



Campus de São Carlos

ESTUDO DA CONDUTIVIDADE
HIDRÁULICA EM SOLOS NÃO SATURADOS

AUTOR: MIGUEL ANGEL ALFARO SOTO

ORIENTADOR: PROF. DR. ORENCIO MONJE VILAR

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO



**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

0130199

Class	
Vol	
Date	

ESTUDO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS NÃO SATURADOS



Miguel Angel Alfaro Soto

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Geotecnia

ORIENTADOR: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar

**São Carlos
1999**

Class.	TESE
Gutt.	0726
Tombo	0138/99

S/S 1034470

Ficha cartalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do serviço de Biblioteca da EESC - USP

A385e	<p>Alfaro Soto, Miguel Angel Estudo da condutividade hidráulica em solos não saturados / Miguel Angel Alfaro Soto. São Carlos, 1999</p> <p>Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1999 Orientador: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar</p> <p>1. Mecânica dos solos. 2. Solos não saturados I. Título</p>
-------	---

*Dedicado aos meus pais:
Santos e Maura*

AGRADECIMENTOS

Pelas valiosas contribuições técnicas e o auxílio fornecido para a elaboração deste trabalho, expresso minha profunda gratidão aos seguintes profissionais:

Ao Prof. Dr. Orencio Monje Vilar;

Ao Prof. Dr. José Carlos Angelo Cintra;

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES;

A todos os docentes do Departamento de Geotecnia;

Ao Engenheiro Dr. Herivelto M. dos Santos;

Aos técnicos do Departamento de Geotecnia, Srs. Oscar dos Santos Neto e José Luis Guerra;

Aos Profs. Mercedes Dongo Ísmodes e Arnaldo Carrillo Gil - *Facultad de Ingeniería, Universidad Ricardo Palma del Perú*;

À minha colega e namorada Geól^a Eliana Martins Pereira;

Aos colegas e funcionários deste Departamento.

Pela oportunidade de realizar o curso de Pós Graduação, meu profundo reconhecimento à comissão da Pós Graduação da Escola de Engenharia de São Carlos -USP.

SUMÁRIO

	Lista de Figuras	iii
	Lista de Tabelas	vi
	Lista de Símbolos	vii
	Resumo	xi
	<i>Abstract</i>	xii
Cap.1	Introdução	1
Cap.2	Revisão Bibliográfica	4
1	Conceitos Energéticos da Água no Solo	4
1.1	Potencial Total da Água no Solo	4
1.1.1	Potencial Gravitacional	5
1.1.2	Potencial Pneumático	5
1.1.3	Potencial Osmótico	6
1.1.4	Potencial Matricial	6
1.2	Sucção nos solos como equivalência dos Potenciais Matricial e Osmótico	6
1.3	Curva de Retenção da Água no Solo	8
1.3.1	Relações Empíricas para Definir a Curva de Retenção de Água no Solo	10
1.3.2	Histerese	11
1.4	Ensaio para Medida da Sucção nos Solos	12
1.5	Métodos mais Usados para Determinação da Sucção	15
1.5.1	Funil de Placa Porosa	15
1.5.2	Câmaras de Pressão	16
1.5.3	Tensiômetros	16
1.5.4	Psicrômetros	17
1.5.5	Método do Papel Filtro	19
2	Condutividade Hidráulica nos Solos	21
2.1	Condutividade Hidráulica Saturada	21
2.1.1	Determinação do Coeficiente de Condutividade Hidráulica em Solos Saturados	22
2.1.2	Ensaio de Laboratório em Solos Saturados	22
2.1.3	Fatores que Influenciam a Condutividade Hidráulica Saturada	23
2.1.4	Determinação do Coeficiente de Condutividade Hidráulica Saturada por Métodos Indiretos	24
2.2	Condutividade Hidráulica Não Saturada	26
2.2.1	Determinação do Coeficiente de Condutividade Hidráulica em Solos Não	

	Saturados	26
2.2.2	Ensaio de Laboratório em solos Não Saturados	27
2.2.2.1	Métodos em Regime Permanente (<i>Steady State</i>)	27
2.2.2.2	Métodos em Regime Transiente (<i>Unsteady State</i>)	29
2.2.3	Fatores que Influenciam na Condutividade Hidráulica Não Saturada	32
2.2.4	Determinação do Coeficiente de Condutividade Hidráulica Não Saturada a Partir de Fórmulas Empíricas	32
2.3	Coeficiente de Condutividade Hidráulica Saturada e Não Saturada a Partir de Técnicas de Ensaio de Campo	34
2.3.1	Infiltrômetros	36
2.3.2	Permeâmetro Guelph	39
Cap.3	Materiais e Métodos	57
Cap.4	Resultados	73
Cap.5	Análise dos Resultados	96
Cap.6	Conclusões	105
	Bibliografia	107

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Representação dos conceitos de sucção matricial, osmótica e total.	7
Figura 2.2	Curvas características obtidas para diferentes tipos de solos. KOOREVAAR <i>et al.</i> , (1983).	8
Figura 2.3	Caracterização da curva característica segundo FREDLUND, XING e HUANG (1994).	9
Figura 2.4	A histerese do solo formada pelos processos de umedecimento e secagem..	12
Figura 2.5	Esquema do “Funil de placa porosa” (REICHADT 1985).	15
Figura 2.6	Câmara de pressão . REICHARDT (1985).	16
Figura 2.7	Esquema de um tensiômetro de mercúrio.	17
Figura 2.8	Esquema de um Psicrômetro Peltier.	18
Figura 2.9	Tipos de fluxo do solo para o papel filtro (MARINHO, 1994).	19
Figura 2.10	Permeâmetro desenvolvido por KLUTE (1965).	28
Figura 2.11	Esquema do ensaio para condutividade não saturada. HAMILTON (1981).	30
Figura 2.12	Esquema de um infiltrômetro aberto de anel duplo.	36
Figura 2.13	Parâmetros de medição para determinar a condutividade hidráulica saturada.	37
Figura 2.14	Esquema do permeâmetro de Guelph.	41
Figura 2.15	Gráfico do fator de forma “C” <i>Soilmoisture Equipment corp.</i> (1986).	44
Figura 2.16	Bulbo saturado e não saturado ao redor do furo de sondagem durante o ensaio a carga constante.	45
Figura 2.17	Resultados do ensaio com o Permeâmetro Guelph (CAMPOS <i>et al.</i> , 1992).	55
Figura 2.18	Perfil do Solo Estudado (CUNHA <i>et al.</i> , 1992).	56
Figura 2.19	Resultados do ensaio com o Permeâmetro Guelph (CUNHA <i>et al.</i> , 1992).	56
Figura 3.1	Perfil geotécnico típico do Campo Experimental da USP/São Carlos.	59
Figura 3.2	Funil de placa porosa usada na determinação da curva de retenção.	60
Figura 3.3	Câmaras de Pressão usadas para determinar a curva de retenção.	61
Figura 3.4	Ensaio de Condutividade Hidráulica Saturada a Carga Constante.	63
Figura 3.5	Ensaio Realizados a Profundidade com o Permeâmetro Guelph no Local A (Campo Experimental USP).	65
Figura 3.6	Ensaio Realizados a Superfície com o Permeâmetro Guelph no Local B (Jardim Medeiros).	65
Figura 3.7	a) Permeâmetro sem saída de água; b) Permeâmetro com saída de água.	67
Figura 4.1	Curvas Granulométricas dos solos estudados.	75

Figura 4.2a	Curvas de Retenção (Sucção vs Umidade Volumétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 0,30m de profundidade.	76
Figura 4.2b	Curvas de Retenção (Sucção vs Umidade Gravimétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 0,30 de profundidade.	76
Figura 4.2c	Curvas de Retenção (Sucção vs Grau de Saturação), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 0,30 de profundidade.	77
Figura 4.3a	Curvas de Retenção de Água (Sucção vs Umidade Volumétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 1,50m de profundidade.	77
Figura 4.3b	Curvas de Retenção de Água (Sucção vs Umidade Gravimétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 1,50m de profundidade.	78
Figura 4.3c	Curvas de Retenção de Água (Sucção vs Grau de Saturação), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 1,50m de profundidade.	78
Figura 4.4a	Curvas de Retenção de Água (Sucção vs. Umidade Volumétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo B a 0,45m de profundidade.	79
Figura 4.4b	Curvas de Retenção de Água (Sucção vs. Umidade Gravimétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo B a 0,45m de profundidade.	79
Figura 4.4c	Curvas de Retenção de Água (Sucção vs. Grau de Saturação), por Secagem e Umedecimento para o Solo B a 0,45m de profundidade.	80
Figura 4.5	Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980), pelos processos de umedecimento e secagem para o Solo A a 0,30m de profundidade.	86
Figura 4.6	Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980), pelos processos de umedecimento e secagem para o Solo A a 1,5m de profundidade.	87
Figura 4.7	Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980), pelos processos de umedecimento e secagem para o Solo B a 0,45m de profundidade.	87
Figura 4.8	Função Condutividade Hidráulica Não Saturada baseadas no modelo empírico de GARDNER (1958), para os processos de secagem e umedecimento do Solo A a 0,30m de profundidade.	89
Figura 4.9	Função Condutividade Hidráulica Não Saturada baseadas no modelo empírico de GARDNER (1958), para os processos de secagem e umedecimento do Solo A a 1,50 de profundidade.	89
Figura 4.10	Função Condutividade Hidráulica Não Saturada baseadas no modelo empírico de GARDNER (1958), para os processos de secagem e umedecimento do Solo B a 0,45m de profundidade.	90

Figura 4.11	Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o local A a 0,30m de profundidade.	92
Figura 4.12	Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o local A a 1,50m de profundidade.	92
Figura 4.13	Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o local A, para todo o perfil.	93
Figura 4.14	Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o local B a 0,45m de profundidade.	93
Figura 4.15	Curvas da Função Condutividade Hidráulica para os processo de umedecimento (ou infiltração), obtidas por métodos de campo (método do permeâmetro Guelph) e indireto de laboratório no solo do local A a 0,30m de profundidade.	94
Figura 4.16	Curvas da Função Condutividade Hidráulica para os processo de umedecimento (ou infiltração), obtidas por métodos de campo (método do permeâmetro Guelph) e indireto de laboratório no solo do local A a 1,50m de profundidade.	95
Figura 4.17	Curvas da Função Condutividade Hidráulica para os processo de umedecimento (ou infiltração), obtidas por métodos de campo (método do permeâmetro Guelph) e indireto de laboratório no solo do local B a 0,45m de profundidade.	95
Figura 5.1	Comparação entre resultados da função condutividade hidráulica obtido por diferentes métodos.	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Métodos para a medida de sucção. VILAR (1997).	13, 14
Tabela 2.2	Correlações para determinação da sucção com o método do papel filtro.	20
Tabela 2.3	Tipos de Permeâmetros (DANIEL e STEPHEN, 1994).	22
Tabela 2.4	Relações empíricas para determinação da condutividade hidráulica saturada ALONSO, GENS e HIGHT (1987), FREDLUND, XING e HUANG (1994).	33
Tabela 2.5	Parâmetros α sugeridos por ELRICK <i>et al.</i> , (1989).	49
Tabela 4.1	Resultados de Ensaios de Caracterização.	74
Tabela 4.2	Avaliação <i>In Situ</i> da Macroporosidade dos Solos Estudados baseados nos valores sugeridos por ELRICK <i>et al.</i> , (1989) da Tabela 2.5.	74
Tabela 4.3	Parâmetros das Equações de Regressão obtidas pelo programa CURVARET, para as Curvas de Retenção pelo processo de secagem de cada solo.	80
Tabela 4.4	Parâmetros das Equações de Regressão obtidas pelo programa CURVARET, para as Curvas de Retenção pelo processo de umedecimento de cada solo.	81
Tabela 4.5	Características e índices físicos dos corpos de prova antes do ensaio.	82
Tabela 4.6	Parâmetros dos solos após o ensaio de permeabilidade.	82
Tabela 4.7	Valores médios de K_b (cm/s) e desvio padrão obtidos por cada método de cálculo a partir do permeâmetro Guelph.	84
Tabela 4.8	Valores médios de ϕ_{cm} (cm ² /s) e desvio padrão obtidos por cada método de cálculo a partir do permeâmetro Guelph.	84
Tabela 4.9	Valores médios de α (cm ⁻¹) e desvio padrão obtido para o método das duas alturas de carga calculados a partir do permeâmetro Guelph.	85
Tabela 4.10	Valores α obtidos pela equação (2.50) para os processos de secagem e umedecimento em laboratório.	88
Tabela 4.11	Parâmetros K_b , e α médios obtidos: pelo método das duas alturas de carga e pela média dos métodos restantes para cada local.	91

LISTA DE SIMBOLOS

α	Parâmetro que depende das propriedades do solo (macroporosidade e textura);
α_v	Parâmetros de ajuste de VAN GENUTCHEN;
β	Fator de heterogeneidade do solo;
$\Delta x, \Delta z$	Distância entre tensiômetros adjacentes;
ϕ	Potencial total da água no solo;
ϕ_g	Potencial gravitacional;
ϕ_p	Potencial pneumático; Potencial de pressão
ϕ_{osm}	Potencial osmótico;
ϕ_m	Potencial matricial;
ϕ_{Gm}	Potencial matricial de fluxo;
ϕ_1, ϕ_2	Potencial matricial de fluxo para cada estágio 1 e 2 respectivamente no método do permeâmetro Guelph;
$\gamma_w, \gamma_{20}, \gamma_t$	Peso específico da água, a 20 °C e a temperatura T.
λ	Variável de BOLTZMAN, parâmetro de ajuste de BROOKS e COREY (1964);
η_{20}, ν_{20}	Viscosidade dinâmica da água a 20 °C;
η_t, ν_t	Viscosidade dinâmica da água à temperatura T;
η	Viscosidade dinâmica do fluido
θ	Teor de umidade volumétrica;
θ_r	Teor de umidade volumétrica residual;
θ_s	Teor de umidade volumétrica de saturação, umidade volumétrica de saturação para a curva de retenção por secagem em FREDLUND, XING e HUANG (1994);
θ^*s	Teor de umidade volumétrica de saturação para a curva de retenção por umedecimento em FREDLUND, XING e HUANG (1994);
$\theta_{w(x)}$	Teor de umidade volumétrica em função da distância x, para um tempo específico;
$\theta_{w(z)}$	Teor de umidade volumétrica em função da profundidade z, para um tempo específico;
ω	Umidade volumétrica normalizada ou reduzida;
$\rho_{i\pm 1}$	Sucção medida em tensiômetros adjacentes no premeâmetro de HAMILTON (1981), carga hidráulica na cota dos tensiômetros adjacentes no método do perfil instantâneo;

ρ_w	Massa específica da água;
ρ_s	Massa específica dos sólidos;
ρ_d	Massa específica do solo seco;
ρ_m	Massa específica do mercúrio;
ρ	Massa específica do solo;
ω_v	Massa molecular do vapor da água;
$\Psi_{a, a}$	Sucção matricial que corresponde à entrada de ar (<i>air entry</i>);
Ψ_r	Sucção matricial residual;
Ψ_i	Pressão da água no solo no frente de umedecimento;
A	Área transversal do fluxo, área transversal da amostra, área transversal do anel de infiltração, área transversal do reservatório do permeâmetro Guelph;
C	Coefficiente de Hazen, fator de forma (Guelph);
C_v	Coefficiente que depende da altura de água H;
C_G	Fator de forma que depende da razão H/a;
C_U	Coefficiente que depende de H, a e da razão H/a;
D	Diâmetro das partículas do solo;
D_e	Diâmetro efetivo das partículas do solo;
H	Altura constante do nível de água no furo de sondagem (permeâmetro Guelph);
H_1, H_2	Altura do nível da água nos instantes inicial e final do tempo "t";
H_d	Distância de drenagem;
I_p	Índice de plasticidade;
k_s	Condutividade hidráulica saturada;
k	Condutividade hidráulica saturada; condutividade hidráulica não saturada na Tabela 2.4, nos permeâmetros de KLUTE (1965) e HAMILTON (1981);
k_i	Condutividade hidráulica saturada no permeâmetro de HAMILTON (1981);
$k(\theta), k(\Psi)$	Função condutividade hidráulica não saturada;
k_r	Condutividade hidráulica relativa;
k_{fs}	Condutividade hidráulica saturada de campo;
k_{20}	Condutividade hidráulica saturada a 20 °C;
k_t	Condutividade hidráulica saturada à temperatura T;

k_1, k_2	Condutividades hidráulicas para cada estágio no método do permeâmetro Guelph;
k_0	Fator em função da forma dos poros;
L	Comprimento do corpo de prova;
M	Manômetro no permeâmetro de KLUTE (1965)
Q	Vazão;
R_i	Razão de queda do nível da água;
S_r	Grau de saturação;
S_{rm}	Grau de saturação residual;
S_e	Grau de saturação efetivo, Superfície específica de partículas (KOZENY- CARMAN);
S_t, Ψ	Sucção total;
$S_m, \Psi_m, (u_a-u_w)$	Sucção matricial;
S_{osm}	Sucção osmótica;
S_1 e S_2	Saídas para eliminar borbulhas de ar no permeâmetro de KLUTE (1965);
T	Fator tempo para o porcentagem de adensamento;
T_1, T_2	Tensiômetros no permeâmetro de KLUTE (1965);
V	Volume de água percolada pela amostra;
\bar{X}_G	Média geométrica
Z_w	Profundidade do frente de saturação;
a	Raio do furo de sondagem;
d_t	Espaçamento vertical entre tensiômetros;
e	Índice de vazios;
g	Aceleração gravitacional;
h_w	Carga altimétrica;
h	Carga altimétrica, carga de pressão no funil de placa porosa, altura do nível de mercúrio no tensiômetro;
h_1, h_2	Distâncias desde a superfície do solo às superfícies de mercúrio na cuba e na cápsula porosa do tensiômetro respectivamente;
h_m	Altura do nível do mercúrio;
h_p	Carga de pressão aplicada;
i	Gradiente hidráulico;

m_v	Coefficiente de deformação volumétrica;
n, m	Parâmetros de ajuste de VAN GENUTCHEN e FREDLUND, XING e HUANG (1994);
pF	Logaritmo de pressão expresso em centímetros de coluna de água;
q, q_i	Densidade ou quantidade de fluxo;
s	Desvio padrão;
t	Tempo;
u_a	Pressão do ar no solo;
u_w	Pressão da água no solo;
u_v	Pressão parcial de vapor de água dos poros;
u_{vo}	Pressão de saturação do vapor da água à mesma temperatura de u_v ;
v	Volume de descarga;
V_w	Volume total de água no solo entre o ponto x e L . (permeâmetro de Hamilton <i>et al.</i> , 1981);
w	Teor de umidade do papel filtro, teor de umidade gravimétrica;
w_L	Limite de liquidez;
w_P	Limite de plasticidade;
x, y, z	Coordenadas de posição.

RESUMO

A condutividade hidráulica de dois solos não saturados típicos da região de São Carlos, um arenoso e outro argiloso é estudada através de ensaios de campo empregando o permeâmetro Guelph. Duas alternativas de ensaio foram empregadas e os resultados experimentais foram analisados com os modelos teóricos de REYNOLDS e ELRICK (1985) e PHILIP (1985). Paralelamente, obtiveram-se em laboratório curvas de retenção de água dos solos o que possibilitou determinar a função condutividade hidráulica através das fórmulas empíricas de VAN GENUCHTEN, (1980) e de GARDNER (1958). As características e a variação dos valores da condutividade hidráulica não saturada de campo fornecidos pelo permeâmetro Guelph, são discutidos e confrontados com aqueles obtidos a partir dos métodos indiretos provenientes de laboratório. Observou-se que as condutividades hidráulicas saturadas nos solos foram praticamente iguais, quer se considerem os resultados de campo ou laboratório. Os resultados de campo mostraram-se mais consistentes para o solo argiloso qualquer que tenha sido a técnica de ensaio. O parâmetro α da equação de GARDNER (1958) obtido no campo resultou maior que o valor sugerido na literatura ou obtido em laboratório para o solo arenoso. Para o solo argiloso, todas as opções de obtenção do parâmetro tenderam a fornecer valores praticamente iguais.

PALAVRAS-CHAVES: solo não saturado; ensaios de campo; permeâmetro Guelph; condutividade hidráulica não saturada; curva de retenção de água.

ABSTRACT

The unsaturated hydraulic conductivity of two typical soils from the region of São Carlos City, sandy and clayey soils, has been studied through field tests using the Guelph permeameter. Two different alternatives of tests have been performed and the experimental data have been analyzed following the theoretical models from REYNOLDS and ELRICK (1985) and PHILIP (1985). However, soil-water characteristic curves were obtained in such a way that the hydraulic conductivity function could be evaluated using the empirical expressions from VAN GENUCHTEN (1980), and GARDNER (1958). The characteristics and the variation of the field unsaturated hydraulic conductivity values from the Guelph permeameter are discussed and compared to those from laboratory indirect methods. The field results showed to be more consistent to the clayey soil independent on the test or calculation method. The α value (GARDNER, 1958) parameter obtained in the fields was larger than the values suggested in the literature or obtained in laboratory for the sandy soil. To the clayey soil, all the obtaining options of the parameter tended to supply values quite the same.

KEYWORDS: unsaturated soils; field tests; Guelph permeameter; unsaturated hydraulic conductivity; soil-water characteristic curves.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

A análise de um problema geotécnico envolve a caracterização do local de construção e a seleção de um perfil de projeto com a determinação das propriedades mecânicas e hidráulicas relevantes.

Ultimamente, projetos que envolvem problemas referentes a ocorrência de fluxo ou movimento de água nos solos não saturados são importantes em diversas obras como: estabilidade de taludes, sistemas de drenagem, sistemas de irrigação, canais e/ou nas questões referentes ao meio ambiente e portanto relacionadas à geotecnia ambiental como aterros sanitários, armazenagem de lixos tóxicos e sistemas de reservatórios sépticos dentre outros.

Estes fenômenos são tratados na Geotecnia a partir dos conceitos utilizados na Física dos Solos, na Agronomia e na Engenharia de Irrigação. O desenvolvimento das teorias relacionadas a esses problemas é muito complexo, pois o coeficiente que define a capacidade de transmissão no solo seja a condutividade hidráulica ou a difusividade são altamente variáveis e além disso transitórios, JIMÉNES (1993).

As propriedades hidráulicas podem ser medidas através de ensaios de laboratório e de campo, sendo comuns na prática da geotecnia. Os ensaios de campo são realizados utilizando diversos tipos de permeômetros ou através de infiltrômetros que em grande parte, são desenvolvidos para determinação da condutividade hidráulica em solos saturados e a maioria não reflete convenientemente algumas propriedades dos mesmos, principalmente os efeitos matriciais (sucção), que segundo STEPHENS e NEWMAN (1982), STEPHENS *et al.*, (1983), REYNOLDS, ELRICK e CLOTHIER (1985), devem ser levados em conta na determinação deste parâmetro.

Na determinação da condutividade hidráulica em solos não saturados são empregados freqüentemente ensaios de infiltração (umedecimento) ou drenagem (secagem), utilizando-se o método do “ Perfil Instantâneo” (WATSON, 1966), baseado no fluxo

transiente da água no solo e interpretados de acordo com a equação de Richards que utiliza os resultados da curva de retenção em diferentes profundidades ao longo do perfil estudado.

Existem outros métodos como o “Método do Fluxo Constante” ou da “Rede de Fluxo” mostrados *in* STEPHENS (1994), que são pouco usados e difundidos, seja pela dificuldade da instalação dos equipamentos ou pela inconsistência encontrada nos resultados.

Uma opção entre as técnicas de ensaios de campo é o método do permeâmetro Guelph. Este é um método que permite determinar a condutividade hidráulica em solos saturados no campo (entre outros parâmetros), levando em conta os efeitos matriciais do solo e também torna possível determinar a função condutividade hidráulica não saturada, a partir de uma lei de variação dessa função.

Neste trabalho procura-se estudar a condutividade hidráulica em solos não saturados da região de São Carlos, empregando-se ensaios de campo com o método do permeâmetro Guelph, e ensaios de laboratório utilizando métodos indiretos que se apoiam na curva de retenção de água, obtida nos equipamentos de placas de pressão.

O conteúdo deste trabalho está dividido em 6 capítulos que foram desenvolvidos da seguinte forma:

No capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica que inclui uma abordagem dos tópicos da mecânica de solos não saturados. São introduzidos os conceitos energéticos de água no solo e seus componentes potenciais, conceitos referentes à relação sucção *versus* umidade, fenômenos associados, como a histerese, e medição da sucção em campo e laboratório.

São também apresentados aspectos teóricos, técnicas utilizadas para medição no campo e laboratório e os fatores que influenciam a determinação da condutividade hidráulica em solos saturados e não saturados.

No capítulo 3 é apresentada a descrição geológica dos solos estudados, bem como a descrição dos ensaios de caracterização, ensaios para determinação da curva de retenção de água nos solos, ensaios de condutividade hidráulica no laboratório e campo. Também são descritos os diferentes procedimentos de cálculo para a função condutividade hidráulica não saturada a partir dos ensaios de laboratório e campo.

No capítulo 4 são apresentados em gráficos e tabelas os resultados obtidos.

No capítulo 5 são analisados os resultados dos ensaios de laboratório e campo, bem como da condutividade hidráulica não saturada determinada a partir dos mesmos e calculada pelos diferentes métodos disponíveis.

Os resultados fornecidos pelos ensaios de laboratório e campo são confrontados para cada solo estudado.

No capítulo 6 apresentam-se as conclusões obtidas neste trabalho assim como sugestões para trabalhos futuros nesta linha de pesquisa.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1- CONCEITOS ENERGÉTICOS DA ÁGUA DO SOLO

A sistematização dos conceitos de energia advindos da termodinâmica e de uso corrente em física dos solos, e sua extensão à Mecânica dos Solos, deu-se em 1965 no Simpósio “*Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils*”(AITCHINSON, 1965).

A retenção da água no solo e os gradientes que determinam o fluxo podem ser expressos quantitativamente, em termos de energia livre da água do solo, em relação à água padrão. A energia livre é uma função termodinâmica, que é representada por conveniência em termos de potencial equivalente (VILAR, 1997).

1.1 - POTENCIAL TOTAL DA ÁGUA NO SOLO

Segundo MARSHALL e HOLMES (1981), quando um trabalho é realizado sobre a água, sob condições específicas, sua energia potencial é alterada em uma quantidade igual ao trabalho realizado. A variação da energia potencial da água em consideração, em relação a um estado padrão de referência arbitrado é chamado de Potencial Total da Água no Solo.

Para IWATA (1988) e BRADY (1989), o potencial total da água do solo representa “o trabalho útil que deverá ser realizado, por unidade de volume de água pura, para transportar, em condições reversível e isotérmica, um volume infinitesimal da água de um reservatório de água pura sob pressão atmosférica e elevação especificada, até a água no solo no ponto considerado”.

O potencial total em um solo não saturado está composto pelos seguintes potenciais: Potencial gravitacional, pneumático, osmótico e matricial. Outros tipos de potenciais existentes como o térmico e de consolidação, não serão tratados por terem menor importância no comportamento geotécnico dos solos não saturados.

O equacionamento que descreve o potencial total da água no solo é dado por:

$$\phi = \phi_g + \phi_p + \phi_{osm} + \phi_m + \phi_{outros} \quad (2.1)$$

Onde :

- ϕ_g : potencial gravitacional;
- ϕ_p : potencial pneumático;
- ϕ_{osm} : potencial osmótico;
- ϕ_m : potencial matricial.

1.1.1 - POTENCIAL GRAVITACIONAL (ϕ_g)

O Potencial Gravitacional está relacionado com a presença do campo gravitacional terrestre e a força da gravidade que atua sobre a água do solo, do mesmo modo que de qualquer outro corpo, e equivale à energia potencial do campo gravitacional que é medido a partir de um referencial de posição.

Para sua determinação o potencial será igual à coordenada vertical com unidade em metros de água.

1.1.2 - POTENCIAL PNEUMÁTICO (ϕ_p)

O potencial pneumático origina-se de pressões externas de gás diferentes da pressão atmosférica e tem especial importância quando se consideram os ensaios de placa de pressão ou a técnica de translação de eixos.

1.1.3 - POTENCIAL OSMÓTICO (ϕ_{osm})

O Potencial Osmótico, é aquele produzido pela diferença de composição entre a água do solo (presença de sais minerais e substâncias orgânicas) e a água pura.

Segundo JIMÉNEZ (1993), o potencial osmótico ocorre devido à água nos poros possuem sais em dissolução, e exercem uma sucção osmótica para levar a água do solo do estado original ao estado padrão (água pura).

1.1.4 - POTENCIAL MATRICIAL (ϕ_m)

O Potencial Matricial da água do solo é um potencial de pressão que decorre do efeito combinado da ação das forças capilares e de adsorção, que surgem da interação entre a água e as partículas minerais ou matriz que compõe o solo (HILLEL, 1971).

Os sólidos adsorvem água com rigidez, enquanto as forças capilares são as responsáveis pela retenção de água nos poros; o somatório final dessas duas forças reduz a energia livre da água do solo em relação ao padrão e por conseguinte o potencial matricial é negativo (BRADY, 1989).

No sistema sólidos - água - ar de um solo parcialmente saturado, precisa-se de energia para tirar a água do solo retida pelas forças capilares e de adsorção; assim, o potencial matricial negativo é aquele trabalho realizado para levar a água do solo, do seu estado original ao estado padrão (água pura ou solução com a mesma composição da água do solo).

Segundo MARSHALL e HOLMES (1981), a sucção matricial equivale ao módulo do potencial matricial e é medida em termos de pressão.

1.2 - SUCCÃO NOS SOLOS COMO EQUIVALÊNCIA DOS POTENCIAIS MATRICIAL E OSMÓTICO

Quando o potencial gravitacional e pneumático não intervêm e podem ser desprezados, o potencial total (neste caso composto pelo potencial matricial e osmótico), equivale à soma da sucção matricial (S_m), e sucção osmótica (S_{osm}) em termos de pressão, e a

soma destes componentes denomina-se sucção total (S_t). Assim, a sucção total corresponde ao trabalho total das forças de capilaridade, adsorção e osmose:

$$S_t = S_m + S_{osm} \quad (2.2)$$

A sucção total (S_t), é definida como a pressão manométrica negativa, em relação à pressão externa de gás sobre a água do solo, que deverá ser aplicada a um reservatório de água pura (à mesma cota e temperatura) de sorte a que se mantenha em equilíbrio, através de uma membrana semi - permeável (permite o fluxo da água, porém, não de solutos), entre a água do reservatório e a água do solo.

A sucção total que é equivalente ao potencial matricial e osmótico em termos de pressão, pode ser definida como a diferença entre a pressão do ar (u_a) e da água (u_w), presentes nos poros do solo:

$$S_t = u_a - u_w \quad (2.3)$$

A sucção matricial (S_m) é igual à sucção total quando a água do solo é idêntica à água padrão (água pura ou solução com a mesma composição da água do solo), restando apenas o efeito da matriz do solo (capilaridade e adsorção).

A sucção osmótica (S_{osm}), é igual à sucção total quando o solo se encontra saturado, ou seja, quando a componente matricial não ocorre, restando apenas o efeito da concentração de solutos. A Figura 2.1, ilustra os conceitos da sucção matricial, osmótica e total.

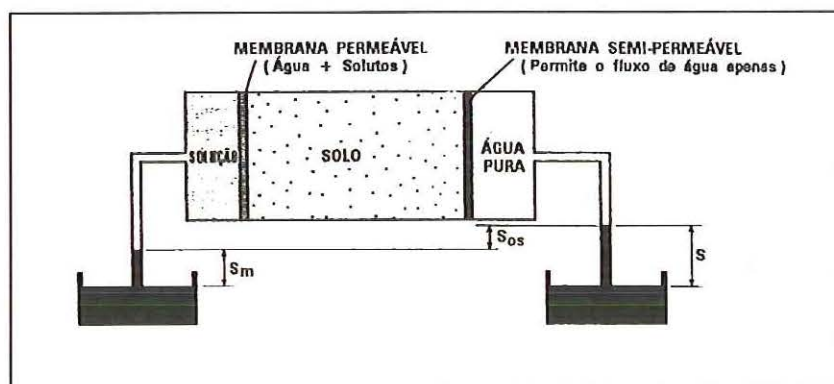


Figura 2.1. Representação dos conceitos de sucção matricial, osmótica e total.

1.3 - CURVA DE RETENÇÃO DA ÁGUA NO SOLO

Segundo FREDLUND, XING e HUANG (1994), a curva de retenção da água no solo pode ser definida como a variação da sucção com a capacidade de retenção da água nos macro e micro poros no interior do solo.

As relações sucção - umidade (grau de saturação, umidade volumétrica ou umidade gravimétrica), são de importância na caracterização dos solos não saturados. A representação gráfica dessa relação é denominada "curva de retenção da água no solo".

Os valores correspondem ao tipo de solo, com uma densidade determinada, e a natureza dessa relação está diretamente associada à granulometria e mineralogia do solo. De uma forma geral, a geometria dos poros, a magnitude e composição mineralógica da fração fina são determinantes na posição relativa, forma, e inclinação da curva. A Figura 2.2, mostra curvas de retenção típicas para diferentes tipos de solos, a partir de trabalhos realizados por KOOREVAAR *et al* (1983), CRONEY e COLEMAN (1961) in FREDLUND (1993).

Têm-se mostrado que a sucção matricial tende a um valor limite entre 690 - 980 MPa, para um teor de umidade próximo a 0%, (FREDLUND, 1964). Os resultados de KOOREVAAR *et al*. (1983) in FREDLUND (1993) permitem constatar este fato.

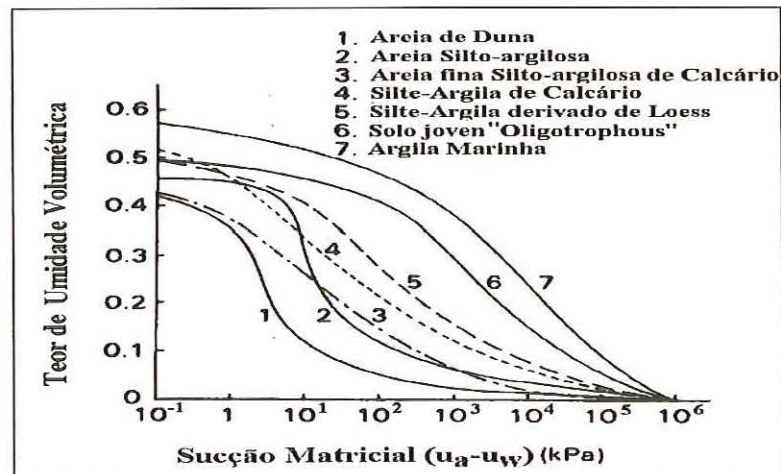


Figura 2.2. Curvas de Retenção obtidas para diferentes tipos de solos (KOOREVAAR *et al*, 1983 in FREDLUND (1993)).

A curva de retenção pode ser caracterizada com a finalidade de equacioná-la. A caracterização é feita a partir das trajetórias típicas obtidas através de procedimentos de

secagem e umedecimento. A Figura 2.3, mostra a proposta de FREDLUND, XING e HUANG (1994).

Onde:

θ_s : teor de umidade volumétrica de saturação para a curva obtida pelo processo de secagem;

θ'_s : teor de umidade volumétrica de saturação para a curva obtida pelo processo de umedecimento;

$\theta_s - \theta'_s$: conteúdo de ar residual;

Pressão de entrada de ar: sucção correspondente ao ponto de entrada de ar;

θ_r : teor de umidade volumétrica residual.

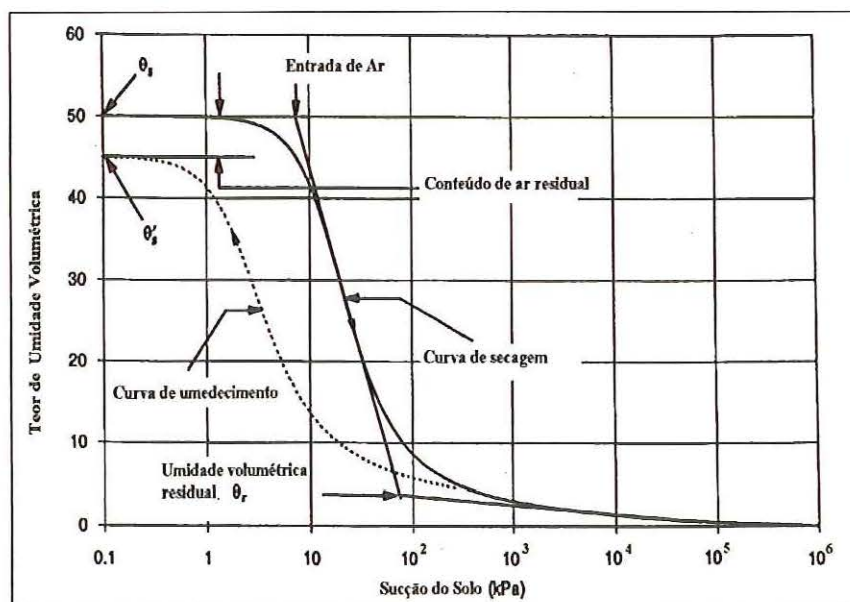


Figura 2.3. Caracterização da curva de retenção segundo Fredlund, Xing e Huang (1994).

1.3.1 - RELAÇÕES EMPÍRICAS PARA DEFINIR A CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

A curva de retenção pode ser definida mediante relações empíricas, a partir dos dados de sucção e umidade volumétrica (fornecidos pelos ensaios respectivos, como os mostrados no item 1.4).

Diversas relações empíricas são comumente usadas para estimar a curva de retenção de água. Algumas delas são apresentadas a seguir:

- BROOKS e COREY (1964) *in* FREDLUND (1993)

$$\theta = (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{\Psi_a}{\Psi} \right)^\lambda + \theta_r \quad (2.4)$$

- VAN GENUTCHEN (1980):

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{\left(1 + |\alpha_v \Psi|^n \right)^m} \quad (2.5)$$

$$m = 1 - 1/n$$

- FREDLUND, XING e HUANG (1994):

$$\theta = \theta_s \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\Psi_r} \right)} \right] \left[\frac{1}{\ln \left(c + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m \quad (2.6)$$

Onde:

- Ψ : sucção matricial (cm);
- Ψ_a : sucção matricial que corresponde à entrada de ar (*air entry*) (cm);
- Ψ_r : sucção que corresponde à umidade volumétrica residual (cm);

θ	:	teor de umidade volumétrica (cm^3/cm^3);
θ_s	:	teor de umidade volumétrica de saturação (cm^3/cm^3);
θ_r	:	teor de umidade volumétrica residual (cm^3/cm^3);
α_v	:	parâmetro de ajuste da curva (1/cm);
λ	:	parâmetro de ajuste, depende do tamanho dos poros do solo;
e	:	2,71828;
a	:	valor aproximado da sucção de entrada de ar (cm);
n, m	:	parâmetros de ajuste;
10^6	:	valor limite de sucção para qualquer tipo de solo (kPa).

1.3.2 - HISTERESE

O fenômeno de histerese corresponde à diferença de trajetórias mostradas pelas curvas características obtidas pelo procedimento de “secagem” e “umedecimento”, respectivamente, para um mesmo solo. A Figura 2.4, mostra a diferença das trajetórias por ambos processos.

Esse comportamento da curva de retenção afeta diretamente as condições de fluxo no solo não saturado; a natureza deste comportamento é atribuído a diferentes causas (POULOVASSILLIS *et. al* 1962; DAVIDSON, 1966; HILLEL, 1980 *in* JUCÁ, 1993).

- O efeito de ângulo de contato do menisco de água que é maior quando ocorre umedecimento e menor na fase de secagem.
- Irregularidades geométricas dos poros interconectados que atingem equilíbrio em posições diferentes para ambos procedimentos, com diferentes quantidades de água.
- Bolhas de ar capturadas nos vazios do solo no processo de umedecimento.
- Alterações da estrutura do solo produzidos pela expansão ou contração nos solos argilosos, nos procedimentos de umedecimento e secagem respectivamente.

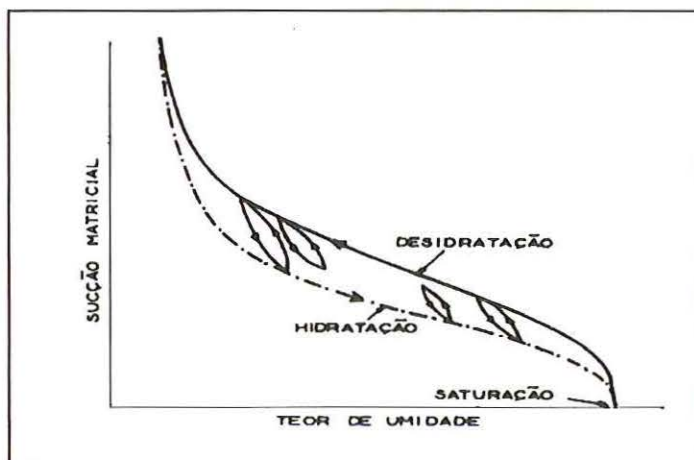


Figura 2.4. A histerese do solo formada pelos processos de umedecimento e secagem.

1.4 - ENSAIOS PARA A MEDIDA DA SUCÇÃO NOS SOLOS

Segundo FREDLUND (1978), a determinação do potencial matricial, que é fundamental para a solução de problemas (hidráulicos ou mecânicos) relativos ao comportamento dos solos não saturados, esbarra numa série de dificuldades experimentais e, comumente, deve-se recorrer a diferentes técnicas de ensaio com intuito de conhecer-se o potencial dentro de uma faixa ampla, o suficiente para utilização prática.

Nesta parte são apresentados alguns ensaios mais usados para a determinação da sucção do solo (que corresponde ao potencial matricial em termos de pressão) em determinadas condições. (Ver Tabela 2.1).

Tabela 2.1. Métodos para a medida de sucção (VILAR, 1997).

Método	Realizado em..	Tipo de Sucção	Faixa de medida (kPa)	Observação
Funil de pedra porosa	Laboratório	Matricial	0 - 70	<ul style="list-style-type: none"> ■ Para baixas sucções. ■ Sucção aplicada diretamente à amostra.
Tensiômetros	Laboratório e Campo	Matricial	0 - 70	<ul style="list-style-type: none"> ■ Tempos de resposta em função da conductância e rigidez da pedra porosa. <p>Novos tensiômetros de alta capacidade medem pressões abaixo de 1 atm, tirando partido da resistência a tração da água.</p>
Blocos porosos	Laboratório e Campo	Matricial	10 - 1.000	<ul style="list-style-type: none"> ■ Histerese pronunciada; mais sensível às altas sucções. ■ Longo tempo de resposta. ■ Fácil deterioração do material. ■ Blocos compostos de gesso, fibra de vidro, etc.
Placa de pressão	Laboratório	Matricial	20 - 1.500	<ul style="list-style-type: none"> ■ A capacidade depende da pedra porosa (pressão de entrada de ar). ■ Utiliza a técnica de translação de eixos.
Psicrômetros	Laboratório e Campo	Total e Osmótica	100- 8.000	<ul style="list-style-type: none"> ■ Mais recomendado para laboratório. ■ Depende de rigoroso controle da temperatura.

Tabela 2.1. Métodos para a medida de sucção (VILAR, 1997).

Membrana de pressão	Laboratório	Matricial	até 10.000	<ul style="list-style-type: none"> ■ Emprega a técnica de translação de eixos. ■ Emprega membrana de celulose.
Papel filtro	Laboratório	Matricial e Total	Todos os valores	<ul style="list-style-type: none"> ■ Precisa máxima precisão na pesagem. ■ A determinação da sucção depende do contato com o solo.
Extrato da solução do solo	Laboratório	Osmótica	Todos os valores	<ul style="list-style-type: none"> ■ Condutividade do extrato. ■ Concentração de solutos. ■ Extrato e psicrômetro (resolução não satisfatória).

1.5 - MÉTODOS MAIS USADOS PARA A DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO

Os métodos mais usados para a determinação da sucção matricial e osmótica são descritos resumidamente a seguir.

1.5.1 - FUNIL DE PLACA POROSA

É o equipamento utilizado para sucções matriciais com limitação de medição de 70 kPa, aproximadamente, devido ao problema de cavitação, ou à pressão de borbulhamento da pedra porosa (pressão em que o ar flui através da pedra porosa), Figura 2.5.

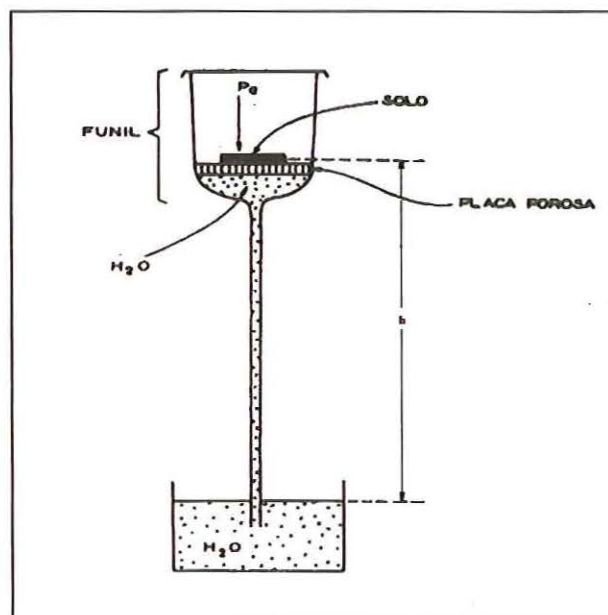


Figura 2.5. Esquema do “Funil de placa porosa” (REICHARDT, 1985).

É composto por duas câmaras, uma de ar e outra de água separadas por uma pedra porosa, onde a pressão no ar é a atmosférica e a sucção é aplicada com a diminuição da pressão na água.

Na Figura 2.5, pode-se observar como se aplica a sucção matricial à amostra de solo através da placa, solicitada por uma coluna de água, (REICHARDT, 1985), portanto, visto que a pressão no ar é a atmosférica, a sucção matricial é dada por:

$$S_m = h \quad (2.7)$$

1.5.2 - CÂMARAS DE PRESSÃO

Equipamento desenvolvido para se obter sucções matriciais que podem atingir a 1.500 kPa (pedras cerâmicas especiais), ou até 10.000 kPa (membranas de celulose).

Consiste de uma câmara, com uma placa porosa (de alta pressão de entrada de ar), ligada a uma fonte de pressão de ar como está mostrado na Figura 2.6, REICHARDT (1985).

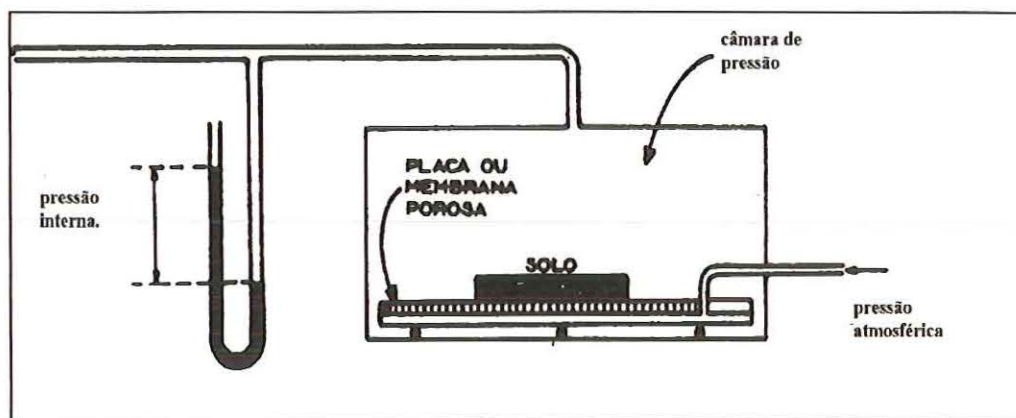


Figura 2.6. Câmara de pressão (REICHARDT, 1985).

O ensaio consiste na colocação de um corpo de prova em contato direto com a placa porosa saturada, aplicando pressões sucessivas de ar, assim, a sucção induzida é transmitida ao solo, alcançando-se um equilíbrio depois da eliminação parcial da água em cada estágio. Em cada estágio é pesado o corpo de prova para determinar sua umidade, na condição final de equilíbrio, a pressão de ar aplicado é igual à sucção do solo.

Com os dados de sucção e de umidade respectivamente para cada estágio pode-se obter a curva de retenção do solo (CRONEY e COLEMAN, 1960 *in* RÖHM, 1993).

Neste caso a sucção matricial, corresponde à pressão de ar, visto que a pressão na água é a atmosférica.

1.5.3 - TENSÍÔMETROS

O tensiômetro é composto por um sistema hidráulico fechado com uma cápsula cerâmica permeável a água e sais, ligada a um manômetro contendo água ou mercúrio. Quando colocada a cápsula porosa em contato com o solo, a pressão atuante na fase líquida do solo é transmitida ao reservatório de água do sistema, onde é detectada pelo medidor de pressão, sendo esta, a sucção do solo.

Sendo a pressão atuante na fase líquida do solo não saturado negativa, o limite da medição da sucção matricial pelo tensiômetro é a pressão de cavitação. A partir desta pressão surge o aparecimento de bolhas de ar e descontinuidades, estando limitados estes aparelhos a pressões da ordem de 70 kPa. A Figura 2.7, mostra o esquema de um tensiômetro comum.

Para determinar o potencial matricial no ponto escolhido, calcula-se da seguinte maneira:

$$\psi_m = -12.6 h + h_1 + h_2 \quad (2.8)$$

Onde :

- ψ_m : sucção matricial (cm);
 h : leitura em cm de Hg (cm);
 h_1 : distância da superfície do solo e a superfície do mercúrio na cuba (cm);
 h_2 : distância da superfície do solo e o ponto da cápsula porosa (cm).

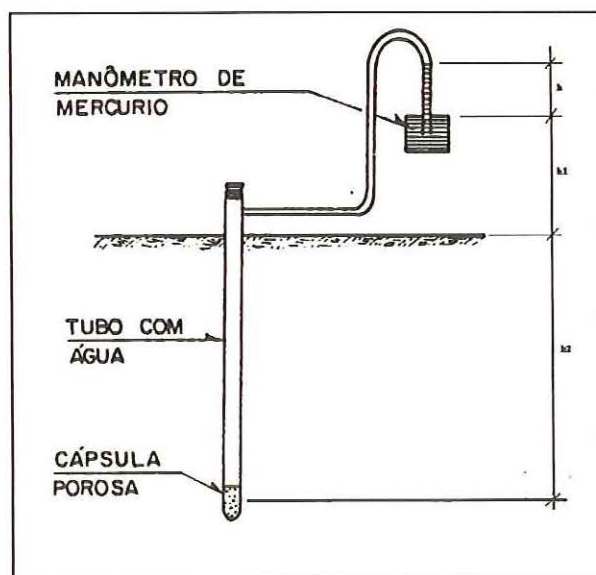


Figura 2.7. Esquema de um tensiômetro de mercúrio.

1.5.4 - PSICRÔMETROS

São aparelhos que servem para medir a sucção total do solo através da medição da umidade relativa do ar no solo em equilíbrio com a interface solo-água. Trata-se de um bulbo cerâmico e fino que entra em contato com o solo, no interior dotado com um termopar ligado

a um microvoltímetro e uma fonte de alimentação elétrica, e um sensor de temperatura como o mostrado na Figura 2.8.

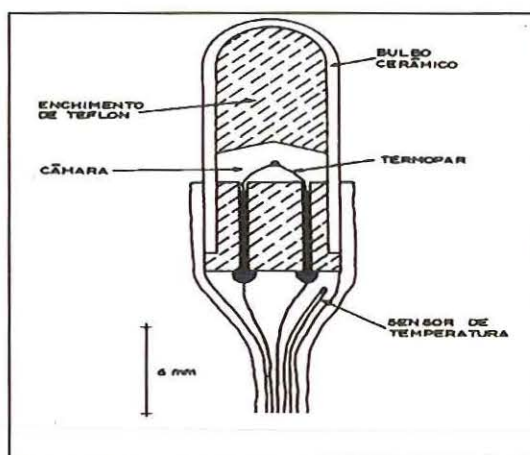


Figura 2.8. Esquema de um Psicômetro Peltier.

O princípio do funcionamento está baseado nos fenômenos de Seebeck e de Peltier, e são descritos por PRESA *et al.*, (1988), e a sucção total do solo pode ser obtida através da seguinte relação (CAMPOS, 1994):

$$\psi = \frac{RT}{\omega_v} \rho_w \ln \left(\frac{u_v}{u_{v0}} \right) \quad (2.9)$$

Onde:

- ψ : sucção matricial e osmótica (kPa);
- R : constante (molar) universal dos gases (8.31432 J/mol K);
- T : temperatura absoluta (°K);
- ρ_w : massa específica da água (998 kg/m³ a 20° C);
- ω_v : massa molecular do vapor da água (18.016 kg/kmol);
- u_v : pressão parcial do vapor da água dos poros (kPa);
- u_{v0} : pressão de saturação do vapor da água à mesma temperatura de u_v (kPa).

Os psicômetros permitem a medição de sucções de 100 até 8000 kPa. Segundo RICHARDS (1974), a variação das respostas podem ser de poucas horas até duas semanas dependendo da sucção do solo analisado.

1.5.5 - MÉTODO DO PAPEL FILTRO

O uso do papel filtro foi inicialmente proposto por GARDNER (1937) *in* MARINHO (1994). O método consiste em colocar um papel filtro com características de retenção conhecidas, numa vasilha hermética junto com uma amostra de solo. Quando se atinge o equilíbrio de umidade, torna-se possível determinar a sucção do solo usando-se uma curva de calibração prévia do papel.

Os tipos de papéis mais usados são o Sheleicher & Shuell N° 589 e o Whatman N° 42, (MARINHO, 1994). O papel filtro pode ser usado para determinar a sucção matricial através do fluxo capilar, com um contato direto através das partículas do solo e do papel filtro, sem que a água perca continuidade implicando interação entre o papel filtro e a água do poro.

Quando é medido através do fluxo de vapor sem contato direto com o solo, as forças osmóticas e capilares que retêm a molécula de água são incorporadas e a medição feita é a sucção total. A Figura 2.9, esquematiza os dois tipos de fluxo para o papel filtro (MARINHO, 1994).

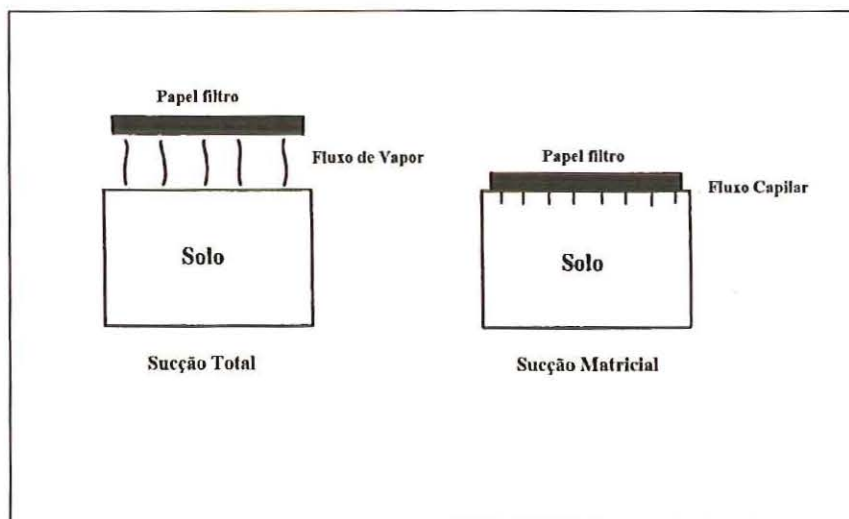


Figura 2.9. Tipos de fluxo do solo para o papel filtro.

Na Tabela 2.2, são mostradas algumas correlações usadas para a determinação da pressão de sucção em função da umidade de equilíbrio do papel.

Segundo FREDLUND e RAHARDJO (1993), o tempo de resposta do papel é da ordem de no mínimo uma semana. A técnica requer manuseio delicado do papel e precisão na pesagem em balança com resolução de 0.001g.

Tabela 2.2. Correlações para determinação da sucção com o método do papel filtro (VILAR, 1997).

Autor	Tipo de papel	Correlação	Observação
Fawcett & Collis-George, (1967)	Whatman N° 42	$pF=5,777-0,060w$	pF entre 2,6 e 4,5
McQueen & Miller, (1968)	Schleider & Schull N°589	$pF=6,246-0,0723w$	pF entre 2,3 e 5,9
Hamblin, (1981)	Whatman N° 42	$pF=6,281-0,0822w$	
Chandler & Gutierrez, (1986)	Whatman N° 42	$pF=5,850-0,062w$	pF entre 2,9 e 4,8 w entre 17% e 47% sucção entre 80 e 600 kPa
* Chandler <i>et al.</i> , (1992)	Whatman N° 42	$S=10^{6,05 - 2,48 \log w}$ $S=10^{4,84 - 0,0622w}$	w ≥ 47% w < 47% S em kPa.
ASTM D5298	Whatman N° 42	$pF=6,327-0,0779w$ $pF=3,412-0,0135w$	w ≤ 54% w > 54% pF > 2,1 sucção > 50 kPa.

Onde:

- pF : Logaritmo de pressão expresso em centímetros de coluna de água.
 S : Sucção.
 w : Teor de umidade do papel.

2 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NOS SOLOS

A condutividade hidráulica constitui a mais importante propriedade que governa o movimento da água nos solos.

A água em estado líquido no solo, flui graças aos gradientes de potencial existentes, sendo a direção do fluxo da zona com maior potencial para um de menor potencial. No fluxo em meio saturado todos os poros estão cheios de água, enquanto, no fluxo não saturado, apenas parte dos poros do solo têm água. A movimentação nesta condição é muito mais lenta quando comparado com o solo saturado, devido a descontinuidades dos poros com água e ar.

Para solos não saturados é admitido que seu fluxo também é descrito pela lei de Darcy, com a diferença que a condutividade hidráulica não saturada é dada em função do grau de saturação. Dependendo do grau de saturação (ou umidade no solo), tem-se a condutividade hidráulica saturada k , ($S_r=100\%$), ou não saturada $k(\theta)$, ($S_r<100\%$)

2.1 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

É denominada condutividade hidráulica a maior ou menor facilidade ^{com} que as partículas de água podem fluir através dos vazios do solo. O fluxo de água nos solos é considerado como laminar dentro dos tipos de escoamento para fluidos reais na Mecânica de Fluidos. Assim, para um fluxo laminar a equação que quantifica o movimento de água no solo é a denominada lei de DARCY, que é descrita da seguinte forma:

$$v = k \frac{\Delta h}{L} \quad (2.10)$$

Onde v é a velocidade de descarga, k o coeficiente de condutividade hidráulica saturada, Δh é a diferença de carga total e L o comprimento do solo.

Segundo LIBARDI (1995), para fluxo unidimensional, esta equação pode ser também expressa em forma diferencial da seguinte forma:

$$q = -k \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (2.11)$$

Onde q é a quantidade ou densidade de fluxo saturado e equívale à velocidade de descarga, ϕ é o potencial total de água no solo e z a coordenada de posição.

2.1.1 - DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS SATURADOS

A condutividade hidráulica em solos saturados pode ser obtida por métodos diretos ou indiretos.

Os métodos diretos são aqueles em que a condutividade hidráulica é medida através de técnicas de ensaios que podem ser feitos em laboratório ou em campo (*in situ*).

Os métodos indiretos são aqueles em que a condutividade hidráulica é determinada por intermédio de correlações.

2.1.2 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO EM SOLOS SATURADOS

Dentro das técnicas de ensaio de laboratório para solos saturados, os aparelhos para determinar a condutividade hidráulica são os permeâmetros que por sua variedade, podem ser classificados conforme mostrado na Tabela 2.3 (DANIEL e STEPHEN, 1994):

Tabela 2.3. Tipos de Permeâmetros (DANIEL e STEPHEN, 1994).

Tipo	Sub- tipo
Parede rígida	Com molde para compactar amostras Com molde amostrador Para amostras envolvidas com selo anular impermeabilizador A partir de consolidômetros
Parede flexível	

Os ensaios utilizando os permeômetros são calculados considerando a lei de Darcy e, basicamente, existem duas formas de conduzi-los:

- Ensaio a carga constante: onde a carga total é mantida constante e a vazão correspondente é medida. Este ensaio é o mais indicado para materiais arenosos que possuem condutividades hidráulicas elevadas.

- Ensaio a carga variável: onde a carga total varia com o tempo, a medição da vazão é feita a partir das medidas da variação do nível de água. Usado principalmente para determinação da condutividade hidráulica de solos menos permeáveis, os quais, são atravessados por uma quantidade de água muito pequena durante o ensaio.

Uma revisão e maiores detalhes dos diversos permeômetros utilizados e das técnicas para medir a condutividade hidráulica em solos saturados é a fornecida por ZIMMIE (1981) *in* DANIEL e STEPHEN (1994); OLSON e DANIEL (1981).

2.1.3 - FATORES QUE INFLUENCIAM A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

No fluxo da água no solo saturado a condutividade hidráulica está sujeita a variação em qualquer das duas faces do sistema: fase sólida ou solo, e a fase líquida ou água.

Na fase líquida o peso específico e a viscosidade são propriedades do fluido que variam em função da temperatura, entretanto, a viscosidade é muito mais afetada. Para determinar a condutividade hidráulica do solo costuma-se apresentá-lo em referência à temperatura de 20°C, para padronizar o efeito de variação da viscosidade com a temperatura por meio da expressão:

$$k_{20} = \frac{\eta_T}{\eta_{20}} k_T \quad (2.12)$$

Onde:

K_{20} :coeficiente de permeabilidade a 20°C;

K_T :coeficiente de permeabilidade a T°C;

η_T :viscosidade da água a T°C;

η_{20} : viscosidade da água a 20°C.

Na fase sólida as principais características do solo que afetam a condutividade hidráulica saturada são:

- Tamanho das partículas: a partir da lei de Poiseulle pode-se constatar que a condutividade hidráulica (k), varia grosseiramente com o quadrado do tamanho das partículas.

- Índice de vazios: através de experimentos e mesmo na equação de Kozeny-Carman, tem-se mostrado que a relação “e *versus* log k” aproxima-se a uma linha reta para quase todos os solos;

- Grau de saturação: quanto maior o grau de saturação do solo, maior é a condutividade hidráulica, devido a que, a presença de ar tende a impedir a passagem da água.

- Estrutura: dependendo dela o solo pode apresentar maior ou menor condutividade. Uma estrutura dispersa possui menor k do que uma flokulada, isto é apreciável na diferença de condutividade horizontal e vertical num aterro compactado por exemplo.

2.1.4 - DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA POR MÉTODOS INDIRETOS

A condutividade hidráulica determinada através de métodos indiretos pode ser obtida (entre outras), pelas correlações seguintes:

- Hazen $k = C \cdot D_e^2$ (2.13)

Onde:

k : condutividade hidráulica saturada;

C : coeficiente de Hazen;

D_e : diâmetro efetivo das partículas do solo.

- Kozeny – Carman $k = \frac{\gamma e^3}{k_o T^2 S e^2 \eta (1 + e)}$ (2.14)

Onde:

γ	:	massa específica da água;
e	:	índice de vazios;
k_o	:	fator em função da forma dos poros;
T	:	fator de tortuosidade;
Se	:	superfície específica das partículas;
η	:	viscosidade dinâmica do fluido;

As equações (2.13) e (2.14), avaliam a condutividade hidráulica em função do índice de vazios, porem, são viáveis para solos de estruturas simples (areias limpas e uniformes).

- Através do ensaio de adensamento para materiais como argilas e siltes.

A condutividade hidráulica saturada é determinada a partir da medida da velocidade de consolidação, porém, não é recomendável pela imprecisão na inclusão de efeitos não conhecidos da consolidação (DANIEL, 1994; LAMBE e WITHMAN, 1969).

A equação de cálculo é a seguinte:

$$k = \frac{T \cdot H_d^2}{t} m_v \cdot \gamma_w \quad (2.15)$$

Onde:

T	:	fator tempo para a porcentagem de adensamento;
H_d	:	distância de drenagem;
t	:	tempo necessário para que ocorra a porcentagem de adensamento;
m_v	:	coeficiente de deformação volumétrica;
γ_w	:	massa específica da água.

2.2 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

É chamado fluxo de água não saturado aquele que ocorre no solo em qualquer condição de teor de umidade menor que a de saturação; na fase líquida de um solo não saturado, tanto a água como o ar se movimentam pela influência dos potenciais presentes num meio não saturado.

Costuma-se admitir que o fluxo não saturado é descrito pela lei de Darcy, com a diferença de que a condutividade hidráulica não saturada $k(\theta)$ não é constante e varia predominantemente em função do grau de saturação. Experiências de RICHARDS (1931), CHILDS e COLLIS-GEORGE (1950), confirmaram que pode ser aplicado satisfatoriamente a solos não saturados. A lei de Darcy para o fluxo não saturado pode ser expresso, como:

$$q = -k(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (2.16)$$

Onde:

- $k(\theta)$: condutividade hidráulica não saturada (m/s);
- q : quantidade de fluxo não saturado que equivale à velocidade (ou densidade) de descarga (m/s);
- θ : teor de umidade volumétrica (m^3/m^3);
- z : coordenada de posição (m);
- ϕ : potencial total do solo não saturado (m).

2.2.1 - DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS NÃO SATURADOS

Dentro dos métodos para a determinação da condutividade hidráulica não saturada encontram-se aqueles que são realizados através de ensaios de laboratório ou de campo, e os que se valem de formulações especialmente desenvolvidas para tal fim.

Técnicas de ensaios de laboratório podem ser consultados em KLUTE (1965), DANIEL e STEPHEN (1994). Os ensaios de campo apóiam-se, em geral, nos ensaios de

infiltração e utilizam em sua interpretação a equação geral de fluxo, resolvida para as condições de contorno requeridas.

Outra alternativa para determinar a função de condutividade hidráulica não saturada é a partir de fórmulas empíricas que correlacionam a função com a curva de retenção de água no solo que são medidos no campo ou laboratório, e que serão descritos a continuação.

2.2.2 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Dentro das técnicas de ensaio estas podem ser agrupadas dentro de duas categorias gerais: métodos em regime permanente e métodos em regime transiente.

Vários arranjos de equipamentos para medição da condutividade hidráulica não saturada têm sido propostos na literatura e podem ser encontrados em STEPHENS, (1994). Entre os equipamentos mais utilizados nos métodos de regime permanente e transiente estão os desenvolvidos por KLUTE (1965) e HAMILTON *et al.*, (1981) respectivamente.

2.2.2.1 - MÉTODOS EM REGIME PERMANENTE (STEADY STATE)

A condutividade é medida em amostras indeformadas ou deformadas utilizando a lei de Darcy em fluxo não saturado. Para o objetivo é aplicado um gradiente de potencial total constante com o tempo.

• PERMEÂMETRO DESENVOLVIDO POR KLUTE (1965)

O equipamento mostrado na Figura 2.10, foi desenvolvido por KLUTE (1965). Neste permeâmetro é colocada uma amostra de solo entre duas placas cerâmicas. Ele está dotado de uma entrada de ar, a pressão pode ser mantida constante e é controlada por um manômetro (M). O procedimento para o ensaio é o indicado a seguir:

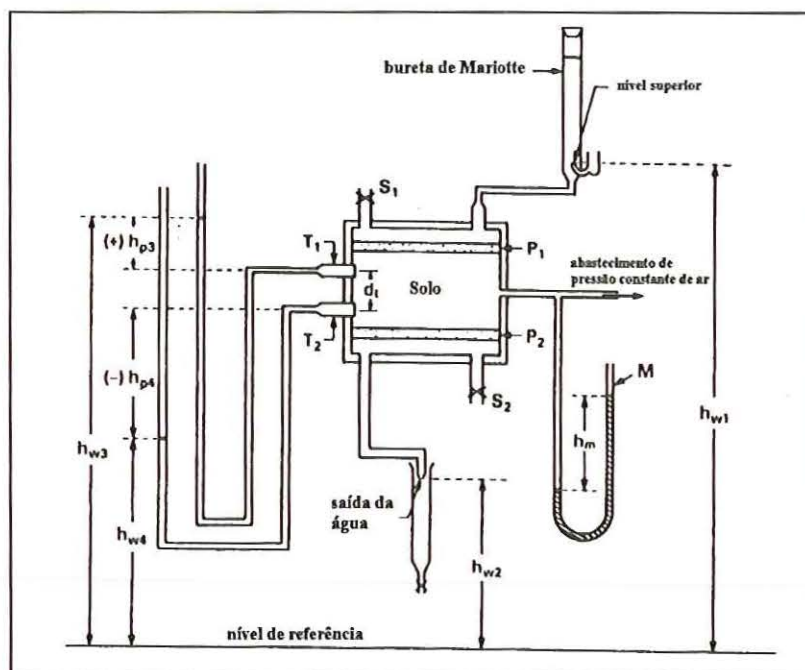


Figura 2.10. Permeômetro desenvolvido por KLUTE (1965).

- Dois tensiômetros T_1 e T_2 , são instalados para medir a variação do potencial matricial com o tempo, e quando as leituras permanecem constantes, significa que é estabelecido o regime permanente;
- S_1 e S_2 são saídas para eliminar bolhas de ar que venham a se acumular acima da pedra porosa P_1 ou abaixo da pedra porosa P_2 , que podem causar erros na medição do volume de água que sai da amostra;
- As cargas altimétricas h_w , são medidas a partir de um referencial arbitrário, até os níveis de água livre;
- As cargas piezométricas h_p , são medidas a partir do nível de entrada dos tensiômetros no corpo de prova, até a superfície de água livre nos manômetros;
- Aplica-se uma pressão de ar (controlada através de M), com a finalidade de expulsar água do solo;
- Uma fonte de água abastece através de um sistema (Bureta de Mariotte), para manter uma carga constante, e estabelecer o regime de fluxo permanente;
- Antes de iniciar o ensaio leva-se o corpo prova à saturação;
- O fluxo permanente é atingido quando o volume de entrada e de saída através do corpo de prova é constante;
- Sucção aplicada corresponde à expressão seguinte:

$$(u_a - u_w) = \rho_m g h_m - \left(\frac{hp_3 + hp_4}{2} \right) \quad (2.17)$$

Onde:

$(u_a - u_w)$:	sucção matricial;
ρ_m	:	massa específica do mercúrio;
h_m	:	altura do mercúrio (manômetro);
hp_3, hp_4	:	cargas piezométricas;
g	:	aceleração gravitacional.

j) A condutividade hidráulica para a umidade e sucção correspondentes em cada estágio é calculada com a expressão a seguir:

$$k = \left(\frac{V}{A \cdot t} \right) \left(\frac{d_t}{hw_3 - hw_4} \right) \quad (2.18)$$

Onde:

k	:	coeficiente de condutividade hidráulica não saturada;
V	:	volume de água que sai da amostra ;
A	:	área transversal do solo;
t	:	tempo gasto para expulsar o volume V ;
d_t	:	distância vertical entre tensiômetros T_1 e T_2 ;
hw_3, hw_4	:	cargas altimétricas.

2.2.2.2 MÉTODOS EM REGIME TRANSIENTE (*UNSTEADY STATE*)

No fluxo em regime transiente os parâmetros hidráulicos variam com o tempo e o espaço.

- **MÉTODO PROPOSTO POR HAMILTON *et al.*, (1981)**

Este método está baseado no método do perfil instantâneo WATSON (1966). A Figura 2.11, mostra o aparelho utilizado para o procedimento onde uma amostra compactada

ou indeformada é colocada dentro do permeâmetro cilíndrico. O solo encontra-se confinado por duas placas na esquerda e direita e é colocado um papel filtro entre elas. O fluxo de água é aplicado por um furo na placa da esquerda, e é distribuído através do solo.

Na placa da direita existe também um furo para ventilar a amostra, e na parte superior e inferior são colocados tensiômetros onde podem ser medidas as sucções até 70 ou 90 kPa, ou psicrômetros que podem medir sucções de 100 até 8.000 kPa.

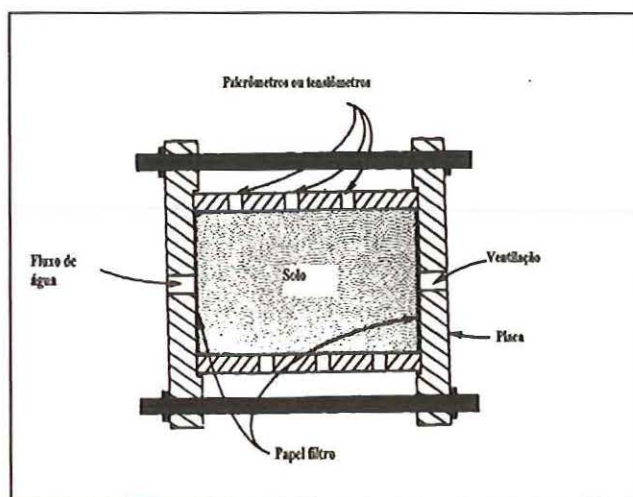


Figura 2.11. Esquema do ensaio para condutividade não saturada (HAMILTON *et al.*, 1981).

O ensaio começa com o corpo de prova numa condição não saturada, onde a sucção inicial é primeiramente medida numa condição de equilíbrio hidráulico. O equilíbrio é alterado injetando água lentamente dentro do corpo de prova.

A vazão deve ser selecionada para gerar sempre pressões negativas ao longo de todo o corpo de prova. Segundo DANIEL (1983), a razão de 0.2-5cm³/dia é satisfatória.

A sucção do solo é medida em vários intervalos de tempos e o teste termina quando a pressão da água na entrada do permeâmetro torna-se positiva:

O volume de água (V_w) entre um ponto qualquer e a extremidade final, é calculado por:

$$V_{w_i} = \int_x^L \theta_w(x) A dx \quad (2.19)$$

Onde:

V_w : volume total da água no solo entre o ponto x e L (m³);

- $\theta_w(x)$: teor de umidade volumétrica em função da distância x , para o tempo específico (m^3/m^3);
- x : coordenada no ponto considerado (m);
- L : comprimento da amostra (m);
- A : área transversal total (m^2).

A variação de Vw_i com relação ao tempo representa a densidade de fluxo (q_i):

$$q_i = \frac{dVw}{dt} \quad (2.20)$$

Os valores da umidade volumétrica (θ), são obtidos da curva de retenção, utilizando-se os valores de sucção medidos (p_i), ou através da integração de uma função para a curva $\theta-x$.

O gradiente hidráulico médio no tensiômetro “i”, poderá ser calculado como:

$$\left(\frac{dp}{dx}\right)_i = \frac{(p_{i+1} + p_{i-1})}{2\Delta x} \quad (2.21)$$

Onde:

- p_{i+1} e p_{i-1} : sucções medidas nos tensiômetros de interesse (kN/m^2);
- Δx : distância entre tensiômetros adjacentes (m).

A condutividade hidráulica não saturada K_i , no tensiômetro será calculada, utilizando-se a seguinte expressão:

$$K_i = \frac{\left(\frac{dVw_i}{dt}\right)\left(\frac{\gamma_w}{A}\right)}{\left(\frac{dp}{dx}\right)_i} \quad (2.22)$$

2.2.3 - FATORES QUE INFLUENCIAM NA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

A condutividade hidráulica não saturada é afetada pelo grau de saturação (teor de umidade) e pelos vazios do solo.

Segundo HILLEL (1971), RICHARDS (1974) *in* RÖHM (1993), num solo que vai perdendo água, o ar substitui progressivamente a água dos poros, e durante este processo de perda de umidade pode ocorrer também, uma retração dos poros, diminuindo a condutividade hidráulica.

A área total disponível para o fluxo da água decresce com a diminuição da quantidade de poros saturados por água; o ar passa a ocupar o lugar da água e obstrui sua trajetória original.

Diminuem os raios dos poros com o aumento da sucção e o aumento do volume do ar nos poros que provoca uma descontinuidade que dificulta o fluxo da água como líquido.

Os fatores que influem na condutividade hidráulica saturada k , (descritos no item 2.1.3), influem da mesma forma na condutividade hidráulica não saturada $k(\theta)$.

2.2.4 - DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA A PARTIR DE RELAÇÕES EMPÍRICAS

Um das primeiras relações empíricas foi apresentada por CHILDS e COLLIS - GEORGE (1950) para determinar a condutividade hidráulica não saturada. O método baseia-se na variação dos tamanhos dos poros do solo, partindo do princípio que a porosidade é um fator muito importante nos solos não saturados, e a distribuição dos poros influencia nos potenciais capilares (sucção). O método foi modificado por MARSHALL (1958), e posteriormente, por KUNZE *et al.* (1968), (*in* FREDLUND, XING e HUANG, 1994).

Diversos autores têm proposto formulações alternativas para a função condutividade hidráulica. Muitas delas apóiam-se na curva de retenção de água no solo, como, por exemplo, a de VAN GENUCHTEN (1980).

Na Tabela 2.4, são mostradas algumas relações empíricas classificadas em função da umidade volumétrica, ou do grau de saturação ou da sucção matricial, coletadas de ALONSO, GENS e HIGHT (1987) e, FREDLUND, XING e HUANG (1994).

Tabela 2.4. Relações empíricas para determinação da condutividade hidráulica saturada ALONSO, GENS e HIGHT (1987); FREDLUND, XING e HUANG (1994).

Função	Referência
$kr = \Theta^n$ onde $\Theta = (\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r)$ e $n=3.5$	Avermajov, 1950
$k = k_s [(\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r)]^{1/2} \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/m} \right]^m \right\}^2$	Van Genuchten, 1980
$k = k_s \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^n$	Campbell, 1973
$k = k_s [(S_r - S_{rn}) / (1 - S_{rn})]^3$	Irmay, 1954
$k = k_s [(S_r - S_{rn}) / (1 - S_{rn})]^4$	Corey, 1957
$k = k_s [1 - n \cdot (1 - S_r)]$	Scott, 1963
$k = k_s \cdot S_r^n$	Brutsaert, 1968
$k = k_s [(S_r - S_{rn}) / (1 - S_{rn})]^{3.5}$	Kovaca, 1981
$k = k_s \cdot S_e^n \cdot \left[1 - \left(1 - S_e^{1/m} \right)^m \right]^b$	Nielsen <i>et al</i> , 1986
$k = k_s \cdot \exp(\alpha(\theta - \theta_s))$	Davidson <i>et al</i> , 1969
$k = k_s$ para $\psi \leq \psi_{sev}$ $kr = (\psi / \psi_{sev})^{-n}$ para $\psi \geq \psi_{sev}$	Brooks e Corey, 1964
$kr = \exp(-\alpha\psi)$ $k = k_s / (a\psi^n + 1)$	Gardner, 1958
$k = a\psi + b$	Richards, 1931
$k = k_s$ para $\psi \leq \psi_{sev}$ $kr = \exp[-\alpha(\psi - \psi_{sev})]$ para $\psi_{sev} \leq \psi \leq \psi_1$ $k = k_1 \left(\frac{\psi}{\psi_1} \right)^{-n}$ para $\psi > \psi_1$	Ritjema, 1965
$k = \alpha\psi^{-n}$	Wind, 1955

Onde:

k	:	coeficiente de condutividade hidráulica não saturada;
k_s	:	coeficiente de condutividade hidráulica saturada;
$k_r = k/k_s$:	coeficiente de condutividade hidráulica relativa;
$\Theta = (\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r)$:	umidade volumétrica normalizada;
θ_s	:	teor de umidade volumétrica saturada;
θ_r	:	teor de umidade volumétrica residual;
Ψ_{aev}	:	sucção no “ <i>air entry</i> ”;
Ψ_1	:	sucção residual;
k_1	:	coeficiente de condutividade hidráulica para $\psi = \Psi_1$;
a, b, n, m, α	:	constantes;
S_r	:	grau de saturação;
S_{ru}	:	grau de saturação residual;
S_{rs}	:	grau de saturação de campo;
$S_e = (S_r - S_{ru}) / (S_{rs} - S_{ru})$:	grau de saturação efetiva.

2.3 - COEFICIENTE DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA E NÃO SATURADA A PARTIR DE TÉCNICAS DE ENSAIO DE CAMPO

Há uma diversidade de opções de ensaios de campo para determinação da condutividade hidráulica dos solos. Estes ensaios podem ser feitos em furos de sondagem, em poços ou em cavas; aproveitando piezômetros e utilizando equipamentos e arranjos especiais, como os infiltrômetros (VILAR, 1997).

Todas estas opções têm sido utilizadas, com mais frequência, para a determinação da condutividade hidráulica saturada, descartando-se a fase do fluxo no solo não saturado. Uma síntese desses ensaios aplicado ao estudo da permeabilidade de *liners* de argila pode ser encontrada em DANIEL (1989), SAI e ANDERSON (1990), TRAUTWEIN e BOUTWELL (1994), dentre outros autores.

DANIEL (1989), classifica os ensaios de campo em: ensaios com permeâmetros em furos de sondagem (permeâmetro Boutwell, (BOUTWELL e DELRICK, 1986)), ensaios com permeâmetros de ponta porosa (permeâmetro BAT, (TORTENSON, 1984)), ensaios de

infiltração (infiltrômetros, permeâmetro *Air Entry*, (BOWER,1966)) e ensaios com drenos subterrâneos.

Segundo TRAUTWEIN e BOUTWELL (1994) *in* DANIEL (1994), destes grupos de ensaios, duas são as técnicas mais usadas e aceitas: infiltrômetros de anel duplo, e os ensaios em furos de sondagem.

Os ensaios de infiltração (ou de drenagem) são o expediente mais comumente utilizados na determinação da condutividade hidráulica saturada e não saturada dos solos. Os resultados de fluxo transiente são interpretados de acordo com a equação de Richards, que necessita para a sua solução, de informações sobre a curva de retenção de água pelo solo e das umidades em certos tempos ao longo da infiltração.

Outra alternativa de ensaio que permite estimar a condutividade hidráulica saturada e a função condutividade hidráulica não saturada, a partir de uma lei de variação dessa função, é o ensaio realizado com o permeâmetro Guelph. Trata-se de um ensaio em regime permanente, realizado em furos de sondagem, onde pequenas cargas piezométricas são mantidas constantes graças a um tubo de Mariotte.

2.3.1 INFILTRÔMETROS

Dentro dos métodos de infiltração, os infiltrômetros possibilitam o fluxo de água através de volumes relativamente grandes de solo e o valor da condutividade medida inclui efeitos decorrentes da heterogeneidade do solo.

O infiltrômetro consiste num anel metálico que pode ser simples ou duplo (concêntricos), embutido(s) na superfície do terreno e posteriormente preenchidos com água. A escavação de embutimento é selada com bentonita ou calda de cimento.

No ensaio de um anel, enquanto a infiltração não excede a profundidade do anel enterrado, pode-se dizer que o fluxo é unidimensional. Não obstante, quando a infiltração é mais profunda a água pode-se expandir lateralmente. Neste caso, a utilização do anel duplo é interessante pois o anel exterior limita a expansão lateral de fluxo originado pelo anel interior.

Em regiões chuvosas ou com temperaturas de ambiente altas ou flutuantes são usados infiltrômetros fechados. O fluxo é medido por um medidor de tubo de carga *standpipe* que está conectado na tampa que fecha o anel.

Os ensaios com anéis de infiltração simples ou duplos, associados a tensiômetros, para conhecer o potencial matricial que são colocados a diferentes profundidades e sonda de nêutrons para o controle da umidade, permitem a aplicação da metodologia do perfil instantâneo, para conhecer a função condutividade hidráulica não saturada. As medidas são efetuadas no centro da área ou sob um anel interno central, caso o escoamento lateral seja apreciável. A Figura (2.12), esquematiza o arranjo do ensaio de anéis duplos de infiltração em que o anel central é selado.

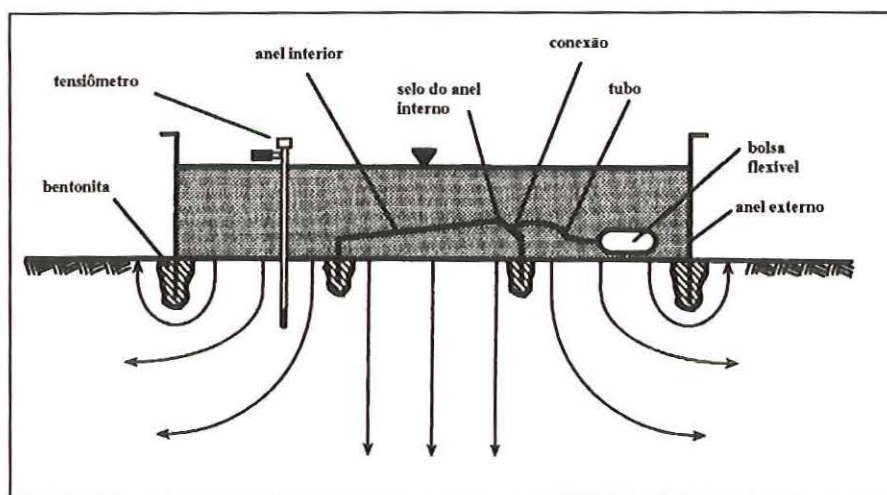


Figura 2.12. Esquema de um infiltrômetro fechado de anel duplo.

Durante o processo de infiltração, a condutividade hidráulica saturada pode ser obtida, tanto a carga constante como a carga variável. A Figura 2.13 mostra os parâmetros de medição para obtenção da condutividade hidráulica saturada e que são calculados da seguinte maneira:

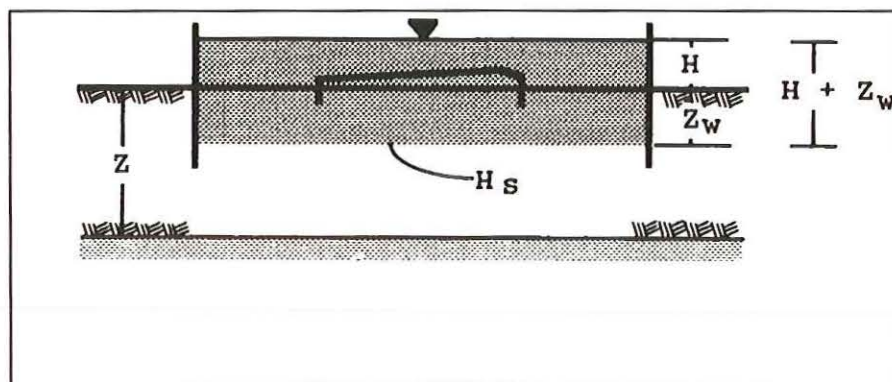


Figura 2.13. Parâmetros de medição para determinar a condutividade hidráulica saturada.

Para carga constante:

$$k_{fs} = \frac{Q}{\left(\frac{H+Z_w}{Z_w}\right) \cdot A \cdot t} \quad (2.23)$$

Para carga variável

$$k_{fs} = \frac{Z_w \cdot \ln\left(\frac{H_2}{H_1}\right)}{t} \quad (2.24)$$

Onde:

- k_{fs} : condutividade hidráulica saturada de campo;
- Z_w : profundidade do frente de saturação;
- A : área transversal do anel;
- t : tempo entre duas leituras;

- Q : volume de água infiltrada dentro do solo;
 H : profundidade da água do anel quando é ensaiado a regime constante;
 H₁ : profundidade inicial da água no anel;
 H₂ : profundidade da água no anel depois do tempo “t”.

A profundidade de frente de saturação pode ser determinada com tensiômetros.

Uma vez completada a saturação até o nível de infiltração de interesse fecha-se o suprimento da água, a superfície é recoberta para evitar a evaporação ou entrada de água pela superfície e começa-se a leitura dos instrumentos.

A água interna experimenta uma redistribuição por drenagem, então, são feitas as leituras com os instrumentos, sendo mais freqüentes imediatamente antes da infiltração, para depois tornar-se menos freqüentes durante o tempo até que as leituras de variação da umidade sejam insignificantes. Para solos arenosos o ensaio pode tomar dias, enquanto em solos argilosos os ensaios podem tomar semanas ou meses.

Os dados do fluxo transiente são usados para determinar a condutividade hidráulica não saturada, o procedimento de cálculo é similar ao descrito para o ensaio de laboratório proposto por HAMILTON *et al.*, (1981).

Neste método o gradiente hidráulico num particular lapso de tempo é representada da seguinte forma:

$$i = \left(\frac{dp}{dz} \right) \quad (2.25)$$

O gradiente hidráulico médio no tensiômetro “i”, poderá ser calculado como:

$$\left(\frac{dp}{dz} \right)_i = \frac{(p_{i+1} + p_{i-1})}{2\Delta z} \quad (2.26)$$

Onde:

- p_{i+1} e p_{i-1} : carga hidráulica composta pela carga gravitacional e de pressão de sucção medidas nos tensiômetros adjacentes (kN/m²);
 Δz : distância entre tensiômetros adjacentes (m).

O volume de água (V_w) entre a superfície e uma profundidade Z para um determinado tempo, é calculado por:

$$V_{w_i} = \int_0^Z \theta_w(z) A dz \quad (2.27)$$

Onde:

- V_w : volume total da água no solo entre a superfície e a profundidade Z (m^3);
- $\theta_w(z)$: umidade volumétrica em função da profundidade Z , para o tempo determinado (m^3/m^3);
- Z : coordenada no ponto considerado (m);
- A : área transversal do anel interno (m^2).

A condutividade hidráulica não saturada k_i , (m/s), na profundidade Z será calculada, utilizando-se a seguinte expressão:

$$k_i = \frac{\left(\frac{dV_{w_i}}{dt} \right) \left(\frac{\gamma_w}{A} \right)}{\left(\frac{dp}{dz} \right)_i} \quad (2.28)$$

O método do perfil instantâneo é talvez o mais usado das técnicas de campo. A desvantagem é o extenso tempo algumas vezes requerido para completar o ensaio, a limitação prática para profundidades relativamente baixas ou rasas, e em solos permeáveis o potencial induzido através do tubo para a instrumentação (FRUHLER, ARDAKANI e STOLSY, 1976).

2.3.2. PERMEÂMETRO GUELPH

O permeâmetro Guelph foi desenvolvido por REYNOLDS e ELRICK (1983), e aperfeiçoado posteriormente por REYNOLDS e ELRICK (1985), na *University of Guelph*,

Canadá. O fácil uso do permeâmetro e o método padronizado para determinar a condutividade hidráulica saturada, são apropriados para aplicações que envolvem projetos e estudos de:

- Sistemas de irrigação;
- Sistemas de drenagem;
- Canais;
- Reservatórios;
- Aterros sanitários;
- Armazenagem de lixos tóxicos e perigosos;
- Sistemas de reservatórios sépticos;
- Estudos de solos e hidrológicos em geral.

a) DESCRIÇÃO DO PERMEÂMETRO

Consiste em um permeâmetro de carga constante que trabalha sob o princípio do tubo de Mariotte, e permite determinar inicialmente a condutividade hidráulica saturada, o potencial matricial de fluxo, e a sorção do solo no campo.

A partir da condutividade hidráulica saturada (k_{fs}), e o potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}) estimados com o permeâmetro no campo, torna-se possível avaliar a função da condutividade hidráulica não saturada $k(\Psi)$, com uma lei de variação dessa função baseada em GARDNER (1958) e utilizada por REYNOLDS e ELRICK (1985) neste método.

b) EQUIPAMENTO

O permeâmetro Guelph mostrado na Figura 2.14, é constituído das seguintes partes:

- 1- Tubo de ar;
- 2- Indicador do nível de água (altura H) a ser mantido no furo de sondagem;
- 3- Tubo com escala graduada para o nível da água no furo de sondagem;
- 4- Reservatório interno com escala graduada;
- 5- Reservatório externo;
- 6- Tubo de suporte;
- 7- Válvula do reservatório;
- 8- Ponteira do permeâmetro.

Os tubos de ar e interno estão conectados entre si para conduzir água desde os reservatórios até o furo de sondagem. Este sistema está constituído para manter uma altura constante de água H no furo de sondagem através do sistema do tubo de Mariotte.

O reservatório em conjunto (interno e externo), consta de um sistema de depósito de água e de medição da vazão do fluxo da água. Para ensaios em solos com permeabilidades baixas, o reservatório interior é requerido para providenciar adequada resolução da vazão e para realizar as leituras, enquanto para solos com permeabilidades altas, a combinação de ambos reservatórios é o mais adequado; para ambos os casos, a vazão de infiltração é medida na escala graduada no tubo interno através da leitura de queda da água.

A ponteira do permeâmetro serve como um dissipador de energia da saída de água, controladas por saídas nervuradas, que evitam também a erosão do solo no furo de sondagem.

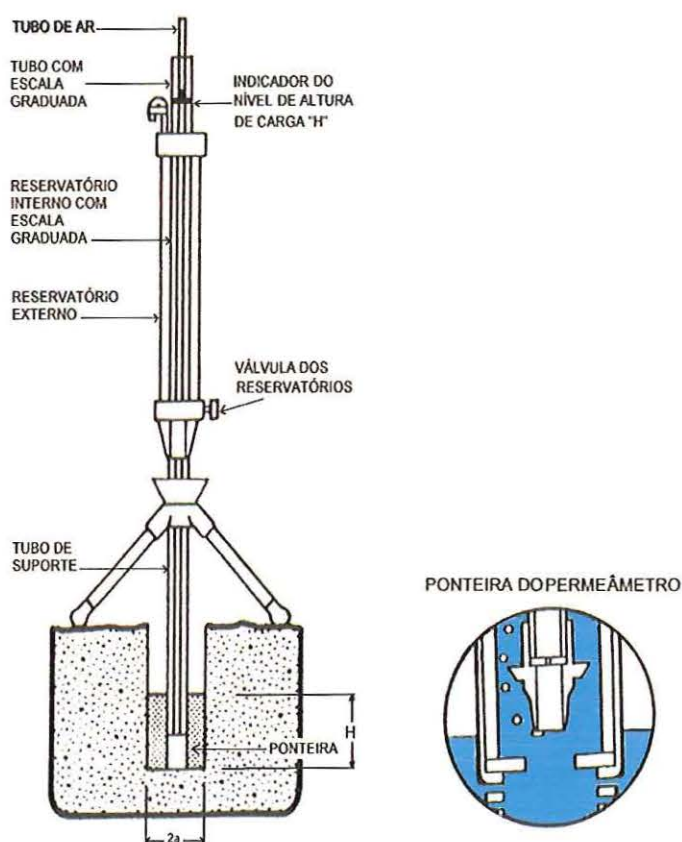


Figura 2.14. Esquema do permeâmetro Guelph.

c) PRINCÍPIOS TEÓRICOS PARA ENSAIOS COM O PERMEÂMETRO GUELPH

Uma das primeiras relações para retratar ensaios a carga constante em furos de sondagem para determinar a condutividade hidráulica saturada, foi desenvolvida por GLOVER, (1953) (*in* ZANGAR, 1953), com a formulação seguinte:

$$Q = \frac{2 \pi H^2 k_{fs}}{C_G} \quad (2.29)$$

Onde $Q [L^3T^{-1}]$ é a vazão a carga constante, $H [L]$ é a altura de água constante no furo de sondagem, $k_{fs} [LT^{-1}]$ é a condutividade hidráulica saturada de campo e $C_G [1]$ um fator de forma que depende da razão de H/a , onde “a” $[L]$ é o raio do furo de sondagem. Este equacionamento tem a deficiência de não levar em conta os efeitos da sucção (fluxo não saturado) na frente de umedecimento do solo.

STEPHENS e NEWMAN, (1982b e c), e STEPHENS *et al.* (1987), modernizaram o trabalho de GLOVER com o desenvolvimento de uma equação de regressão para um coeficiente diferente C_u , que leva em conta, os componentes de fluxo saturado e não saturado que afetam o cálculo do valor de k_{fs} :

$$Q = a.H.C_u.k_{fs} \quad (2.30)$$

$$\log(C_u) = \left[0,653 \log\left(\frac{H}{a}\right) \right] - [0,257 \log(\alpha_v)] - [0,633 \log(H)] + \left(0,021 \sqrt{\frac{H}{a}} \right) - \left(\frac{0,313}{\sqrt{n}} \right) + (1,456a) + 0,453 \quad (2.31)$$

A regressão é baseada no coeficiente $C_u [1]$ que depende de H , a , H/a , e dos parâmetros de ajuste $\alpha_v [L^{-1}]$ e $n [1]$ da curva de retenção, obtidos pela equação empírica de VAN GENUCHTEN (1980).

PHILIP (1985), apresenta uma análise onde inclui os efeitos de fluxo saturado e não saturado. Este modelo teórico para o fluxo não saturado está baseado na equação empírica da função condutividade hidráulica desenvolvida por GARDNER (1958), e faz uso do parâmetro

exponencial α [L^{-1}], denominado por PHILIP como “número de sorção”, que caracteriza as propriedades de sucção dependendo do tipo de solo.

Assim, o modelo teórico está representado por:

$$Q = k_{fs} \cdot a^2 \cdot (R^2 - 1)^{1/2} \cdot \left(\frac{4.117R(1 - R^{-2})}{\text{Ln}[R + (R^2 - 1)^{1/2}] - (1 - R^{-2})^{1/2}} + \frac{4.280}{A \cdot \text{Ln}[R + (R^2 - 1)^{1/2}]} \right) \quad (2.32)$$

Onde:

$$R = H/a \quad (2.33)$$

$$A = \alpha \cdot a/2 \quad (2.34)$$

Neste método PHILIP (1985) salienta que a condutividade hidráulica saturada de campo através da equação (2.32) somente pode ser obtida com uma determinação independente de α , dependendo do tipo de solo.

No método do permeâmetro Guelph a teoria original apresentada por REYNOLDS *et al.* (1983), foi desenvolvida para determinar *in situ* a condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}), porém era limitada devido a negligenciar os efeitos do fluxo não saturado ($\phi_m = 0$).

Posteriormente a teoria foi estendida por REYNOLDS e ELRICK (1985), para levar em conta os efeitos do fluxo não saturado em k_{fs} , e como consequência do novo modelo teórico, foram também obtidos outros parâmetros adicionais que serão analisados posteriormente.

Neste método, o modelo teórico está baseado na equação de RICHARDS (1931), para fluxo permanente num furo cilíndrico. O fluxo permanente é definido por uma equação onde a vazão Q é composta por duas parcelas, sendo que a primeira corresponde ao fluxo saturado e a segunda ao fluxo não saturado (REYNOLDS e ELRICK, 1985), dados pela equação (2.35):

$$Q = Ak_{fs} + B\phi_{Gm} \quad (2.35)$$

$$A = \frac{(2\pi H^2)}{C} + \pi a^2 \quad (2.36)$$

$$B = \frac{(2 \pi H)}{C} \quad (2.37)$$

Onde; ϕ_{Gm} [L^2T^{-1}] é o denominado “potencial matricial de fluxo”, e C [1] um parâmetro denominado “fator de forma”, que depende da relação H/a e do tipo de solo.

Quando a altura da água H no furo é constante, um bulbo de solo saturado é produzido com dimensões específicas que podem ser estabelecidas.

Graficamente (Figura 2.15) a *Soilmoisture Equipment Corp.*(1986), fornece o fator C para três classes de solos (textura e macroporosidade).

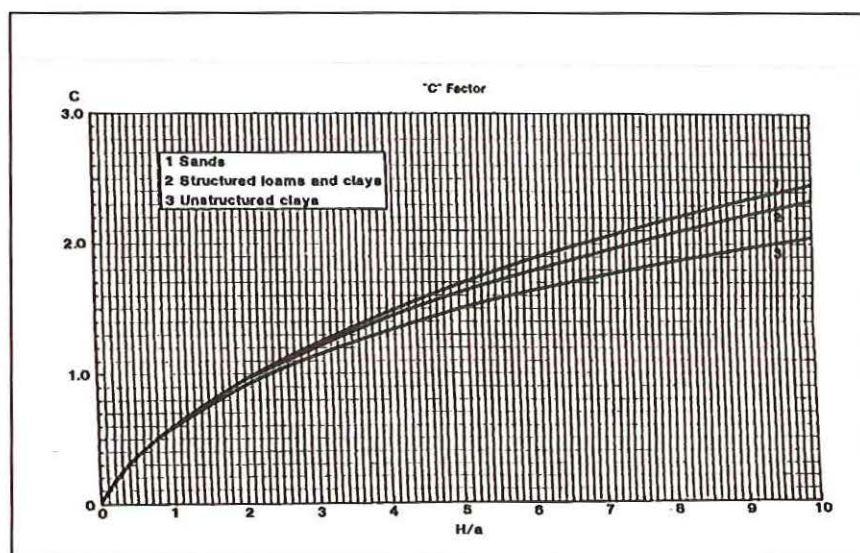


Figura 2.15. Gráfico do fator de forma “C” *Soilmoisture Equipment corp.*(1986).

Os componentes saturado e não saturado da equação (2. 35), foram deduzidos a partir das superfícies dos bulbos saturado e não saturado que se formam no solo ao redor do furo de sondagem durante a execução de um ensaio (ELRICK *et al.* 1989), e que está esquematizado na Figura 2.16.

Segundo ELRICK *et al.* (1989), durante o ensaio o bulbo maior úmido (mas não saturado) migra externamente partindo do bulbo saturado, que é representado na equação pelo segundo termo. No segundo termo o efeito da sucção é incorporado no potencial matricial de fluxo ϕ_{Gm} .

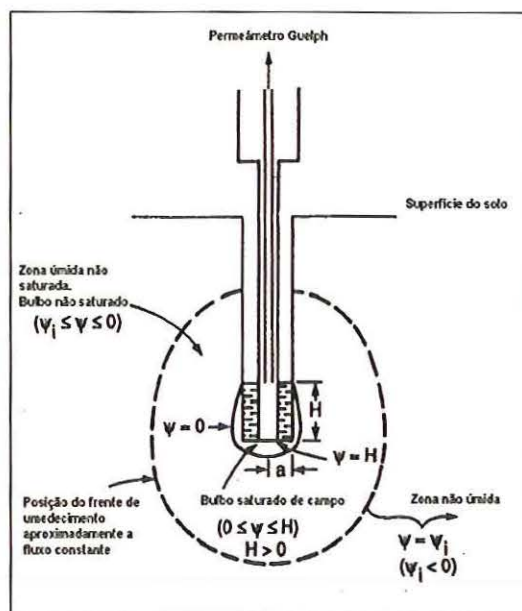


Figura 2.16. Bulbo saturado e não saturado ao redor do furo de sondagem durante o ensaio a carga constante.

A equação que descreve o potencial matricial de fluxo foi definida a partir de GARDNER (1958), por:

$$\phi_{Gm} = \int_{\psi_i}^0 k(\psi) d\psi \quad \Psi_i \leq \Psi \leq 0 \quad (2.38)$$

Onde Ψ [L] é a carga de pressão de água no solo, e $k(\Psi)$ [LT^{-1}] é a função condutividade hidráulica.

Nesta equação o limite superior da integração ($\Psi = 0$) e o inferior ($\Psi = \Psi_i$), referem-se aos limites do bulbo saturado e não saturado respectivamente como é mostrado na Figura 2.16. Dentro do bulbo saturado a pressão de água no solo é $\Psi > 0$, e dentro do bulbo não saturado $\Psi < 0$, que corresponde à sucção do solo.

Inicialmente a equação (2.38) foi utilizada por GARDNER (1958), como um artifício de transformação para linearizar a equação diferencial (2.39) abaixo mostrada, que corresponde à denominada equação de RICHARDS (1931), que descreve o movimento da água no meio poroso, homogêneo e não saturado com fluxo em regime permanente.

$$\nabla(k(\psi)\nabla\phi) = 0 \quad (2.39)$$

Onde $k(\psi)$ (ou $k(\theta)$) é a função condutividade hidráulica não saturada, e ϕ [L] o potencial total de água no solo, composto pelos potenciais matricial e gravimétrico. Assim, o potencial total é representado por:

$$\phi = \psi + z \quad (2.40)$$

Onde z é a coordenada de posição (positiva no sentido de cima para abaixo). Assim, substituindo a expressão (2.40) em (2.39), a equação de Richards fica:

$$\nabla(k(\psi)\nabla\psi) = \frac{\partial k(\psi)}{\partial z} \quad (2.41)$$

Ao introduzir a equação (2.38) na equação (2.41) esta fica reduzida à forma linear seguinte:

$$\nabla^2 \phi_{Gm} = \alpha \frac{\partial \phi_{Gm}}{\partial \psi} \quad (2.42)$$

Onde

$$\alpha = \frac{1}{k(\psi)} \cdot \frac{dk(\psi)}{d\psi} = \text{constante} \quad (2.43)$$

A partir da expressão (2.43), obteve-se a equação empírica exponencial de GARDNER (1958), utilizada por REYNOLDS e ELRICK (1985), para determinar a função condutividade hidráulica não saturada com uma solução para as condições de contorno segundo a Figura 2.16, que fica expressa como:

$$\int_{k_i}^{k_{fs}} \frac{1}{K(\psi)} dk(\psi) = \int_{\psi_i}^0 \alpha \cdot d\psi \quad ; \quad \psi_i < 0 \quad (2.44)$$

Resolvendo obtém-se:

$$k_i = k_{fs} \cdot e^{\alpha \psi_i} \quad \text{ou ainda:}$$

$$k(\psi) = k_{fs} \cdot e^{-\alpha\psi} \quad \alpha > 0 \quad ; \quad \psi \leq 0 \quad (2.45)$$

Onde:

k_{fs} : condutividade hidráulica saturada de campo [LT^{-1}];
 e : 2.71828;
 ψ : corresponde à carga de pressão na água do solo [L];
 α : constante [L^{-1}] que depende das propriedades do solo principalmente da macroporosidade do solo e secundariamente da textura, (BRESLER (1978), REYNOLDS e ELRICK (1985), ELRICK *et al.* (1989). Este parâmetro segundo este método pode ser obtido através do ensaio ou estimado no campo e é o mesmo utilizado no modelo teórico de PHILIPS (1985).

Esta solução analítica, descreve a mudança da condutividade hidráulica não saturada com a sucção do solo.

Segundo esta função, quando a sucção do solo aumenta, a condutividade hidráulica diminui exponencialmente desde o valor máximo k_{fs} ($k(\psi) = k_{fs}$ quando $\psi > 0$).

A relação $k(\psi)$ deve apresentar histerese, desde que α possa ter um valor diferente dependendo do solo estar em processo de infiltração ou drenagem. No método do permeâmetro Guelph o processo utilizado é de infiltração (ou umedecimento).

PHILIPS (1985), ressaltou a importância deste parâmetro na equação (2.45), aduzindo que no movimento da água no meio poroso, ele caracteriza as propriedades de sucção dependendo do tipo de solo.

O parâmetro α no método do permeâmetro Guelph pode ser obtido mediante a lei de fluxo proposta e segundo REYNOLDS e ELRICK (1985), a extensão desta teoria é completamente geral no referente à função exponencial $k(\psi)$, e pode ser usada para estimar o parâmetro α .

A equação (2.45), pode ser substituída na equação (2.38), o que resulta:

$$\phi_{Gm} = \frac{k_{fs}}{\alpha} \left[1 - e^{-\alpha\psi i} \right] \quad (2.46)$$

Segundo SCOTTER (1982), considerando que $\exp(\alpha\psi_i) \ll 1$ para solos relativamente secos ($\psi_i \leq -10\text{kPa}$) em estado natural, a expressão pode ser ainda reduzida para:

$$\alpha = k_{fs} / \phi_{Gm} \quad (2.47)$$

Assim, o parâmetro α é reduzido a uma relação entre a condutividade hidráulica saturada de campo k_{fs} e o potencial matricial de fluxo ϕ_{Gm} , ambos obtidos de campo através do permeâmetro.

d) PROCEDIMENTOS PARA SOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE FLUXO A REGIME CONSTANTE PARA O PERMEÂMETRO GUELPH.

Para a obtenção dos parâmetros (k_{fs} , ϕ_{Gm} e α) correspondentes à solução apresentada na equação (2.35), são disponíveis diferentes métodos de procedimentos de ensaio e cálculos que são os seguintes:

- uma altura de carga (ELRICK *et al.*, 1989);
- duas alturas de carga (REYNOLDS e ELRICK 1985);
- duas altura de carga com escala heterogênea (ELRICK *et al.*, 1989);
- método de PHILIP (1985).

A seguir serão discutidos cada uma dos métodos para a obtenção dos parâmetros.

Técnica de uma altura de carga H única.

Neste procedimento o permeâmetro Guelph é usado no ensaio com aplicação de uma única altura H constante no furo de sondagem. Os equacionamentos utilizados para determinação dos parâmetros k_{fs} e ϕ_{Gm} são obtidos a partir da equação (2.35), através das seguintes expressões (ELRICK *et al.*, 1989):

$$k_{fs} = \frac{CQ}{(2\pi H^2 + \pi a^2 C + 2\pi H/\alpha)} \quad (2.48)$$

$$\phi_{Gm} = \frac{CQ}{[(2\pi H^2 + \pi a^2 C)\alpha + 2\pi H]} \quad (2.49)$$

Este procedimento inicia-se realizando uma estimativa inicial de α , proveniente da avaliação do solo. Uma vez determinado, é feito o ensaio com uma altura H constante onde os parâmetros são calculados com as expressões mostradas anteriormente.

A dificuldade neste procedimento está na escolha do valor α adequado, pois ele tem um valor diferente dependendo do meio poroso se encontrar num processo de infiltração ou drenagem (HILLEL *et al.*, 1972).

Segundo BRESLER (1978), e PHILIP (1968), os valores de α obtidos em processos de drenagem (principalmente em laboratório através de colunas de solo) são da ordem de 10 a 20m⁻¹ para solos arenosos, de 1 a 2m⁻¹ para solos areno-argilosos e 0,1 a 0,2m⁻¹ para solos argilosos.

Segundo REYNOLDS e ELRICK (1985), são comuns dados inconsistentes para a avaliação por infiltração, devido a efeitos de histerese e efeitos cinéticos e pode-se esperar valores geralmente mais altos do que aqueles por drenagem. Por este processo SCOTTER *et al.* (1982), revelaram valores de α desde 2m⁻¹ a 92m⁻¹, e REYNOLDS e ELRICK (1985) obtiveram valores medidos *in situ*, numa variação entre 1m⁻¹ e 100m⁻¹.

A Tabela 2.5 mostra dados do parâmetro α sugeridos por ELRICK *et al.* (1989). Considerando a importância que o parâmetro α desempenha nos resultados do permeâmetro Guelph, a seguir apresentam-se algumas considerações a seu respeito.

Tabela 2.5. Parâmetros α sugeridos por ELRICK *et al.*, (1989)

α (cm ⁻¹)	TIPO DE SOLO
0,01	- Argilas compactas (aterro, liners, sedimentos lacustres e marinhos)
0,04	- Solos de textura fina, principalmente sem macroporos e fissuras.
0,12	- Argilas até areias finas com alto a moderada quantidade de macroporos e fissuras.
0,36	- Areias grossas, inclui solos com macroporosidade e fissuras evidentes.

Nesta tabela REYNOLDS e ELRICK (1985), sugerem valores de α , considerando a textura e a estrutura (macroporos, fissuras) do solo. Os valores estão baseados em observações das variações de α obtidos em estudos de campo, e segundo o autor estas categorias podem mudar, quanto existirem maiores informações disponíveis.

Segundo ELRICK *et al.*, (1989), uma alternativa para o cálculo do parâmetro α pode ser obtida a partir de VAN GENUCHTEN (1980), que pode ser expressa como:

$$\alpha = \left[\int_0^h \Theta^{1/2} \left[1 - \left(1 - \Theta^{1/m} \right)^m \right]^2 dh \right]^{-1} \quad (2.50)$$

Onde:

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.51)$$

$$h = -\psi$$

$$m = 1 - 1/n$$

Os parâmetros α_v , m , n , obtidos da curva de retenção devem ser determinados preferivelmente observando a trajetória de fluxo (infiltração ou drenagem).

Técnica de duas alturas de carga:

Nesta forma de ensaio, duas medidas de vazão são efetuadas para duas alturas H diferentes. Com isto é possível obter k_{fs} , ϕ_{Gm} e por conseqüência o parâmetro α , bastando adotar a relação (2.47).

O equacionamento proposto por REYNOLDS e ELRICK (1985 e 1986), para cada altura H_i neste caso é o seguinte:

$$Q_1 = A_1 k_{fs} + B_1 \phi_{Gm} \quad (2.52)$$

$$Q_2 = A_2 k_{fs} + B_2 \phi_{Gm} \quad (2.53)$$

Onde:

$$A_1 = [(2\pi H_1^2 / C_1) + \pi a^2] \quad (2.54)$$



$$A_2 = [(2\pi H_2^2/C_2) + \pi a^2] \quad (2.55)$$

$$B_1 = (2\pi H_1/C_1) \quad (2.56)$$

$$B_2 = (2\pi H_2/C_2) \quad (2.57)$$

$$H_2 > H_1; Q_2 > Q_1$$

C_1 e C_2 , são obtidos para os correspondentes H_1/a , H_2/a do Gráfico da Figura 2.15.

A solução das equações para obtenção de k_{fs} e ϕ_{Gm} são realizadas por duas equações simultâneas, resultando em:

$$k_{fs} = G_2 \cdot Q_2 - G_1 \cdot Q_1 \quad (2.58)$$

Onde:

$$G_2 = \frac{H_1 \cdot C_1}{\pi(2H_1 \cdot H_2(H_2 - H_1) + a^2(H_1 \cdot C_2 - H_2 \cdot C_1))} \quad (2.59)$$

$$G_1 = G_2 \frac{H_2 \cdot C_1}{H_1 \cdot C_2} \quad (2.60)$$

$$\phi_{Gm} = J_1 \cdot Q_1 - J_2 \cdot Q_2 \quad (2.61)$$

Onde:

$$J_1 = \frac{(2H_2^2 + a^2 \cdot C_2)C_1}{2\pi[2H_1 \cdot H_2(H_2 - H_1) + a^2(H_1 \cdot C_2 - H_2 \cdot C_1)]} \quad (2.62)$$

$$J_2 = J_1 \left[\frac{(2H_1^2 + a^2 \cdot C_1)C_2}{(2H_2^2 + a^2 \cdot C_2)C_1} \right] \quad (2.63)$$

A determinação do parâmetro α , é realizado a partir da relação (2.47).

Neste procedimento, surgem alguns problemas que por vezes invalidam os resultados do ensaio, como por exemplo, valores negativos para k_{fs} e ϕ_{Gm} .

Os fatores que influenciam nos valores negativos poderiam ser, segundo REYNOLDS e ELRICK (1985), devidos a:

- Erros de medição quando não atingido o “regime permanente”;
- Pequena variação espacial em escala das propriedades hidráulicas do solo;
- Erros nas medições de Q_1 e Q_2 , por causa da presença de bolhas de ar;
- Ar preso no solo;
- Variação espacial, por perturbação das características do solo, ocasionando condições de medição diferentes.

Segundo PHILIP (1985), dúvidas relacionadas com este método surgem quando H é relativamente pequeno e α não é avaliado por uma medida independente.

A obtenção das vazões para duas alturas H no mesmo furo de sondagem conduzem a equações simultâneas em que k_{fs} , ϕ_{Gm} e α não são bem condicionadas. A precisão de qualquer destes valores será prejudicada através de erro experimental, e talvez mais profundamente pela variação espacial das propriedades do solo.

Técnica das duas alturas de carga com escala heterogênea:

O procedimento é realizado similarmente à técnica dos dois estágios embora no cálculo dos parâmetros k_{fs} , ϕ_{Gm} e α , sejam levados em conta a variação das propriedades do solo entre uma e outra medição .

Inicialmente o conceito teórico da escala heterogênea foi desenvolvido por PHILIPS (1967), assumindo que entre duas medições de Q_i para alturas diferentes H_i , os parâmetros k_{fs} e α são afetados pela heterogeneidade do solo da seguinte forma:

$$\beta = \frac{k_1}{k_2} = \left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1} \right)^2 \quad (2.64)$$

Onde β é um fator adimensional que pode representar a relativa variação dos tamanhos dos poros com a profundidade (PHILIPS, 1985).

A partir destas relações, ELRICK *et al.* (1989) apresentam como pode ser aplicada a escala heterogênea no método do permeâmetro Guelph, onde a relação (2.47) é incluída na relação (2.64), resultando:

$$\beta = \frac{k_1}{k_2} = \left(\frac{\phi_2}{\phi_1} \right)^2 = \left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1} \right)^2 \quad (2.65)$$

Assim, o equacionamento apresentado para determinação dos parâmetros K_{fs} e ϕ_{Gm} foram:

$$Q_1 = A_1 k_1 + B_1 \phi_1 \quad (2.66)$$

$$Q_2 = A_2 k_2 + B_2 \phi_2 = \beta A_2 k_1 + \beta^{1/2} B_2 \phi_1 \quad (2.67)$$

Onde A_1 , A_2 , B_1 , B_2 , são os correspondentes às equações (2.54), (2.55), (2.56) e (2.57).

Neste procedimento é adotado um valor de α por avaliação *in situ* do tipo de solo (textura e macroporos) podendo ser utilizada a Tabela 2.5. Isto faz possível resolver a equação (2.66), para a primeira altura de carga de forma similar à técnica de uma altura de carga através das equações (2.48) e (2.49). Assim são obtidos k_1 e ϕ_1 para o primeiro estágio;

A partir da equação (2.67), determina-se o valor de β que é utilizado na relação (2.65), para determinar k_2 e ϕ_2 .

Os valores de k_{fs} e ϕ_{Gm} são os respectivos valores médios de k_1 , k_2 e ϕ_1 , ϕ_2 .

Técnica para mais de duas alturas de carga:

Nesta forma de ensaio, mais de duas medidas de vazão são efetuadas quando aplicadas alturas H diferentes. Com isto é possível obter k_{fs} , ϕ_{Gm} e por consequência o parâmetro α .

O equacionamento proposto por REYNOLDS e ELRICK (1986), para esta finalidade foram os seguintes:

$$k_{fs} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i^2 \sum_{i=1}^n C_i Q_i \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right) - \sum_{i=1}^n H_i C_i Q_i \sum_{i=1}^n H_i \left(\frac{C_i a_i^2}{2} + H_i^2 \right)}{2\pi \left\{ \sum_{i=1}^n H_i^2 \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i a_i^2}{2} + H_i^2 \right)^2 - \left[\sum_{i=1}^n H_i \left(\frac{C_i a_i^2}{2} + H_i^2 \right) \right]^2 \right\}} \quad (2.68)$$

$$\phi_{Gm} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i Q_i \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right) \sum_{i=1}^n H_i \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right) - \sum_{i=1}^n H_i C_i Q_i \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right)}{2\pi \left\{ \left[\sum_{i=1}^n H_i \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right) \right]^2 - \sum_{i=1}^n H_i^2 \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right)^2 \right\}} \quad (2.69)$$

Cada C_i , é obtido para os correspondentes H_i/a , do Gráfico da Figura 2.15.

A determinação do parâmetro α , é realizado a partir da relação (2.47).

f) VANTAGENS E DESVANTAGENS DO EQUIPAMENTO

TEÓRICAS

- O método determina simultaneamente através de medições *in situ* k_{fs} , ϕ_{Gm} e $k(\psi)$ por infiltração, podendo qualquer tipo de líquido ser estudado. Com isto, é possível medir importantes parâmetros físicos que governam a infiltração de água ou contaminantes.

- A sucção do meio poroso referente ao líquido infiltrante dependente da umidade do meio poroso e a textura dele, que é levada em conta.

- O método mede k_{fs} , ϕ_{Gm} , α e $k(\psi)$ por infiltração, que para problemas de projeto e monitoramento em solos não saturados, é mais representativo do que a drenagem.

- O método dá resultados em um ponto e a quantidade de medições é em função da heterogeneidade do solo e da área de estudo.

- Embora a teoria esteja bem fundamentada, os cálculos de $k(\psi)$, α são dependentes de expressões aproximadas para o fluxo não saturado.

PRÁTICAS

- O aparelho é simples e de fácil operação e pode ser utilizado por uma pessoa.

- Pode-se determinar k_{fs} , α e ϕ_{Gm} de um perfil. Completando o ensaio numa determinada profundidade, o furo pode ser aprofundado (passando a zona úmida).

- É versátil para medições tridimensionais dos parâmetros hidráulicos.

- O aparelho é portátil, precisa uma pequena quantidade de líquido e é apropriado para lugares de difícil acesso.

- O método produz pequenas perturbações no solo (furos entre 2 e 5cm de raio).

- Tempo pequeno de execução comparados a outros equipamentos (horas até dias), (DANIEL, 1989).

- Não pode ser usado para condutividades menores que $k < 10^{-7}$ cm/s.

STEWART e NOLAM (1987), reportaram que o sistema de mariotte não trabalha corretamente para fluxos menores ao indicado.

- Não pode ser usado abaixo do lençol freático.

d) TRABALHOS REALIZADOS COM O PERMEÂMETRO GUELPH NO BRASIL

Relatos da utilização deste equipamento no Brasil podem ser encontrados em CAMPOS *et al.*, (1992) e CUNHA *et al.*, (1996).

Os dados da Figura 2.17, mostram os resultados obtidos por CAMPOS *et al.*, (1992), para um perfil composto por um horizonte superficial com um solo maduro mais argiloso de aproximadamente 1,0 m de profundidade sobrejacente a uma espessa camada de solo residual de gnaíse mais arenoso no Rio de Janeiro.

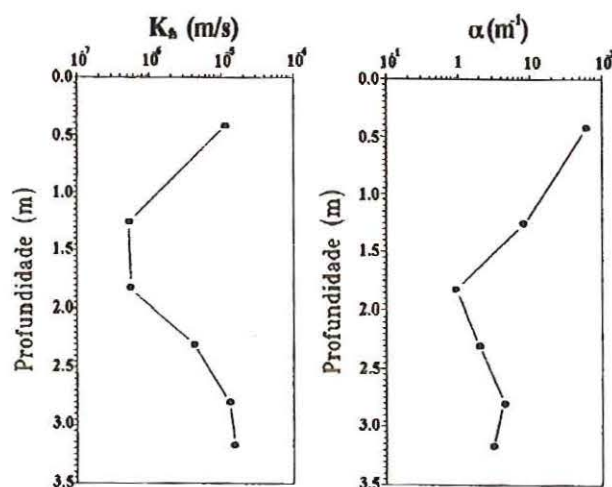


Figura 2.17. Resultados do ensaio com o Permeâmetro Guelph (CAMPOS *et al.*, 1992)

Nestes resultados o parâmetro α foi praticamente nulo para a camada mais argilosa e até $0,05 \text{ cm}^{-1}$, para a camada mais arenosa.

As Figuras 2.18 e 2.19, mostram a descrição do perfil do solo e os resultados obtidos por CUNHA *et al.*, (1996), para um solo residual do arenito Botocatu da região metropolitana de Porto Alegre.

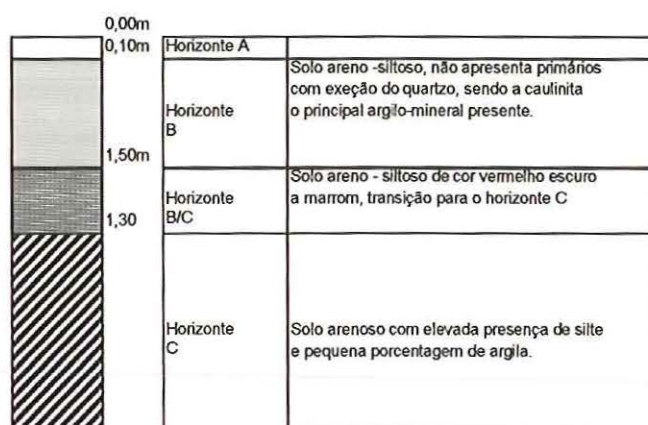


Figura 2.18. Perfil do Solo Estudado (cm^{-1} para a camada com o solo arenoso (profundidade maior a 2,90m).

Nestes resultados o parâmetro α esteve entre 0,11 e 0,63 cm^{-1} , nas camadas dos solos arenoso-siltoso (0,10 até 2,90m de profundidade), e entre 0,02 e 0,06 cm^{-1} para a camada com o solo arenoso (profundidade maior a 2,90m).

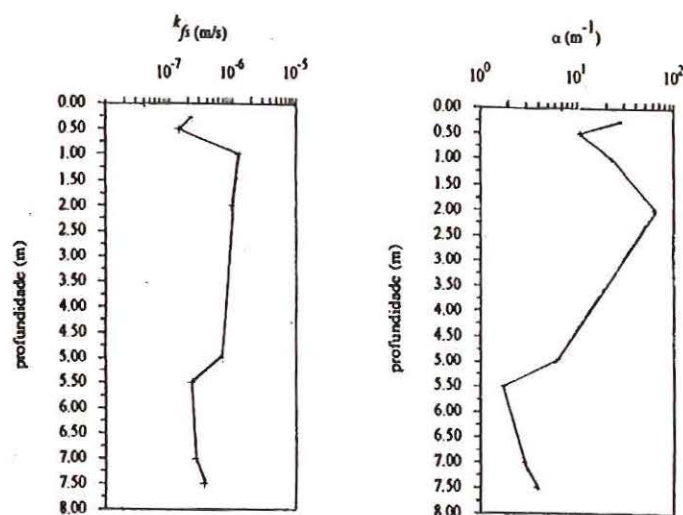


Figura 2.19. Resultados do ensaio com o Permeâmetro Guelph (CUNHA *et al.*, 1992).

CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 SOLOS ESTUDADOS

3.1.1 ASPECTOS GERAIS

Os solos estudados no presente trabalho são de dois locais da cidade de São Carlos, Estado de São Paulo.

A identificação das amostras para os ensaios foi realizada de acordo com o local de amostragem. Para os ensaios de campo e laboratório, o local A, corresponde aos realizados no campo experimental do campus da Escola de Engenharia de São Carlos –USP, enquanto o local B corresponde aos realizados no local situado no bairro de Jardim Medeiros.

3.1.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS

A cidade de São Carlos, local de origem das duas amostras de solo estudadas, encontra-se assente sobre rochas do Grupo São Bento e do Grupo Bauru.

O Grupo São Bento encontra-se representado na região pelos arenitos da Formação Botucatu e pelas rochas magmáticas da Formação Serra Geral, composta por magmatitos básicos (basaltos e diabásios) e arenitos eólicos inter-derrames de idade Juro-cretácea.

Através de estudos petrográficos macroscópicos, pode-se fazer algumas distinções entre os magmatitos principalmente quanto a textura e granulação. São rochas melanocráticas, de coloração preto esverdeadas, variando de afaníticas a sub-afaníticas, granulação de muito fina a média, extremamente densos, e por vezes apresentam fraturamento conchoidal e sem orientação perceptível (AGUIAR, 1989).

O Grupo Bauru, está representado, pelos arenitos da Formação Adamantina que podem ser encontrados sobrepostos discordantemente sobre os sedimentos Botucatu ou sobre os magmatitos básicos da Formação Serra Geral. Trata-se de sedimentos de origem flúvio-

lacustre, depositados a partir do Cretáceo Superior, que na região de São Carlos encontram-se representados por um arenito bem graduado, com cerca de 45% de areia e 35% de argila e de cor vermelha a rosada, e a presença de pontos brancos constituídos de feldspatos parcialmente alterados (BORTOLUCCI, 1983).

Superficialmente encontram-se em larga extensão, sedimentos colúvio-aluvionares e em menor escala, solos residuais, ambos da idade Cenozóica.

Os sedimentos colúvio-aluvionares caracterizam-se por apresentar retrabalhamento devido ao intenso transporte, bem como, por estarem posicionados na forma de discordância erosiva sobre as demais unidades, que não as de origem.

Os solos residuais são os provenientes da alteração *in situ* das rochas das Formações Botucatu, Serra Geral e Adamantina.

O perfil típico do Local A (Figura 3.1) mostra a presença do Sedimento Cenozóico, de origem alúvio-colúvionar, com aproximadamente 6m de espessura, areno argiloso. Abaixo encontra-se uma segunda camada representada pelo solo residual do Grupo Bauru, que é constituída por areia fina a média até argila arenosa, com colorações que variam de avermelhadas a esbranquiçadas. No campo experimental de fundações – USP, este material é classificado como areia argilosa de cor vermelha, que encontra-se separado do material superficial por uma linha de seixos.

No Local B tem-se o “Solo Residual dos Magmatitos Básicos”, que foi depositado sobre os Basaltos da Formação Serra Geral. A porção superior do manto de intemperismo dos basaltos é mais espessa que a inferior, está muito ou totalmente alterada, possui coloração próxima ao marrom ou vermelho, típica dos solos provenientes destas rochas, sendo que em alguns casos pode apresentar manchas brancas, provavelmente de zeólitas das amígdalas das rocha matriz (BORTOLUCCI, 1983).

Abaixo da camada superior, ocorre um material alterado de pequena espessura, sobreposto à rocha mãe, classificado como silte arenoso, coloração amarela ou cinza, podendo ser encontrado nos leitos dos rios, em contacto com o material acima descrito, ou com os arenitos do Grupo Bauru.



Figura 3.1. Perfil geotécnico típico do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos.

3.2 AMOSTRAGEM

Nos locais indicados foram obtidas amostras deformadas e indeformadas provenientes de uma escavação.

No local A, foram retiradas a 0,30 m e 1,50 m de profundidade, enquanto no local B, foram retiradas a 0,45 m, aproximadamente.

As amostras indeformadas foram retiradas utilizando-se formas metálicas cúbicas de 25 centímetros de lado.

Amostras deformadas representativas foram coletadas no mesmo local de retirada dos blocos.

3.3 ENSAIOS REALIZADOS

3.3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização foram realizados segundo as normas técnicas da ABNT, da seguinte forma:

Análise granulométrica	NBR-7181/84;
Massa específica dos sólidos	NBR-6508/84;
Limite de liquidez	NBR-6459/84;
Limite de plasticidade	NBR-7180/84.

3.3.2 ENSAIOS DE PAPEL FILTRO, FUNIL DE PLACA POROSA E CÂMARA DE PRESSÃO PARA DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

As curvas de retenção de água no solo foram obtidas pelo processo de secagem (ou drenagem) e de umedecimento (ou infiltração). Para o método do papel filtro utilizou-se Papel Watman N°42, enquanto para os métodos restantes utilizaram-se os seguintes equipamentos e que são mostrados nas Figuras 3.2 e 3.3 :

- Funil de placa porosa para sucções de até 100 kPa;
- Câmara de pressão com placa porosa para sucções de até 500 kPa;
- Câmara de pressão com placa porosa para sucções de até 1.500 kPa.

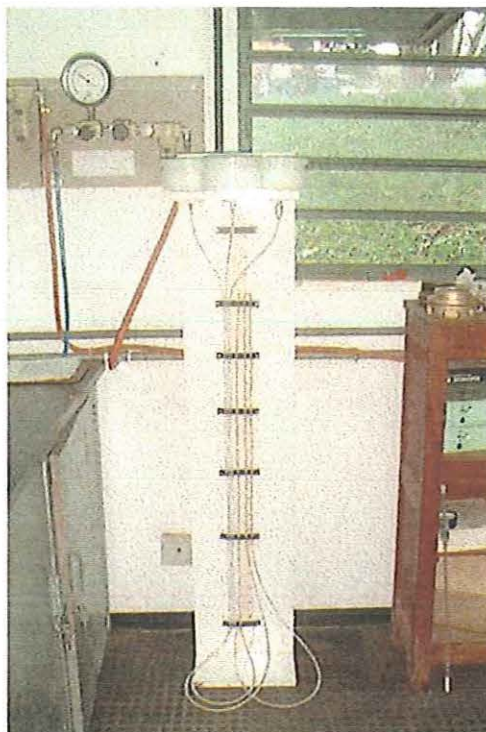


Figura 3.2. Funil de placa porosa usada na determinação da curva de retenção.

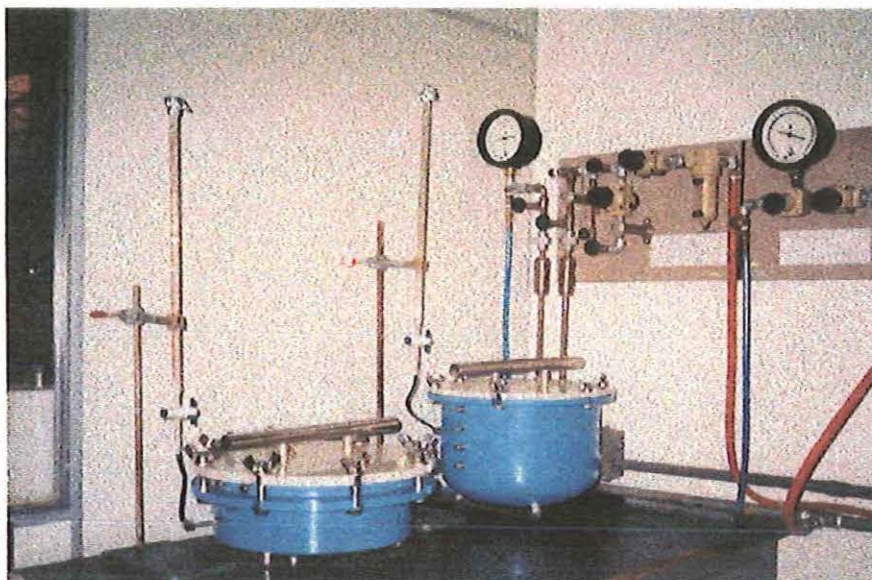


Figura 3.3. Câmaras de Pressão usadas para determinar a curva de retenção.

Para os ensaios, os corpos de prova foram obtidos a partir dos blocos indeformados, talhados em forma cilíndrica com 5,0 cm de diâmetro e 1,0 de altura.

Os ensaios para os métodos do funil de placa porosa e câmaras de pressão foram realizados inicialmente pelo processo de secagem e seguida pelo processo de umedecimento, enquanto para o método do papel filtro foi realizado somente por secagem. Os procedimentos de ensaio executados serão descritos a seguir:

Método do Papel Filtro

Foram preparados corpos de prova onde previamente calculou-se para cada um o peso necessário (através dos índices físicos) para que cada amostra correspondesse a um teor de umidade ao longo da curva de retenção.

O início da curva de retenção foi a partir da condição de saturação, portanto os corpos de prova foram assentados num papel filtro e o conjunto posto sobre uma pedra porosa que encontrava-se parcialmente submersa em água destilada. O tempo de imersão para saturar as amostras foi de 24 horas.

Após saturação, os corpos de prova foram deixados secar até atingir o teor de umidade desejado (calculado previamente) e controlado por pesagens sucessivas

Uma vez atingido o teor de umidade desejado, foram colocados sobre cada superfície da amostra, 1 papel filtro com diâmetro menor em contato direto com o solo. O

conjunto foi embrulhado hermeticamente com um filme plástico e firmemente envolto com uma fita adesiva para garantir um contato firme entre papel-solo.

O tempo estimado para atingir o equilíbrio de umidade entre o papel e o solo foi de 10 dias. Após este período, os papéis foram retirados e pesados imediatamente (balança com resolução de 0,0001g) sendo colocados na estufa para secagem (tempo mínimo de 2 horas) e posteriormente pesados, sempre evitando a variação da umidade. Com a amostra de solo correspondente determinou-se o teor de umidade.

Calcularam-se as umidades de equilíbrio dos papéis e do solo de cada amostra onde para cada umidade do solo corresponde uma sucção matricial que foi determinada a partir da umidade do papel, utilizando as curvas de calibração para o papel filtro Whatman N°42 obtidas por CHANDLER *et al.*, (1992) in MARINHO (1994) e apresentada na Tabela 2.2.

Método do Funil de Placa porosa e Câmaras de Pressão

Para iniciar o ensaio pelo processo de secagem a partir da condição de saturação, os corpos de prova, junto com a placa porosa, foram imersos parcialmente em água destilada. O tempo de imersão para as amostras foi de 24 horas.

O ensaio foi realizado com a aplicação de pressões crescentes, com a finalidade de expulsar a água contida no solo a partir da saturação. Os valores de pressão de ar aplicadas são equivalentes aos valores de sucção.

Cada mudança de pressão foi feita depois que cada corpo de prova parou de expulsar água atingindo um equilíbrio de peso (mesmo peso em duas pesagens consecutivas), controlado através da pesagem sucessiva de cada corpo de prova.

Para este processo as amostras mostraram um equilíbrio após, aproximadamente 72 horas para cada pressão atingida.

Uma vez atingida a pressão máxima permissível pelo equipamento para o processo de secagem iniciou-se o processo de umedecimento utilizando-se para isto as mesmas amostras.

Este procedimento foi realizado com a aplicação de pressões decrescentes a partir da máxima atingida por secagem, para que os corpos de prova absorvam água através da placa porosa. Neste caso também os valores de pressão de ar aplicadas são equivalentes aos valores de sucção.

As mudanças de pressão foram feitas depois que cada corpo de prova parou de absorver água atingindo um equilíbrio de peso controlado por pesagem sucessiva dos corpos de prova.

Neste procedimento as amostras mostraram um equilíbrio de peso após 6 a 7 dias para pressões maiores que 100 kPa, e de 14 a 18 dias para pressões menores que 100kPa.

Para cada processo, com os pesos de equilíbrio determinaram-se as umidades correspondentes para cada pressão. Assim, com a relação pressão ou sucção vs umidade gravimétrica, volumétrica ou grau de saturação pode-se obter a curva de retenção de água no solo.

Finalmente traçou-se uma curva de ajuste para cada processo. Foram determinadas por ajuste de pontos através do programa CURVARET versão 2.16, desenvolvido por VAN LIER e NETO (1991), no departamento de Agricultura - ESALQ-USP, que utiliza o modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980), expresso na equação (2.5).

3.3.3 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NA CONDIÇÃO SATURADA EM LABORATÓRIO

Os ensaios para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica saturado no laboratório (Figura 3.4), foram realizados a carga constante segundo o procedimento sugerido por STANCATI *et al.*, (1981).

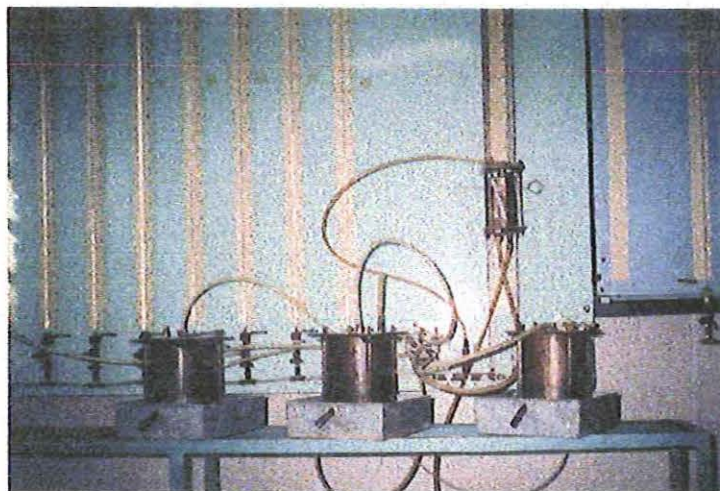


Figura 3.4. Ensaio de Condutividade Hidráulica Saturada a Carga Constante.

No procedimento foram utilizados corpos de prova obtidos a partir dos blocos indeformados, talhados em forma cilíndrica. As dimensões dos mesmos foram de 5,0 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura.

Para os solos A e B, foram talhados 3 corpos de prova, na direção vertical, e outros dois na direção horizontal segundo planos ortogonais. O objetivo foi observar se ocorre alguma anisotropia em relação à permeabilidade.

Para o início do ensaio os corpos de prova foram levados a saturação por infiltração durante 36 horas e a carga constante, procedendo-se posteriormente as leituras do ensaio.

3.3.4 ENSAIOS COM O PERMEÂMETRO GUELPH PARA DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NA CONDIÇÃO SATURADA, POTENCIAL MATRICIAL DE FLUXO E O PARÂMETRO α , EM CAMPO

Para a obtenção dos parâmetros (k_{fs} , ϕ_{Gm} e α) correspondentes à solução apresentada na equação (2.35), utilizaram-se os métodos (procedimentos de ensaio e cálculos) de uma altura de carga constante (ELRICK *et al.*, 1989); duas alturas de carga (REYNOLDS e ELRICK, 1985) e duas alturas de carga com escala heterogênea (ELRICK *et al.*, 1989) baseados no modelo teórico de REYNOLDS e ELRICK, (1985). Finalmente foi utilizado o método baseado no modelo teórico de PHILIP, (1985).

Os ensaios baseados nestas técnicas foram realizadas nos locais A e B distribuídos da seguinte maneira:

Local A (Campo Experimental de Fundações USP): ensaios em profundidade a 0,30, 1,00 e 1,50m.

Nas profundidades de 0,30 e 1,50m (profundidades em que foram tirados os blocos indeformados), foram executados 8 ensaios, enquanto a 1,00m (interface das duas profundidades analisadas) foram executados um total de 4 ensaios (Ver Figura 3.5).

As alturas H utilizadas no permeâmetro foram de 5,7 e 10cm.

Local B (Jardim Medeiros): ensaios a 0,45m de profundidade e em uma área de 3,00 x 5,00m. Nesta área foram executados 22 ensaios distribuídos aleatoriamente, (Ver Figura 3.6).

As alturas H utilizadas no permeâmetro foram de 3,5 e 7 cm.

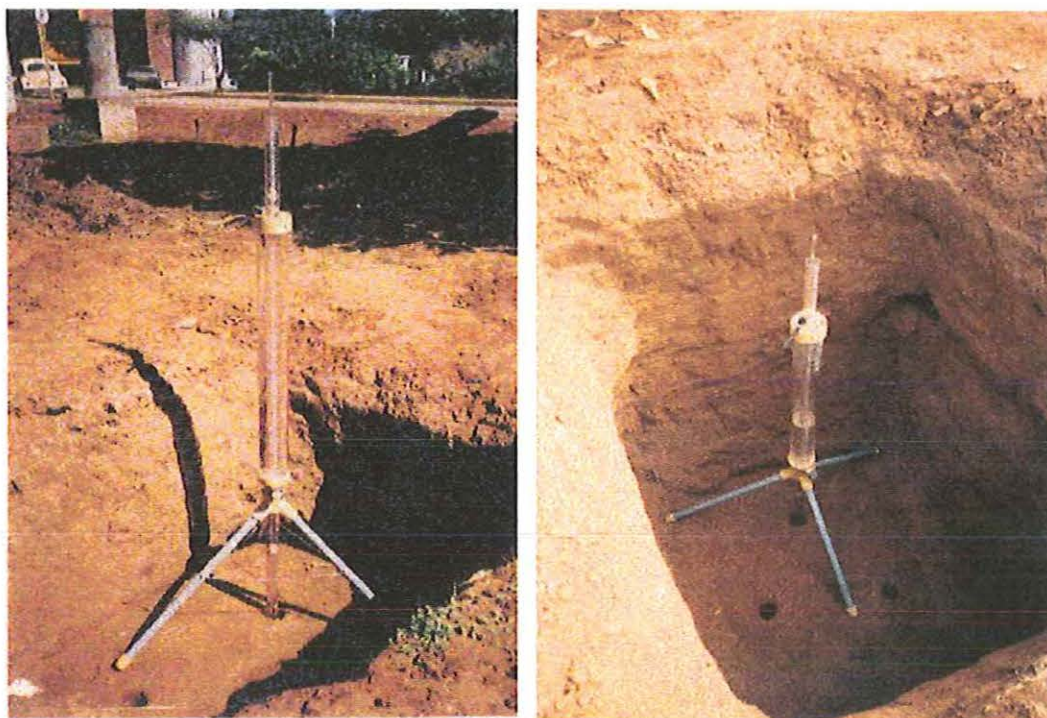


Figura 3.5. Ensaio Realizado em Profundidade com o Permeômetro Guelph no Local A (Campo Experimental de Fundações USP).



Figura 3.6. Ensaio Realizado a Superfície com o Permeômetro Guelph no Local B (Jardim Medeiros).

3.3.4.1 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

- PROCEDIMENTO PARA UMA ALTURA DE CARGA (ELRICK *et al.*, 1989):

Para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica saturada, potencial matricial de fluxo e o parâmetro α , o procedimento utilizado para o ensaio foi o seguinte:

a) Preparação do furo de ensaio com 6 cm de diâmetro.

Nesta fase, deve-se cuidar do acabamento das paredes do furo e na base evitando o fechamento dos poros ou a compactação do solo por aplicação de uma força excessiva provocado pelo processo de tradagem.

b) Montagem e abastecimento de água nos reservatórios do permeâmetro sem permitir a saída de água (ponteira de saída de água fechada pela ponteira de ar como mostrado na Figura 3.7 a.

Neste procedimento deve-se ter cuidado em abastecer de água o permeâmetro antes de posicionar o equipamento no furo de sondagem, impedir o fluxo a partir do reservatório e usar a bomba de vácuo para evitar quedas de água intempestivas que produzem alagamentos nos furos de sondagem danificando os ensaios. O vácuo aplicado para ensaios até 70cm de profundidade foi de 20 kPa.

c) Posicionamento do permeâmetro no furo de sondagem.

Durante o posicionamento deve-se evitar golpear ou fragmentar as paredes e base do furo de sondagem.

d) Estabelecimento da altura H constante correspondente ao único estágio. A altura desde a base do furo até a ponteira de ar determina a altura de carga constante de água como é mostrado na Figura 3.7 b. O levantamento da ponteira (imposição da altura de carga H) é controlado através de uma escala graduada desde 0 a 25 cm, no permeâmetro.

Nesta fase o maior cuidado deve ser tomado no levantamento da ponteira de ar para estabelecer a altura de carga, este procedimento deve ser lentamente executado para evitar turbulência e portanto erosão no furo de ensaio.

e) O ensaio é finalizado após atingir fluxo em regime permanente. Para esse objetivo o fluxo de saída de água do permeâmetro para o solo é indicado pelos registros da queda do nível de água no reservatório graduado, em intervalos de tempo regulares R (cm/s). Quando a vazão (observada a partir de R) é constante por 3 leituras consecutivas pode-se dizer que o fluxo é constante ou foi atingido o regime permanente.

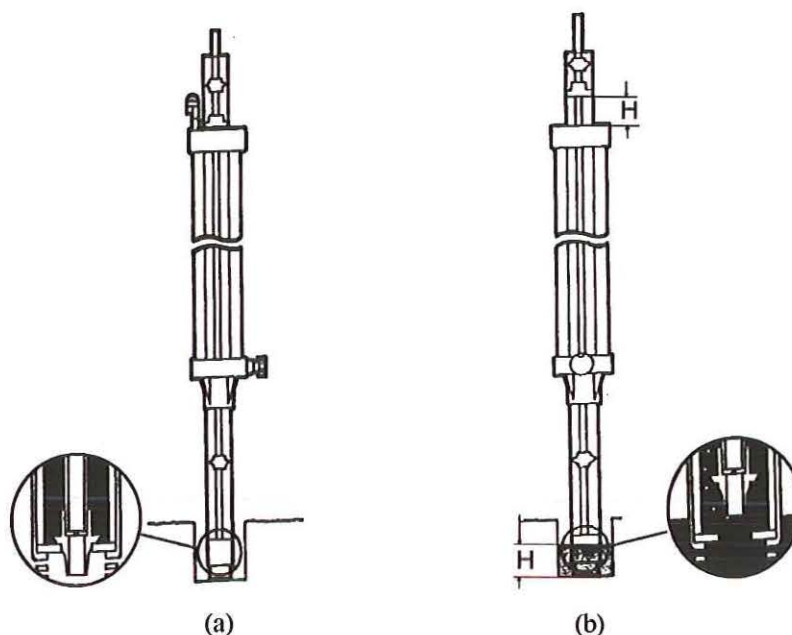


Figura 3.7. a) Permeômetro sem saída de água; b) Permeômetro com saída de água.

- PROCEDIMENTO PARA DUAS OU MAIS ALTURAS DE CARGA (REYNOLDS E ELRICK, 1985)

O procedimento de ensaio para esta técnica corresponde aos mesmos passos indicados para a técnica de uma altura de carga desde o *item a* ao *e*, acrescidos das seguintes etapas:

f) Estabelecimento da segunda altura H constante correspondente ao segundo estágio. Para a segunda altura a ponteira de ar é elevada para uma altura maior desejada, estabelecida através da escala graduada no permeômetro.

Nesta fase deve-se iniciar este estágio de forma consecutiva e imediatamente após terminado o primeiro com um abastecimento sempre contínuo de água. Da mesma maneira que no primeiro estágio, na segunda altura o levantamento da ponteira de ar deve ser realizada lentamente para evitar turbulência e portanto erosão no furo de sondagem.

g) Para a utilização de mais de duas alturas H o procedimento é repetido para alturas H_i cada vez maiores, sendo a altura de 25cm a máxima permitida pelo equipamento. A limitação de um maior número de estágios depende da capacidade do reservatório do permeômetro visto que o reabastecimento de água durante o andamento do ensaio, provoca o aparecimento de parâmetros negativos (k_{fs} , ϕ_{cm}) ou valores de condutividade hidráulica

menores do que os reais devido à inclusão de ar preso durante a continuação do ensaio (ELRICK *et al.*, 1989).

Para este procedimento foram utilizadas até três alturas H (ou três estágios), sendo na maioria dos casos com dois. A razão é a relativamente pequena capacidade de água no reservatório do equipamento, algumas vezes insuficiente para atingir mais de duas vezes regime permanente quando o solo possui uma permeabilidade média para alta, mesmo usando alturas H baixas (de 3cm até 10 cm).

Para a realização de ensaios em profundidade, realizou-se uma adaptação no equipamento. A adaptação consistiu em utilizar um maior comprimento do tubo de suporte, do tubo de ar, e da haste dos trados (Figura 2.14); desta maneira, o equipamento foi adaptado para medições de até 2,00m de profundidade desde a superfície.

Os procedimentos de ensaio, são os mesmos indicados neste *item*, com a diferença de que o vácuo aplicado neste caso foi de 10 kPa adicionais por cada 0,80m de extensão no permeâmetro.

Os ensaios em profundidade foram realizados no local A, sendo executados até uma profundidade de 1,50m.

3.3.4.2 CÁLCULO DOS PARÂMETROS: CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA, POTENCIAL MATRICIAL DE FLUXO E O PARÂMETRO α , DE CAMPO

Para interpretar os resultados do ensaio com o permeâmetro Guelph os métodos utilizados foram os seguintes:

- Método de uma altura de carga (ELRICK *et al.*, 1989);
- Método das duas ou mais alturas de carga (REYNOLDS E ELRICK, 1985);
- Método das duas alturas de carga com escala heterogênea (ELRICK *et al.*, 1989);
- Método de Philip (PHILIP, 1985).

A partir destes métodos de cálculo foram obtidos os parâmetros para a solução da equação de fluxo cujos resultados são comparados posteriormente.

- MÉTODO DE UMA ALTURA DE CARGA (ELRICK *et al.*, 1989)

Para este método, o cálculo dos parâmetros para os solos ensaiados no campo nos locais A e B foram feitos da seguinte maneira:

- Avaliação visual no campo da macroporosidade do solo (formigueiros, fissuras, furos produzidos por raízes, etc.), para estimar o parâmetro α dentro dos valores sugeridos por ELRICK *et al.*, 1989, na Tabela 2.5;

- Determinação da vazão Q [L^3T^{-1}], em regime constante com a seguinte expressão:

$$Q_i = A \times R_i \quad (3.1)$$

Onde A [L^2] corresponde à área transversal do reservatório do permeâmetro e R_i [LT^{-1}] corresponde à razão de queda do nível de água quando atingido o regime permanente indicado no *item* 3.3.4.1, sub-*item* e para “procedimentos de ensaio para uma altura de carga”;

- Determinação do fator de forma C , a partir do gráfico da Figura 2.15, que depende do tipo de solo (textura e macroporos), e da razão H/a , onde H é a altura do nível de água constante aplicada no furo de sondagem e “ a ” corresponde ao raio do mesmo que foi igual a 3cm;

- A condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}), foi calculada através da equação (2.48);

- O potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}), foi calculado através da equação (2.49), ou pela relação (2.47).

- MÉTODO DAS DUAS OU MAIS ALTURAS DE CARGA (REYNOLDS e ELRICK, 1985)

Neste método, o cálculo dos parâmetros para os solos ensaiados no campo nos locais A e B foram feitos da seguinte maneira:

- Determinação da vazão em regime permanente Q_i para cada altura H_i com a expressão (3.1);

- Determinação do fator de forma C_i , para cada estágio a partir do gráfico da Figura 2.15, que depende do tipo de solo (textura e macroporos), e da razão H_i/a , onde H_i é a altura

do nível de água constante aplicada no furo de sondagem aplicada em cada estágio e “a” corresponde ao raio do mesmo que em todos os casos foi igual a 3cm;

- A condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}), foi calculada através da equação (2.58), para duas alturas de carga e através da equação (2.68), para mais de duas;

- O potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}) foi calculado através da equação (2.61), para duas alturas de carga e através de equação (2.69), para mais de duas;

- O parâmetro α foi calculado através da relação (2.47), para as técnicas de duas ou mais alturas de carga.

- MÉTODO DAS DUAS ALTURAS DE CARGA COM ESCALA HETEROGÊNEA (ELRICK *et al.*, 1989)

Para este método, em que o ensaio é realizado em dois estágios, o cálculo dos parâmetros para os solos ensaiados no campo nos locais A e B foi feito da seguinte maneira:

- Avaliação visual no campo da macroporosidade do solo para estimar o parâmetro α , dentro dos valores sugeridos por ELRICK *et al.*, 1989, na Tabela 2.5;

- Determinação da vazão em regime permanente Q_i para cada altura H_i com a expressão (3.1);

- Determinação do fator de forma C_i , para cada altura H_i a partir do gráfico da Figura 2.15, da mesma maneira que no método das duas alturas de carga.

- Determinação de A_2 , B_2 , através das equações (2.55) e (2.57), respectivamente;

- A condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}), e o potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}), são calculados através das equações (2.48) e (2.49); neste método correspondem a k_1 e ϕ_1 , respectivamente para o primeiro estágio;

- Conhecidos Q_2 , A_2 , B_2 , k_1 e ϕ_1 , foi determinado um valor β , para satisfazer à equação (2.67);

- Obtido β determinou-se k_2 e ϕ_2 , da relação (2.65);

- Finalmente a condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}), e o potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}) foram calculados através das médias aritméticas de k_1 , k_2 e ϕ_1 , ϕ_2 , respectivamente.

- MÉTODO DE PHILIP (1985)

Para este método, o cálculo dos parâmetros para os solos ensaiados no campo nos locais A e B foram feitos da seguinte maneira:

- Avaliação visual no campo da macroporosidade do solo (formigueiros, fissuras, furos produzidos por raízes), para estimar o parâmetro α dentro dos valores sugeridos por ELRICK *et al.*, 1989, na Tabela 2.5;
- Determinação da vazão em regime constante para uma única altura de carga com a expressão (3.1);
- A condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}), foi calculada através da equação (2.32);
- O potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}) pode ser conhecido para este caso utilizando o valor α estimado e a relação (2.47).

3.4 DETERMINAÇÃO DA FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

A função condutividade hidráulica foi determinada a partir dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório (curva de retenção) e de campo.

3.4.1 DETERMINAÇÃO A PARTIR DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Foi determinada a função de condutividade hidráulica não saturada a partir de fórmulas empíricas que correlacionam a função com a curva de retenção de água de acordo com os procedimentos a seguir.

- FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DA EQUAÇÃO EMPÍRICA DE VAN GENUCHTEN (1980)

A equação que descreve cada curva está baseada no modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980), que é representado na Tabela 2.4. Os parâmetros m , θ_r e θ_s da equação são os mesmos que são obtidos quando do ajuste da curva de retenção e k a

condutividade hidráulica saturada obtida pelos ensaios a carga constante com os permeâmetros.

Desta forma obtiveram-se funções de condutividade hidráulica não saturada para cada solo A e B estudado, pelos processos de secagem e umedecimento provenientes de cada curva de retenção.

- FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DA EQUAÇÃO EMPÍRICA DE GARDNER (1958)

A equação que descreve cada curva da função está baseada no modelo empírico de GARDNER (1958), que é representado pela equação (2.45). Esta equação é a mesma utilizada por REYNOLDS e ELRICK (1985), na técnica do permeâmetro Guelph.

Os parâmetros deste modelo são provenientes de ensaios de laboratório. A condutividade hidráulica saturada (k) é a obtida com o ensaio do permeâmetro a carga constante, e o parâmetro α foi obtido a partir dos ensaios da câmara de pressão.

Os resultados da condutividade hidráulica saturada foram usados diretamente na equação, enquanto o parâmetro α foi obtido por integração numérica da expressão (2.50), com o programa MATHCAD 6.0, a partir dos parâmetros θ_r , θ_s , m e n obtidos pelos ajustes das curvas de retenção de água (pelo método de VAN GENUCHTEN, 1980) e para os processos de secagem e umedecimento nos solos estudados.

3.4.2 DETERMINAÇÃO A PARTIR DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CAMPO

A equação que descreve a função condutividade hidráulica de cada local é a proposta por REYNOLDS e ELRICK (1985), e é representada pela equação (2.45), baseada na equação empírica de GARDNER (1958).

Os parâmetros desta equação (k_{fs} , α e adicionalmente ϕ_{Gm}) foram determinadas para os solos estudados utilizando os quatro métodos de cálculo descritos no item 3.3.4, realizando ensaios com o permeâmetro Guelph pelo processo de umedecimento.

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS

Apresentam-se neste capítulo os resultados dos ensaios realizados em laboratório e em campo.

Os resultados dos ensaios de laboratório para o solo A (no local A), e B (no local B), são provenientes de caracterização dos solos e avaliação visual no campo, curva de retenção de água e ensaios de permeabilidade saturada.

Os resultados dos ensaios de campo no local A (Campo experimental - USP) e local B (Jardim Medeiros) são provenientes de ensaios com o permeâmetro Guelph.

A partir dos ensaios são interpretados os resultados de laboratório e campo e determinada a função condutividade hidráulica não saturada.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E AVALIAÇÃO VISUAL *IN SITU* DA MACROPOROSIDADE DO SOLO

Na Tabela 4.1 são mostrados os resultados dos ensaios de caracterização e de classificação dos solos estudados em duas profundidades no local A, e em uma profundidade no local B, realizados segundo a escala granulométrica da ABNT e o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) respectivamente.

As curvas granulométricas dos mesmos solos são mostrados na Figura 4.1.

Na Tabela 4.2 é mostrada a avaliação visual do grau de macroporosidade dos solos estudados avaliados *in situ* em cada local, usada para estimar α no método de uma altura de carga do permeâmetro Guelph.

Tabela 4.1. Resultados de Ensaio de Caracterização

SOLO		A	A	B
PROFUNDIDADE	m	0,30	1,50	0,45
AREIA GROSSA	%	0	0	0
AREIA MÉDIA	%	13	12	2
AREIA FINA	%	53,5	49	10
SILTE	%	7,5	11	29
ARGILA	%	26	28	59
w _L	%	27	26	53
w _P	%	15	17	36
I _P	%	12	9	17
ρ _s	g/cm ³	2,721	2,729	2,861
ρ	g/cm ³	1,770	1,617	1,553
ρ _d	g/cm ³	1,560	1,384	1,203
w.	%	13,41	16,83	29,08
e.		0,744	0,972	1,378
S _r	%	49,04	47,25	60,38
CLASSIFICAÇÃO GRANULOM. (ABNT)		Areia Fina Argilosa	Areia Fina Argilosa	Argila Siltosa
SUCS		SC	SC	MH

Tabela 4.2. Avaliação *In Situ* da Macroporosidade dos Solos Estudados baseados nos valores sugeridos por ELRICK *et al.*, (1989) da Tabela 2.5

Local	Profund. (m)	α (cm ⁻¹)	Macroporosidade dos Solos Estudados
A	0,30 - 1,50	0,12	Moderada a alta; alguma presença de entulho miúdo, formigueiros, algumas raízes e bioporos em lugares dispersos.
	1,50 - 3,00	0,12	Moderada; pouca presença de raízes.
B	0,45	0,12	Moderada; muita presença de raízes devido a grama que ocupa a superfície, presença de bioporos.

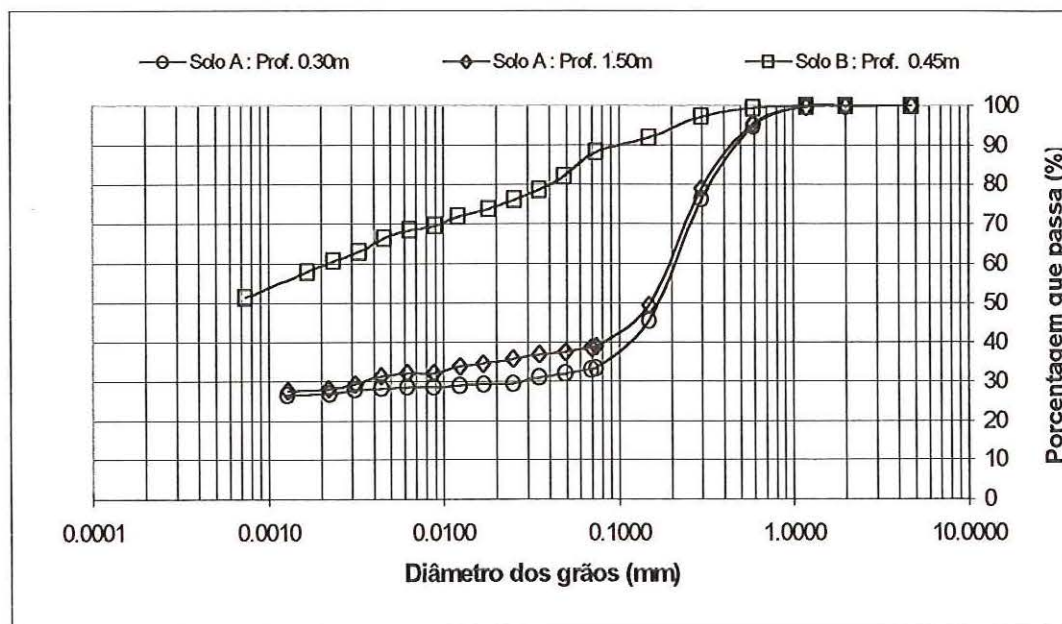


Figura 4.1. Curvas Granulométricas dos solos estudados.

4.2 ENSAIOS DO PAPEL FILTRO, FUNIL DE PLACA POROSA E CÂMARAS DE PRESSÃO PARA DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

As curvas de retenção de água pelo processo de secagem e umedecimento apresentados como sucção *versus* teor de umidade volumétrica (θ), teor de umidade gravimétrica (w) e grau de saturação (S_r), são mostradas para o solo A na profundidade de 0,30m nas Figuras 4.2a, 4.2b e 4.2c e na profundidade de 1,50m nas Figuras 4.3a, 4.3b e 4.3c, enquanto para o solo B a 0,45m de profundidade nas Figuras 4.4a, 4.4b e 4.4c respectivamente.

Os valores obtidos no processo de secagem para o método do papel filtro representados nos gráficos, são utilizados para comparação com os outros métodos, embora as curvas de ajuste por secagem calculadas por regressão não incluam estes valores.

Os parâmetros das equações de regressão das curvas de retenção para cada solo pelo processo de secagem são mostrados na Tabela 4.3 e para o processo de umedecimento na Tabela 4.4. Eles foram determinados por ajuste de pontos através do programa CURVARET que utiliza o modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980).

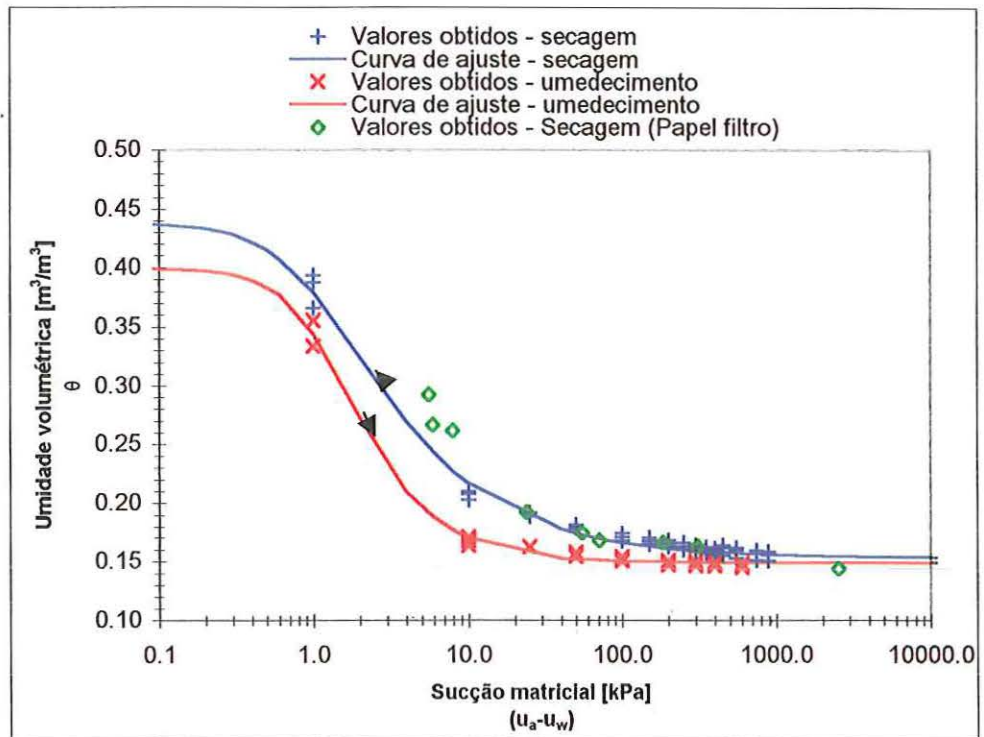


Figura 4.2a. Curvas de Retenção (Sucção vs Teor de Umidade Volumétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 0,30m de profundidade

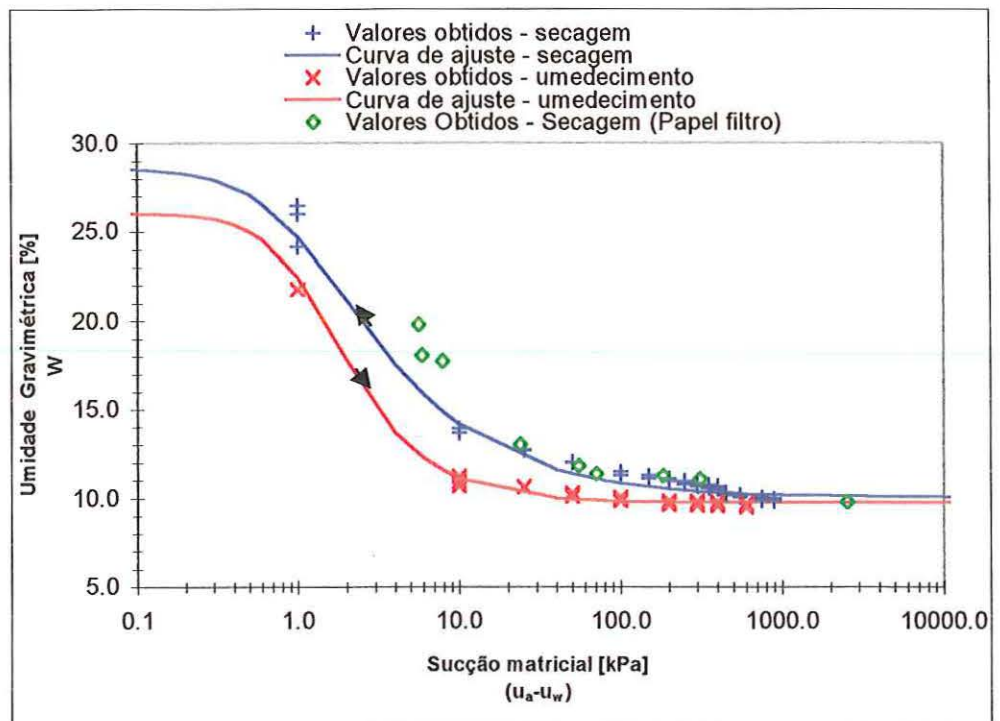


Figura 4.2b. Curvas de Retenção (Sucção vs Teor de Umidade Gravimétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 0,30 de profundidade.

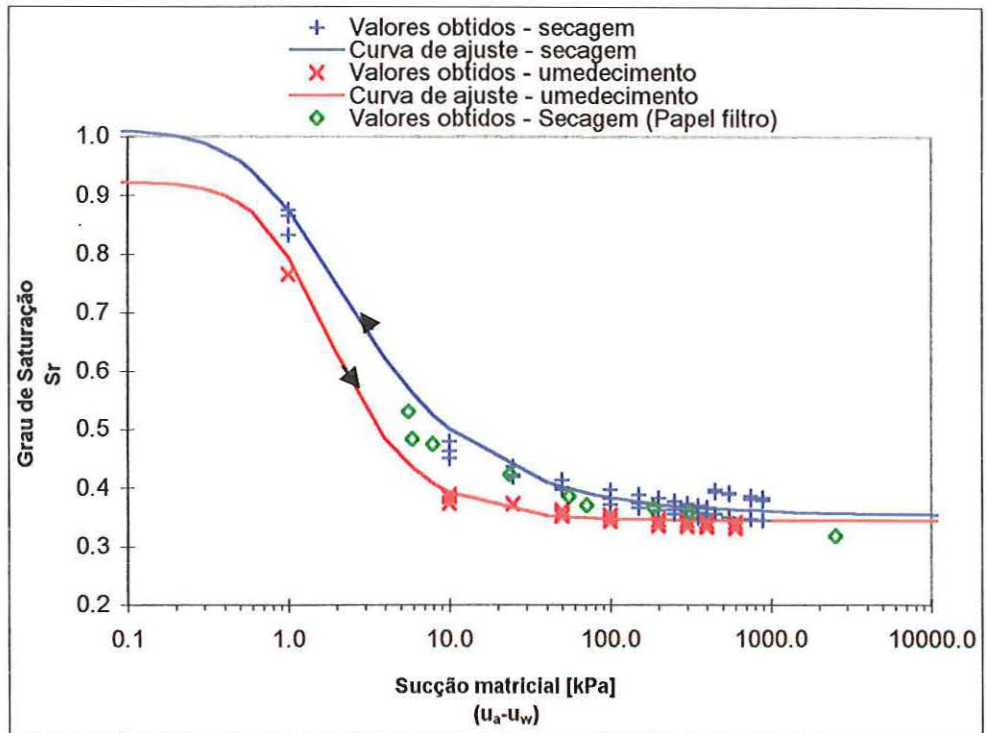


Figura 4.2c. Curvas de Retenção (Sucção vs Grau de Saturação), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 0,30 de profundidade.

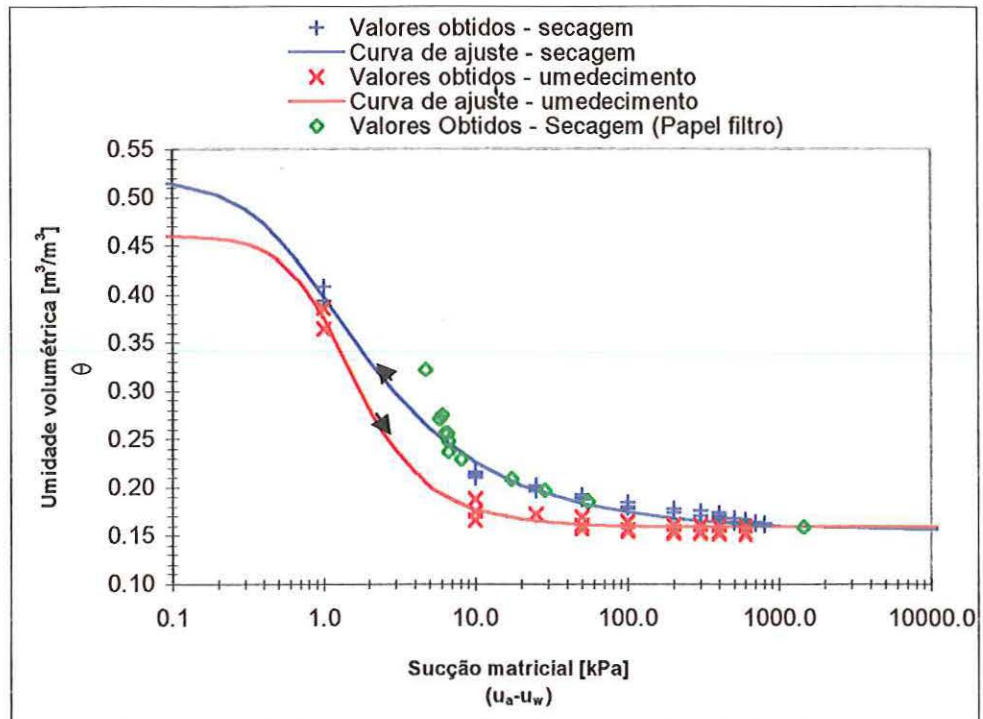


Figura 4.3a. Curvas de Retenção de Água (Sucção vs Teor de Umidade Volumétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 1,50m de profundidade.

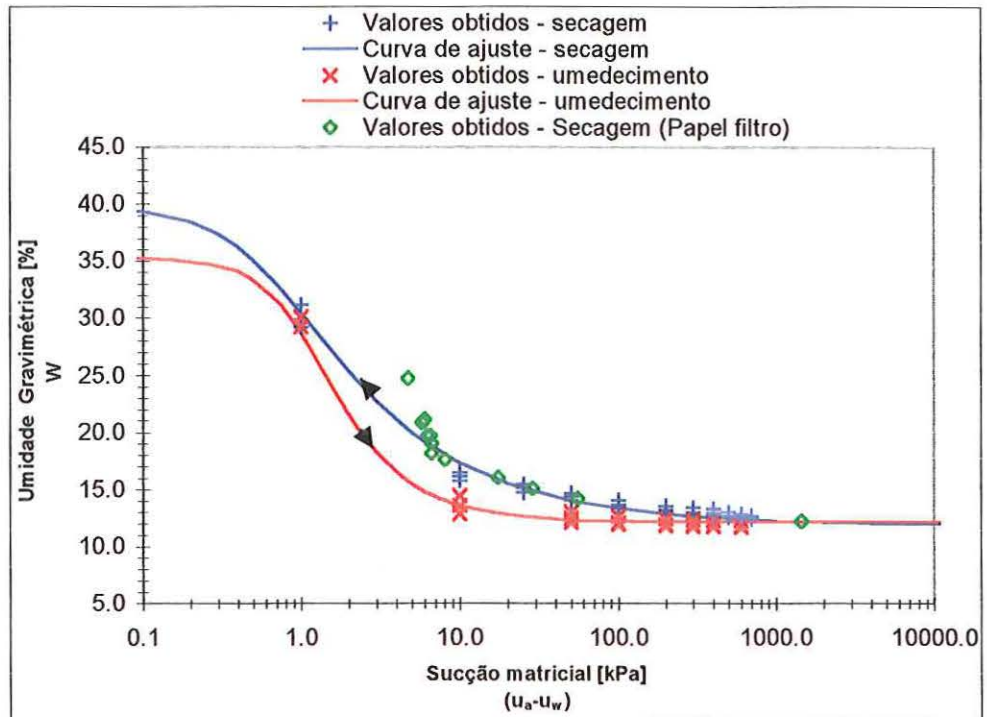


Figura 4.3b. Curvas de Retenção de Água (Sucção vs Teor de Umidade Gravimétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 1,50m de profundidade.

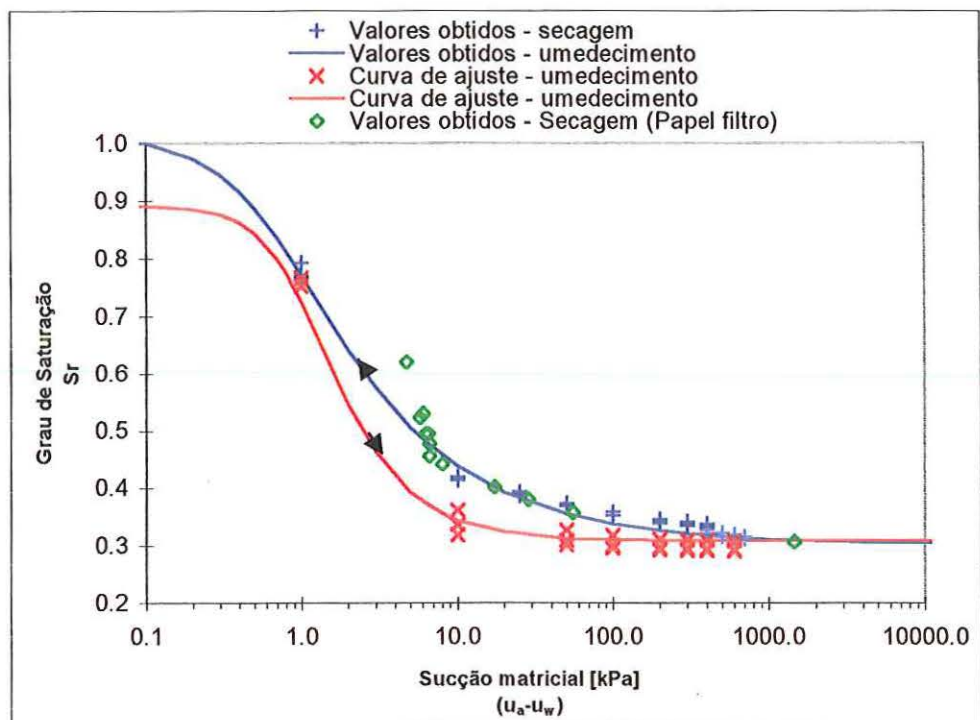


Figura 4.3c. Curvas de Retenção de Água (Sucção vs Grau de Saturação), por Secagem e Umedecimento para o Solo A a 1,50m de profundidade.

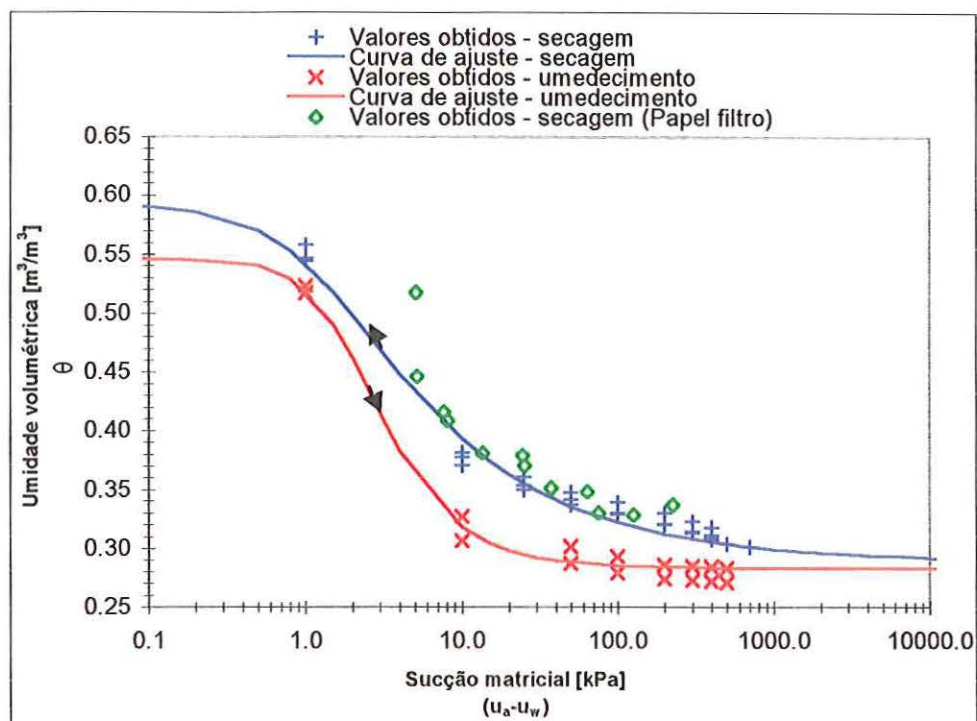


Figura 4.4a. Curvas de Retenção de Água (Sucção vs. Teor de Umidade Volumétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo B a 0,45m de profundidade.

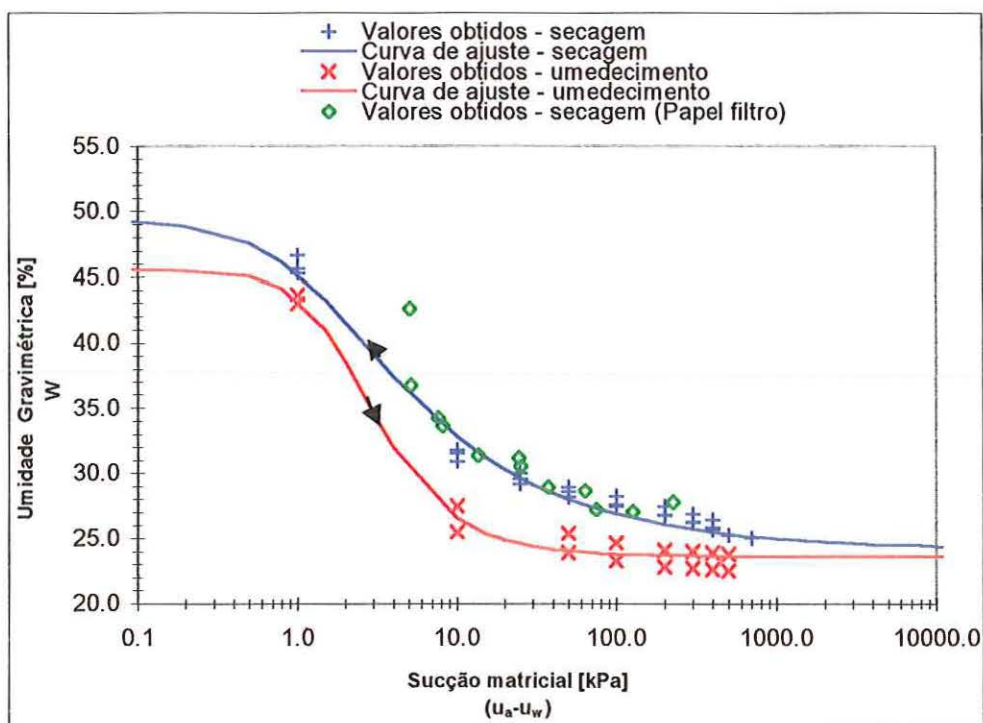


Figura 4.4b. Curvas de Retenção de Água (Sucção vs. Teor de Umidade Gravimétrica), por Secagem e Umedecimento para o Solo B a 0,45m de profundidade.

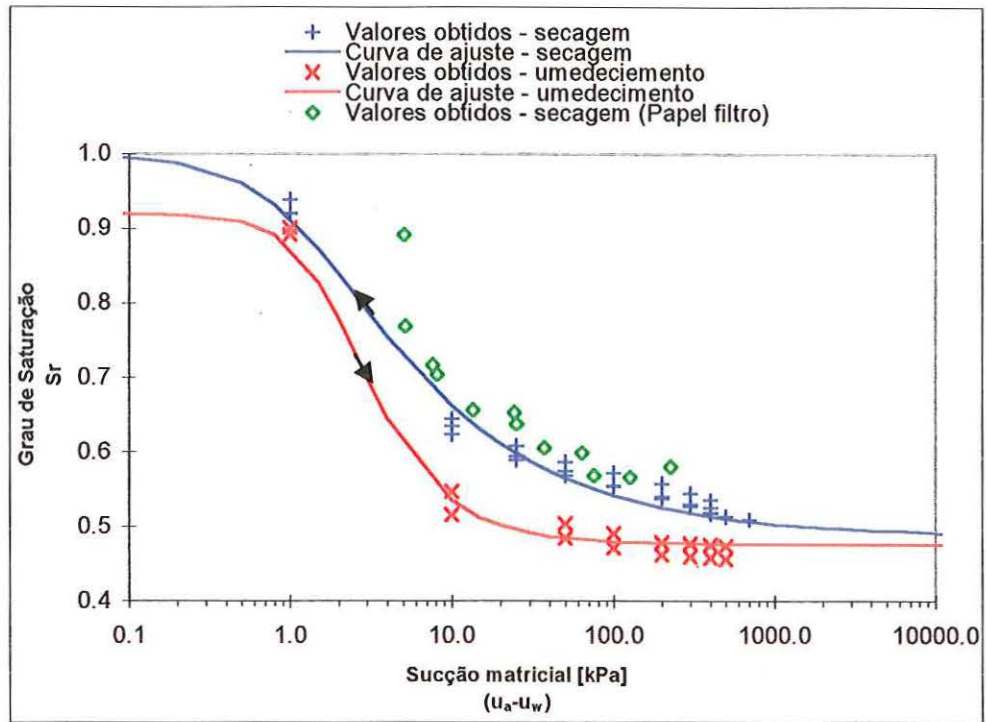


Figura 4.4c. Curvas de Retenção de Água (Sução vs. Grau de Saturação), por Secagem e Umedecimento para o Solo B a 0,45m de profundidade.

Tabela 4.3. Parâmetros das Equações de Regressão obtidas pelo programa CURVARET, para as Curvas de Retenção pelo processo de secagem de cada solo

SOLO		A		B
PROFUNDIDADE	m	0,30	1,50	0,45
α_v	cm^{-1}	0,0868	0,1542	0,0796
m	-	0,4076	0,3755	0,3374
n	-	1,6880	1,6012	1,5091
θ_r	cm^3/cm^3	0,1530	0,1560	0,5890
θ_s	cm^3/cm^3	0,4390	0,5210	0,5920
R^2		0,995	0,995	0,996

Tabela 4.4. Parâmetros das Equações de Regressão obtidas pelo programa CURVARET, para as Curvas de Retenção pelo processo de umedecimento de cada solo

SOLO		A		B
PROFUNDIDADE	m	0,30	1,50	0,45
α_v	cm^{-1}	0,0777	0,0922	0,0500
m		0,5457	0,5571	0,5537
n		2,2013	2,2577	2,2408
θ_r	cm^3/cm^3	0,1490	0,1590	0,2830
θ_s	cm^3/cm^3	0,3990	0,4610	0,5460
R^2		0,998	0,997	0,997

4.3 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NA CONDIÇÃO SATURADA EM LABORATÓRIO

Os ensaios de permeabilidade dos solos saturados foram realizados a carga constante.

Os corpos de prova foram talhados dos blocos indeformados em três direções diferentes e são apresentados da seguinte forma:

- X : sentido horizontal 1;
- Y : sentido horizontal 2;
- Z : sentido vertical.

As características dos corpos de prova dos solos estudados, e seus índices físicos determinados em três direções, antes de iniciar o ensaio de permeabilidade, são mostrados na Tabela 4.5.

As características dos corpos de prova são representadas por H (altura), D (diâmetro), A (área) e V (volume) e seus índices físicos por w (teor de umidade natural do solo), ρ (massa específica do solo), ρ_d (massa específica seca), e (índice de vazios) e S_r (grau de saturação).

Os resultados após ensaios da condutividade hidráulica saturada e seus índices físicos (w, S_r e ρ), determinados nas três direções, estão apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.5. Características e índices físicos dos corpos de prova antes do ensaio

SOLO	SENT.	H cm	D cm	A cm ²	M Kg	V cm ³	w %	ρ g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	Sr %
A Prof. (0,30m)	X	10,07	4,79	18,02	327,92	181,46	13,26	1,807	1,595	0,706	51
	Y	10,38	4,92	19,01	347,02	197,34	13,70	1,758	1,546	0,760	49
	Z	10,25	4,93	19,09	341,39	195,66	13,28	1,745	1,540	0,767	47
Média							13,41	1,770	1,560	0,744	49
A Prof. (1,50m)	X	10,34	4,80	18,10	303,65	187,11	16,26	1,623	1,396	0,955	47
	Y	10,21	4,87	18,63	303,69	190,18	17,01	1,594	1,362	1,001	46
	Z	10,18	4,97	19,40	322,95	197,49	17,23	1,635	1,395	0,956	49
Média							16,83	1,617	1,384	0,971	47
B Prof. (0,45m)	X	10,71	4,86	18,55	305,58	198,68	28,89	1,538	1,193	1,398	59
	Y	10,18	4,82	18,25	288,49	185,75	29,23	1,553	1,202	1,380	61
	Z	10,38	4,86	19,55	301,69	192,56	29,13	1,567	1,214	1,357	61
Média							29,08	1,553	1,203	1,378	60

Tabela 4.6. Parâmetros dos solos após o ensaio de permeabilidade

SOLO	Profundidade (m)	SENTIDO	k cm/s	w %	Sr %
A	0,30	X	$1,42 \times 10^{-3}$	24,47	98
		Y	$1,80 \times 10^{-3}$	25,61	98
		Z	$2,43 \times 10^{-3}$	27,71	100
Média			$1,88 \times 10^{-3}$	25,93	99
A	1,50	X	$1,94 \times 10^{-3}$	32,19	94
		Y	$6,14 \times 10^{-3}$	34,26	96
		Z	$5,65 \times 10^{-3}$	33,18	97
Média			$4,58 \times 10^{-3}$	33,21	96
B	0,45	X	$1,74 \times 10^{-3}$	47,99	98
		Y	$1,06 \times 10^{-3}$	48,08	100
		Z	$1,98 \times 10^{-3}$	46,37	98
Média			$1,59 \times 10^{-3}$	47,48	99

4.4 ENSAIOS COM O PERMEÂMETRO GUELPH PARA DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NA CONDIÇÃO SATURADA, POTENCIAL MATRICIAL DE FLUXO E O PARÂMETRO α , EM CAMPO

Os resultados dos ensaios nos locais A e B, através do permeâmetro Guelph, calculados a partir dos quatro métodos adotados, são mostrados nas Tabelas 4.7, 4.8, 4.9, onde são apresentados os resultados da média geométrica (\bar{X}_G) dos parâmetros condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}), potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}) e o parâmetro α e seus respectivos desvios padrão (s) e coeficiente de variação (CV).

Tabela 4.7. Valores médios de k_{fs} (cm/s), desvio padrão e coeficiente de variação obtidos para cada método a partir do permeâmetro Guelph

Local	A									B											
	0,30			1,00			1,50			De 0,30 até 1,50			0,45								
Profundidade (m)	8			4			8			20			22								
# Ensaios	8			-			-			8			1								
# Resultados negativos(*)	Método			\bar{X}_G			S			c.v			\bar{X}_G			S			c.v		
1 altura de carga	1,65x10 ⁻³	0,0010	60,6	1,34x10 ⁻³	0,0002	14,9	1,16x10 ⁻³	0,0005	43,1	1,40x10 ⁻³	0,0008	57,1	1,48x10 ⁻³	0,0004	27,0						
2 alturas de carga	-	-	-	2,73x10 ⁻³	0,0008	29,3	1,97x10 ⁻³	0,0012	60,9	2,24x10 ⁻³	0,0010	44,6	1,36x10 ⁻³	0,0006	44,1						
2 alturas de carga com escala heterogênea.	2,18x10 ⁻³	0,0011	50,5	1,55x10 ⁻³	0,0003	19,4	1,31x10 ⁻³	0,0006	45,8	1,70x10 ⁻³	0,0009	52,9	1,49x10 ⁻³	0,0004	26,8						
Philip	7,57x10 ⁻³	0,0045	59,4	9,40x10 ⁻³	0,0053	56,4	5,32x10 ⁻³	0,0023	43,2	7,06x10 ⁻³	0,0043	60,9	4,11x10 ⁻³	0,0027	65,7						

(*) Valores negativos obtidos para qualquer dos parâmetros quando usado o método das duas alturas de carga.

Tabela 4.8. Valores médios de ϕ_{Gm} (cm²/s), desvio padrão e coeficiente de variação obtidos por cada método a partir do permeâmetro Guelph

Local	A									B											
	0,30			1,00			1,50			de 0,30 até 1,50			0,45								
Profundidade (m)	8			4			8			20			22								
# Ensaios	8			-			-			8			1								
# Resultados negativos(*)	Método			\bar{X}_G			S			c.v			\bar{X}_G			S			c.v		
1 altura de carga	1,38x10 ⁻²	0,0081	58,7	1,12x10 ⁻²	0,0020	17,9	9,71x10 ⁻³	0,0042	43,3	1,17x10 ⁻²	0,0063	53,8	1,23x10 ⁻²	0,0031	25,2						
2 alturas de carga	-	-	-	5,69x10 ⁻³	0,0014	24,6	3,88x10 ⁻³	0,0029	74,4	4,52x10 ⁻³	0,0023	51,1	1,17x10 ⁻²	0,0047	40,2						
2 alturas de carga com escala heterogênea.	1,57x10 ⁻²	0,0086	54,8	1,24x10 ⁻²	0,0026	21,0	1,03x10 ⁻²	0,0045	43,7	1,29x10 ⁻²	0,0069	53,5	1,24x10 ⁻²	0,0032	25,8						
Philip	6,31x10 ⁻²	0,0375	59,4	7,83x10 ⁻²	0,0446	57,0	4,43x10 ⁻²	0,0190	42,9	5,89x10 ⁻²	0,0359	61,0	3,43x10 ⁻²	0,0225	65,6						

(*) Valores negativos obtidos para qualquer dos parâmetros quando usado o método das duas alturas de carga.

Tabela 4.9. Valores médios de $\alpha(\text{cm}^{-1})$ e desvio padrão obtido para o método das duas alturas de carga calculados a partir do permeâmetro Guelph

Local	A												B		
	0,30			1,00			1,50			de 0,30 até 1,50			0,45		
Profundidade (m)	8			4			8			20			22		
# Ensaios	8			-			-			8			1		
# Resultados negativos (*)	\bar{X}_G	S	c.v	\bar{X}_G	S	c.v	\bar{X}_G	S	c.v	\bar{X}_G	S	c.v	\bar{X}_G	S	c.v
Método	-	-	-	0,48	0,1637	34,1	0,51	0,6848	134,3	0,50	0,5348	107,0	0,12	0,1852	154,3

(*) Valores negativos obtidos para qualquer dos parâmetros quando usado o método das duas alturas de carga.

Nota 1: Para determinação do parâmetro α pelos outros métodos foi estimado por avaliação visual a partir da Tabela 2.5 e cujos resultados são mostrados na Tabela 4.2.

4.5 DETERMINAÇÃO DA FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A função condutividade hidráulica não saturada ($k(\psi)$), resultante das equações empíricas que correlacionam a função com a curva de retenção de água no solo medidos em laboratório são descritos a seguir.

- FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DA EQUAÇÃO EMPÍRICA DE VAN GENUCHTEN (1980)

As curvas da função condutividade hidráulica não saturada ($k(\psi)$), pelos processos de secagem e umedecimento dos solos A, B estudados, são mostrados nas Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 respectivamente. A equação que descreve cada curva está baseada no modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980). Os parâmetros das equações são os mesmos mostrados nas Tabelas 4.3 e 4.4, determinados por ajuste de pontos para a curva de retenção de água no solo.

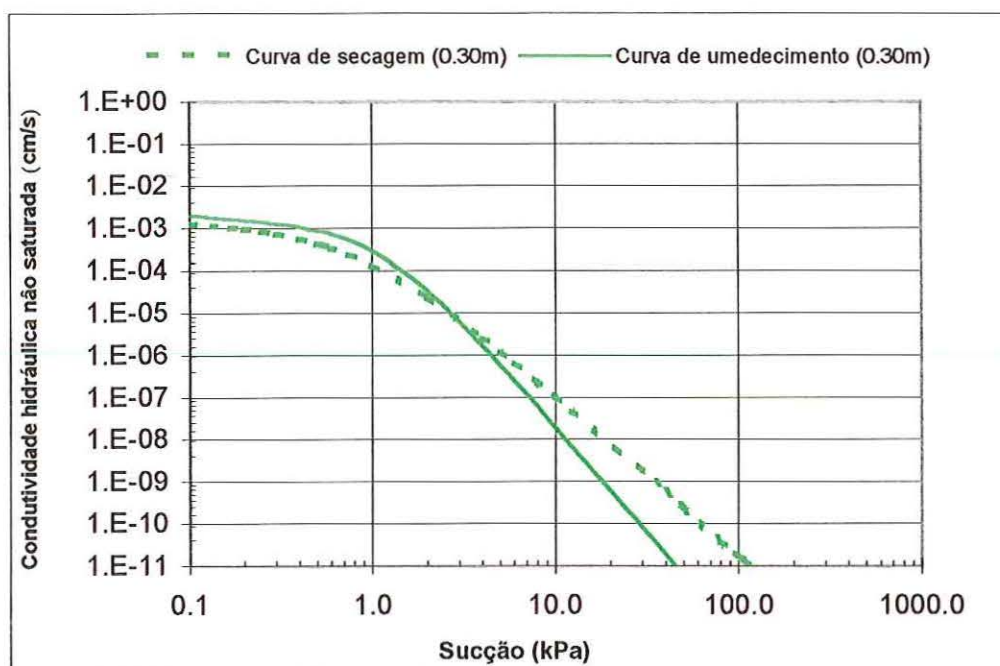


Figura 4.5. Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980), pelos processos de umedecimento e secagem para o Solo A a 0,30m de profundidade.

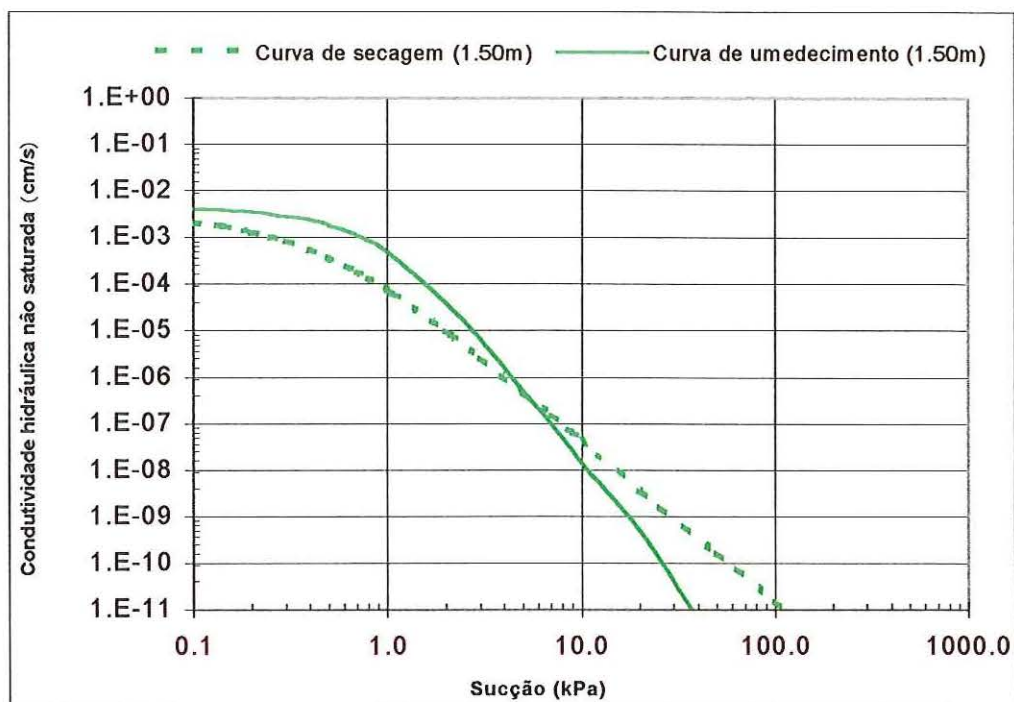


Figura 4.6. Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980), pelos processos de umedecimento e secagem para o Solo A a 1,50m de profundidade.

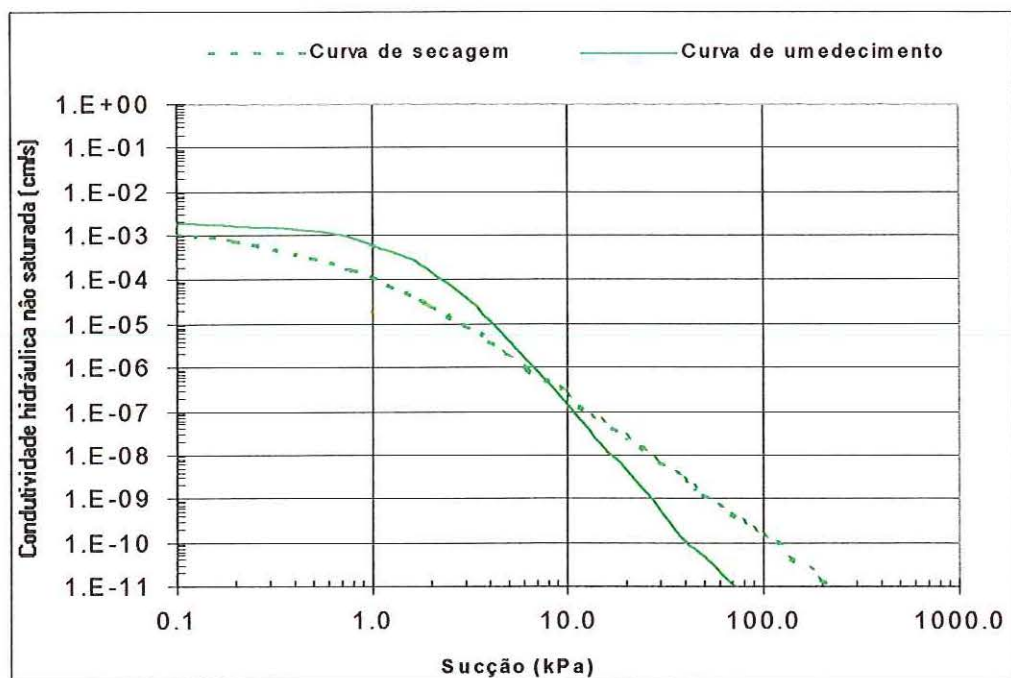


Figura 4.7. Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980), pelos processos de umedecimento e secagem para o Solo B a 0,45m de profundidade.

- FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DA EQUAÇÃO EMPÍRICA DE GARDNER (1958)

As curvas da função condutividade hidráulica não saturada ($k(\psi)$), pelos processos de secagem e umedecimento dos solos A e B estudados, são mostradas nas Figuras 4.8, 4.9 e 4.10 respectivamente.

Os parâmetros condutividade hidráulica saturada (k) e α utilizados nestas equações correspondem a:

O valor médio da condutividade hidráulica saturada (k), de laboratório para cada solo, são obtidos da Tabela 4.6. O valor do parâmetro α foi obtido a partir dos valores α_v , m e n das Tabelas 4.3 e 4.4 (processos de secagem e umedecimento) com a solução da equação (2.50), cujos resultados são apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10. Valores α obtidos pela equação (2.50) para os processos de secagem e umedecimento em laboratório

Solo	Profund. (m)	$\alpha(\text{cm}^{-1})$	
		Secagem	Umedecimento
A	0,30	0,288	0,170
	1,50	0,578	0,174
B	0,45	0,352	0,107

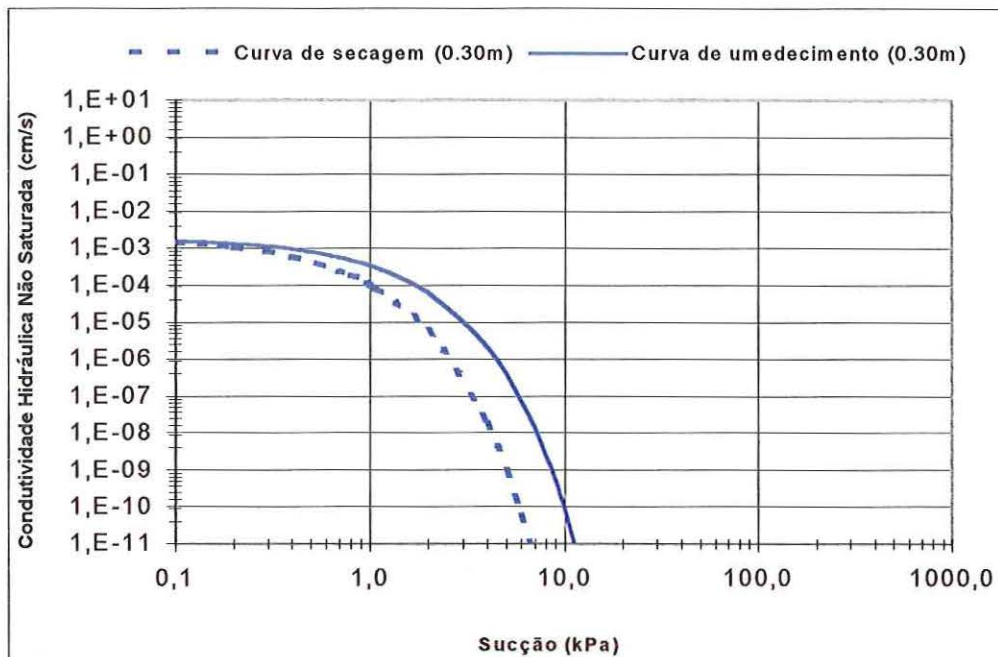


Figura 4.8. Função Condutividade Hidráulica Não Saturada baseadas no modelo empírico de GARDNER (1958), para os processos de secagem e umedecimento do Solo A a 0,30m de profundidade.

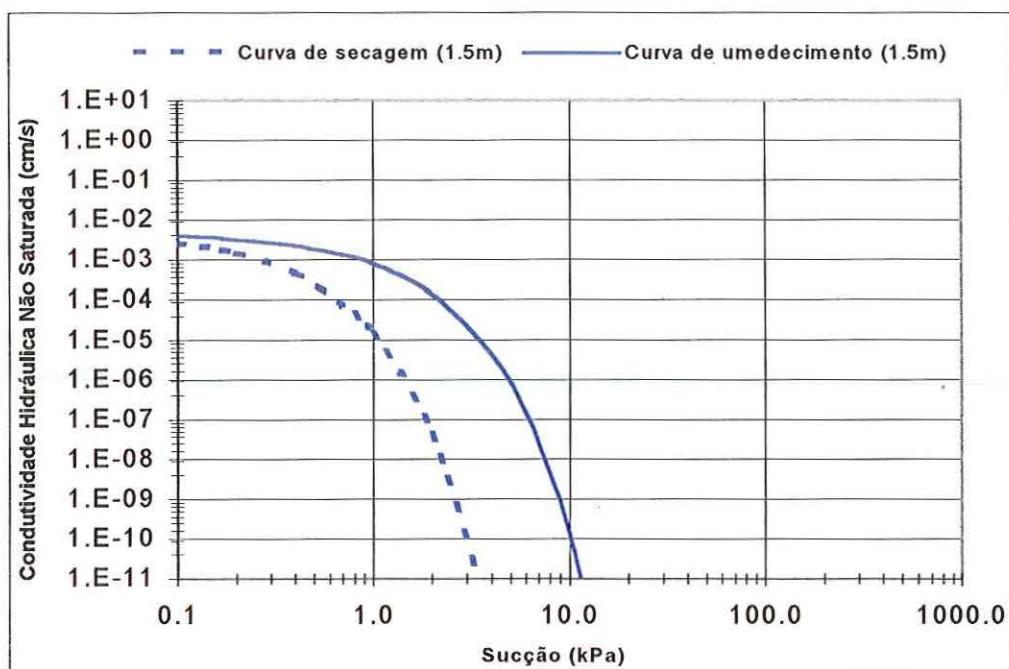


Figura 4.9. Função Condutividade Hidráulica Não Saturada baseadas no modelo empírico de GARDNER (1958), para os processos de secagem e umedecimento do Solo A a 1,50 de profundidade.

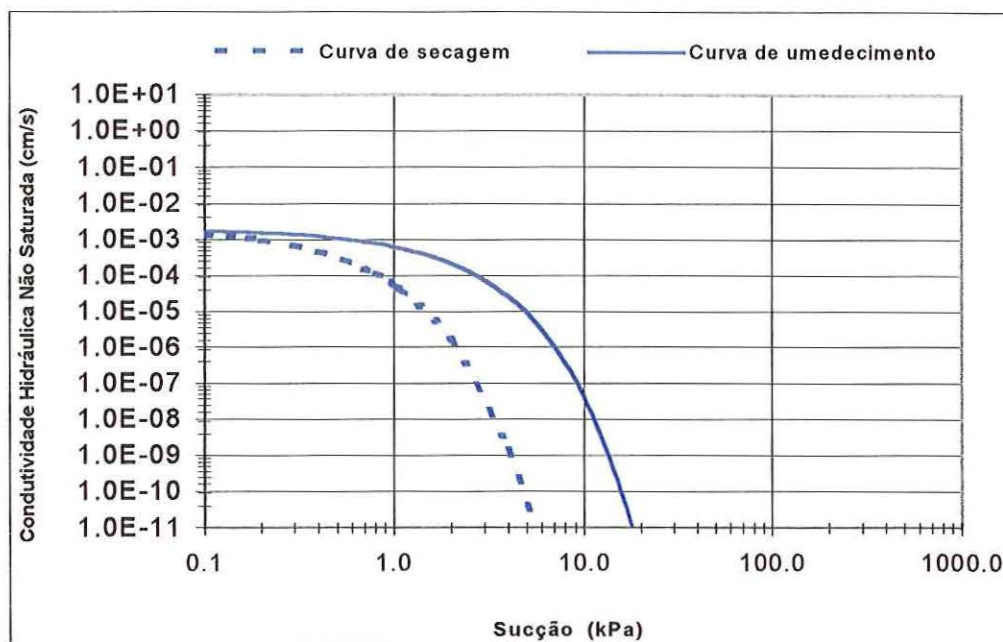


Figura 4.10. Função Condutividade Hidráulica Não Saturada baseadas no modelo empírico de GARDNER (1958), para os processos de secagem e umedecimento do Solo B a 0,45m de profundidade.

4.7 DETERMINAÇÃO DA FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO COM O PERMEÂMETRO GUELPH

Para a determinação das curvas da função condutividade hidráulica não saturada ($k(\psi)$), baseadas no modelo empírico de GARDNER (1958) para o processo de umedecimento obtidas em campo para os solos A, B estudados, foram feitas algumas considerações.

Na equação (2.45) da função o parâmetro α influi diretamente na condutividade hidráulica não saturada. Este parâmetro só pode ser calculado através do método das duas alturas de carga ou inferido a partir de observações de campo para os métodos restantes, portanto, os resultados foram agrupados convenientemente segundo o método de cálculo e a partir deles traçaram-se para cada local duas curvas da função, da seguinte forma:

- 1 - Curva da função $k(\psi)$, utilizando os parâmetros médios de k_{fs} e α , obtidos pelo método das duas alturas de carga onde o parâmetro α determinou-se a partir do ensaio.
- 2 - Curva da função $k(\psi)$, utilizando os parâmetros médios de k_{fs} e α , obtidos pelo valor médio dos 3 métodos restantes (uma altura de carga constante; duas altura de

carga com escala heterogênea e PHILIP (1985)), onde o parâmetro α estimou-se independentemente por avaliação visual no campo (Tabela 4.2) para o cálculo dos demais parâmetros. Isto devido a que os 3 métodos reproduzem valores de condutividade vs sucção muito próximos.

As curvas resultantes foram determinadas em cada local para cada profundidade ensaiada da seguinte forma:

Para o local A: a 0,30m e 1,50m de profundidade e para o valor médio dos resultados dos ensaios realizados desde 0,30m até 1,50m que correspondem às Figuras 4.11, 4.12 e 4.13 respectivamente.

Para o local B: à profundidade de 0,45m que corresponde a Figura 4.14.

A Tabela 4.11, mostra os parâmetros k_{fs} e α , da equação da função (2.45), agrupados convenientemente e que descrevem as curvas determinadas para cada local como se mostra a continuação;

Tabela 4.11. Parâmetros k_{fs} , e α médios obtidos: pelo método das duas alturas de carga e pela média dos métodos restantes para cada local

Local	A						B	
	0.30		1.50		de 0.30 até 1,50		0.45	
Método	k_{fs} (cm/s)	α (cm ⁻¹)	k_{fs} (cm/s)	α (cm ⁻¹)	k_{fs} (cm/s)	α (cm ⁻¹)	k_{fs} (cm/s)	α (cm ⁻¹)
Duas alturas de carga	-	-	$1,97 \times 10^{-3}$	0,51	$2,24 \times 10^{-3}$	0,50	$1,36 \times 10^{-3}$	0,12
Média dos métodos restantes	$3,80 \times 10^{-3}$	0,12	$2,60 \times 10^{-3}$	0,12	$3,39 \times 10^{-3}$	0,12	$2,36 \times 10^{-3}$	0,12

Nota: Valores de k_{fs} obtidos a partir das Tabelas 4.7 e de α a partir das Tabelas 4.2 e 4.9;

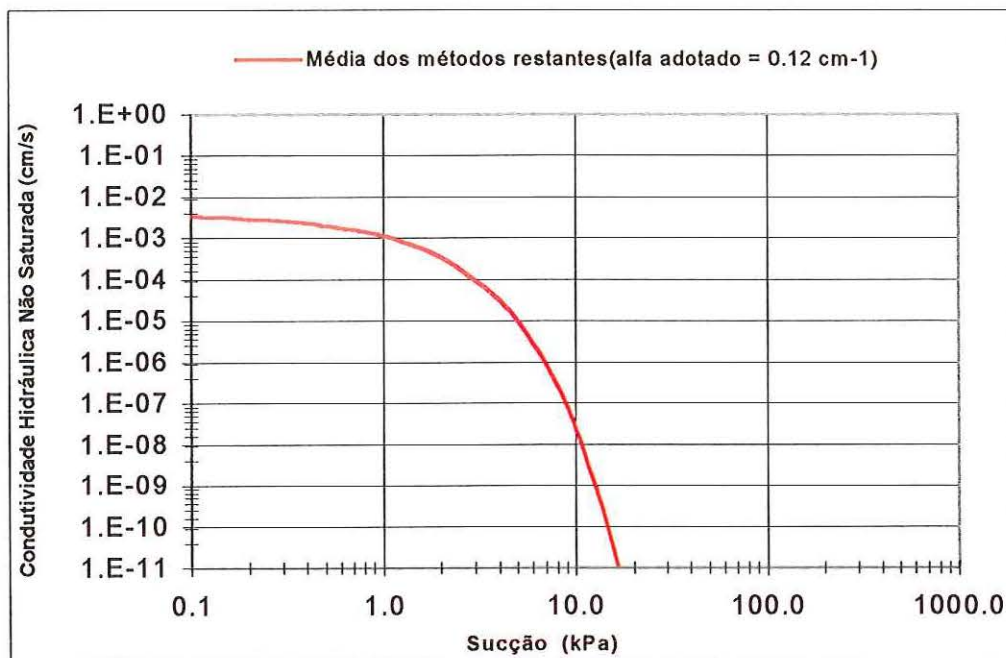


Figura 4.11. Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o local A a 0,30m de profundidade.

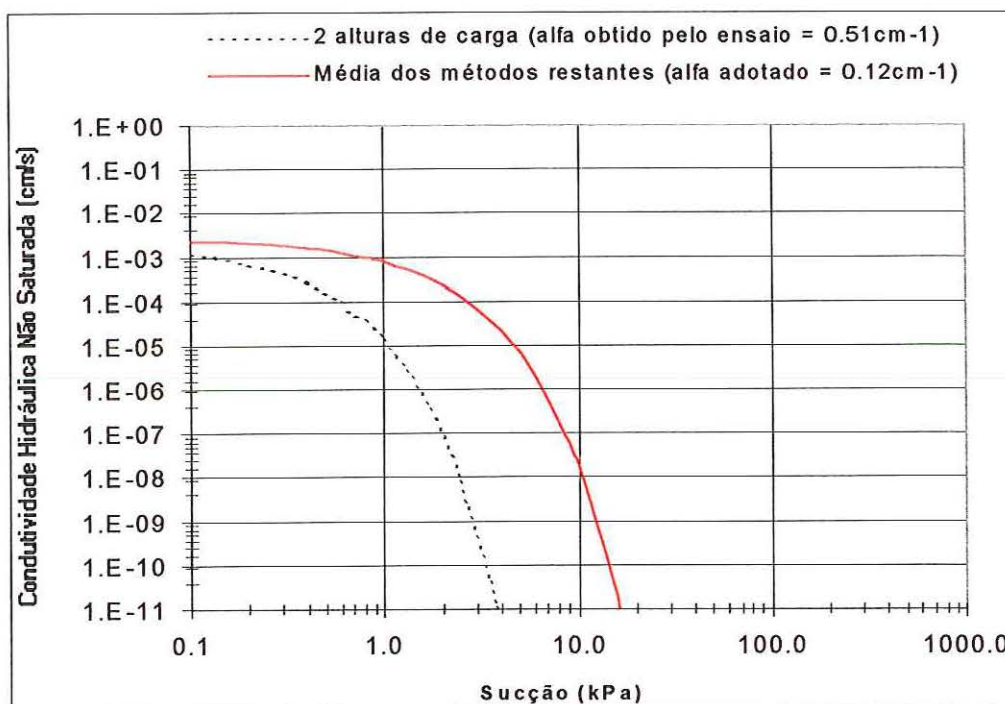


Figura 4.12. Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o local A a 1,50m de profundidade.

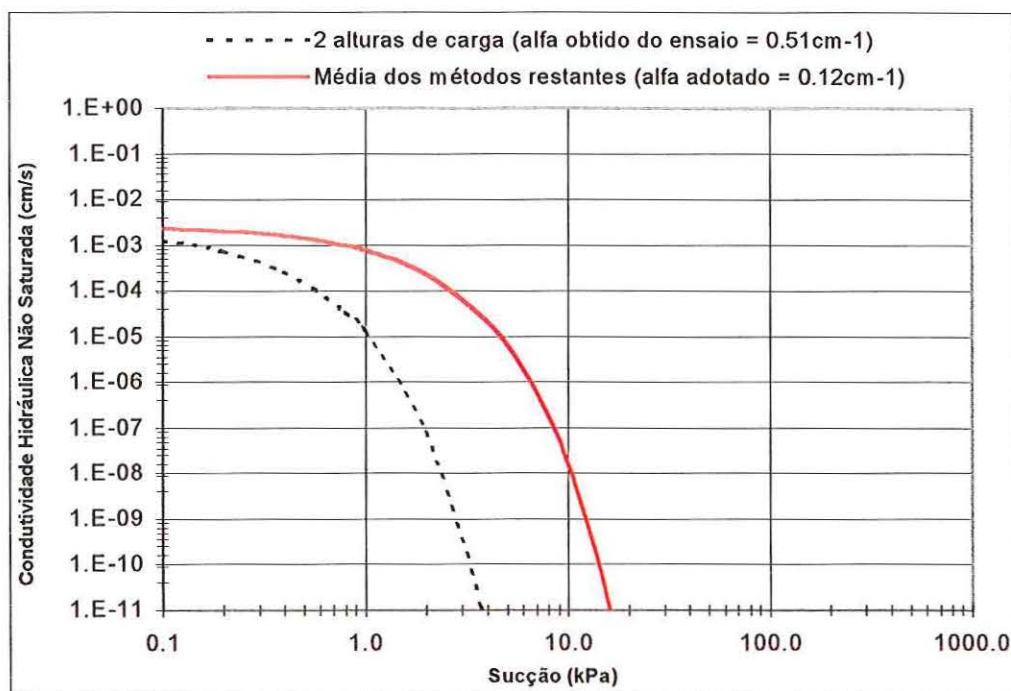


Figura 4.13. Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o local A, para todo o perfil.

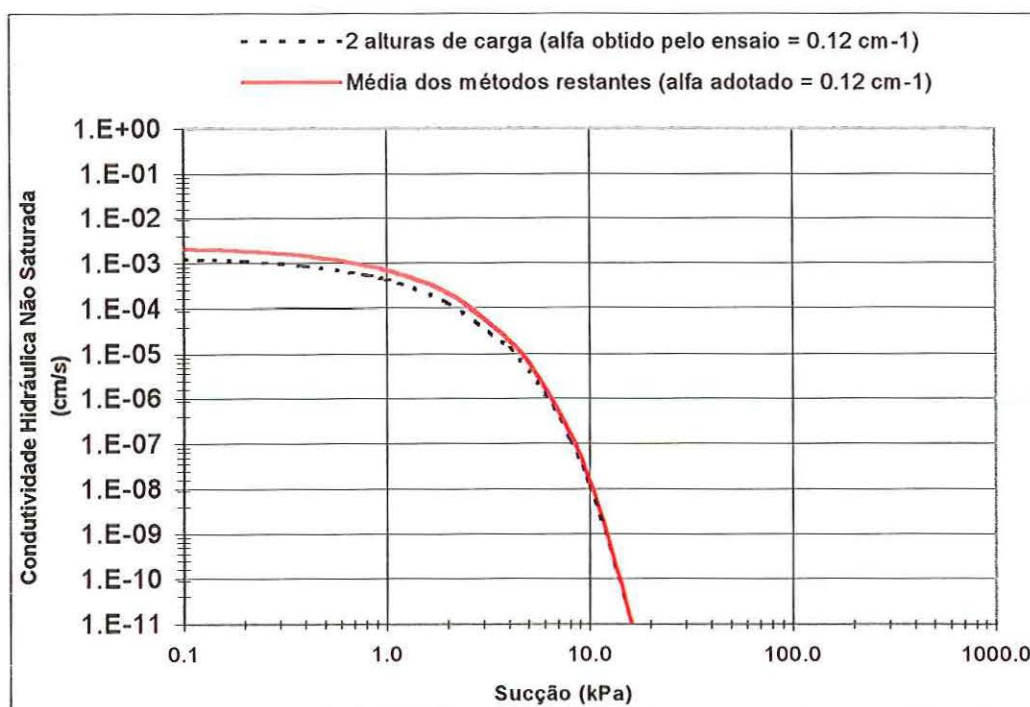


Figura 4.14. Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o local B a 0,45m de profundidade.

4.8 COMPARAÇÃO ENTRE A FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA OBTIDAS A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO COM O PERMEÂMETRO GUELPH E DOS MÉTODOS INDIRETOS PROVENIENTES DE LABORATÓRIO.

Nas Figuras 4.15 e 4.16 mostram-se os valores da função condutividade hidráulica ($k(\psi)$), para o solo estudado no local A nas profundidades de 0,30m e 1,50m respectivamente, enquanto na Figura 4.17 para o solo do local B na profundidade de 0,45m. Nestas, são comparados os valores da condutividade hidráulica vs sucção para o processo de umedecimento (ou infiltração) obtidas a partir de ensaios de campo com o permeâmetro Guelph, com as obtidas a partir dos métodos indiretos provenientes de ensaios com câmaras de pressão em laboratório.

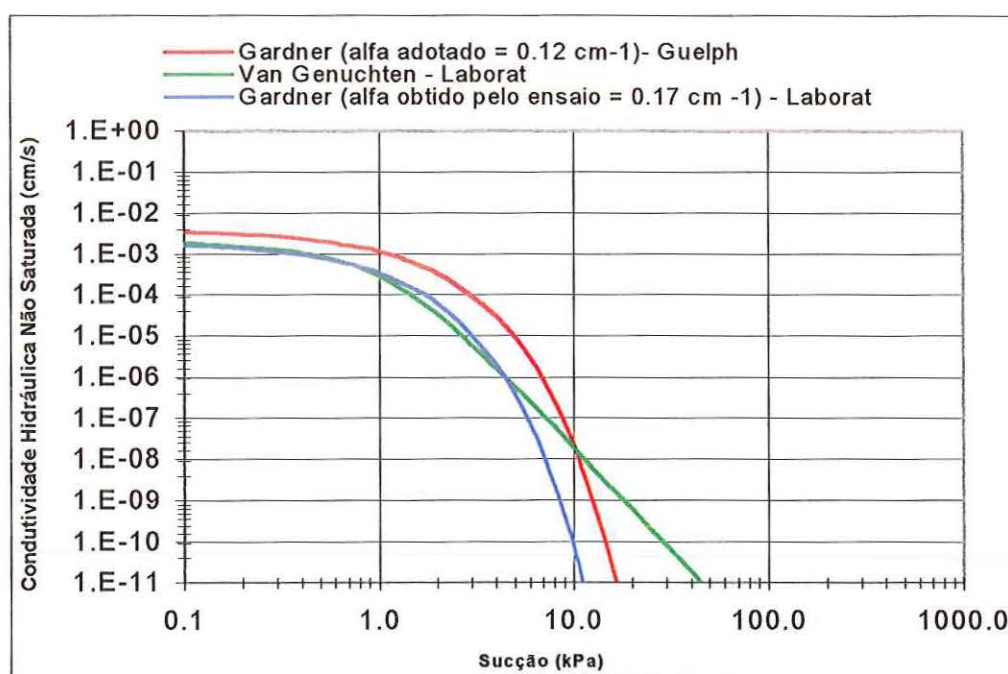


Figura 4.15. Curvas da Função Condutividade Hidráulica para os processo de umedecimento (ou infiltração), obtidas por métodos de campo (método do permeâmetro Guelph) e indireto de laboratório no solo do local A a 0,30m de profundidade.

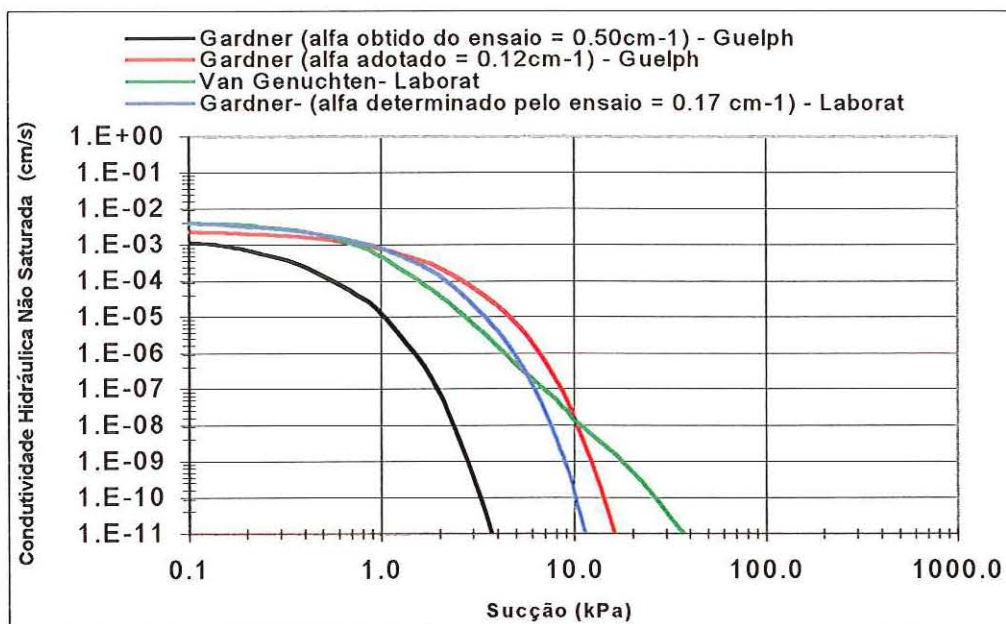


Figura 4.16. Curvas da Função Condutividade Hidráulica para os processo de umedecimento (ou infiltração), obtidas por métodos de campo (método do permeâmetro Guelph) e indireto de laboratório no solo do local A a 1,50m de profundidade.

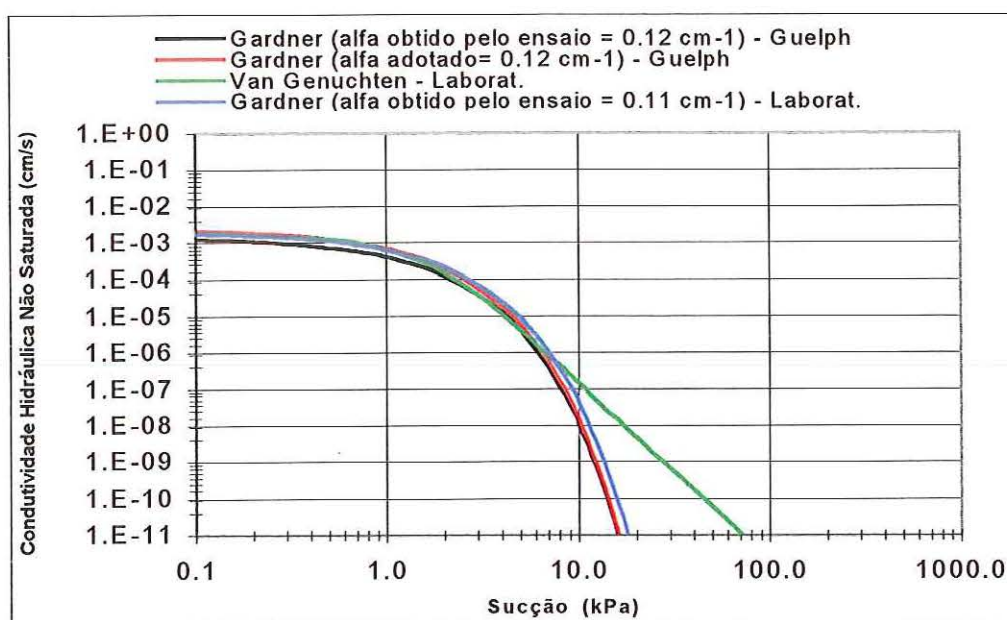


Figura 4.17. Curvas da Função Condutividade Hidráulica para os processo de umedecimento (ou infiltração), obtidas por métodos de campo (método do permeâmetro Guelph) e indireto de laboratório no solo do local B a 0,45m de profundidade.

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Apresenta-se neste capítulo a análise dos resultados dos ensaios realizados em laboratório e em campo. Também são analisados os resultados obtidos das funções da condutividade hidráulica não saturada a partir destes ensaios.

5.1 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

A partir das curvas de retenção de água determinadas utilizando ensaios de funil de placa porosa e câmaras de pressão, obtidas para o solo A e B (Figuras 4.2, 4.3 e 4.4), observa-se que para o mesmo valor de sucção os solos mais argilosos possuem maior capacidade de retenção de água que os solos arenosos, seja pelo processo de umedecimento ou secagem.

As curvas do solo A para as amostras retiradas a 0,30m e 1,50m mostraram-se típicas dos solos arenosos, isto é, uma grande variação do teor de umidade para baixas sucções (entre 1 e 10 kPa) para os processos de umedecimento e secagem. A partir dos valores de sucção de 10 kPa, o teor de umidade (w) não varia significativamente e não ultrapassa 5% em ambos processos.

A curva para a amostra a 0,30m, mostrou que para os mesmos valores de sucção a umidade de retenção é um tanto menor quando comparada com a obtida a 1,5m de profundidade. A diferença entre teores de umidades (w) de saturação foi de aproximadamente 10%, (Figura 4.2b e 4.3b) nos processos de umedecimento e secagem e à medida que aumenta a sucção a diferença praticamente inexistente.

Apesar do solo B ser mais fino (Argila siltosa) do que o solo A (Areia argilosa), mostrou uma curva de retenção similar. Esperava-se um comportamento típico dos solos argilosos com menor variação do teor de umidade para sucções baixas, porém,

provavelmente apresenta esta similaridade por possuir um alto índice de vazios ($e = 1,38$, Tabela 4.1), e uma macroporosidade, observada em campo, similar a do solo A (Tabela 4.2).

Observando-se os valores de variação do teor de umidade em função da sucção obtidos pelo processo de secagem para os solos A e B mostradas nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4, a partir do método do papel filtro, verifica-se que estes são próximos aos determinados pelos métodos do funil e da câmara de pressão.

Os resultados do método do papel filtro não são incluídos na determinação da curva de ajuste, por terem sido realizados para fins comparativos, como para verificar os resultados da curva de retenção por um método alternativo. Disto conclui-se que as curvas de retenção mostram-se coerentes e o método alternativo é uma boa opção.

5.2 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NA CONDIÇÃO SATURADA EM LABORATÓRIO

Para cada solo em estudo A e B, observou-se que os valores das condutividades hidráulicas nas três direções foram similares (Tabela 4.6). Portanto, assumindo-se que não ocorre uma anisotropia em relação à permeabilidade optou-se por tomar os valores médios para cada solo.

Dos resultados, verifica-se que os três solos estudados possuem valores de condutividade hidráulica saturada média similares.

Analisando os valores encontrados no solo a diferentes profundidades pode-se notar que a condutividade a 0,30m ($1,88 \times 10^{-3} \text{cm/s}$) é um tanto menor do que a condutividade encontrada a 1,50m ($4,58 \times 10^{-3} \text{cm/s}$). Isto talvez pelo fato de que a 0,30m da superfície determinou-se uma massa específica do solo maior e índice de vazios menor (Tabela 4.5) por este encontrar-se mais compacto, possivelmente devido a área no campo experimental de fundações (USP) ter estado sujeita à passagem de maquinaria pesada.

O solo B (Argila siltosa) deveria apresentar um valor de condutividade hidráulica menor do que o solo A (Areia argilosa), característico dos solos finos, porém, seu alto índice de vazios (Tabela 4.5), e o grau de macroporosidade (Tabela 4.2) avaliado em campo e classificado como “moderado ou médio” mostram que trata-se de uma argila porosa, o que provavelmente tornou a condutividade hidráulica ($1,59 \times 10^{-3} \text{cm/s}$) similar ao do solo arenoso do local A .

5.3 ENSAIOS COM O PERMEÂMETRO GUELPH PARA DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NA CONDIÇÃO SATURADA, POTENCIAL MATRICIAL DE FLUXO E O PARÂMETRO α , EM CAMPO

5.3.1. Influência do Método de Cálculo na Condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs})

Os resultados obtidos para o solo A mostraram que, qualquer que seja o método de cálculo, os valores de k_{fs} situaram-se praticamente entre 10^{-3} e 10^{-2} cm/s para as três profundidades ensaiadas. Nota-se também que o mesmo ocorre para o solo B (Tabela 4.7).

O coeficiente de variação (CV) mostrou valores da ordem do 60%, isto sugere que as variações registradas nas medições são relativamente moderadas devido a que segundo LEE, WHITE e INGLES (1983) podem ser da ordem do 200 a 300%.

As pequenas diferenças notadas entre os diferentes métodos de abordagem podem ser assim resumidas:

Valores menores de k_{fs} , e desvio padrão no método de uma altura de carga e grande aproximação com o método das duas alturas de carga com escala heterogênea.

Valores médios de k_{fs} , e desvio padrão no método das duas alturas de carga. Entretanto no solo A a 0,30m não foi possível a determinação de k_{fs} devido a valores negativos de ϕ_{Gm} calculados que invalidam qualquer resultado do ensaio. Esses resultados foram também observados por outros autores (KANWAR *et al.*, 1989; ELRICK e REYNOLDS, 1992; BELL e SCHOFIELD, 1990).

O cálculo baseado no modelo teórico de PHILIP (1985), apresenta o valor máximo de k_{fs} e desvio padrão, embora próximos aos calculados com o modelo teórico de REYNOLDS e ELRICK (1985). Esta tendência também foi encontrada por CUNHA (1997).

Os valores médios de k_{fs} mostrados na Tabela 4.7, obtidos através do permeâmetro Guelph, verificaram-se muito próximos aos da condutividade hidráulica saturada média obtida em laboratório (k) e mostrada na Tabela 4.6 para cada solo estudado. Nesta comparação quando ocorre $k_{fs} < k$, STEPHENS *et al.*, (1987), atribuem estas diferenças ao “ar preso” que fica no solo no processo de infiltração durante a execução do ensaio no campo.

As variações nos resultados poderiam ser influenciados além dos métodos de cálculo, pela variação do teor de umidade. O solo A a 1,50m de profundidade, mais úmido e com maior índice de vazios do que o solo a 0,30m de profundidade (Tabela 4.1) forneceu

valores ligeiramente menores de condutividade hidráulica saturada. Isto possivelmente ocorreu por uma compactação na base do furo de sondagem, facilitada pela maior umidade do solo durante o processo de tradagem.

BAGARELLO e PROVENZANO (1996), determinaram para ensaios com o permeâmetro Guelph valores significativamente menores de k_{fs} para o mesmo solo após umedecimento.

5.3.2. Influência do Método de Cálculo do Potencial Matricial de Fluxo (ϕ_{Gm})

Nos solos A e B foram obtidos valores com praticamente a mesma ordem de grandeza (10^{-2} cm²/s) para os diferentes métodos de cálculo, com exceção do método das duas alturas de carga que mostrou valores da ordem de 10^{-3} cm/s para o solo A (Tabela 4.8) e a 0,30m, foram encontrados valores negativos para ϕ_{Gm} .

Segundo REYNOLDS e ELRICK (1986), variações nos resultados ou resultados negativos de k_{fs} ou ϕ_{Gm} devem-se a que o uso das equações simultâneas supõe nas duas medições, bulbos de umedecimento, homogêneos e esferoidais. Portanto, se o solo apresenta uma maior heterogeneidade, produto da macroporosidade entre uma medição e outra, os valores de k_{fs} ou ϕ_{Gm} são afetados.

Os valores do desvio padrão e o coeficiente de variação mostraram-se na maioria das vezes menores no local B. Isto poderia atribuir-se a um maior grau de heterogeneidade no local A não percebida simplesmente por avaliação visual e que influencia nas medições em campo.

Outro fato poderia ser a aplicação da maior ou menor altura H. Segundo ELRICK *et al.*, (1989), a maior altura H aplicada no ensaio, contribui para um melhor resultado de k_{fs} , enquanto menores alturas H contribuem para uma melhor medida de ϕ_{Gm} em campo. No local A foram utilizadas nas medições, alturas entre 5 a 12cm, e no local B entre 5 a 7cm.

5.3.3. Influência do Método de Cálculo no parâmetro α

Este parâmetro é calculado através do método de duas alturas de carga ou inferido a partir de observações de campo (Tabela 2.5). Alternativamente, pode ser obtido indiretamente em laboratório através dos ensaios de câmara de pressão.

No local A, quando obtido *in situ* (Tabela 4.9) observa-se um valor quase constante com a profundidade ($\alpha = 0,50$ cm⁻¹), que não está coerente com o inferido em campo ($\alpha = 0,12$ cm⁻¹) como é mostrado na Tabela 4.2.

Os valores obtidos em laboratório pelo processo de umedecimento ou infiltração (Tabela 4.10) para o solo A, nas profundidades de 0,30 e 1,50m, mostraram-se próximos aos inferidos em campo (0,17 e 0,12 cm^{-1} , respectivamente). No entanto, o método das duas alturas de carga forneceu um valor (0,50 cm^{-1}) que é aproximadamente três vezes os valores anteriormente citados.

Para o solo B, o valor α obtido pelo ensaio de campo foi exatamente igual ao observado (0,12 cm^{-1}) e o resultado em laboratório foi muito próximo (0,11 cm^{-1}).

Estes resultados sugerem que os valores sugeridos por ELRICK *et al* (1989) na Tabela 2.5 são coerentes e que é possível obter um parâmetro α medido através de ensaios provenientes de campo ou laboratório, embora a medição direta no campo poderia reproduzir melhor este parâmetro, que afeta diretamente o valor da condutividade hidráulica não saturada.

No entanto, a medição direta no campo (método das duas alturas de carga) é resultado da relação (2.47) onde k_{fs} e ϕ_{Gm} , na maioria das vezes são mal condicionados pela heterogeneidade do solo. Assim, os valores negativos de ϕ_{Gm} encontrados no local A acusam a grande variação dos resultados e portanto a maior heterogeneidade deste solo quando comparado com o solo do local B.

5.4 DETERMINAÇÃO DA FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

5.4.1 FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DA EQUAÇÃO EMPÍRICA DE VAN GENUCHTEN (1980)

Os gráficos das curvas da função condutividade hidráulica pelos processos de secagem e umedecimento do solo A para as amostras retiradas a 0,30 e 1,50m de profundidade (Figuras 4.5 e 4.6 respectivamente), e para o solo B a 0,45m (Figura 4.7), mostram como esperado, que a condutividade hidráulica decresce com o aumento da sucção.

O valor da condutividade hidráulica por umedecimento é maior quando comparado com o obtido por secagem para o mesmo valor de sucção. Esta tendência ocorre até valores de sucção de 2,5 e 4,5 kPa para as profundidades de 0,30 e 1,50m respectivamente no solo do local A e até 8,0 kPa para o solo do local B a 0,45m de profundidade.



Discordantemente, para maiores valores de sucção a condutividade hidráulica por umedecimento passa a ser menor.

Segundo AMRAOUI, MASROURI e TISOT (1998), o modelo de VAN GENUCHTEN (1980), quando usado na determinação da função $k(\psi)$, não fornece um bom ajuste com os valores reais da condutividade hidráulica e diverge com o aumento da sucção devido a que o parâmetro m ($m=1-1/n$) a que está sujeito não é flexível. Adicionalmente esta equação utiliza os parâmetros θ_s , θ_r e n , do ajuste da curva de retenção, onde θ_r é obtido por extrapolação e n depende da forma da curva.

Quando comparadas as curvas da função $k(\psi)$ obtidas para as duas profundidades no solo do local A, verifica-se que para o mesmo valor de sucção as condutividades hidráulicas são muito próximas nos processos de umedecimento e secagem. O mesmo ocorre quando estas curvas são comparadas com a obtida para o solo do local B, o que demonstra que em ambos locais estes solos apresentam características hidráulicas similares.

5.4.2 FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DA EQUAÇÃO EMPÍRICA DE GARDNER (1958)

Os gráficos das curvas da função condutividade hidráulica pelos processos de secagem e umedecimento das amostras retiradas do local A a 0,30 e 1,50m de profundidade (Figuras 4.8, 4.9 respectivamente) e para o solo do local B a 0,45m (Figura 4.10), mostram que o valor da condutividade hidráulica obtida pelo processo de umedecimento é maior quando comparado com o obtido por secagem para um mesmo valor de sucção. Esta tendência é menor para baixos valores de sucção e maior com o respectivo aumento de sucção.

De outro lado, através dos valores de α correspondentes a cada função e que foram obtidos indiretamente através da curva de retenção de cada solo (solução de equação 2.50) para os processos de umedecimento e secagem (Tabela 4.10) verificou-se o seguinte:

- No solo do local A, a 0,30 e 1,50m de profundidade, os valores obtidos para α no processo de umedecimento são muito próximos, devendo portanto também as curvas da função $k(\psi)$ serem praticamente coincidentes. Isto não ocorre com o solo B que possui um α menor mostrando valores de condutividade hidráulica ligeiramente maiores às do solo A na mesma faixa de sucção.

- No solo do local A, a 0,30m de profundidade, o valor de α obtido é próximo ao do solo B no processo de secagem da mesma forma que as curvas da função $k(\psi)$. Isto não

ocorre com o solo A a 1,50m de profundidade que possui um α maior mostrando valores de condutividade hidráulica menores do que os primeiros na mesma faixa de sucção.

Comparados ambos métodos utilizados, a equação empírica de VAN GENUCHTEN (1980) fornece resultados próximos aos de GARDNER (1958) para quando o solo se encontra praticamente saturado, ou seja para sucções muito baixas (entre 5 a 10 kPa). Com aumento da sucção, os valores da função condutividade hidráulica a partir de VAN GENUCHTEN (1980) se afastam e os valores da condutividade hidráulica provenientes de GARDNER (1958) passam a ser menores.

A diferença observada nos valores da função condutividade hidráulica por este método deve-se a que sua equação empírica utiliza três parâmetros (θ_s , θ_r e m) determinados a partir da curva de retenção onde os dois primeiros denotam o início e final da curva e o terceiro depende da forma da mesma. Já no método de GARDNER (1958), a função depende unicamente do valor de α , onde os valores de condutividade vs sucção obedecem a hipótese de que a trajetória segue uma tendência exponencial.

5.5 DETERMINAÇÃO DA FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO COM O PERMEÂMETRO GUELPH

Os gráficos das curvas da função condutividade hidráulica pelo processo de umedecimento para os solos ensaiados no local A nas profundidades de 0,30 e 1,50m (Figuras 4.11, 4.12 respectivamente) e no local B a 0,45m (Figura 4.14), mostram como esperado, que a condutividade hidráulica decresce com o aumento da sucção.

Para o solo A ensaiado nas profundidades de 0,30 e 1,50m os valores da condutividade hidráulica vs sucção, resultaram muito próximos para os métodos de cálculo onde adotou-se α igual a $0,12 \text{ cm}^{-1}$ (Tabela 4.11). Isto não ocorre com o solo ensaiado a 1,50m quando α , determinado pelo ensaio, resultou igual a $0,51 \text{ cm}^{-1}$, o que reduz os valores de condutividade hidráulica quando comparado a $\alpha = 0,12 \text{ cm}^{-1}$.

A equação de GARDNER (1958), utilizada para retratar a função condutividade hidráulica a partir dos ensaios de campo, fornece menores valores à medida que α cresce. Fisicamente isto pode ser interpretado como: um solo com maior valor de α possui uma maior macroporosidade, onde os efeitos matriciais deste (sucção ou potencial matricial de fluxo) são menos atuantes, o que implica uma grande diminuição da condutividade

hidráulica com pequenas mudanças de sucção. Isto também é válido para os valores da condutividade hidráulica *vs* sucção provenientes de laboratório.

No solo B ensaiado a 0,45m os valores da condutividade hidráulica *vs* sucção resultaram muito próximos qualquer que seja o método de cálculo, devido a que o valor α determinado no ensaio foi igual ao adotado ($0,12 \text{ cm}^{-1}$, Tabela 4.11).

A similaridade encontrada entre os valores da condutividade hidráulica *vs* sucção nos locais A e B, quando o parâmetro α é adotado no campo por avaliação visual, sugere que estes solos possuem propriedades hidráulicas similares. Apesar destes solos apresentarem texturas diferentes, esta semelhança deve estar associado à macroporosidade desses solos, aparentemente muito parecidas e, obviamente, aos valores da condutividade hidráulica saturada, que são muito próximos.

A função condutividade hidráulica, obtida a partir de ensaios de campo, resultou praticamente equivalente às funções obtidas através dos métodos indiretos de VAN GENUCHTEN (1980) e de GARDNER (1958), para sucções de até 10 kPa. Esta equivalência foi grandemente determinada pelo parâmetro α que resulta praticamente igual, quer inferido de campo, calculado a partir das curvas de retenção ou calculado através dos resultados do permeâmetro Guelph.

A única exceção ocorreu com o solo A, a 1,50m de profundidade, com o método das duas alturas de carga que forneceu valores de α maiores. Isto possivelmente por uma macroestrutura do solo não avaliada convenientemente por simples observação no campo (fraturas no solo, formigueiros, furos de raízes) e que não são levadas em conta nos ensaios de laboratório por não abranger um volume maior de solo.

Outro fator possivelmente deve-se ao indicado no item 5.3.3 onde no método de duas alturas de carga tem-se uma maior variação dos resultados de k_{fs} e ϕ_{Gm} no solo A. Isto mostra que se trata de um solo mais heterogêneo o que afeta em grande escala o parâmetro α e por extensão os resultados da condutividade hidráulica *vs* sucção.

A Figura 5.1, mostra para o Solo A na profundidade de 0,30m, as funções condutividade hidráulica para o processo de umedecimento obtida pelo permeâmetro Guelph e de laboratório obtida pelo processo de secagem através do método indireto baseado na equação empírica de VAN GENUCHTEN (1980).

Nesta Figura também são incluídos valores experimentais obtidos por MATEUS e VILAR, (1994), usando ensaios de laboratório com fluxo transiente. Estes ensaios foram

realizados com amostras retiradas aproximadamente a 500 m do Campo experimental de Fundações num solo de características similares às do solo A a 0,30m de profundidade.

Este solo está classificado como uma areia fina argilosa e possui uma condutividade hidráulica saturada de $3,5 \times 10^{-3}$ cm/s e índice de plasticidade de 15%.

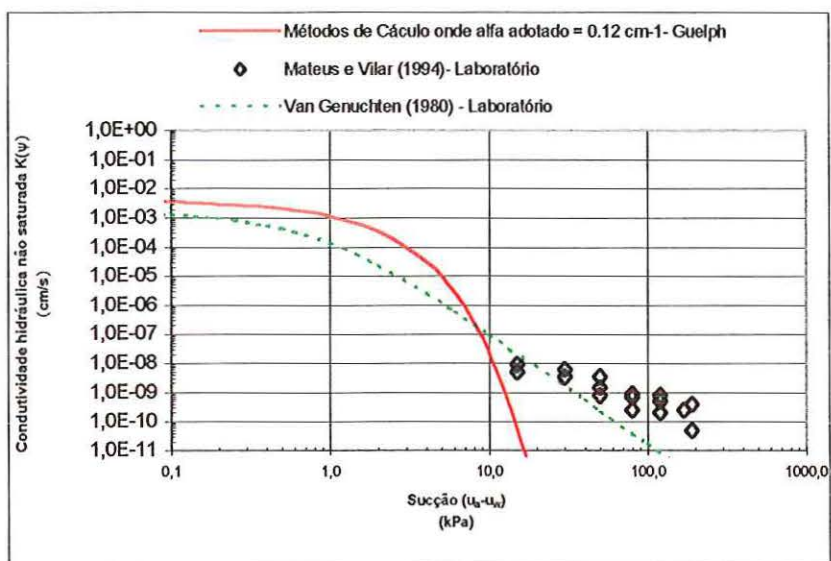


Figura 5.1. Comparação entre resultados da função condutividade hidráulica obtido por diferentes métodos.

Dessa Figura, observa-se que os resultados experimentais e a função condutividade hidráulica pelo método de VAN GENUCHTEN (1980) tendem a se aproximar, até uma sucção de 10 kPa. No que se refere aos ensaios de campo, observa-se que a função obtida mostra um decréscimo bastante acentuado com o aumento da sucção. Assim, para valores superiores a 10 kPa, os resultados de campo, interpretados com a proposta de GARDNER, (1958) para a função condutividade hidráulica, afastam-se bastante dos resultados obtidos em laboratório.

Isto sugere a necessidade de estudos mais apurados de laboratório, bem como de campo, inclusive com a adoção de funções que decresçam de forma mais suave com a sucção.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES

Após análises dos resultados, foi possível obter as seguintes conclusões:

a) Para os solos estudados, a comparação dos resultados da condutividade hidráulica saturada de laboratório (k) com a de campo (k_{fs}) calculada por qualquer dos métodos utilizados neste trabalho, permite concluir que, ambos os métodos experimentais fornecem valores médios que são muito próximos.

b) Os métodos de cálculo baseados no modelo teórico de REYNOLDS e ELRICK (1985) forneceram valores muito próximos para os parâmetros k_{fs} e ϕ_{Gm} . Isto pode indicar que a aplicação de um ou outro método, desde que o objetivo seja determinar estes parâmetros, conduz a valores satisfatórios. Sendo assim, o uso do método de uma altura de carga demonstrou ser o mais rápido e simples.

c) O modelo teórico de PHILIP (1985) forneceu os maiores valores de k_{fs} e ϕ_{Gm} . No entanto, os valores obtidos são da mesma ordem de grandeza que os fornecidos pelos métodos baseados no modelo teórico de REYNOLDS e ELRICK (1985).

d) A função condutividade hidráulica baseada na equação empírica de GARDNER (1958) e obtida indiretamente a partir da curva de retenção, mostrou-se praticamente igual à função obtida através dos ensaios de campo. Isto se deve ao fato de que as condutividades hidráulicas saturadas de campo (k_{fs}) e de laboratório (k) são similares e os parâmetros α foram muito próximos em ambas as determinações. As diferenças mais significativas ocorreram no solo A quando utilizou-se o método das duas alturas de carga. Valores negativos de ϕ_{Gm} e a heterogeneidade no local são possíveis fatores que comprometeram essas medidas devido a que neste método a teoria supõe 2 bulbos de umedecimento homogêneos e esferoidais durante as medições em cada estágio, o que frequentemente não é real.

e) Observou-se que o parâmetro α da função condutividade hidráulica no modelo de GARDNER (1958), determinado indiretamente é afetado pela histerese, obtendo-se valores

dependendo da trajetória de fluxo (umedecimento ou secagem). Assim, os valores de α por umedecimento foram em todos os casos menores que os obtidos por secagem.

f) Para os solos estudados, a função condutividade hidráulica não saturada baseada na fórmula empírica de GARDNER (1958) para sucções maiores que 10 kPa, mostrou uma grande queda da condutividade hidráulica numa faixa pequena de sucção com relação à obtida através de VAN GENUCHTEN (1980), devido a função obedecer a hipótese de que sua trajetória segue uma tendência exponencial.

Baseado no que foi exposto, são apresentadas algumas sugestões com a finalidade de contribuir a futuros trabalhos nesta linha de pesquisa.

a) Realização de ensaios de infiltração ou drenagem no campo para avaliar a condutividade hidráulica não saturada e o parâmetro α utilizando o método do perfil instantâneo e o modelo de VAN GENUCHTEN (1980) respectivamente, fazendo uso da curva de retenção medida no campo.

b) Execução de ensaios com o permeâmetro Guelph em furos de sondagem com raios de furo e alturas de nível de água H maiores, para avaliar em maior escala os efeitos induzidos pela heterogeneidade do solo no parâmetro α para o método das duas alturas de carga.

c) Realizar se possível ensaios com o permeâmetro Guelph com múltiplas alturas H (mais de duas), onde os parâmetros podem ser determinados pelas equações (2.68), (2.69). Isto permitiria uma melhor avaliação e aproximação do parâmetro α da função condutividade hidráulica, a partir de um volume maior de solo, minimizando as dificuldades produzidas pela heterogeneidade do solo.

d) Sugere-se evitar a realização do ensaio em solos com teores de umidade altos, pois durante a abertura do furo com o trado é mais difícil minimizar a alteração da estrutura do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, R.L. (1989). *Mapeamento Geotécnico da Área de Expansão Urbana de São Carlos-SP.*, Universidade de São Paulo.(Dissertação de Mestrado).
- AITCHISON, G. D. Ed. (1965). *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas.* A Symp. in Print, Aitchison, G. D., Ed. Austrália: Butterwarths, pp.1965, 278.
- ALONSO, E. E. AND DELAGE, P. (1995). *Proceedings of the First Int. Conference on Unsaturated Soils*, 2v. Paris, Balkema
- ALONSO, E. E.; GENS, A. & HIGHT, D. W. (1987). *Special problems soils.* General report. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, Dublin, 1987. Proceedings... Rotterdam, A. A. Balkema. pp.5. 1 - 5. 60.
- AMOOZEGAR, A. (1989). *Comparison of the Glover solution with the simultaneous equations approach for measuring hydraulic conductivity.* Soil Science Society of America Journal, vol. 53, n°5, pp. 1362 - 1367.
- AMRAOUI, N; MASROURI, F e TISOT, J.P. (1998). *Influence of inicial conditions on the Hydraulic Conductivity of an Unsaturated Soil: Laboratory experimental results and statistical modelling.* In: Proceedings of The Second International Conference on Unsaturated Soils, v. 1, pp. 549 - 556.

- BADILLO, J. & RODRIGUEZ, R. (1988). "Mecânica de solos". Tomo III, Fluxo de água en suelos. México, Editorial Limusa. 188. cap. 1 - 2.
- BAGARELLO V. & PROVENZANO G. (1996). *Factors affecting field and laboratory measurement of saturated hydraulic conductivity*. Transactions of the ASAE, v. 39, n°1, pp. 153 - 159.
- BELL, R.W. & SHOFIELD N.J. (1990). *Design and application of a constant head well permeameter for shallow high saturated hydraulic conductivity*. Hydrol. Processes, v. 4, pp. 327 - 342.
- BENSON, C. H.; ZHAI, H. & WANG, X. (1994). *Estimating hydraulic conductivity of compacted clay liners*. Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n°2, February, 1994, pp. 366 - 387.
- BOTWELL, G.P., DELRICK, R.K. (1986). *Groundwater protection for sanitary landfills in the saturated zone*. "Presented to Waste Tech '86, National Solid Waste Management Association, Chicago, III.
- BOUWER, H. (1966). *Rapid field measurement of air entry value and hydraulic conductivity of soil as significant parameters*. In: Flow System Analysis, "Water Resources Research". vol. 2, pp. 729 - 732.
- BOUWER, H. (1986). "Intake rate: Cylinder infiltrometer". *Methods of soil analysis, PART I, Physical and mineralogical methods, Agronomy Monograph No 9*, American Society of Agronomy, Madison, W.S., pp. 825 - 844.
- BORTOLUCCI, A.A. (1983). *Caracterização Geológico-Geotécnica da Região Urbana de São Carlos - SP.*, Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado).
- BRADY, N. C. (1989). *Natureza e propriedades dos solos*. Rio de Janeiro, Freitas Bastos, 7° ed. 898 p.

- BRESLER, E. (1978). *Analysis of trickle irrigation with application to design problems.*, Irrig.Sci., v.1, pp. 3-17.
- CAMPBELL, C.M. & FRITTON, D. D. (1994). *Factors affecting field-saturated hydraulic conductivity measured by the borehole permeameter technique.* Soil Science. Soc. of Am. J.. Vol. 58, nº5, pp.1354 - 1357.
- CAMPOS, J. L. E. ;VARGAS, JR. E. A. & CAMPOS, T. M. P. de (1992). *Avaliação de Campo de Permeabilidade Saturada, Não Saturada de Solos em Encostas.* In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (I COBRAE), 1992, Rio de Janeiro. Anais: ABMS, 1992. 3v. 1, pp.371 - 382.
- CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C. C.; TIBANA, S.; AGUILAR, S. & FONSECA E.C. (1992). *Determinação da Curva característica de Sucção em Laboratório.* In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (I COBRAE), 1992, Rio de Janeiro : ABMS, 1992. 3v.,3, p. 385 - 851.
- CAMPOS, T. M. P. (1994). *Equipamentos e Técnicas para determinação da Sucção no Campo.* Anais II Simp. Solos não Saturados. Recife - PE p.9 - 18.
- CHILDS, E. C. & COLLINS-GEORGE, N. (1950). *The permeability of porous materials.* Roy. Soc. Proc., London, 201, p. 392 - 405.
- CONCIANI W.; CARNEIRO B.J.I.; MACHADO S.L, (1996). *Estimativa da Condutividade Hidráulica de Solos Não Saturados Através do TDR.* In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais, Rio de Janeiro , 21 - 25 de abril de 1997, pp. 221 -229.
- CUNHA, L. O. B. P. da, et. al. (1996). *Técnicas experimentais para a execução de ensaios de condutividade hidráulica in situ.* In: Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental. Projeto de aterro de resíduos, e saneamento de áreas degradadas. Artigos Técnicos, Porto Alegre, 16 - 18 de setembro de 1996, pp. 116 -121.

- CUNHA, L. O. B. P. da, et. al. (1996). *Aplicação do permeâmetro de Gueph ao estudo da condutividade hidráulica de solos da região metropolitana de Porto Alegre*. In: Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental. Projeto de aterro de resíduos, e saneamento de áreas degradadas. Artigos Técnicos, Porto Alegre, 16 - 18 de setembro de 1996, pp. 55 -59.
- CUNHA, L. P. da (1997). *Estudo da Condutividade Hidráulica de Solos Não Saturados da região Metropolitana de Porto Alegre - RS*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 103p. (Dissertação de Mestrado).
- DANIEL, D. E. (1983). *Permeability test for unsaturated soil*. Geotechnical Testing Journal. vol.6, n°2, pp. 81 - 86.
- DANIEL, D. E. (1984). "Predicting the Hydraulic Conductivity of Compacted Clay Liners". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.110, n°. 2, p.285 - 300.
- DANIEL, D. E. & TRAUTWEIN, S. J. (1986). "Field permeability test for Earthen Liner". Proceedings, *in situ*", 86, ASCE. Specialty Conference on Use of *in situ* Test. In: Geotechnical Engineering, Virginia. Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, ASCE, New York, pp. 146 - 160.
- DANIEL, D. E. (1989). *In situ Hydraulic Test for Compacted Clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.115, n.9, pp.1205 -1226.
- DANIEL, D. E. (1994). *State of the art: Laboratory Hydraulic Conductivity Test for Saturated Soils*. In: Symposium on Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. ASTM STP 1142, San Antonio, Philadelphia: ASTM. pp. 30 - 78.
- DANIEL, D. E. & STEPHEN, J. T. (1994). *Hydraulic conductivity assessment of unsaturated soils*. ASTM, STP 1142, Daniel, D. E. & Trautwein, S. J. Eds., American Society for Testing and Material, p. 184 - 223.
- ELRICK, D. E & REYNOLDS, W. D.. (1992). *Methods for analyzing constant - head well permeameter data*. Soil Science. Soc. of Am. J.. Vol. 56, n°1, pp.320 - 323.

- ELRICK, D. E. ; REYNOLDS, W. D.; GEERING, H. R. and TAN, K. A. (1990). *Estimating steady infiltration rate times for infiltrometers and permeameters*. Water Resources Research. Vol. 26, n°4, pp. 756 - 769.
- ELRICK, D. E. ; REYNOLDS, W. D. and TAN, K. A. (1989). *Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analysis*. Groundwater Monitoring Review. Vol. 9, pp. 184 - 193.
- ELZEFTAWY, ATEF AND CARTWRIGHT,(1981): *Evaluating the Saturated and Unsaturated Hydraulic Conductivity of Soils, Permeability and Groundwater Contaminant Transport*. ASTM STP 746, T. F. Zimmie and C. Riggs, Eds, pp. 168 - 181.
- FALLOW, D. J.; ELRICK, D. E. ; REYNOLDS, W. D.; BAUMGARTNER, N. & PARKIN, G. W. (1994). *field measurement of hidraulic condutivity in slowly permeable materials using early-time infiltration measurements in unsaturated media*. ASTM STP 1142, Daniel, D.E. and Trautwein, Eds. American Society for testing and Material, p. 184 - 123.
- FREDLUND, D. G. (1964). *Comparasion of soil suction and one-dimensional consolidation characteristics of a highly plastic clay*". Nat. res. council tech., Repent n°245, Div. of Building res., Ottawa, Ont., Canadá, 26 pp., july 1964.
- FREDLUND, D. G. AND MORGENSTERN, N. R. (1977). *Stress State Variables for Unsaturated Soils*. 5.of.Div.ASCE., Vol .103.GT5, pp.447-466.
- FREDLUND, D. G. AND MORGENSTERN, N. R. (1978). *Stress State Variables for Unsaturated Soils*. Closure discussion. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 104 (GT11): 1415 - 1416, November, 1978.
- FREDLUND, D. G. (1979). *Aproprate concepts and technology for unsaturated soils*. Canadian. Geotech. Jnl. 16, pp. 121 - 139.

- FREDLUND, D. G. AND RAHARDJO, H.(1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York, John Wiley & Sons, Inc.1993. p. 1 - 6.
- FREDLUND, D. G.; XING, A. & HUANG, S. (1994). *Predicting the permeability functions for insaturated soil using the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal, v. 31, n° 4, pp. 533 - 546, 1994.
- FRÜHLER, H.; ARDAKANI, M. S.& STOLSY, L. H. (1976). *Error propagation in determining hidraulic conductivities from successive water content and pressure head profiles*. Soil Science Society of America Journal, vol. 48, n°1, pp. 7 - 10.
- GALICHAND, J.; MADRAMOOTOO, C.A; ENRIGHT N.; BARRINGTON, S.F. (1990). *An evaluation of the GUELPH permeameter for measuring saturated hydraulic conductivity*. Transactions of the ASAE. V. 33, n.4, pp.1179 - 1184.
- GAN, K. J. AND FREDLUND, D. G., (1988). *Multistage Direct Shear Testing of saturated Soils*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ. Vol.II, n.2, pp.132-138.
- GARDNER, W. R. (1958). *Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equantion with application to evaporation from a water table*. Soil Science, Baltimore, 85: 228 - 232.
- GROOT, D. J. de & LUTNEGGER, A. J. A. (1994). *A comparison between field and laboratory measurements of hydraulic conductivity in a varved clay*. In: Symposium on Hidraulic Conduitivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, San Antonio. Proceedings... Philadelphia ASTM, 1994, pp. 300 - 317.
- HAMILTON, J. M; DANIEL, D. E. e OLSON, R. E (1981) : *Measurement of Hidraulic Conductivity of Parcially Saturated Soils, permeability.and grouna water contaminant transport*. ASTM special Tech. Publ. 746, Zimmie, T.F. and Riggs, C. O. Eds., pp. 182 - 196, 1981.

- HILF, J. W. (1956). *An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils*. Denver, 1956. 109 p. (Doutorado - Faculty of the Graduate Scholl of the University of Colorado).
- HILLEL, D. (1971). *Soil water - Physical principles and processes*. New York, Academic Press, 1971. cap. 1 - 5.
- HILLEL, D. A.; KRENTOS, V. K.; STILIANOV, Y. (1972). *Procedure and test of an internal drainage method for measuring soil hidraulic characteristics in situ*. Soil Science, vol. 114, pp. 395 - 400.
- HOD, Y. F AND FREDLUND, D.G. (1982). *A Multistage Triaxial Test for Insaturated Soils*. Geotecnical Testing Journal, GTJODJ. Vol.5, No 1/2, pp.18-25.
- HVORSLEV'S, M. J. (1949). *Time lag in the observation of ground-water level and pressures*. U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Viickbung, Miss.
- IWATA, S. (1988). *Soil-water interactions*. USA, Marcel Dekker, Inc., 380 p.
- JIMENES S.J. (1993). "*Hacia una mecánica de Suelos no Saturada*", Revista Ingeniería Civil Vol.88 -1ra parte.pp.145-164.
- JIMENES S.J. (1993). "*Hacia una mecánica de Suelos no Saturada*". Revista Ingeniería Civil Vol.90 - 2da parte.pp. 77-92.
- JUCÁ, J. F. T. (1993). *Comportamento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada*. Madrid, 1990, 346 p. Doctorado , Universidad politécnica de Madrid, España.
- KANWAR, R.S.; RIZVI, H.A.; AHMED, M.; HORTON R.; E MARLEY S.J. (1989). *Measurement of field-saturated hydraulic conductivity by using GUELPH and velocity permeameters*. Transactions of the ASAE. V. 32, n.6, pp.1885 - 1890.
- KLUTE, A. (1965). *Laboratory Measurement of Hidraulic Conductivity of Unsaturated Soil*. In: Methods of soil Analysis, Journal of Agronomy, 09, p.253-261.

- KLUTE, A. (1965): *Water Diffusivity*. In: *Methods of Soils Analysis*, Journal of Agronomy, p.262-272.
- KLUTE, A. (1972): *The Determination of the Hydraulic Conductivity and Diffusivity of Unsaturated Soil*. *Soil Science*.113(4), pp.264-276.
- KLUTE, A. (1986). *Methods of Soil Analysis*. Part 1, Am.Soc.of Agronomy, Madison, Wiscosin, U.S.A.
- KOCHEN, R. (1984). *Considerações sobre o Adensamento de Solos Não Saturados*. *Revista de Solos e Rochas*, 7 p.71-83.
- KOPPI, A.J. & GEERING H.R (1986). *The preparation of unsmearred soil surfaces and na improved apparatus for infiltration measurements*. *J. of Soil Sci.*, vol. 37, pp. 177 - 181.
- LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley e Sons, Inc., 553 p.
- LEE, J. F. AND SEARS, F. W. (1969): *Termodinâmica*. Tradução de: *Thermodynamics*. In: *Introductory Text for Engineering Students*, Brasil, Ao Livro Técnico S.A, 667 p. 2da. ed.
- LEE, I. K.; WHITE W.E AND INGLES O.G. (1983): *Geotechnical Engineering*, USA, Pitman Publishing Inc. 508 p, cap 2.
- LIBARDI, P. L. (1984). *Dinâmica da Água no Sistema Solo - Planta - Atmosfera*. Piracicaba, 232 p. (Apostila impressa pelo CENA/USP).
- LIBARDI, P. L. (1995). *Dinâmica da Água no Solo*. Edição do Autor, ESALQ, Depto. de Física e Metereologia, Piracicaba, 497 p.
- MARINHO, F. A. M. (1994). *Medição de sucção com o método do papel de filtro*. *Anais... X COBRAMSEF*, v. 2, p. 515 - 522.

- MARSHALL, T. J. (1958). *A relation between permeability and size distribution of pores*. Jnl. Soil Sci. 9, pp. 1 - 8.
- MARSHALL, T. J. & HOLMES, J. W. (1981). *Soil physics*. Cambridge, Cambridge University Press, 1981. cap. 1 - 4.
- MITCHELL, J. K. (1993). *Fundamentals of soil behavior*. 2nd ed., Ed. John Wiley & Sons, Inc. U.S.A. 435 p.
- NANDAGIRI, L. & PRASAD, R. (1996). *Field evaluation of unsaturated hydraulic conductivity models and parameter estimation from retention data*. Journal of Hidrology, 179, ELSEVIER, pp. 197 - 205
- OLSON, R. E. & LANGFELDER, L. J. (1965). *Pore water pressures in unsaturated soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 91(Sm4): 127 - 150, July 1965.
- OLSON, R. E. & DANIEL, D. E. (1981). *Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine - Grained Soils, Permeability and Groundwater Contaminant Transport*. ASTM STP 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, Eds., p. 18 - 64.
- OLSON, R. E. (1986). *State of the art: Consolidation testing, permeability and groundwater contaminant transport*. ASTM STP 892, Yong, R. N. and Townsend, F. C., Eds. American Society for Testing and Material, Philadelphia, pp. 7 - 70.
- PARKIN, G. W.; KACHANOSKI, R. G. & ELRICK, D. E. (1995). *Unsaturated hydraulic conductivity measured by time domain reflectometry under a rainfall simulator*. Water Resources Research, v. 31, n° 3, pp. 447 - 454, March, 1995.
- PHILIP, J. R. (1985). *Approximate analysis of the borehole permeameter in unsaturated soil - water*. Resources Research. Vol. 21, n° 7, pp. 1025 - 1033.

- PHILIP, J. R. (1968). *Steady infiltration from buried point sources and spherical cavities*. Water Resources Research. Vol. 4, n° 5, pp. 1039 - 1047.
- PHILIP, J. R. (1967). *Sorption and infiltration in heterogeneous media*, Aust. J. Soil. Res., Vol. 5, pp. 1 - 10.
- PINTO, C. S. (1983): *Resistência ao Cisalhamento dos Solos*. (Apostilla), 3ª Ed. São Paulo, Grêmio Politécnico.
- PRADO DE CAMPOS, L. E. (1984). *Influência de Sucção na Estabilidade de Taludes Naturais em Solos Residuais*. Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, (Dissertação de Mestrado).
- PRESA, E. P; LINS, H. P; PRADO DE CAMPOS, L. E.; IGNATIUS, S.G. ; CARVALHO, J. C & DIAS, R. D (1988). *Ensaio de Laboratório em Solos Parcialmente Saturados*. In: Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e de Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro, 25 - 27 de maio, pp. 251-278.
- RAGAB, R. & COOPER J.D. (1993). *Variability of unsaturated zone water transport parameters: Implications for hydrological modelling.1. In situ measurements*. Journal of Hydrology. Vol. 148, pp.109 - 131.
- REICHARDT, K. (1985). *Processos de Transferência no sistema solo-planta-atmosfera*. Fund., Cargill, Campinas, 466p.
- REYNOLDS, W. D., VIEIRA S.R & TOPP G.C. (1992). *An assessment of the single-head analysis for the constant head well permeameter*. Canadian Journal of Soil Science.. Vol. 72, pp.489 - 501.
- REYNOLDS, W. D. & ELRICK, D. E. (1990). *Ponded infiltration from a single ring: I. analysis of steady flow*. Soil Science Soc. Am. J.. Vol. 54, pp. 1233 - 1241.

- REYNOLDS, W. D. & ELRICK, D. E. (1987). *A laboratory and numerical assessment of the Guelph Permeameter method*. Soil Science. Vol. 144, n°4, pp.282 - 299.
- REYNOLDS, W. D. & ELRICK, D. E. (1986). *A method for simultaneous in situ preassurement in the vadose zone of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the conductivity-pressure head relationships*. Ground Water Monitoring. Rev. 6(1), P. 84 - 95.
- REYNOLDS, W. D. & ELRICK, D. E. (1985). *In situ measurement of field - saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the α -parameter using the Guelph permeameter*. Soil Science, v. 140, n° 4, p. 292 - 302, 1985.
- REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. & CLOTHIER, B. E. (1985). *The constand head well permeameter: effects of unsaturated flow*. Soil Science. vol. 39, n° 2, p. 172 - 180, 1985.
- REYNOLDS, W. D. & ELRICK, D. E. (1983). *A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring satured hydraulic conductivity above the water table*. Soil Science. Vol. 136, n°4, pp.250 - 268.
- RICHARDS, B. G. (1931). *Capillary conduction of liquids through porous medium*. Physics, New York, 1, p. 318 - 333.
- RICHARDS, B. G. (1967). *Moisture Flow and Equilibrium in Unsaturated Soils for Shallow Foundations*. Permeability and Capillarity of Soils, ASTM STP 417, Am. Soc. Testing Mats., p.4-34.
- RICHARDS, B. G. (1974). *Behavior of unsaturated soils*. In: LEE, I. K., ed. Soil Mechanics. New York, American Elsevier Publishing Company, Inc., 1974. cap. 4. p. 112 - 157.
- RÖHM, S. A.(1992). *Resistência ao Cisalhamento de um solo arenoso laterizado não saturado da região de São Carlos*. Tese de Doutorado, EESC - USP.

- RÖHM, S. A. (1993). *Solos não saturados*: Monografia Geotécnica. n° 4, São Carlos, EESC - USP, Publicação 081/93, 135 p.
- SAI, J. O. & ANDERSON, D. C. (1990). "Field hydraulic conductivity test for compacted soil liners". *Geotechnical Testing Journal*, GTJO DJ, v. 13, n° 3, september, pp. 215 - 225.
- SALVEDRA, A.P. & DANE J.H. (1993). *Na examination of the Guelph permeameter for measuring soil's hydraulic properties*. *Geoderma*, v. 57, pp. 405 - 421.
- SANTOS, L. A. O. & GUIMARÃES, R. B. (1992). "Infiltração vertical de água em solos insaturados: frente de saturação ou umidecimento". 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - 1ª COBRAE, Rio de Janeiro, Novembro, 1992.
- SÃO MATEUS, M. S. C. (1994). "Determinação em Laboratório da Condutividade Hidráulica de Solos não Saturados". São Carlos, Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado).
- SCOOTER, D. R.; CLOTHIER, B. E. & HARPER, E. R. (1982). *Measuring saturated hydraulic conductivity and sorptivity using tuwin rings*. *Aust. Journal Soil Res.* vol. 20, pp. 295 - 304.
- SHANI, U. & OR, D. (1995). *In situ method for estimating subsurface unsaturated hydraulic conductivity*. *Water Resources Research*, v. 31, n° 8, pp. 1863 - 1870, August, 1995.
- SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP. (1986). *Guelph Permeameter. Operating - Instructions*, Soilmoisture manual, Rev. 8, pp. 1 - 25.
- STANCATI, G.; NOGUEIRA, J.B.; VILAR, O.M. (1981). *Ensaio de laboratório em Mecânica dos Solos*, Publicação 050/88 (Reimpressão), pp. 121-137, Universidade de São Paulo- Escola de Engenharia de São Carlos 1981.

- STEPHENS, D. B. (1994). *Hidraulic conductivity assessment of unsaturated soils*. In: Symposium on Hidraulic Conduitivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, San Antonio. Proceedings... Philadelphia ASTM, 1994, pp. 169 - 183.
- STEPHENS, D. B.; UNRUH, M.; HAVLENA, J.; KNOWLTON, R.G.; MATTSON, E. & COX, W. (1988). *Vadose zone characterization of low-permeability sediments using field permeameters*. Ground Water Monitoring Review, v.8, n° 8, pp. 59 - 66.
- STEPHENS, D. B.; LAMBERT, K. & WATSON, D. (1987). *Regression models for hidraulic conductivity and field test of borehole permeameter*. Water Resources Research, v. 3, n° 12, pp. 2207 - 2214.
- STEPHENS, D. B.; NEUMAN, S. P.; TYLER, S.; LAMBERT, K. L.; WATSON, D.; RABOLD, R.; KNOWLTON, R.; BYERS, E. and YATES, S.(1983). *In situ determination of hydraulic conductivity in the vadose zone using borehole infiltration test*. Tech. Completion Rep. Proj. B - 073 - N. Mex., N. M., Water Res. Inst., Las Cruces, N. Mex.
- STEPHENS, D. B. AND NEUMAN, S. P. (1982 a). *Free surface and saturated-unsaturated analysis of borehole infiltration teste above the water table*. Adv. Water Resourc., Vol. 5, pp. 111 - 116.
- STEPHENS, D. B. AND NEUMAN, S. P. (1982 b). *Vadose zone permeability test: Steady state results*. Am. Soc. Civ. Eng. Proc. J. Hydrol. Div. Vol. 108, pp. 623 - 639.
- STEPHENS, D. B. AND NEUMAN, S. P. (1982 c). *Vadose zone permeability test: Unsteady flow*. Am. Soc. Civ. Eng. Proc. J. Hydrol. Div. Vol. 108, pp. 640 - 659.
- STEPHENS, D. B. AND NEUMAN, S. P. (1982 d). *Vadose zone permeability test: Unsteady flow*. Am. Soc. Civ. Eng. Proc. J. Hydrol. Div. Vol. 108, pp. 660 - 677.
- STEWART, J. P. & NOLAN, T. W. (1987). *"Infiltration testing for hidraulic conductivity of soil liners"*. Geotechnical Testing Journal, vol. 10, n°2, pp. 41 - 50.

- TALSMA, T. and HALLAM, P. M. (1980). *Hydraulic Conductivity measurement of forest catchments*. Aust. J. Soil Res. Vol. 30, pp. 139 - 148.
- TORSTENSON, B. A. (1984). *A new system for ground water monitoring*. Ground Water Monitoring, vol. 4, n° 4, pp. 131 - 138.
- TRAUTWEING, S. J. & BOUTWELL, G. P. (1994). *In situ hydraulic conductivity test for compacted soil liners and caps*. In: Symposium on Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, 1993, San Antonio. Proceedings... Philadelphia ASTM, 1994, pp. 184 - 223.
- VAN GENUCHTEN, M.T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc.Am.J., vol. 44, n° 5, pp. 892 - 898.
- VAN LIER Q.J.; NETO D.D. (1991). *Programa CURVARET versão 2.16*, Departamento de Física e Meteorologia, Departamento de Agricultura ESALQ – USP.
- VARGAS, M. (1981). *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo, Mc.Graw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo. 509 p.
- VIEIRA, S.R., REYNOLDS, W.D. e TOPP, G.C. (1988). *Spatial variability of hydraulic properties in a highly structured clay soil*. Proc.Symp.validation of Flow and transport Models for the Unsaturated Zone, Ruidoso, NM.
- VILAR, O. M. e BUENO, B. S. (1985). *Mecânica dos solos*. São Carlos, Seção de Publicação da EESC - USP, Departamento de Geotecnia, 2v. , 219 p.
- VILAR, et al. (1995). *Ensaio de Campo e de laboratório em Solos não Saturados*. Anais Encontro sobre Solos não Saturados, UFRGS, Porto Alegre.
- VILAR, O. M. (1997). *Introdução à mecânica de solos não saturados*. Notas de aula.

- WANG, X. e BENSON, C. H. (1995). *Infiltration and saturated hydraulic conductivity of compacted clay*. Journal of Geotechnical Engineering, v. 121, n°10, october, 1995, pp. 713 - 722.
- WATSON, K. K. (1966). "An instantaneous profile method for determining the hydraulic conductivity of insaturated porous materials. Water Resources Research, v. 2, pp. 709 - 715, 1966.
- WHITE, I. & SULLY, M.J. (1987). *Macroscopic and microscopic capillary length and time scales from field infiltration*. Water Resources Research, v. 23, n°8, pp. 1514 - 1522.
- WOLLE, C. M. & CARVALHO, C. S. (1988). *Medidas "in situ" de tensões de sucção*. In: Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia. Anais..., v.2, Rio de Janeiro, 25 - 27 de maio, pp. 645 - 665.
- WU L.; SWAN J.B.; NIEBER J.L; E ALLMARAS R.R. (1993). *Soil macropore and layer influences on saturated hydraulic conductivity measured with borehole permeameters*. Soil Sci. Soc. of Am. J., vol. 53, n° 3, pp. 679 - 685.
- XIANG, J. (1994). *Improvements in evaluating constant-head permeameter test data*. Journal of Hidrology, 162, ELSEVIER, pp. 77 - 97.
- ZANGAR, C.N.(1953). *Theory and problems of water percolation*. U.S. Dept.Interior, Bureau of reclamation, Eng. Monogr. 8, Denver, Colorado.