^{-8}$ m/s.

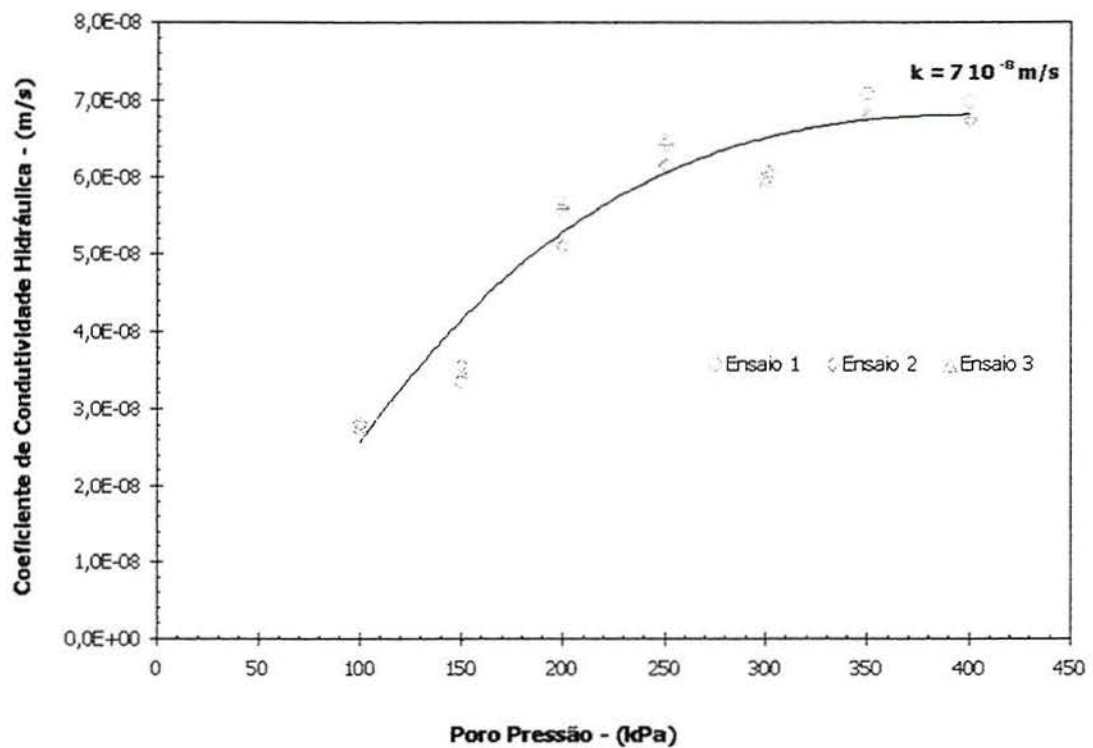


Figura 4.7 – Ensaios de laboratório, amostras remoldadas

Comparativamente aos valores de coeficiente de condutividade hidráulica determinados com os ensaios de laboratório, na condição natural, obteve-se valores de k aproximadamente 100 vezes menores que aqueles determinados com as amostras indeformadas. Isso sugere que o fluxo d'água no solo natural é condicionado pela macroestrutura, particularmente pela presença de fissuras, visto que os resultados obtidos com os corpos de prova remoldados provavelmente representam a condutividade hidráulica da matriz silto-argilosa.

V. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

5.1. Introdução

Buscando simular os ensaios de condutividade hidráulica de campo, realizados com piezômetros e com o permeâmetro de Guelph, foram feitas análises numéricas de fluxo de água em solos com um programa de elementos finitos comercialmente disponível. O programa utilizado foi o SEEP/W versão 3.03, produzido pela empresa canadense GEO-SLOPE International.

Esse programa permite que sejam realizadas simulações de fluxo d'água em solos através de uma malha de elementos finitos, considerando vários tipos de elementos. Os tipos de análise também podem variar; pode-se simular fluxo em condições (a) saturada ou não saturada, (b) estacionária (sem variação de poro-pressão ou sucção com o tempo) ou transiente e (c) bidimensional ou tri-dimensional para o caso de análise axissimétrica (isto é, fluxo radial com relação a um eixo de simetria). O programa SEEP/W permite também a simulação de fluxo de água em solo homogêneo ou estratificado. A entrada de dados deste programa é facilitada por uma rotina para a geração automática de malha e a saída de dados é também facilitada por uma interface gráfica amigável em ambiente Windows.

Entre as características principais do programa está a utilização da Lei de Darcy como relação constitutiva para a análise de fluxo de água. A equação de elementos finitos utilizada neste programa originou-se da aplicação do método de resíduos de Galerkin à equação diferencial para o fluxo bi-dimensional, anisotrópico e transiente. A solução de elementos finitos para a análise transiente inclui uma integração no tempo realizada por diferenças finitas. As equações de elementos finitos são solucionadas utilizando o método de Gauss (conforme Geo-Slope, 1994).

Entre os principais dados de entrada para cada solo incluído na malha de elementos finitos estão a sua curva característica, expressa em termos da relação entre o teor de umidade volumétrico e a sucção, e o seu coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo. Outro dado de entrada importante é a variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a sucção. Esta função pode ser estimada a partir da curva característica através de uma rotina existente no próprio programa de elementos finitos. Alternativamente, pode ser introduzida como um dado de entrada independente, da mesma forma que a curva característica. Se a opção adotada for a de estimar a função de condutividade hidráulica através do próprio programa SEEP/W, esta função é obtida utilizando o modelo sugerido por Green e Corey (1971).

Uma vez definida a malha de elementos finitos para uma particular aplicação, as condições de contorno e as condições iniciais de carga total podem ser facilmente impostas. Por exemplo, no caso estudado nesta dissertação, adotou-se uma condição inicial não saturada que correspondia a uma sucção inicial (medida em campo e suposta distribuída uniformemente na massa de solo) em torno de 10 kPa. Esta condição inicial foi imposta a partir de um arquivo de cargas totais, o qual foi gerado com uma simulação preliminar em que todos os nós da malha (para a mesma geometria do ensaio simulado) tinham uma carga total igual à respectiva carga de altura menos 1 m de coluna d'água (correspondente à sucção de 10 kPa). Este arquivo de cargas totais era inserido na simulação do ensaio de condutividade hidráulica através de uma opção no módulo de solução do programa SEEP/W.

Os resultados de maior interesse obtidos com as simulações de fluxo de água em solos utilizando o programa SEEP/W são (a) a distribuição de poro-pressão na malha de elementos finitos, (b) a direção, o sentido e a magnitude do vetor velocidade de fluxo, (c) o gradiente hidráulico e (d) a vazão de infiltração através de seções de fluxo previamente definidas na entrada de dados. No caso de fluxo transiente, o programa fornece essas informações para um grande número de intervalos de tempo previamente definidos pelo usuário. Dessa forma, foi possível estimar as vazões finais, a partir das simulações dos ensaios de condutividade hidráulica de campo, utilizando técnicas de extrapolação para tempo infinito (Gibson, 1963; Stephen e Neuman, 1982).

5.2. Definição da malha de elementos finitos utilizada

A figura 5.1 mostra a malha de elementos finitos empregada para as simulações dos ensaios de condutividade hidráulica de campo com piezômetros (no caso do permeâmetro de Guelph, uma malha similar foi utilizada). Fazendo uso do fato de que a geometria dos ensaios possui um eixo de simetria que passa pelo centro do furo, a malha de elementos finitos utilizada representa apenas o lado direito da área de fluxo; o lado esquerdo corresponde exatamente à mesma distribuição das grandezas.

A região discretizada corresponde a 1,0 m de distância horizontal a partir do centro do furo e a 1,0 metro de profundidade, sendo 50 cm acima da base do furo e 50 cm abaixo desta base. O raio do furo simulado era de 3 cm. Essa malha de elementos finitos se mostrou adequada ao objetivo da simulação, como será comprovado na apresentação dos resultados.

As dimensões da malha foram determinadas levando-se em conta a região de interesse para cada análise de fluxo de água. Não haveria sentido prático para uma malha de elementos finitos que contemplasse uma região maior. Como mostram os resultados das simulações, os volumes totais infiltrados são pequenos e a frente de saturação avança no interior do solo por uma distância relativamente pequena além das paredes dos furos de sondagem ensaiados.

Foram utilizados elementos finitos quadrilaterais, com nós existentes nos quatro vértices, e espessura 2π . A espessura definida desta forma é conveniente; fazendo com que a análise axissimétrica forneça diretamente o valor da vazão total - que passa através de cada seção de fluxo pré determinada - em uma unidade de vazão consistente com as demais unidades utilizadas nos dados de entrada (isto é, m^3/s).

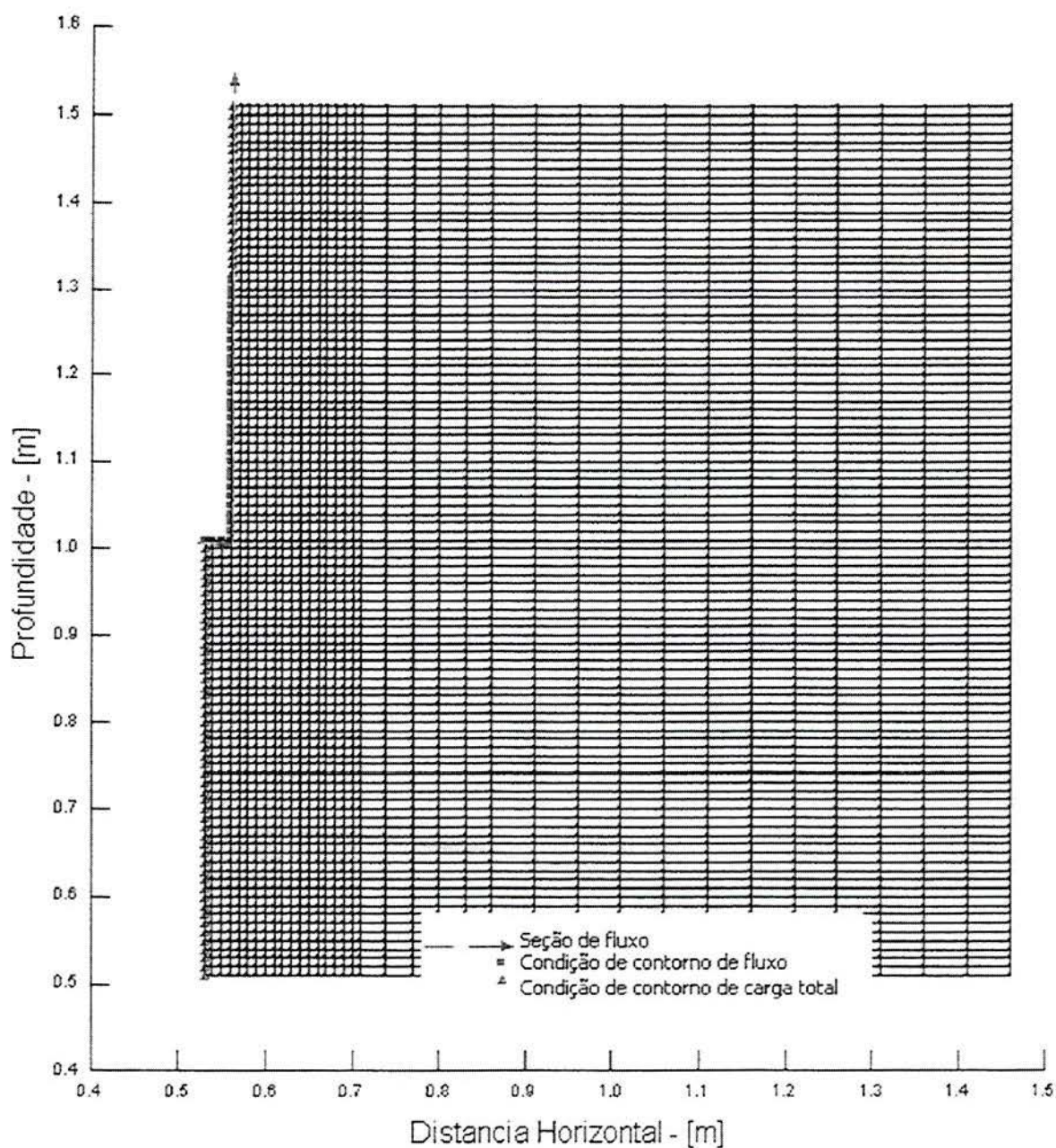


Figura 5.1 – Malha de elementos finitos utilizada na simulação do ensaio de condutividade hidráulica com o piezômetro

Sobre a malha de elementos finitos mostrada na figura 5.1, foram aplicadas as condições de contorno e as condições iniciais correspondentes a cada tipo de ensaio de condutividade hidráulica de campo simulado. Esta malha de elementos finitos corresponde àquela utilizada para a simulação dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros. Para as simulações do ensaio com o permeâmetro de Guelph, a forma da malha é similar mas as condições de contorno foram modificadas.

5.3. Simulação numérica do ensaio com o permeâmetro de Guelph

5.3.1. Dados de entrada

Os dados de entrada utilizados para as simulações do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph foram os seguintes:

- > Coeficiente de condutividade hidráulica saturado de campo: $k_{fs} = 10^{-6}$ m/s
- > Curva característica do solo: inicialmente, foi realizada uma modelagem da curva característica experimental utilizando o modelo de Fredlund e Xing (1994), por meio do método quasi-Newton, disponível no programa comercial ESTATÍSTICA. Os parâmetros determinados com esta modelagem foram: $\theta_s = 42,9$ %, $a = 4.677.380$, $n = 0,2824$, $m = 23,25$. Como este modelo não está implementado no programa SEEP/W, foram a seguir calculados pares de pontos (S , θ) a partir da modelagem realizada. Estes pares correspondem à curva CC1 da figura 5.2. Os mesmos pares de pontos (em número total de 40) foram então fornecidos ao programa SEEP/W.
- > Curva de variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a sucção: estimada pelo próprio programa SEEP/W a partir da curva característica modelada CC1, utilizando o modelo proposto por Green e Corey (1971). A figura 5.3 ilustra esta curva.

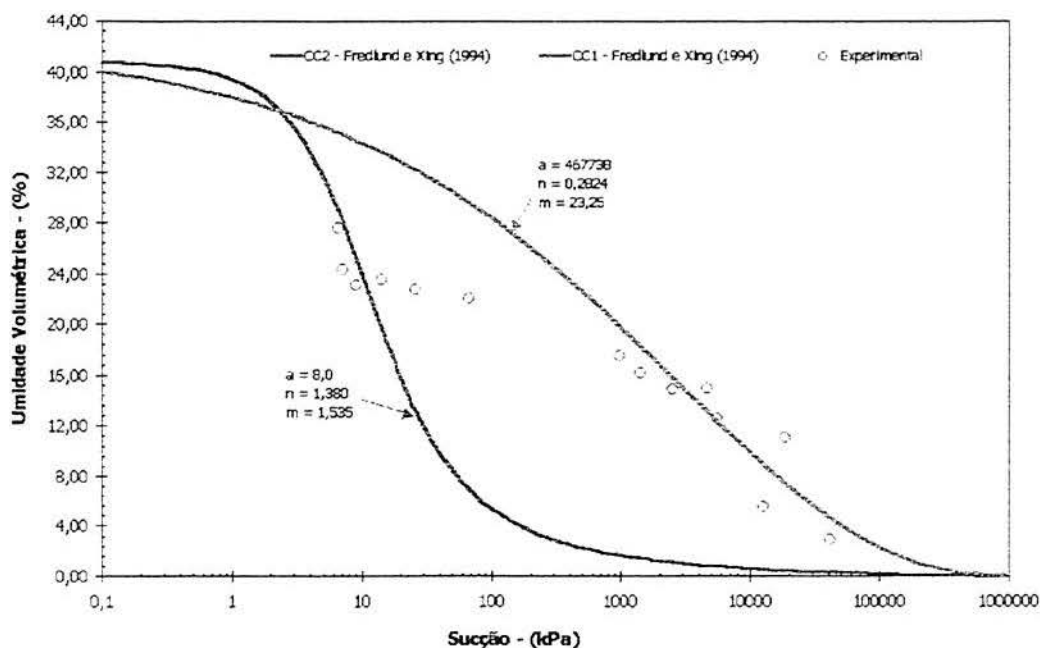


Figura 5.2 – Curvas características utilizadas nas simulações numéricas

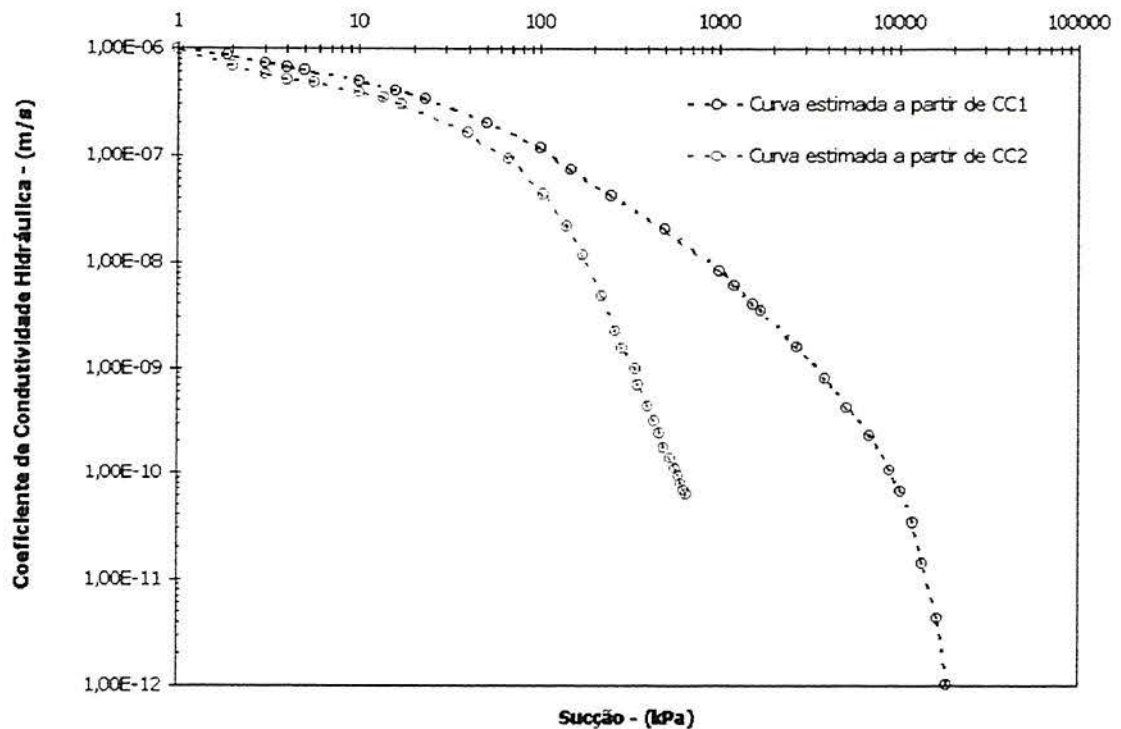


Figura 5.3 - Curvas de condutividade hidráulica versus sucção utilizadas nas simulações numéricas

5.3.2. Resultados das simulações dos ensaios com permeâmetro de Guelph

Os ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph foram realizados nesta dissertação em três estágios de carga hidráulica. Estes estágios correspondem a lâminas d'água de 5 cm, 10 cm e 20 cm acima do fundo do furo de sondagem. Por questões operacionais, cada estágio de carga hidráulica teve a duração de 60 minutos. Desta forma, os ensaios com o permeâmetro de Guelph tinham uma duração total de 3 horas, distribuídas seqüencialmente em uma hora com lâmina d'água de 5 cm, uma hora com lâmina d'água de 10 cm e uma hora com lâmina d'água de 20 cm. As simulações numéricas procuraram reproduzir tão fielmente quanto possível estas condições. Isto foi conseguido através de uma análise transiente de fluxo axissimétrico que incorporava a geometria do ensaio na malha de elementos finitos (figura 5.1).

Os seguintes passos eram seguidos nas simulações numéricas dos ensaios com o permeâmetro de Guelph. Inicialmente, promovia-se uma simulação de fluxo preliminar na mesma malha de elementos finitos, de modo a obter uma distribuição de cargas totais correspondente à condição inicial de sucção igual a 10 kPa em todos os nós (seção 5.1),

> O segundo passo representava o início propriamente dito da simulação numérica do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph. Partindo das condições iniciais estabelecidas no passo anterior, o programa SEEP/W simulava o fluxo de água no solo para condições de contorno de carga total (aplicadas nos nós da parede do furo) equivalentes a uma lâmina d'água de 5 cm acima da base do furo;

> O terceiro passo consistia na simulação do segundo estágio de carga hidráulica do ensaio com o permeâmetro de Guelph. Esta simulação era realizada com condições de contorno correspondentes a uma lâmina d'água de 10 cm acima da base do furo, utilizando como condição inicial o arquivo de cargas totais obtido no tempo de 60 minutos da simulação realizada no passo anterior;

> O quarto passo consistia na simulação do terceiro estágio de carga hidráulica (correspondente a uma lâmina d'água de 20 cm acima da base do furo). A condição inicial utilizada neste passo foi obtida no tempo de 60 minutos da simulação realizada no passo anterior. Após a simulação de 60 minutos de infiltração correspondente ao último estágio de carga hidráulica, considerava-se encerrada a análise numérica do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph. A figura 5.4 apresenta o resultado desta simulação numérica. Os vetores mostrados na figura 5.4 indicam o sentido e a intensidade do fluxo de água no interior do solo.

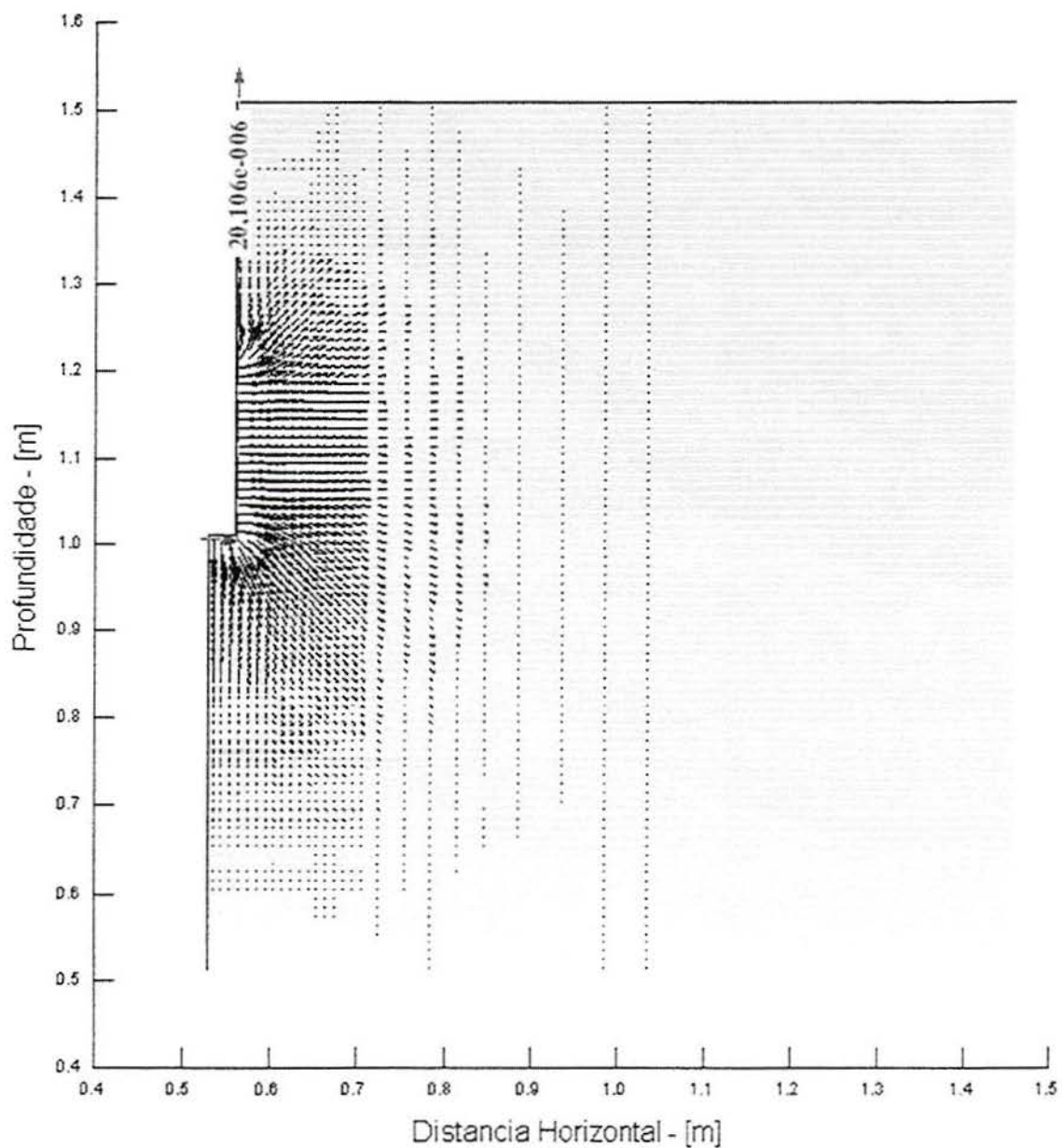


Figura 5.4 – Simulação do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph, indicando-se o sentido, a direção e a magnitude dos vetores velocidade de fluxo, além do valor da vazão que infiltra ao longo da seção indicada, para a carga hidráulica de 20 cm, após 60 minutos de ensaio

A figura 5.5 mostra a posição da frente de saturação para o estágio de carga correspondente a uma lâmina d'água de 20 cm acima da base do furo, após 60 minutos de infiltração. Nesta figura, a frente de saturação está representada pela linha azul que acompanha o contorno do furo. A frente de saturação é definida como a linha que une

pontos com poro-pressão igual a zero. Conforme mostra a figura 5.5, a frente de saturação avançou em torno de 5 cm para dentro do solo, após 60 minutos de simulação.

Este resultado era esperado visto que a carga hidráulica no interior do furo era pequena e os correspondentes volumes de água infiltrados eram também pequenos. A vazão instantânea que infiltrou no tempo de 60 minutos para a lâmina d'água de 20 cm foi igual a $20,106 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$. A figura 5.5 também apresenta a distribuição de sucção no interior do solo para o mesmo tempo. É interessante notar que as conformações da frente de saturação prevista, da distribuição de sucção e dos vetores de fluxo são semelhantes às obtidas nos outros tempos de simulação, para todos os estágios de carga aplicados.

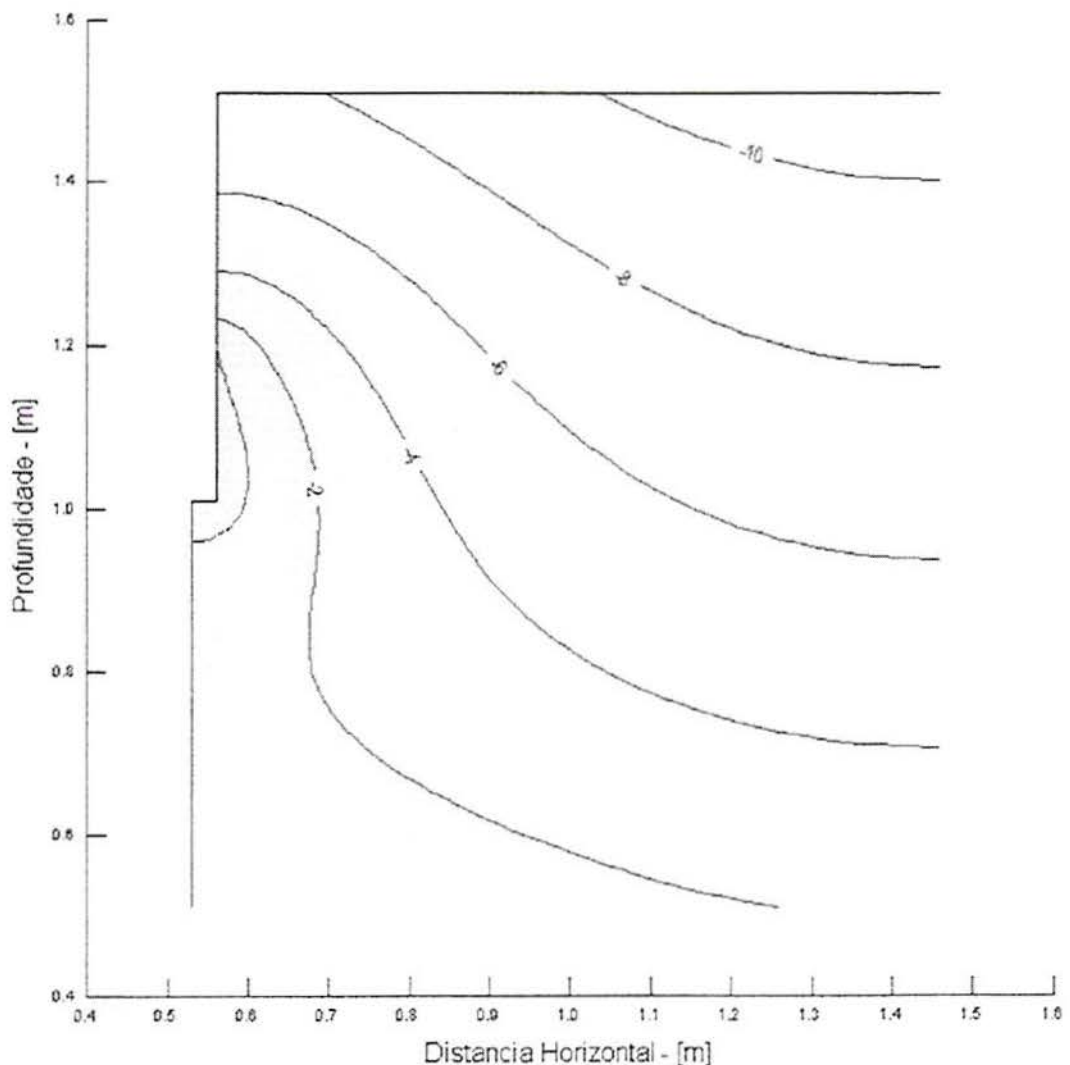


Figura 5.5 – Resultado da simulação do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph: posição da frente de saturação e distribuição de pressões para a carga hidráulica de 20 cm, após 60 minutos

A correspondente distribuição de gradientes hidráulicos, para as condições iniciais mencionadas acima, é apresentada na figura 5.6. Novamente, esta distribuição corresponde ao tempo de 60 minutos de simulação do último estágio de carga, isto é, corresponde ao final do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph. Ressalta-se que o padrão de comportamento observado é similar aos outros tempos de simulação, para todos os estágios de carga aplicados. A figura 5.6 mostra dois pontos de concentração de gradientes hidráulicos, associados a discontinuidades geométricas. O primeiro situa-se junto à base do furo. O segundo, próximo à superfície da lâmina d'água dentro do furo.

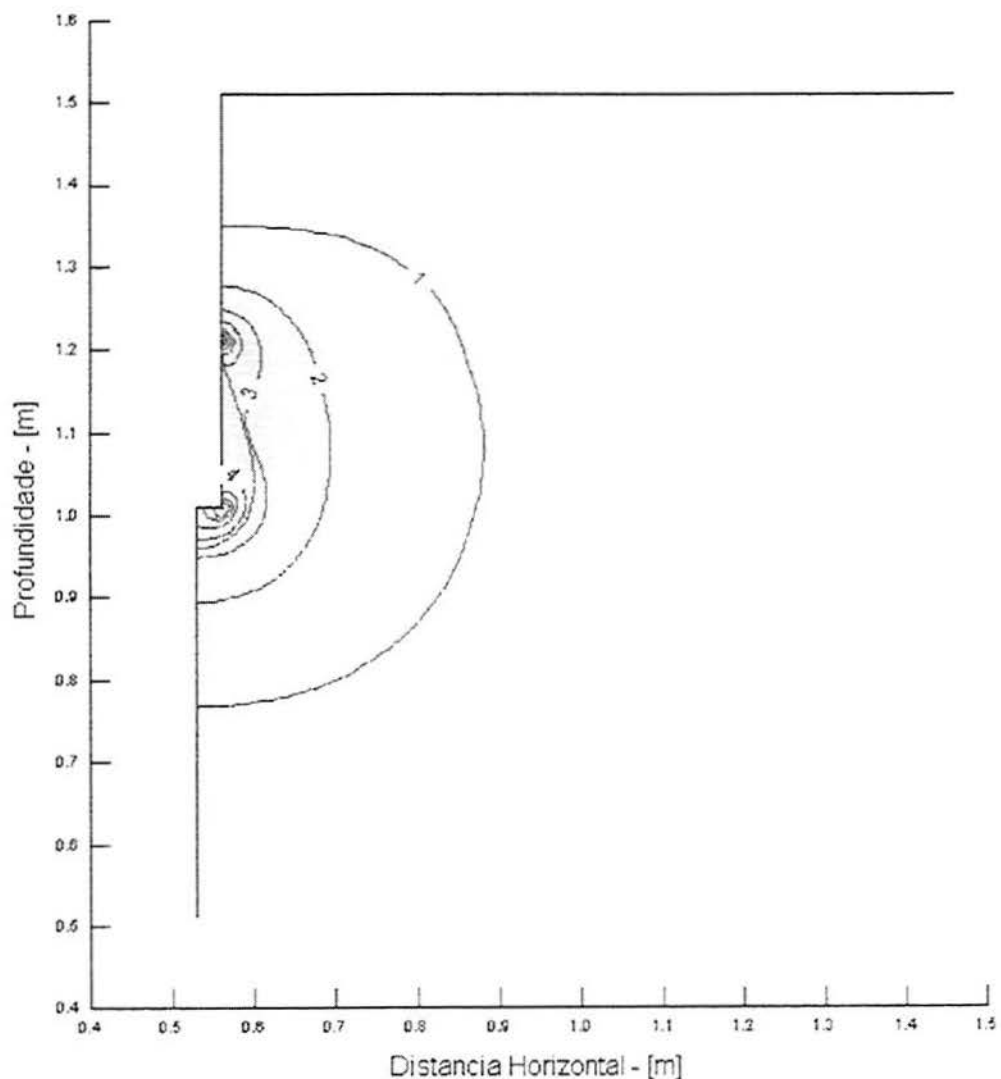


Figura 5.6 – Resultado da simulação do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph: distribuição de gradientes hidráulicos para a carga hidráulica de 20 cm, após 60 minutos de ensaio

5.3.3. Comparação dos resultados numéricos com os dados experimentais

Nesta seção, os resultados das simulações numéricas dos ensaios com o permeâmetro de Guelph são comparados com os dados experimentais, utilizando-se a mesma forma de representação gráfica previamente adotada na seção 4.2.1. São portanto comparadas as curvas teóricas e experimentais de volume total infiltrado versus tempo de ensaio (figura 5.7).

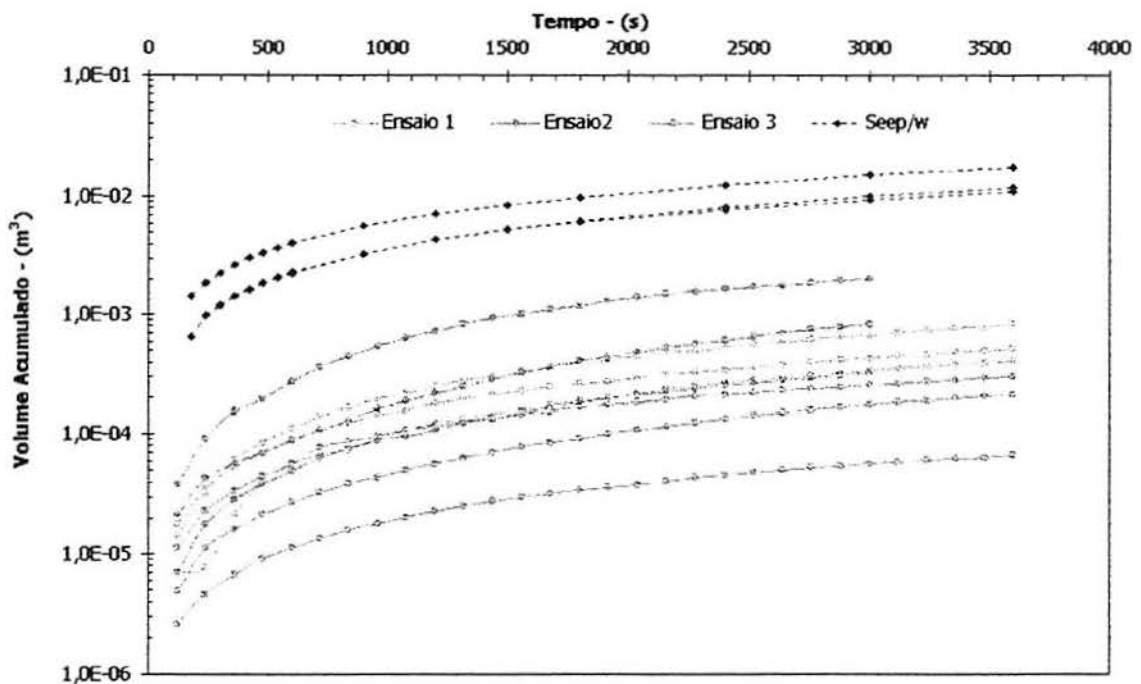


Figura 5.7 – Comparação das simulações numéricas com os resultados experimentais para o ensaio com o Permeâmetro de Guelph

Conforme mostra a figura 5.7, a taxa de variação do volume total infiltrado diminui com o tempo, aproximando-se assintoticamente de uma linha reta para o tempo infinito. Isto está claramente evidenciado tanto pelos resultados numéricos como pelos dados experimentais. Em outras palavras, a vazão está diminuindo progressivamente com o tempo, aproximando-se de um valor constante para o tempo infinito. A explicação para este comportamento está no fato de que à medida que a frente de saturação avança no interior do solo, o gradiente hidráulico médio no interior desta frente diminui. Pela lei de Darcy, isto implica numa correspondente redução de vazão (Stephens e Neuman, 1982).

A figura 5.7 mostra também uma diferença significativa entre os dados experimentais e os resultados numéricos. Para cada ensaio, em cada tempo, o volume total infiltrado obtido na simulação numérica é sempre maior que o volume total realmente infiltrado no ensaio de campo. Duas hipóteses foram formuladas para explicar esta diferença, que era da ordem de 10 a 15 vezes para alguns tempos de ensaio. A primeira hipótese era relacionada à forma da curva característica adotada na simulação. Conforme foi discutido na seção 3.3 não foi possível a representação precisa da curva característica obtida para o solo na condição natural, utilizando os modelos disponíveis. A outra hipótese está relacionada à influência da macro-estrutura do solo no valor de entrada de ar, conforme será discutido adiante.

Sendo assim, com o objetivo de buscar maiores subsídios para avaliar essas hipóteses, foram realizadas novas simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph. Nestas simulações, procurou-se variar o valor da sucção inicial no interior do solo e, além disso, considerou-se uma forma alternativa para a curva característica modelada. Esta forma está apresentada na figura 5.3 e corresponde à curva CC2. O quadro 5.1 resume o programa adicional de simulações numéricas.

Quadro 5.1 – Programa adicional de simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph

Simulação Numérica	Curva Característica	Sucção Inicial
CC1 – 10 kPa	Curva característica original*, ($\theta_s = 42,9 \%$, $a = 4.677.380$, $n = 0,2824$, $m = 23,25$)	10 kPa
CC1 – 0 kPa	Curva característica original*, ($\theta_s = 42,9 \%$, $a = 4.677.380$, $n = 0,2824$, $m = 23,25$)	0 kPa
CC2 – 10 kPa	Curva característica alternativa*, ($\theta_s = 42,9 \%$, $a = 8,0$, $n = 1,380$, $m = 1,535$)	10 kPa
CC2 – 0 kPa	Curva característica alternativa*, ($\theta_s = 42, \%$, $a = 8,0$, $n = 1,380$, $m = 1,535$)	0 kPa

* A figura 5.2 apresenta as curvas características CC1 e CC2; a figura 5.3 apresenta as respectivas curvas de condutividade hidráulica versus sucção estimadas a partir de cada curva característica.

É importante mencionar que a principal diferença entre a curva característica original e a alternativa é o valor de entrada de ar (correspondente ao parâmetro "a" do modelo de Fredlund e Xing, 1994). Para a curva característica denominada CC1, o valor da entrada de ar é em torno de 1000 kPa enquanto que, para a curva CC2, fica abaixo de 10 kPa. As curvas CC1 e CC2 foram consideradas limites superior e inferior aproximados para a curva característica experimental, a qual foi impossível de ser modelada com os modelos teóricos disponíveis. A figura 5.8 mostra a comparação das curvas de volume total infiltrado com o tempo para todas as simulações numéricas. A mesma figura reproduz as curvas correspondentes aos experimentos. O quadro 5.2 apresenta os valores de vazão infiltrada obtidos experimentalmente e numericamente, para o tempo de 60 minutos. Estes são admitidos nesta análise de dados como sendo valores estabilizados.

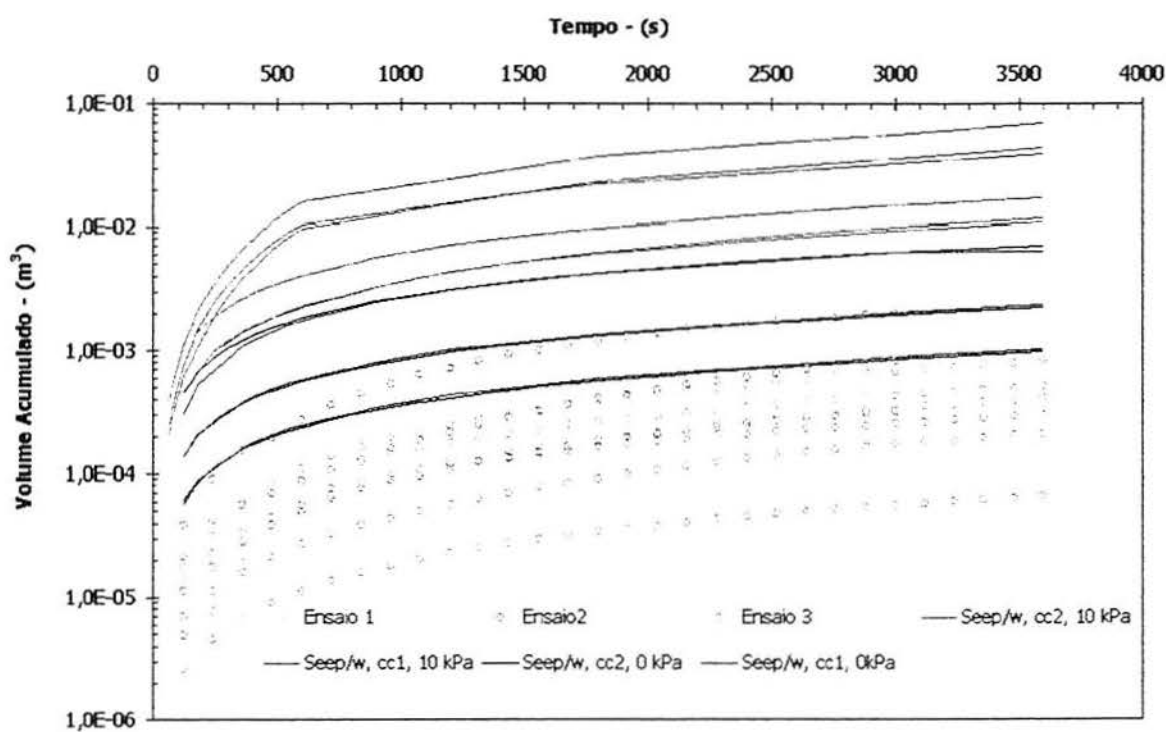


Figura 5.8 – Comparação das simulações numéricas com os resultados experimentais para o ensaio com o Permeômetro de Guelph com diferentes condições iniciais e de curva característica

Quadro 5.2 - Ensaio com o permeâmetro de Guelph: vazões infiltradas no tempo de 60 minutos ($10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$)

Carga Hidráulica	Média dos ensaios	Simulação numérica			
		CC1 - 10 kPa	CC2 - 10 kPa	CC1 - 0 kPa	CC2 - 0 kPa
5 cm	0,175	12,9	3,15	0,238	0,206
10 cm	0,506	18,9	3,51	0,677	0,696
20 cm	0,710	20,1	4,74	3,01	2,12

A análise cuidadosa dos resultados mostrados na figura 5.8 reforça as hipóteses feitas nos parágrafos anteriores. A utilização de uma curva característica alternativa, com um valor de entrada de ar inferior (curva CC2), gerou uma diminuição dos volumes totais infiltrados em relação à curva com maior valor de entrada de ar (curva CC1). A influência da sucção inicial também mostrou-se significativa, fazendo com que os volumes totais infiltrados caíssem até 15 vezes desde a hipótese de sucção inicial de 10 kPa até outra hipótese, de 0 kPa.

Comparando-se as simulações "CC2, 0 kPa" e "CC1, 0 kPa", pode-se concluir que, se o valor da sucção inicial for zero, a influência da forma da curva característica sobre o volume total infiltrado é praticamente nula. Tem-se na realidade a simulação de um fluxo saturado, embora sem admitir uma distribuição de poro-pressão inicial hidrostática. O contrário ocorre para as simulações que admitiram uma sucção inicial maior que 0 kPa; neste caso a forma da curva característica afeta significativamente o volume total infiltrado, dependendo particularmente do valor de entrada de ar desta curva. Além disto, a figura 5.8 mostra que, para a consideração do valor da sucção inicial igual a 0 kPa, os volumes totais infiltrados medidos em campo são da mesma ordem de grandeza que os volumes totais infiltrados previstos pela análise numérica. Os valores apresentados no quadro 5.2 mostram que o comportamento geral indicado pelo gráfico de volumes totais infiltrados é confirmado quando expresso em termos de vazões infiltradas.

5.4. Simulação numérica do ensaio de condutividade hidráulica com piezômetros

As simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros tiveram essencialmente os mesmos objetivos das simulações realizadas para os ensaios com o permeâmetro de Guelph. Além disso, estas simulações objetivaram também verificar uma condição específica do ensaio com piezômetros, na condição de carga hidráulica constante. Esta condição é o tempo mínimo de inundação do furo de sondagem necessário para se obter um resultado satisfatório de vazão estabilizada (isto é, para o tempo infinito) utilizando o método de extrapolação sugerido por Gibson (1963) e Stephens e Neumann (1982).

Utilizou-se nestas simulações a malha de elementos finitos mostrada na figura 5.1. As condições de contorno no interior do furo de sondagem simularam de forma aproximada a existência de um tubo de queda, um selo de bentonita e um filtro de areia junto ao fundo deste furo. Admitiu-se nestas simulações que não houvesse perda de carga hidráulica no interior do filtro. Os valores iniciais de sucção utilizados nas mesmas simulações variaram entre 10 e 200 kPa, permitindo que a influência desta variável pudesse ser estudada. A carga hidráulica imposta no interior do furo de sondagem correspondeu a uma lâmina d'água de 2,40 m acima do fundo deste furo, equivalente à carga hidráulica aplicada no ensaio de campo. O tempo total de ensaio simulado nessas análises foi de 48 h. Os procedimentos experimentais são descritos na seção 2.2.2b.

5.4.1. Dados de entrada

Os dados de entrada utilizados para as simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros foram os seguintes:

- Coeficiente de condutividade hidráulica saturado de campo: $k_{fs} = 10^{-6}$ m/s
- Curva característica do solo: correspondente à curva CC1 apresentada na figura 5.2

➤ Curva de variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a sucção: estimada pelo próprio programa SEEP/W a partir da curva característica CC1, utilizando o modelo proposto por Green e Corey (1971). A figura 5.3 ilustra esta curva.

5.4.2. Resultados das simulações numéricas dos ensaios com piezômetros

A figura 5.9 mostra os resultados obtidos para as simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros. A forma de apresentação destes resultados é a mesma que foi utilizada na seção 4.2.2 para apresentar os dados experimentais. Esta forma de apresentação permite a extrapolação da vazão infiltrada para o tempo infinito conforme o procedimento sugerido por Gibson (1963), para solos saturados compressíveis, e por Stephens e Neumann (1982), para solos não saturados. As curvas de vazão instantânea para diversas sucções iniciais estão portanto apresentadas em termos do inverso da raiz quadrada do tempo, isto é Q versus $\frac{1}{\sqrt{t}}$.

Todas as simulações numéricas dos ensaios com piezômetros apresentaram a forma típica das curvas Q versus $\frac{1}{\sqrt{t}}$, apresentada na figura 5.9. Conforme mostrado na figura 4.5, os dados experimentais também apresentam a mesma forma de curva quando plotados em termos Q versus $\frac{1}{\sqrt{t}}$. As vazões infiltradas portanto claramente diminuem com o tempo. Além disso, quanto maior a sucção inicial, maior a vazão infiltrada para cada tempo de ensaio, prevista pela análise.

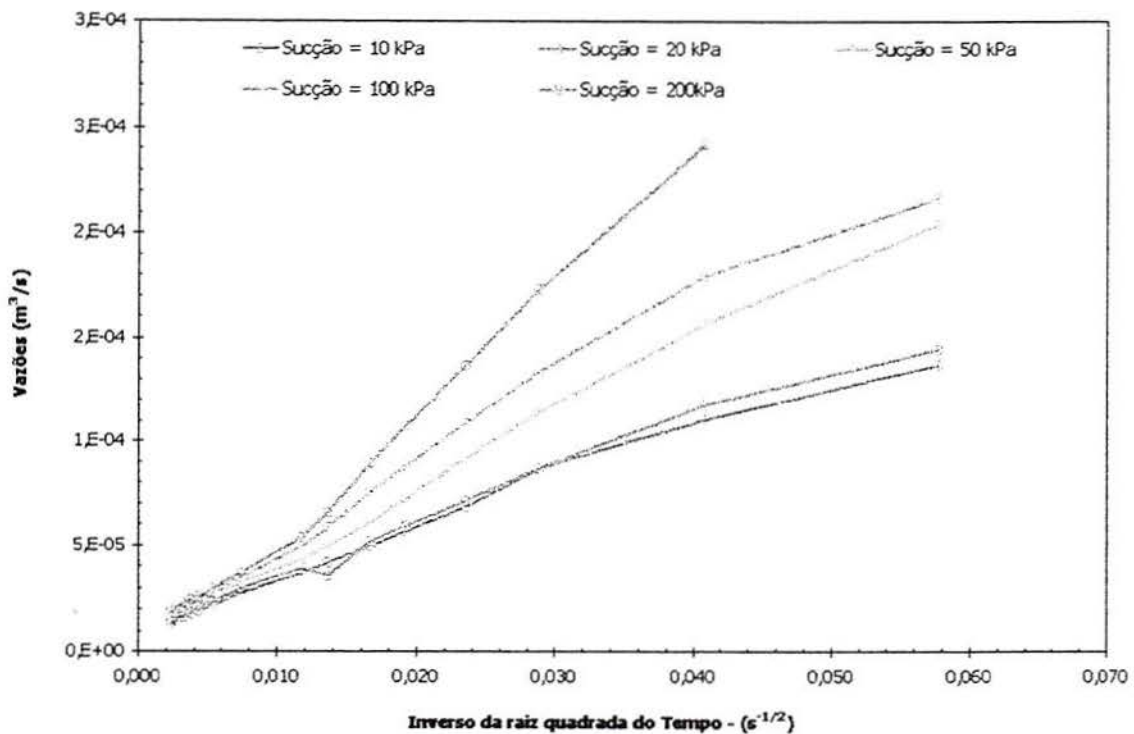


Figura 5.9 – Resultados das simulações numéricas para os ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros

Outra observação importante na figura 5.9 é que, decorrido um certo tempo de inundação do furo de sondagem, as curvas Q versus $\frac{1}{\sqrt{t}}$ obtidas para os diversos valores de sucção inicial analisados se aproximam progressivamente de uma linha reta. Para evidenciar este importante comportamento, a figura 5.10 mostra um detalhe do trecho final de cada curva (correspondente aos tempos finais de ensaio). A partir desta figura, conclui-se que as curvas Q versus $\frac{1}{\sqrt{t}}$ são praticamente retilíneas após um tempo de inundação de aproximadamente 98 minutos (isto é, $\frac{1}{\sqrt{t}} = 0,013$), não havendo mais influência significativa da sucção inicial na vazão estabilizada. Esta observação confirma que o tempo de inundação adotado nos ensaios com piezômetros, aproximadamente uma hora e trinta minutos, seguido de mais 30 minutos de ensaio, é adequado neste tipo de solo. Ou seja, a extrapolação da vazão infiltrada para o tempo infinito, conforme o método de Gibson (1963) e Stephens e Neuman (1982) pode ser realizada com segurança, para este tipo de solo.

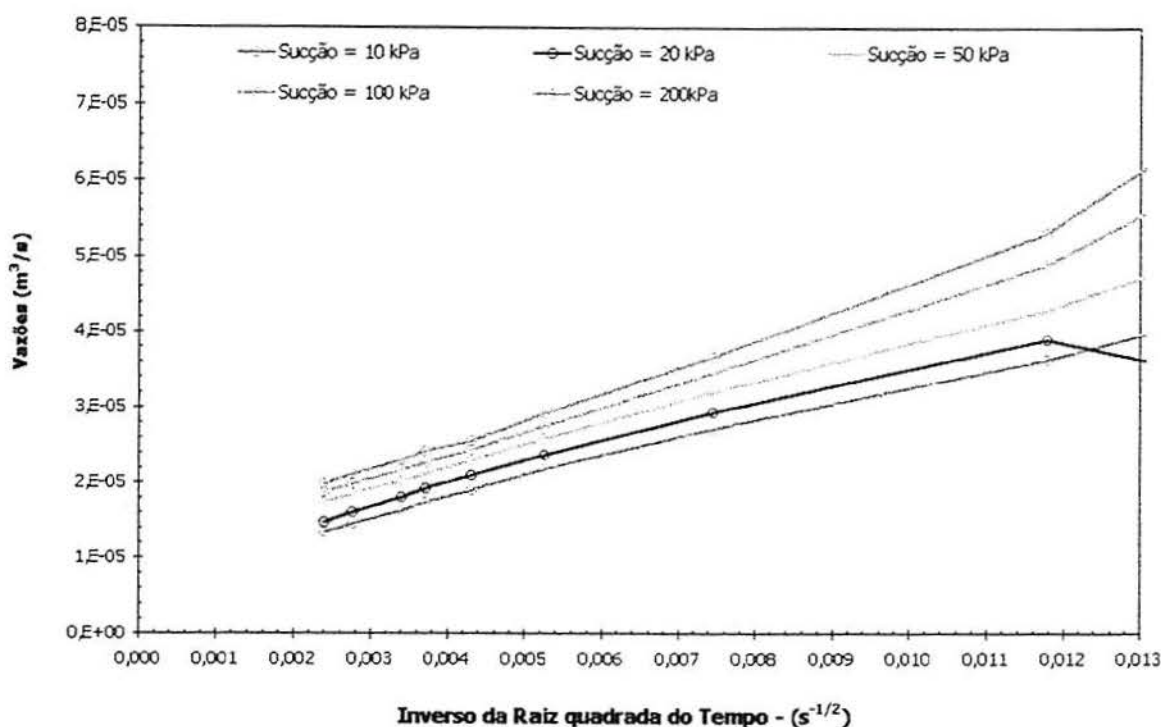


Figura 5.10 – Detalhe das curvas Q versus $\frac{1}{\sqrt{t}}$ obtidas das simulações numéricas para os ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros

As simulações numéricas forneceram um valor médio de vazão estabilizada em torno de 10^{-5} m³/s. Por outro lado, os dados experimentais forneceram valores de vazão estabilizada entre $3 \cdot 10^{-6}$ e $3,6 \cdot 10^{-6}$ m³/s (quadro 4.4). Os dados experimentais e os resultados das simulações numéricas, em termos de vazões estabilizadas, situam-se portanto na mesma ordem de grandeza. Observa-se também que - de forma similar às simulações dos ensaios com o permeâmetro de Guelph - os valores de vazões infiltradas obtidos através das simulações numéricas dos ensaios com piezômetros são maiores que os valores experimentais. Por outro lado, para os tempos iniciais de ensaio, observa-se uma maior diferença entre os valores de vazão simulados numericamente e os valores experimentais. Conforme a figura 5.11, a vazão instantânea para a seção de fluxo indicada, prevista pela análise numérica após duas horas de ensaio, é de $4,95 \cdot 10^{-5}$ m³/s. O correspondente valor experimental é de aproximadamente $5 \cdot 10^{-6}$ m³/s. Estas diferenças, entretanto, correspondem às simulações realizadas considerando a curva característica CC1. As diferenças de resultados, tanto em termos de vazões estabilizadas como em termos de vazões para cada tempo de ensaio, foram ligeiramente menores

quando a curva característica CC2 foi considerada nas simulações numéricas (ver seção 5.3.3). A vazão instantânea para a seção de fluxo indicada, prevista pela análise numérica dos piezômetros após duas horas de ensaio, assume o valor de $4,06 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, para o correspondente valor experimental mencionado acima ($5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$). As respectivas curvas Q versus $\frac{1}{\sqrt{t}}$ para a simulação numérica com a curva característica CC2 não são mostradas porque apresentam o mesmo comportamento mostrado nas figuras 5.9 e 5.10, com valores de Q parecidos, apenas ligeiramente menores.

As figuras 5.11, 5.12 e 5.13 apresentam outros resultados obtidos com as simulações numéricas dos ensaios com piezômetros. Estes resultados correspondem a simulações realizadas admitindo a curva característica CC1, um valor de sucção inicial igual a 10 kPa, no tempo final dos ensaios realizados em campo (isto é, 2 horas). Nestas figuras, são mostradas (a) a direção, o sentido e a magnitude do fluxo de água junto à ponteira do piezômetro, (b) a posição da frente de saturação prevista, (c) a distribuição de poro-pressão ou sucção no interior do solo, e (d) a distribuição de gradientes hidráulicos.

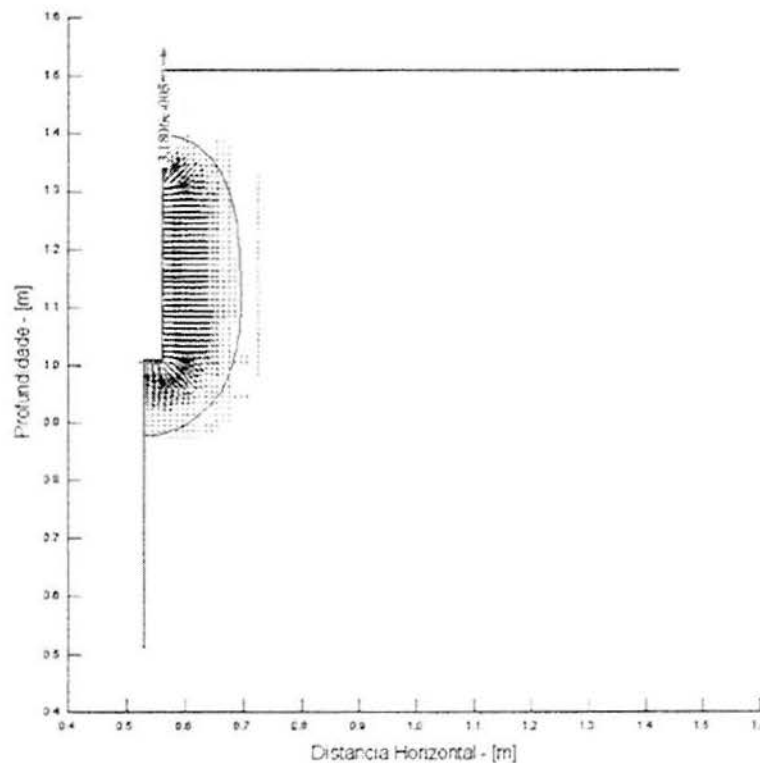


Figura 5.11 – Direção e sentido do fluxo e posição da frente de saturação prevista para as simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros

Nota-se na figura 5.11 um padrão de infiltração diferente quando comparado com a análise numérica realizada para o ensaio com o permeâmetro de Guelph (figura 5.4). Nas simulações dos ensaios com piezômetros, a frente de saturação prevista avançou aproximadamente 25 cm além das paredes do furo de sondagem, decorridas duas horas de ensaio. Este avanço é aproximadamente cinco vezes maior que a distância percorrida pela frente de saturação nas simulações realizadas para o permeâmetro de Guelph. A forma da frente de saturação também é diferente. Influenciada pelas condições de contorno, assume uma forma de elipse em torno do filtro de areia.

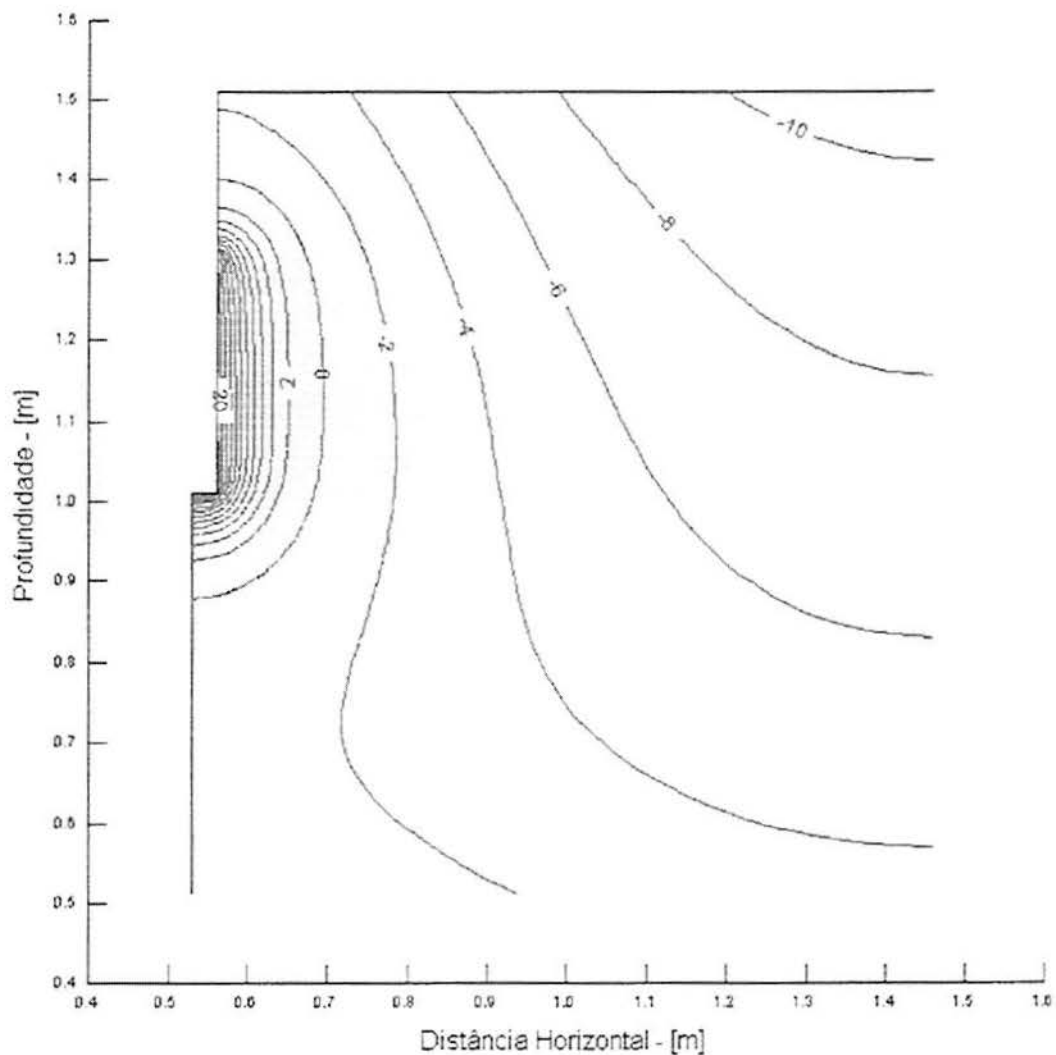


Figura 5.12 – Distribuição de pressões para as simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros

A figura 5.12 apresenta as distribuições de poro-pressão e de sucção no interior do solo, decorridas 2 h de ensaio. Nota-se a presença de poro-pressão positiva junto às paredes do furo de sondagem. Além da frente de saturação, há um aumento progressivo da sucção até atingir o valor inicial escolhido de 10 kPa, a partir de uma distância de aproximadamente 1,5 m do topo do filtro de areia.

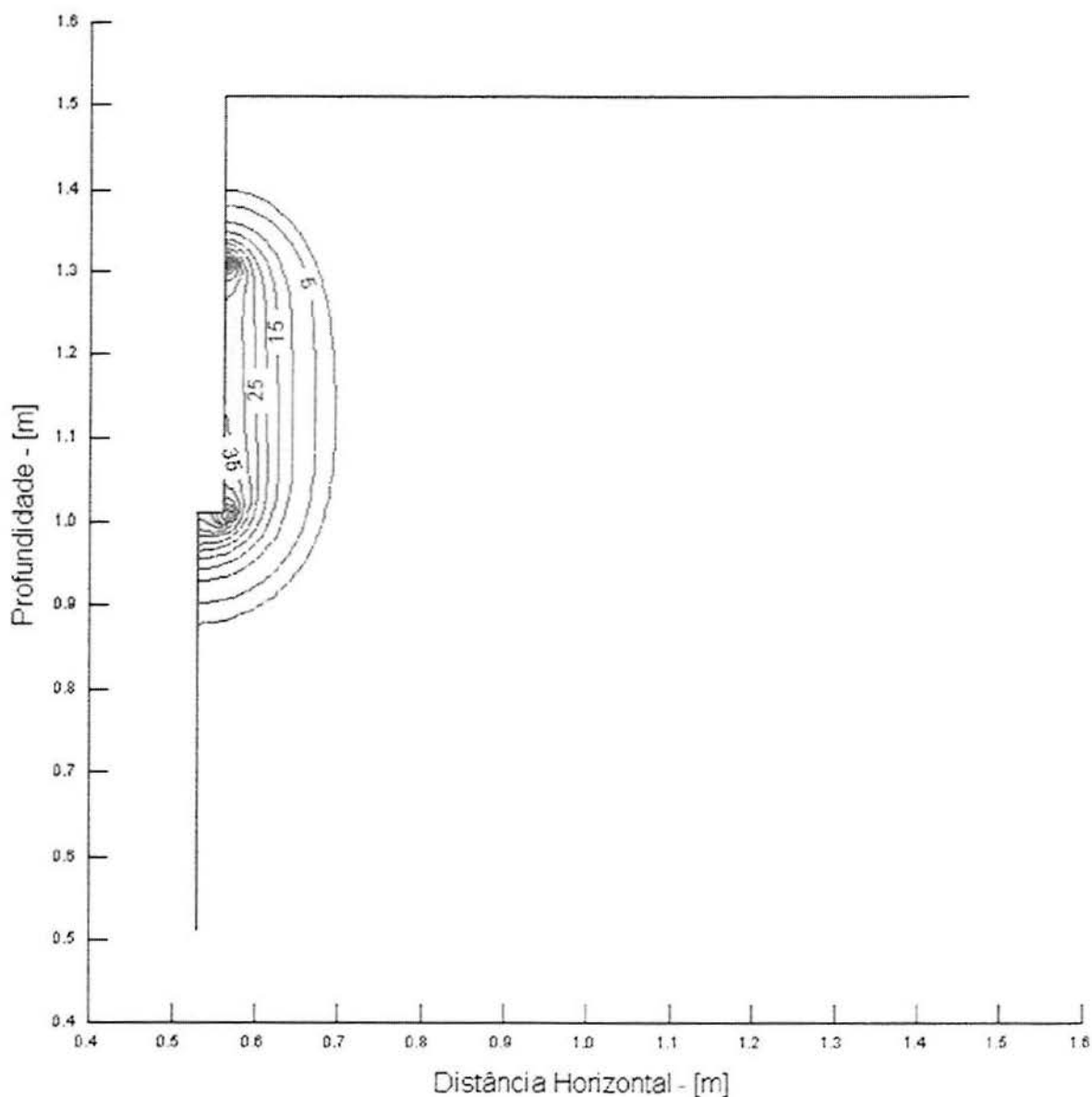


Figura 5.13 – Distribuição de gradientes hidráulicos para as simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros

A figura 5.13 apresenta a distribuição dos gradientes hidráulicos no interior do solo, decorridas 2 h de ensaio. Para estas simulações numéricas, novamente são

observadas intensas concentrações de gradiente hidráulico junto aos pontos de mudança de geometria do furo de sondagem ou de descontinuidade na condição de contorno de fluxo. Observa-se também que esses gradientes hidráulicos são consideravelmente maiores do que aqueles determinados nas simulações dos ensaios com o permeâmetro de Guelph (figura 5.6). Isto é consistente com as maiores cargas hidráulicas aplicadas nos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros.

VI. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão discutidos em maior detalhe os dados experimentais apresentados no capítulo 4 e os resultados das simulações numéricas apresentadas no capítulo 5. Estas discussões estarão centradas nos seguintes aspectos: a) resultados de ensaios de condutividade hidráulica de campo, b) resultados de ensaios de condutividade hidráulica de laboratório, c) simulações numéricas d) influência da macro-estrutura de campo na forma da curva característica e na condutividade hidráulica.

6.1. Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica de campo

O quadro 6.1 compara os valores de coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}) do solo coluvionar de São Sebastião do Caí, obtidos nesta dissertação através dos ensaios com piezômetros e com o permeâmetro de Guelph. Vale ressaltar que os resultados dos ensaios com o permeâmetro de Guelph foram interpretados de acordo com o que sugere Reynolds et al (1985). Os resultados dos ensaios com piezômetros foram interpretados segundo a formulação de Hvorslev (1951), após realizada a extrapolação da vazão para o tempo infinito, conforme sugerido por Gibson (1963) e Stephens e Neumann (1982).

Quadro 6.1 – Resultados para os ensaios de condutividade hidráulica de campo

Parâmetro	Guelph 1	Guelph 2	Guelph 3	Piezo 1	Piezo 2
k_{fs} (10^{-6} m/s)	1,68	5,52	5,11	1,87	1,55
k_{fs} médio (10^{-6} m/s)	4,10			1,71	

Nota-se no quadro 6.1 que existe boa concordância entre os resultados experimentais obtidos com ambos os equipamentos. Todos os resultados são da mesma ordem de grandeza, com a máxima diferença nos valores de k_{fs} inferior a 3 vezes. As diferenças observadas estão provavelmente relacionadas a variações locais de k_{fs} devidas à heterogeneidade deste solo estruturado.

A observação mais significativa é que os valores de coeficiente de condutividade hidráulica medidos são muito elevados, particularmente quando se considera que este solo de horizonte B apresenta 40% de argila (conforme o ensaio de granulometria por sedimentação com defloculante apresentado na seção 3.2). Cunha (1997) realizou ensaios de condutividade hidráulica de campo com o permeâmetro de Guelph na localidade de Vila Scharlau em um solo residual de arenito Botucatu. Os dados experimentais obtidos por Cunha (1997) são reproduzidos na figura 6.1.

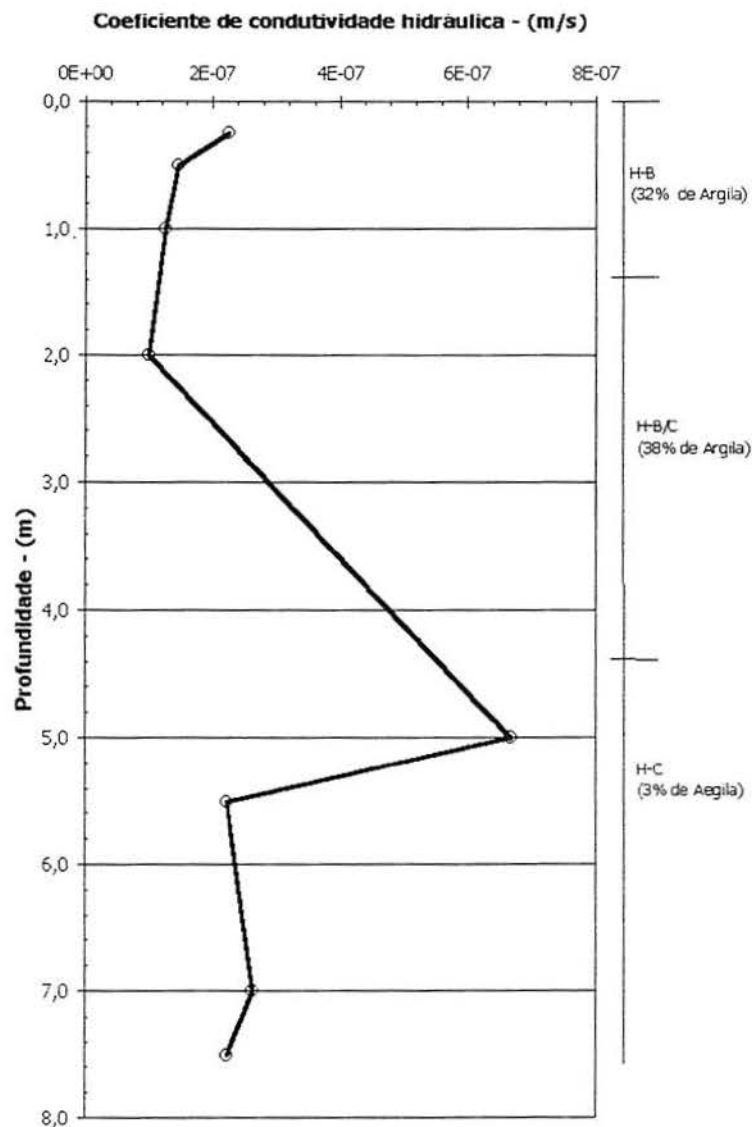


Figura 6.1 - Solo residual de arenito Botucatu (Vila Scharlau): variação de k_{fs} com a profundidade
Cunha (1997)

A figura 6.1 mostra valores típicos de $10^{-7} \text{ m/s} < k_{fs} < 2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ para o solo residual de arenito Botucatu da Vila Scharlau, conforme Cunha (1997). Excetuando um ponto experimental, em zona de contato, estes valores de k_{fs} apresentam-se portanto cerca de 10 vezes menores que os determinados nesta dissertação para o solo do horizonte B de São Sebastião do Caí. Deve-se notar que o solo da Vila Scharlau apresenta uma distribuição granulométrica semelhante à do solo de São Sebastião do Caí, com percentagem de argila, no horizonte B e B/C entre 32 e 38 %. A explicação para esta diferença significativa de comportamento hidráulico, apesar da textura semelhante, pode ser encontrada na pronunciada macro-estrutura que ocorre no solo de São Sebastião do Caí. Proveniente de um colúvio arenoso sobre a formação Botucatu, a estrutura deste solo é caracterizada pelo alto grau de fissuramento. Esta macro-estrutura seguramente influenciou o seu comportamento hidráulico de modo que o coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo fosse elevado. Consequentemente as vazões infiltradas nos ensaios de condutividade hidráulica de campo foram também elevadas. Por outro lado, conforme Cunha (1997), não há evidência de descontinuidades no interior dos horizontes B e C do solo residual de arenito Botucatu da Vila Scharlau. A macro-estrutura do horizonte C deste solo consiste somente na alternância de finas camadas com diferente coloração herdadas da estratificação cruzada da rocha, devida à formação eólica. A ausência de descontinuidades no solo da Vila Scharlau explica portanto a menor condutividade hidráulica neste solo observada por Cunha (1997).

Sendo assim, os resultados experimentais discutidos acima estão consistentes com as observações apresentadas por Horn (1971), referente à experiência na área de Ciências dos Solos. Segundo esta experiência, a macro-estrutura constitui-se em uma característica física que afeta profundamente a retenção e o movimento da água no solo, com referência em solos naturais. Mais recentemente, Olsen e Daniel (1981) e Benson e Daniel (1990) chegaram a uma conclusão semelhante com relação ao fluxo de água em solos argilosos compactados. Segundo estes autores, os ramos seco e úmido da curva de compactação apresentam diferentes macro-estruturas que explicam as diferenças observadas na condutividade hidráulica. Os resultados desta dissertação reforçam

portanto as evidências obtidas em investigações anteriores quanto à importância da macro-estrutura na condutividade hidráulica do solo.

Por outro lado, a campanha de ensaios de condutividade hidráulica de campo com piezômetros e com o Permeâmetro de Guelph permitiu salientar as vantagens e as desvantagens da utilização de um outro equipamento. O quadro 6.2 resume esta comparação.

Quadro 6.2 – Vantagens e desvantagens associadas à utilização dos equipamentos de ensaio de condutividade hidráulica de campo

Equipamento	Vantagens	Limitações
Piezômetro	<ul style="list-style-type: none"> - equipamento barato e de fácil confecção, - boa repetibilidade de ensaio, - resultados dos ensaios pouco influenciados por pequenas imperfeições na geometria do furo de sondagem. 	<ul style="list-style-type: none"> - possíveis problemas com a execução do filtro de areia, no que se refere à garantia da geometria pretendida deste filtro, - dificuldades na execução do selamento de bentonita, - podem ser requeridos grandes volumes de água na execução do ensaio, - gradientes hidráulicos muito elevados junto à parede do filtro, com risco de carreamento de partículas em alguns solos.
Permeâmetro de Guelph	<ul style="list-style-type: none"> - fácil montagem em campo - o ensaio é realizado com um volume pequeno de água - gradientes hidráulicos pequenos junto à parede do furo. 	<ul style="list-style-type: none"> - equipamento caro se comparado ao piezômetro, - pequenos problemas de vazamentos podem causar erros consideráveis nos resultados, - resultados dos ensaios muito influenciados por imperfeições no furo de sondagem, principalmente devido às pequenas cargas hidráulicas impostas no fundo do furo.

A experiência acumulada nesta dissertação com os ensaios de condutividade hidráulica de campo possibilitou observar as vantagens e desvantagens de cada equipamento. Com base nesta experiência, pode-se sugerir alguns procedimentos de ensaio para proporcionar a obtenção de resultados mais confiáveis. Estas sugestões são listadas a seguir.

Sugestões de procedimentos para os ensaios com piezômetros:

- testar as conexões do tubo de queda para verificar a existência de algum vazamento,
- durante a execução do piezômetro, utilizar um tubo auxiliar móvel, de maior diâmetro que o tubo de queda, como gabarito para verificar a altura do filtro de areia,
- executar o selamento do piezômetro utilizando bentonita seca na forma de pastilhas, seguida de cuidadosa hidratação, para garantir a maior qualidade deste selamento,
- o tempo mínimo de execução do ensaio, após completada a hidratação da bentonita, deve garantir a observação de um trecho retilíneo no gráfico $Q \times \frac{1}{\sqrt{t}}$, para que não haja ambigüidade na extrapolação da vazão para o tempo infinito pelo método de Gibson (1963) e Stephens e Neuman (1982).

Sugestões para os ensaios com Permeâmetro de Guelph:

- verificação rigorosa das conexões dos tubos de água e de ar para minimizar a ocorrência de qualquer vazamento,
- controle rigoroso da geometria e da execução do furo de sondagem, principalmente cuidando, no momento da utilização do trado de limpeza, para que não ocorra amolgamento excessivo das paredes do furo. Deve-se manter também uma consistência nos procedimentos de escarificação das paredes do furo de sondagem com a escova,
- estabelecer um critério consistente para decidir o final do ensaio com o permeâmetro de Guelph. Para os ensaios realizados, pareceu ser um bom critério a observação de um trecho retilíneo na curva volume total infiltrado versus tempo de ensaio. No solo de São Sebastião do Caí, um tempo de ensaio de 60 minutos para cada estágio de carga hidráulica mostrou-se adequado.

6.2. Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica de laboratório

Conforme foi apresentado no capítulo 4, foram realizados alguns ensaios de condutividade hidráulica de laboratório utilizando corpos de prova do solo do horizonte B de São Sebastião do Caí. Foram ensaiados tanto corpos de prova indeformados como corpos de prova compactados nas mesmas condições de teor de umidade e índice de vazios de campo.

Os resultados dos ensaios realizados com corpos de prova indeformados apresentaram inicialmente valores de k_s em torno de $2 \cdot 10^{-5}$ m/s, maiores portanto que os obtidos com os ensaios de campo. No entanto, quando os mesmos ensaios eram continuados pelo período de aproximadamente uma semana, observou-se uma redução significativa nos valores de k_s . Os valores estabilizados são da ordem de $7 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Uma possível explicação para esta diferença está relacionada a problemas de amostragem deste solo estruturado. Quando amostrado junto à face exposta do talude, obtém-se um solo que foi submetido a um prévio desconfinamento lateral, causando provavelmente um aumento na abertura das fissuras existentes. Esta hipótese é consistente com o maior valor de k_s medido no início dos ensaios de laboratório. Com o passar do tempo, sendo a pressão de confinamento mantida constante no interior do permeâmetro, as fissuras existentes nos corpos de prova provavelmente fecharam parcialmente. A causa provável deste fechamento é a deformação lenta nos pontos de contato entre os agregados de partículas. Isto explicaria a diminuição com o tempo do valor k_s observada nos ensaios.

Por outro lado, Neves (1987) e Maciel Filho (1991) discutem a importante influência do gradiente hidráulico nos resultados de ensaios de condutividade hidráulica de laboratório. Alguns solos podem apresentar carreamento de partículas finas quando submetidos a gradientes hidráulicos muito elevados. A figura 6.2 mostra os resultados experimentais de Maciel Filho (1991).

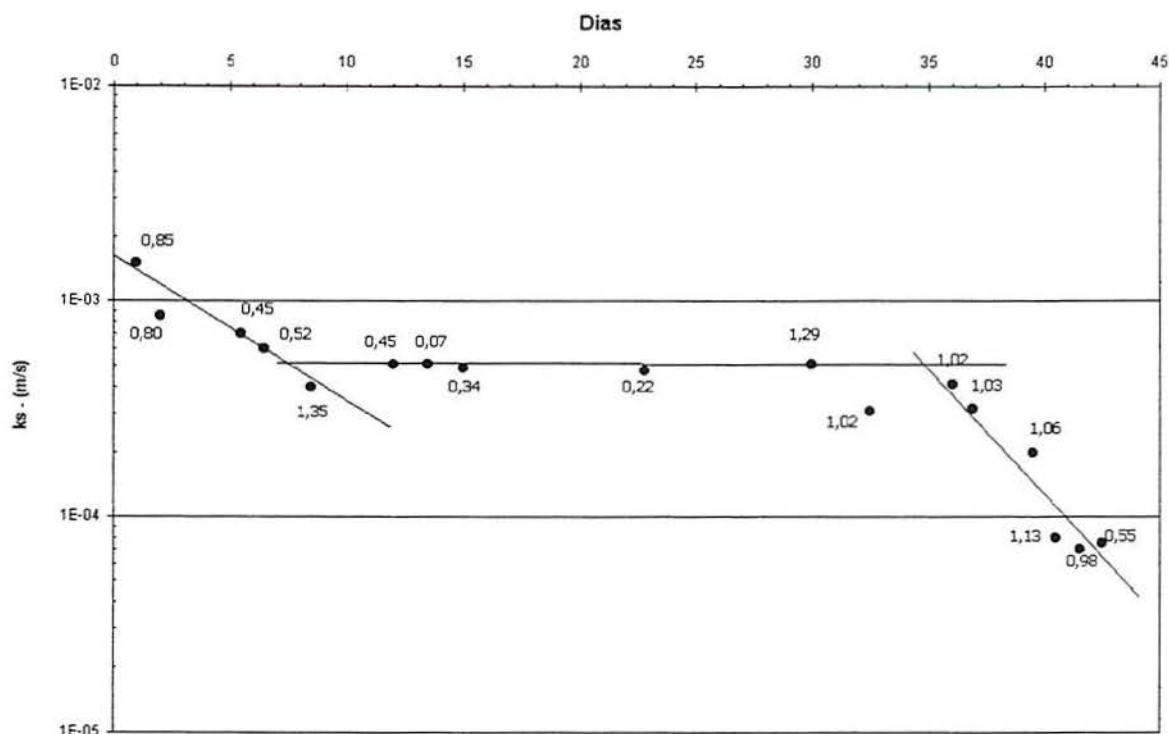


Figura 6.2 – Ensaio de condutividade hidráulica de laboratório com solo arenoso fino: variação do coeficiente de condutividade hidráulica com o tempo, para diferentes gradientes hidráulicos aplicados
modificado de Maciel Filho (1991)

Nos resultados de Maciel Filho (1991), pode-se notar que o coeficiente de condutividade hidráulica permaneceu aproximadamente constante durante o tempo de ensaio em que gradientes hidráulicos menores que 1,0 foram aplicados. Este tempo de ensaio está caracterizado pela reta horizontal na figura 6.2. Conforme o autor, a pequena redução inicial observada no valor de k devia-se provavelmente a um re-arranjo das partículas do solo propiciado pelo alto gradiente hidráulico inicialmente aplicado. Ao final do ensaio, quando o gradiente hidráulico foi novamente aumentado, o coeficiente de condutividade hidráulica diminuiu, provavelmente devido a um carreamento de partículas.

Estas considerações poderiam explicar em parte os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica de laboratório obtidos nesta dissertação (com gradiente hidráulico $\sim 8,0$). Contudo, existe uma particularidade de ensaio que deve ser levada em

conta: nos ensaios de Maciel Filho (1991) ocorria um fluxo contínuo de água através do corpo de prova durante toda a duração do ensaio (mais de 45 dias). Entretanto, nos ensaios realizados nesta dissertação, o fluxo de água era descontínuo, ocorrendo somente durante o período limitado de leituras diárias. Estas duravam poucos minutos e imediatamente após cada leitura as linhas de drenagem do equipamento eram fechadas. Desta forma, os gradientes hidráulicos não eram aplicados ao corpo de prova durante todo o tempo de ensaio. Acredita-se que o tempo total de atuação desses gradientes hidráulicos sobre o corpo de prova provavelmente não teria sido suficientemente longo para que ocorressem de forma intensa os efeitos de re-arranjo e carreamento de partículas. A redução de k_s com o tempo poderia portanto ser explicada por um fechamento progressivo de fissuras sob pressão de confinamento constante. É importante observar, nas figuras 5.6 e 5.13, que os gradientes hidráulicos nos ensaios com o permeâmetro de Guelph são menores (em torno de 4,0) que nos ensaios com piezômetros (em torno de 35). Apesar disso, os resultados de ambos os ensaios de campo, como mostrado no quadro 6.1 está na mesma ordem de grandeza.

Com o objetivo de investigar a relação entre a condutividade hidráulica e a macro-estrutura do solo foram realizados ensaios de laboratório adicionais, utilizando amostras remoldadas. O objetivo da remoldagem era eliminar a influência da macro-estrutura. Para as amostras remoldadas, o valor do coeficiente de condutividade hidráulica medido foi de $7 \cdot 10^{-8}$ m/s. Este valor é praticamente 100 vezes menor que os valores obtidos para as amostras ensaiadas na condição indeformada. Acredita-se que este valor seja representativo da condutividade hidráulica da matriz argilo-arenosa do solo natural, sem a influência da sua macro-estrutura. Na seção 6.4, esta hipótese será discutida em maior detalhe à luz dos resultados dos ensaios de curva característica.

6.3. Resultados das simulações numéricas

6.3.1. Resultados das simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph

Conforme apresentado na seção 5.3.3, os valores de volume total infiltrado e vazão de final de ensaio obtidos nas simulações numéricas dos ensaios com o permeâmetro de Guelph, para a sucção inicial de 10 kPa e a curva característica da forma

CC1, foram significativamente maiores que os correspondentes valores experimentais. A discussão a seguir tem como objetivo principal explicar este comportamento, considerando a influência da macro-estrutura na condutividade hidráulica do solo.

No caso das simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph, a influência da macro-estrutura do solo está indiretamente refletida por um importante dado de entrada do programa de elementos finitos: a forma da curva característica. Como visto na seção 3.3, o solo investigado apresenta uma forma inesperada para a curva característica, segundo a experiência na engenharia geotécnica. Conforme mostrado na figura 3.3, esta curva aparentemente apresenta dois valores de entrada de ar, um valor para sucções pequenas, inferiores a 10 kPa, e outro para sucções elevadas, entre 500 e 1000 kPa. O menor valor de entrada de ar está provavelmente associado à sucção que pode ser mobilizada no interior da macro-estrutura do solo; o segundo valor está associado à sucção no interior da micro-estrutura do solo (isto é, no interior dos agregados de partículas).

A repercussão para a análise numérica é que esta forma de curva característica não pode ser reproduzida fielmente pelos modelos teóricos existentes na literatura geotécnica. Portanto sua complexidade não pôde ser reproduzida no programa SEEP/W. A forma da curva característica efetivamente utilizada nas simulações numéricas do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph foram consideravelmente mais simples, de modo que pudessem ser reproduzida pelo modelo Fredlund e Xing (1994), em um único estágio, como mostrado na figura 5.3.

Deve-se também observar, com relação às simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph, a existência de uma grande diferença entre a magnitude da sucção inicial do solo e a magnitude das cargas hidráulicas impostas no fundo do furo durante o ensaio. Esta situação ocorreu em todas as simulações numéricas deste tipo de ensaio: uma sucção inicial comparativamente grande (100 cm) para uma carga hidráulica pequena (no máximo 20 cm).

A evidência experimental sugere que os elevados valores de volume total infiltrado fornecidos pelo programa SEEP/W talvez não correspondam inteiramente à realidade física. Sabendo-se que o solo investigado é fortemente estruturado em campo, pode-se admitir que o fluxo de água se desenvolva preferencialmente pela sua macro-

estrutura, ou seja, através das fissuras, furos e demais descontinuidades existentes. Supondo que a sucção medida em campo não atue efetivamente no interior dessas descontinuidades, mas somente no interior dos agregados de partículas, o fluxo de água em campo - contrariamente à simulação numérica - deve-se apenas à pequena carga hidráulica existente no interior do furo. Em outras palavras, o gradiente hidráulico médio realmente atuante em campo origina-se essencialmente da carga hidráulica aplicada no fundo do furo de sondagem, sem influência significativa da sucção. Esta sucção provavelmente não poderia ultrapassar o valor de entrada de ar nas descontinuidades (muito baixo, inferior a 10 kPa). Logo, os volumes totais infiltrados medidos em campo devem ser menores que aqueles previstos pela simulação numérica, quando esta é realizada utilizando o mesmo coeficiente de condutividade hidráulica saturada determinada experimentalmente em campo. Este mesmo comportamento reflete-se também sobre os valores de vazão de final de ensaio encontrados.

Os resultados das simulações numéricas adicionais onde a sucção inicial foi variada entre 0 kPa e 10 kPa reforçam as hipóteses formuladas acima. Quando a sucção inicial era 0 kPa, a influência da forma adotada para a curva característica era praticamente nula (isto é, considerando as formas de curva característica CC1 e CC2, apresentadas na figura 5.2). Nesta condição, os volumes totais infiltrados estimados pelo programa SEEP/W resultaram da mesma ordem de grandeza que os valores medidos em campo. Entretanto, quando a sucção inicial considerada na análise foi de 10 kPa, os volumes totais infiltrados determinados pela análise numérica aumentaram consideravelmente, sem correspondência com os resultados experimentais. Uma explicação plausível para esta diferença de resultados é a provável inexistência de sucção significativa atuando no interior da macro-estrutura do solo durante a realização do ensaio de condutividade hidráulica, devido ao valor de entrada de ar muito baixo. Desta forma, os valores de sucção medidos com tensiômetros imediatamente antes dos ensaios de condutividade hidráulica (média próxima de 9 kPa) provavelmente são mais representativos da sucção atuante no interior dos agregados do solo. As mesmas conclusões podem ser obtidas analisando os resultados em termos de vazões infiltradas.

6.3.2. Resultados das simulações dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros

Os resultados das simulações numéricas dos ensaios com piezômetros também reforçaram as hipóteses formuladas na seção anterior para explicar o comportamento hidráulico do solo. Outro resultado importante obtido dessas simulações - que será também discutido a seguir - foi o tempo mínimo de ensaio a partir do qual se consegue obter uma extrapolação consistente das curvas Q versus $\frac{1}{\sqrt{t}}$ para o tempo infinito, utilizando o método de Gibson (1963) e Stephen e Neumann (1982). Isto é de fundamental importância para estabelecer um critério adequado para a determinação da vazão estabilizada deste ensaio.

O quadro 6.3 mostra a comparação entre os resultados das simulações numéricas e os dados experimentais obtidos com os ensaios de condutividade hidráulica utilizando piezômetros. Como pode ser visto neste quadro, a vazão estabilizada prevista pelo programa SEEP/W é maior que os correspondentes valores experimentais. Entretanto essas diferenças são bem menores que as observadas nos ensaios com o permeâmetro de Guelph para as mesmas condições de simulação numérica (curva característica CC1 e sucção inicial de 10 kPa). Os resultados numéricos e experimentais estão na mesma ordem de grandeza, quando expressos em termos de vazão estabilizada.

Quadro 6.3 – Comparação entre os valores de vazão estabilizada numérica e experimental para os ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros

Parâmetro	Simulações numéricas		Ensaio 1	Ensaio 2
	CC1	CC2		
Vazão estabilizada 10^{-6} (m^3/s)	10	9	3,5	3,0
Vazão estabilizada média dos ensaios 1 e 2 [10^{-6} (m^3/s)]	9,5		3,25	

Diferentemente das simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph, os resultados das simulações para os ensaios com piezômetros devem ser extrapolados para o tempo infinito, quando expressos em

termos de vazões estabilizadas. Estas não são mais afetadas pela sucção inicial, conforme mostrado na seção 5.4.2. Somente as vazões em tempos intermediários são entretanto significativamente afetadas pela sucção inicial. Comparando as figuras 5.9 e 4.5, nota-se que as vazões intermediárias previstas pela análise numérica são bem maiores que as correspondentes vazões experimentais. Isto reforça a hipótese que a macro-estrutura do solo influencia o seu comportamento hidráulico, conforme discutido na seção anterior. O fato de que essas diferenças são menores que no caso do permeâmetro de Guelph pode ser tentativamente explicado se for notada a diferença relativa entre a sucção inicial e a magnitude da carga hidráulica imposta ao fundo do furo de sondagem, em ambos os ensaios. Enquanto que nos ensaios com o permeâmetro de Guelph aplicava-se uma carga hidráulica entre 5 e 20 cm, para os ensaios com piezômetros a carga hidráulica aplicada era de 240 cm. Para ambos os ensaios, a sucção inicial, medida com tensiômetros em campo e admitido na análise, correspondia a aproximadamente 100 cm de coluna d'água. Portanto, a influência relativa da sucção inicial era menos importante nos ensaios com piezômetros.

6.4. Forma da curva característica do solo estudado

Como foi mostrado na seção 3.3, a curva característica determinada pelo método do papel filtro para o solo estudado apresenta uma forma inesperada, não referenciada até o momento na literatura geotécnica. Esta forma contradiz aquela prevista a partir dos resultados dos ensaios de granulometria. O solo investigado apresentou cerca de 40 % de argila no ensaio de granulometria por sedimentação utilizando defloculante. Esta elevada percentagem de argila conduz à hipótese inicial de que a forma da curva característica seja um "S" suave, com um alto valor de entrada de ar, conforme sugerido por Fredlund e Rahardjo (1993).

Esta hipótese evidentemente não se confirma quando a figura 3.3 é analisada. Observa-se nesta figura uma forma de "sela" na curva característica, sugerindo a existência de dois valores de entrada de ar, um valor inferior a 10 kPa e o outro entre 500 e 1000 kPa. Pode-se associar a forma da curva característica ao seguinte comportamento: o solo perde facilmente a água contida no interior do seu pronunciado fissuramento para uma sucção menor que 10 kPa, de modo que o teor de umidade cai do valor de saturação de 29,5% até um valor consideravelmente menor, em torno de 14% (figura 3.3). A partir

deste ponto, observa-se o aumento considerável da sucção sem variação significativa de teor de umidade, provavelmente devido à grande capacidade de retenção de água pela matriz argilo-arenosa. Após o segundo valor de entrada de ar, tem-se a diminuição do teor de umidade pela retirada progressiva de água da micro-estrutura do solo, isto é, do interior dos vazios dos grumos argilosos.

A hipótese discutida acima foi reforçada quando os resultados dos ensaios de papel filtro realizados com as amostras remoldadas passaram a estar disponíveis. Na preparação das amostras remoldadas, o solo era totalmente desestruturado e após compactado nos mesmos índices físicos de campo. Nestas amostras, onde a macro-estrutura não se fazia mais presente, as curvas características apresentam a forma convencional esperada (figura 3.4). É interessante notar também que as curvas características obtidas com os corpos de prova remoldados apresentam histerese significativamente maior que as curvas características correspondentes ao solo indeformado (figura 3.5).

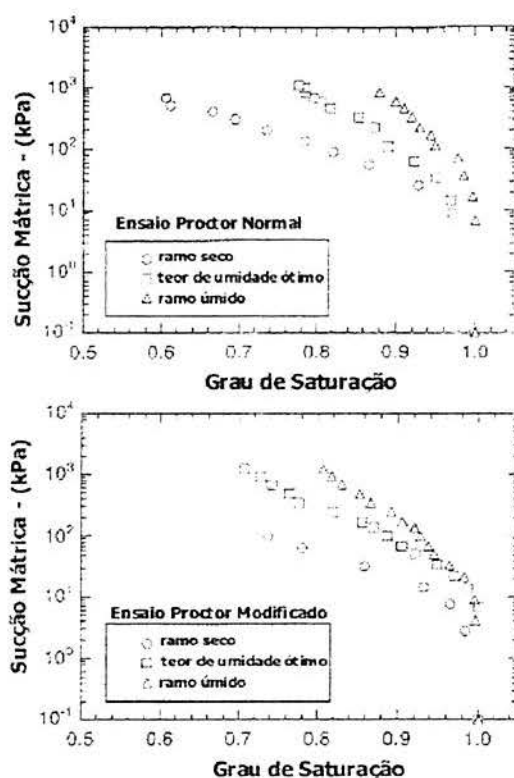


Figura 6.3 - Influência da estrutura de um solo compactado sobre a curva característica, modificado de Tinjum et al (1997)

Tinjum et al (1997) discutem a influência da estrutura do solo compactado sobre a curva característica. A figura 6.3 reproduz alguns resultados obtidos por estes autores. A compactação em diferentes condições de teor de umidade e energia de compactação resultou portanto em solos com diferente estrutura. Conforme os autores, o aumento do teor de umidade de compactação resulta em valores maiores de entrada de ar na curva característica. Contudo, para os corpos de prova compactados sob maior energia de compactação, a diferença entre as curvas características obtidas com os diferentes teores de umidade de compactação é menor. Tinjum et al (1997) alegam que uma energia de compactação maior resulta em poros menores e, portanto, influencia a forma da curva característica. Na figura 6.3, as curvas características para a energia de compactação do ensaio Proctor Modificado apresentam valores de entrada de ar ligeiramente maiores que aquelas correspondentes à energia do ensaio Proctor Normal. Portanto confirma-se que existe uma influência marcante da estrutura também sobre a forma da curva característica de solos compactados. Entretanto, vale ressaltar que nenhuma das curvas características para solos compactados mostradas na figura 6.2 apresenta forma semelhante à obtida para o solo do horizonte B de São Sebastião do Caí, na condição indeformada. Isto evidencia a forte influência da macro-estrutura do solo natural sobre a curva característica.

Por outro lado, a figura 6.4 mostra a curva de variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a sucção estimada a partir dos ensaios com o permeâmetro de Guelph, utilizando o modelo de Gardner (1958). Além disso, a mesma figura mostra curvas semelhantes, utilizadas nas simulações numéricas, que foram estimadas a partir das curvas características CC1 e CC2, pelo modelo de Green e Corey (1971).

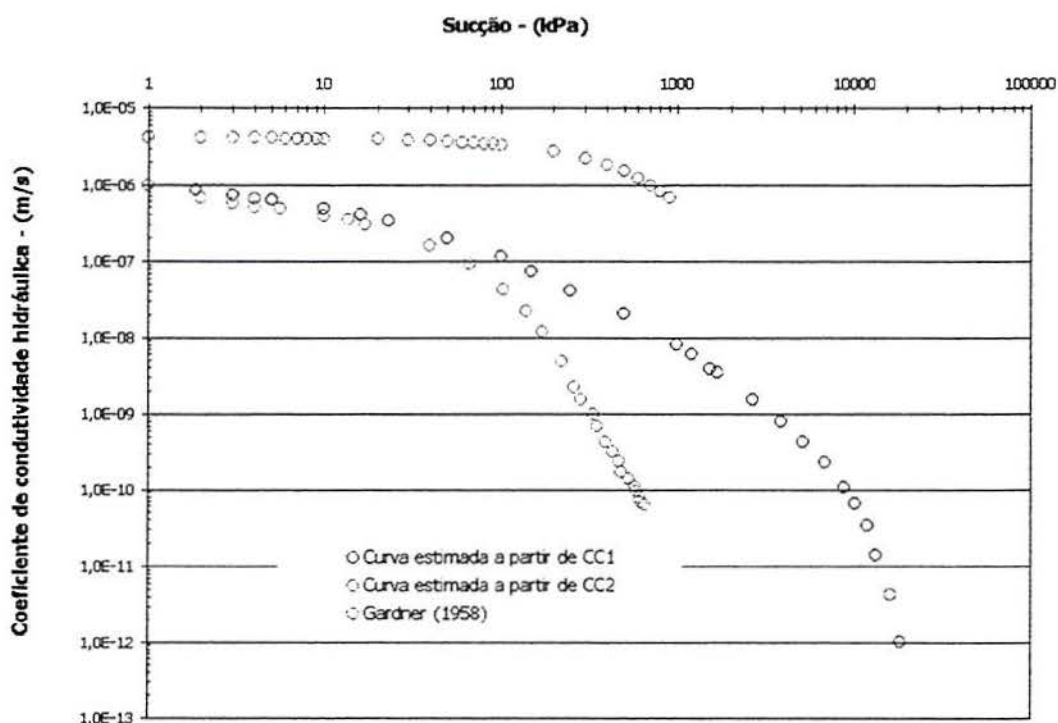


Figura 6.4 - Curvas de variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a sucção, estimadas para o solo do horizonte B de São Sebastião do Cai

A figura 6.4 sugere uma forte influência da forma da curva característica sobre as curvas de variação k versus S . Na medida em que a influência da sucção de campo sobre a condutividade hidráulica não é significativa, devido à macro-estrutura do solo natural, é possível que a relação k versus S obtida dos ensaios com o permeâmetro de Guelph (Gardner, 1958) seja mais realista. Uma análise mais aprofundada a respeito da relação k versus S não será entretanto realizada nesta dissertação. Tal análise deveria preferivelmente se basear em resultados experimentais adicionais, isto é, de ensaios de condutividade hidráulica de laboratório com sucção controlada. Estes ensaios são complexos e de longa duração, estando fora do escopo desta dissertação.

VII. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA A CONTINUAÇÃO DA PESQUISA

7.1. Conclusões

Nesta dissertação, foi investigada a condutividade hidráulica de um solo de horizonte B estruturado. Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica de campo utilizando o permeâmetro de Guelph e piezômetros. O padrão de fluxo de água junto a estes equipamentos foi investigado através de simulações numéricas com o método dos elementos finitos. Adicionalmente foram realizados ensaios de condutividade hidráulica de laboratório em câmara triaxial, com amostras indeformadas e remoldadas. As particularidades encontradas no solo estudado, em termos de macro-estrutura, condicionam fortemente o comportamento hidráulico deste solo. A análise e discussão dos resultados deste estudo numérico-experimental conduziram às seguintes conclusões:

Ensaio de condutividade hidráulica de campo

(a) a realização de ensaios de condutividade hidráulica de campo, utilizando o permeâmetro de Guelph e piezômetros, conduziram a valores de k_{fs} similares para o solo investigado. Ambos os equipamentos podem ser empregados com confiança na determinação do coeficiente de condutividade hidráulica de solos estruturados. Vale ressaltar que, para os ensaios realizados com o permeâmetro de Guelph, os cuidados na instalação do equipamento antes da realização de cada ensaio, mostraram-se de fundamental importância. Este equipamento, por realizar o ensaio de condutividade hidráulica com uma carga hidráulica muito pequena, tem seus resultados facilmente afetados pelas condições de instalação. Por outro lado, nos ensaios com piezômetros, cuidados especiais devem ser tomados com a execução tanto do selo de bentonita como do filtro de areia;

(b) o coeficiente de condutividade hidráulica médio do solo do horizonte B de São Sebastião do Cai, obtido com estes ensaios de campo, é da ordem de $3 \cdot 10^{-6}$ m/s. Este valor pode ser considerado alto quando é considerada a percentagem de argila deste solo, aproximadamente 40%. Entretanto, demonstrou-se nesta dissertação que este valor elevado está diretamente relacionado com a macro-estrutura deste solo. Acredita-se que as vazões de infiltração medidas com os ensaios de campo correspondam essencialmente ao fluxo d'água pela macro-estrutura, particularmente através das fissuras existentes. Por outro lado, o valor médio de k_{fs} do solo investigado nesta dissertação é uma ordem de magnitude maior que o determinado por Cunha (1997) para o solo residual de arenito Botucatu de Vila Scharlau. Este solo, apesar de apresentar uma granulometria similar à do solo investigado nesta dissertação, não apresenta fissuras. A diferença de condutividade hidráulica apresentada por ambos os solos deve-se portanto à diferente macro-estrutura;

(c) a realização do ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph em três estágios mostrou-se extremamente útil, permitindo que se obtivesse maior confiabilidade na interpretação do conjunto de dados experimentais obtidos com este equipamento;

(d) o critério de final de ensaio sugerido para o permeâmetro de Guelph por Reynolds et al (1985) não é suficiente para que a vazão estabilizada seja determinada sem ambigüidade. Segundo este critério, o ensaio poderia ser finalizado quando fossem obtidas, para intervalos de tempo idênticos, três leituras consecutivas iguais no permeâmetro. O critério de final de ensaio adotado nesta dissertação foi mais abrangente, levando em conta o tempo de ensaio a partir do qual a curva de volume total infiltrado versus tempo de ensaio torna-se claramente retilínea;

(e) nos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros, na modalidade de carga constante, é de fundamental importância a obtenção sem ambigüidade da vazão estabilizada no tempo infinito, para a utilização na formulação de Hvorslev (1951). A experiência desta dissertação recomenda a adoção do método de Gibson (1963) e Stephen e Neuman (1982) para esta extrapolação.

Ensaio de condutividade hidráulica de laboratório

(a) os valores do coeficiente de condutividade hidráulica obtidos em laboratório, com amostras indeformadas, foram maiores que os encontrados nos ensaios de campo. Como as amostras foram coletadas na face exposta do talude, possivelmente foram afetadas por desconfinamento lateral, com a conseqüente abertura de fissuras. Observou-se também um efeito de tempo de ensaio na condutividade hidráulica do solo indeformado. Acredita-se que a redução de k_s observada ao longo do ensaio deveu-se ao fechamento parcial dessas fissuras;

(b) os ensaios de laboratório realizados com amostras remoldadas apresentaram valores de coeficiente de condutividade hidráulica aproximadamente 100 vezes inferiores aos ensaios com amostras indeformadas. Nos ensaios com amostras remoldadas, o valor do coeficiente de condutividade hidráulica diminuiu porque desapareceu a influência da macro-estrutura.

Simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica de campo

(a) os resultados das simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica de campo foram influenciados pela dificuldade encontrada na modelagem da forma complexa apresentada pela curva característica do solo do horizonte B;

(b) os volumes totais infiltrados e as vazões infiltradas determinados com as simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica de campo foram sempre maiores que os correspondentes valores experimentais, para ambos os equipamentos de ensaio. A diferença foi mais pronunciada para os resultados das simulações numéricas dos ensaios com o permeâmetro de Guelph. Isto se deveu, aparentemente, à existência de uma maior diferença (em relação aos ensaios com piezômetros) entre a magnitude da sucção inicial do solo e a magnitude das cargas hidráulicas impostas no fundo do furo durante o ensaio com o permeâmetro de Guelph. A diferença diminuiu quando se considera sucção e/ou valores de entrada de ar menores nas análises numéricas.

(c) A comparação dos resultados das simulações numéricas com os resultados experimentais sugere que o gradiente hidráulico atuando no solo fortemente estruturado

deve-se essencialmente à carga hidráulica aplicada no interior do furo de sondagem, sendo relativamente pouco influenciado pela sucção medida no interior do solo. Estes resultados são consistentes com a seguinte hipótese: a sucção atua no interior dos agregados de partículas, mas provavelmente contribui pouco para estabelecer o fluxo d'água no interior das descontinuidades que limitam estes agregados, visto que existe uma grande diferença de tamanho entre os poros no interior dos agregados e a abertura das descontinuidades. A máxima sucção que contribui para gerar fluxo de água nas descontinuidades, sob carga constante, é provavelmente o valor de entrada de ar.

(d) as simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros permitiram que fosse estimado o tempo mínimo recomendável de inundação do furo de sondagem para se obter, posteriormente, uma adequada extrapolação de vazão infiltrada para o tempo infinito. No solo investigado nesta dissertação, este tempo mínimo de inundação deve ser aproximadamente de 100 minutos. Após este tempo de inundação, a vazão estabilizada é facilmente extrapolada pelo método de Gibson (1963) para um valor único de vazão, independente do valor da sucção inicial.

Forma da curva característica

(a) a curva característica encontrada para o solo coluvionar de São Sebastião do Caí, apresentou uma forma inesperada, não tendo sido encontrada referência a esta forma na literatura geotécnica disponível. A forma de "sela" da curva característica do solo investigado sugeriu a existência de dois valores de entrada de ar, um primeiro, para uma sucção inferior a 10 kPa e um segundo, para uma sucção entre 500 e 1000 kPa. O primeiro valor de entrada de ar foi associado à redução do teor de umidade pela perda da água contida na macro-estrutura do solo natural, isto é, no interior das descontinuidades deste solo. O segundo valor de entrada de ar foi associado à perda da água contida na micro-estrutura do solo, isto é, no interior dos agregados de partículas;

(b) a curva característica determinada para o solo remoldado apresentou a forma convencional de "S" suave. Este resultado reforçou a hipótese de que, no solo indeformado, a forma da curva característica obtida esteja relacionada à macro-estrutura deste solo;

(c) a histerese observada entre as curvas características obtidas com trajetórias de umedecimento e secagem mostrou-se, para o solo na condição remoldada, significativamente maior que a histerese observada na curva característica do mesmo solo, na condição indeformada.

7.2. Sugestões para pesquisas futuras

A continuação da pesquisa desenvolvida nesta dissertação certamente envolverá o estudo de outros solos naturais que apresentam-se com macro-estrutura pronunciada em campo. As seguintes sugestões são feitas para os estudos futuros:

(a) desenvolvimento de uma metodologia de descrição padronizada da macro-estrutura de solos, preferivelmente baseada em dados mensuráveis, para aplicação em engenharia geotécnica;

(b) obtenção de um número grande de pontos da curva característica do solo coluvionar estudado na faixa de 1 a 10 kPa, de modo que se determine com maior exatidão o comportamento dos solos estruturados a baixas sucções;

(c) desenvolvimento de modelos matemáticos que permitam uma modelagem com maior exatidão da forma complexa da curva característica de solos estruturados;

(d) no caso de solos estruturados, sugere-se a utilização, nas simulações numéricas dos ensaios de condutividade hidráulica, de programas de elementos finitos que permitam, na entrada de dados, a introdução de modelos mais complexos da curva característica;

(e) desenvolvimento de sistemas de leitura e aquisição automática de dados para a utilização em tensiômetros elétricos, visando a medição contínua da sucção em campo;

(f) desenvolvimento de sistemas de leitura e aquisição automática de dados para os ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph;

(g) realização de ensaios de condutividade hidráulica de campo juntamente com o monitoramento contínuo da sucção no interior do solo, de modo que também se

determine experimentalmente o avanço da frente de saturação no interior do solo ao longo do tempo;

(h) realização dos ensaios de condutividade hidráulica de campo em solos estruturados aplicando intervalos amplos de cargas hidráulicas. No caso do permeâmetro de Guelph isto seria particularmente importante para avaliar a influência de imperfeições do furo de sondagem;

(i) realização de ensaios de condutividade hidráulica de laboratório com sucção controlada, de modo a verificar a exatidão da relação k versus S de solos estruturados, usualmente inferida a partir da curva característica ou do ensaio com o permeâmetro de Guelph.

(j) repetir os ensaios de campo desta dissertação em solo remoldado - como sugestão, no interior de um tanque - visando remover os efeitos das descontinuidades no fluxo de água observado;

(k) medição da sucção total do solo estruturado;

(l) execução de ensaio com porosímetro de mercúrio afim de ter a quantificação do fissuramento do solo estruturado;

(m) caracterização mineralógica do solo estruturado com a determinação da presença de óxidos cimentantes, proporcionando a verificação da estabilidade da estrutura do solo.

VIII. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AZAMBUJA, E. e JUNGBLUT, M. (1997)– "**Relatório de investigação geotécnica para a seleção de áreas favoráveis ao tratamento e disposição de resíduos sólidos**" – Porto Alegre: Fundação de Pesquisa de Recursos Minerais, 45 p.
- BENSON, C.H. e DANIEL, D.E. - "**Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay**" - Journal of Geotechnical Engineering Vol. 116, Nº 8, p 1231 - 1248.
- BENSON, C.H. e OTHMAN, M.A. (1993) – "**Hydraulic conductivity of compacted clay frozen and thawed in situ**" – Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, Nº 2, p 1122-1127.
- BJERRUM, L. e HUDER, J. (1957) - "**Measurement of the permeability of compacted clays**" - 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, London, Vol. 1, p 6 - 8.
- BRAND, E.W. e PREMCHITT, J. (1980) - "**Shape factors of cylindrical piezometers**" - Géotechnique Vol. 30, Nº 4, p 369-384.
- BROOKS, R.H. e COREY, A.T. (1964) - "**Hydraulic properties of porous media**" - Colorado State Univ. Paper, Nº 3, 27 p.
- CAMPOS, J.L.E. (1993) – "**Um estudo numérico e experimental da permeabilidade saturada/não saturada do solos de encostas do Rio de Janeiro**", Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 74 p.
- CAMPOS, J.L.E., VARGAS JR, E.A. e CAMPOS, T.M.P. (1992) – "**Avaliação de campo da permeabilidade saturada não saturada de solos em encostas**" – 1ª Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, Rio de Janeiro, Vol. 1 p 371 - 382.

- CARMAN, P.C. (1956) - "**Flow of gases through porous media**" - Academic Press, New York.
- CHANDLER, R.J. e GUTIERREZ, C.I. (1986) - "**The filter paper method of suction measurement**" - Géotechnique, Vol. 36, Nº 2, p 265 - 268.
- CHANDLER, R.J., CRILLY, M.S. e MONTGOMERY-SMITH, G. (1991) - "**A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings**" - Proc. of the Institution of Civil Engineering, Vol. 92, Nº 2, p 82-89.
- CRONEY, D. e COLEMAN, J.D. (1954) - "**Soil structure in relation to soil suction**" - Journal of Soil Science, Vol. 5, Nº 1, p 75 - 84.
- CUNHA, L.O.B.P (1997) - "**Estudo da condutividade hidráulica de solos não saturados da região metropolitana de Porto Alegre**" - Tese de Mestrado, Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Geotecnia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 109 p.
- DANIEL, D.E. (1989) - "**In situ hydraulic conductivity of compacted clay liners**" - Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, Nº 9, p 1205 - 1226.
- DANIEL, D.E. (1994) - "**State-of-the-art: laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils**" - Hydraulic Conductivity and Waste Containment Transport in Soil, ASTM STP 1142, Ed. Daniel, D.E. e Trautwein, S.J., Philadelphia, p 30 - 78.
- DANIEL, D.E. e TRAUTWEIN, S.J. (1986) - "**Field permeability tests for earthen liners**" Proceedings, In Situ'86, ASCE, Specialty Conference on Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, N.Y, p 146 - 160.
- DeGROOT, D.J. e LUTENEGGER, A.J. (1994) - "**A comparison between field and laboratory measurements of hydraulic conductivity in a varved clay**" - Symposium on Hydraulic Conductivity and Waste Containment Transport in Soil, ASTM, San Antonio, Proceedings ..., Philadelphia, p 300 - 317.

- DELTA-T DEVICES Ltd (1990) - "**Manual tensiometer type SWT3**" - Delta-T Devices Ltd, Cambridge, 18 p.
- DUNNICLIFF, J. (1988) - "**Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**" - Ed. Wiley-Interscience Publication, 577 p.
- ELSBURY, B.R., DANIEL, D.E., SRADERS, G.A. e ANDERSON, D.C. (1990) - "**Lessons learned from compacted clay liner**" - Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, N° 11, p 1641.
- FREDLUND, D.G, XING, A. e HUANG, S. (1994) - "**Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve**" - Can. Geotechnical Journal, Vol. 31 N° 4, p 533 - 546.
- FREDLUND, D.G. e RAHARDJO, H. (1993) - "**Soil mechanics for unsaturated soils**" - Ed. John Willey & Sons, Inc. 517 p.
- FREDLUND, D.G. e XING, A. (1994) - "**Equations for the soil-water characteristic curve**" - Can. Geotechnical Journal, Vol. 31, N° 4, p 521 - 532.
- GARDNER, W.R. (1958) - "**Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water-table**" - Soil Science, Vol. 85, N° 4, p 183 - 187.
- GARDNER, W.R. (1958a) - "**Laboratory studies of evaporation form soil columns in presence of a water-table**" - Soil Science Amer., Vol. 85, p 244.
- GEO SLOPE (1994) - "**Seep/W for finite element seepage analysis**" - Technical Manual, Calgary, Canada, 179 p.
- GIBSON, R.E. (1963) - "**An analysis of system flexibility and its effects on time-lag in pore-water pressure measurements**" - Géotechnique, Vol. 13, p 1 - 11.

- GIKOUMAKIS, S.G. e TSAKIRIS, G.P. (1991) – "***Eliminating the effect of temperature from unsaturated soil hydraulic functions***" – Journal of Hydrology, Vol. 129, p 109 - 125.
- GREACEN, E.L., WALKER, G.R. e COOK, P.G. (1987) - "***Evaluation of the filter paper method for measuring soil water suction***" - International Conference on Measurement of Soil and Plat Water Status, London, p 137 - 143.
- GREEN, R.E. e COREY, J.C. (1971) – "***Calculation of hydraulic conductivity: A further evaluation of some predictive methods***" – Soil Science of America Proceedings, Vol. 35, p 256 - 281.
- HORN, M.E. (1971) – "***Estimating soil permeability rates***" – Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 97, N° IR2, p 263 - 274.
- HOUSTON, S.L., HOUSTON, W.N. E WAGNER, A.M. (1994) - "***Laboratory filter paper suction measurements***" - Geotechnical Testing Journal, Vol. 17, N° 2, p 185 - 194.
- HVORSLEV, M.J. (1951) – "***Time lag & soil permeability in ground-water levels and pressures***" – U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., Bulletin N° 36.
- KOZENY, J. (1927) – "***Ueber kapillare leitung des wassers im bodem***" – Wien, Akad. Wiss., Vol. 136, Part 2a, p 271.
- LAMBE, T.W. (1958) - "***The engineering behavior of compacted clay***"- J. Soil Mech. Found. Eng., ASCE, Vol. 125, p 718.
- LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V. (1979) – "***Soil mechanics, SI versior***" – Ed. John Willey & Sons, 553 p.
- LEE, I.K. INGLES, O.G., WHITE, W. (1983) - "***Geotechnical Engineering***" - Massachussets, Pitman Publishig Inc., 18p.

- LEONG, E.C. e RAHARDJO, H. (1997) – "**Review of soil-water characteristic curve equations**" – Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, Nº 12, p 1106 - 1117.
- MACIEL FILHO, C.L. (1991) - "**Possibilidades de cimentação do filtro de uma barragem por hidróxido férrico**" - Solos e Rochas, São Paulo, Vol. 14, Nº 1, p 3 - 19.
- MARINHO, F.A.M. (1994) - "**Shrinkage behavior of some plastic soils**" - PhD thesis - Imperial College, University of London, 314 p.
- MARINHO, F.A.M. (1995) – "**A técnica do papel filtro para a medição de sucção**" - Anais do Encontro sobre Solos Não Saturados, Porto Alegre, RS, Brasil, p 112 - 125.
- MARINHO, F.A.M. e CHANDLER, R.J. (1993) - "**Aspects of the behavior of clays on drying**" - Unsaturated Soils - ASCE Geotechnical Special Publication Nº 39, p 77 - 90.
- MARINHO, F.A.M. e SOUSA PINTO, C. (1997) – "**Soil suction measurement using a tensiometer**" – Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Ed. M. Almeida, Balkema, Rotherdan, Rio de Janeiro, p 77 - 90.
- MARTINS, F.B. (1994) - "**Automação do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados**" - Tese de Mestrado, Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Geotecnia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 133 p.
- McKEE, C.R. e BUMB, A.C. (1984) - "**The importance of unsaturated flow parameters in designing a monitoring system for hazardous wastes an environmental emergencies**" - Proc. Haz. Mat Control Res. Inst. Nat. Conf., p 50 -58.
- McKEE, C.R. e BUMB, A.C. (1987) - "**Flow-testing coalbed methane production wells in presence of water and gas**" - SPE Formation Evaluation, Dec., p 599 - 608.

- MEERDINK, J.S., BENSON, C.H. e KHIRE, M.V. (1996) – “**Unsaturated hydraulic conductivity of two compacted barrier soils**”- Journal of the Geotechnical Engineering, Vol. 122, Nº 7, p 565 - 576.
- MITCHELL, K.J. (1993) – “**Fundamentals of soil behavior**” – 2nd Edition, Ed. John Willey & Sons, Inc., 437 p.
- NEVES, M. (1987) – “**Estudo da permeabilidade do solo colapsível da região de São Carlos**” – São Carlos, Tese de Mestrado, EESC-USP, 139 p.
- OLSEN, H.W. (1962) - “**Darcy’s law in saturated kaolinite**” - Water Resources, Vol. 16, Nº 2, p 287 - 295.
- OLSON, R.E. e DANIEL, D.E. (1981) - “**Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils**” - Permeability an Groundwater Containment Transport, ASTM STP 746, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p 18 - 64.
- REYNOLDS, W.D., ELRICK, D.E. e TOPP, G.C. (1983) – “**A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic condutivity above the water table**” – Soil Science, Vol. 136, Nº 4, p 250 - 268.
- PHILIP, J.R. (1969) - “**Approximated analyses of the borehole permeameter in unsaturated soil**” - Water Resources Research, Vol. 21, Nº 7, p 1025 - 1033.
- REYNOLDS, W.D. e ELRICK, D.E (1987) – “**A laboratory and numerical assessment of the Guelph Permeameter method**” – Soil Science, Vol. 144, Nº. 4, p 282 - 299.
- REYNOLDS, W.D. e ELRICK, D.E. (1990) – “**Ponded infiltration from a single ring: I. analisys of steady state**” – Soil Science, Vol. 135, Nº 1, p 1233 - 1218.

- REYNOLDS, W.D., ELRICK, D.E. e CLOTHIER, B.E. (1985) – "***The constant head permeameter: effect of unsaturated flow***" – Soil Science, Vol. 136, Nº 4, p 250 - 268.
- RIDLEY, A.M. (1994) – "***A new device for the direct measurement of soil suction over a wide range***" – Engineering Characteristics of Arid Soil, Ed. Fockes & Darry, Balkema, Rotterdam, p 231 - 242.
- RIDLEY, A.M. (1996) – "***Pore pressures and vegetation***" – Soil Mechanics Group, Civil Engineering , Imperial College, London – Contract E3 Report, London Underground Limited, 72 p.
- RIDLEY, A.M. (1998) – "***Comunicação pessoal***" – Porto Alegre, RS, Brasil.
- RIDLEY, A.M. e BURLAND, J.B. (1993) – "***A new instrument for the measurement of soil moisture suction***" – Géotechnique, Vol. 43, Nº 2, p 321-324.
- RIDLEY, A.M. e BURLAND, J.B. (1994) – "***A new instrument for the measurement of soil moisture suction***" – Discussion, Géotechnique, Vol. 44, Nº 3, p 551 - 556.
- ROWE, P. (1972) - "***The relevance of soil fabric to site investigation practice***" - Twelfth Rankine Lecture, Géotechnique, Vol. 22, Nº 2, p 195 - 300.
- SHELLEY, T.L. e DANIEL, D.E (1993) – "***Effect of gravel on hydraulic conductivity of compacted soil liners***" - Journal of Geotechnical Engineering – Vol. 119, Nº 1, p 1060 - 1082.
- SOIL MOISTURE EQUIPMENT CORP. (1991) – "***Operating instructions for the Guelph Permeameter***" – Soil Moisture Equipment Corp., Santa Barbara, U.S.A, 28 p.
- SOIL SURVEY STAFF (1975) - "***Soil taxonomy: a basic system of soil classification for making and interpreting soil surveys***" - USDA, Agricultural Handbook 436, Washington, D.C, U.S. Government Printing Office, 754 p.

- STEPHENS, D.B. e NEUMAN, S.P. (1982) – "***Vadose zone permeability test: summary***" – American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 108, N° HY5, p 169 - 183.
- TADEPALLI, R. e FREDLUND, D.G. (1991) - "***The collapse behavior of a compacted soil during inundation***" - Can. Geotechnical Journal, Vol 28, p 477-488.
- TAVENAS, F., JEAN, P., LEBLOND, P., e LEROUEIL (1983) – "***The permeability of natural soft clays. part II: permeability characteristics***" – Can. Geotechnical Journal, Vol. 20, p 645 - 660.
- TINJUN, J.M., BENSON, C.H. e BLOTZ, L.R. (1997) – "***Soil-water characteristic curves for compacted clays***" - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, N° 11, p 1060 – 1069.
- TRAUTWEIN, S.J. e BOUTWELL, G.P. (1994) – "***In-situ hydraulic conductivity tests for compacted soil liners and caps***" – Hydraulic Conductivity and Waste Containment Transport in Soil, ASTM STP 1142, Ed. Daniel, DE. e Trautwein, S.J., Philadelphia, p 184 - 223.
- VAN GENUCHTEN, M.T. (1980) – "***A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials***" – Soils Science Society American Journal, Vol. 44, p 892 - 898.
- WILKINSON, W.B. (1968) - "***Constant head in situ permeability tests in clay strata***" – Géotechnique Vol. 18, p 172 - 194.
- WILLIAMS, J.P., PREBBLE, R.E., WILLIAMS, W.T. e HIGNETT, C.T. (1983) - "***The influence of texture, structure and clay mineralogy on the soil moisture characteristics***" - Australian J. of Soil Res., N° 21, p 15 - 32.