

MARIANA ALHER FERNANDES

**CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA DE UM SOLO
ARENOSO: APLICAÇÃO DO INFILTRÔMETRO DE DISCO**

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos da
Universidade de São Paulo para obtenção
do título de Mestre em Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar

São Carlos

2011

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

F363c

Fernandes, Mariana Alher

..... Condutividade hidráulica não saturada de um solo arenoso : aplicação do infiltrômetro de disco / Mariana Alher Fernandes : orientador Orençio Monie Vilar -- São Carlos, 2011.

Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia da Universidade de São Paulo, 2011.

1. Solo não saturado. 2. Infiltrômetro de disco. 3. Condutividade hidráulica não saturada. 4. Curva de retenção de água no solo. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **MARIANA ALHER FERNANDES**

Título da dissertação: **Condutividade hidráulica não saturada de um solo arenoso: aplicação do infiltrômetro de disco.**

Data da defesa: 23/09/2011:

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Titular **Orencio Monje Vilar (Orientador)**

(Escola de Engenharia de São Carlos / EESC)

APROVADO A

Dr. **Miguel Angel Alfaro Soto**

(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" / UNESP/ campus de Rio Claro)

Aprovada

Prof. Dr. **Miriam Gonçalves Miguel**

(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Aprovada

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:

Prof. Titular **Osni José Pejon**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Associado **Paulo Cesar Lima Segantine**

Aos meus pais, Paulo e Edinéia, pela dedicação, amor incondicional e carinho durante toda minha vida, e à minha irmã, Juliana, pela amizade e companheirismo.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por tudo o que tenho e pelo que sou, por permitir a realização de mais um sonho e ter me dado sabedoria e persistência para a conclusão desta dissertação.

Aos meus pais pelo exemplo de vida, dedicação, amor, carinho e por acreditarem em “mais um sonho” e à minha irmã Juliana, pela amizade e companheirismo.

Ao Prof. Dr. Orencio Monje Vilar, pela paciência, bondade e confiança na realização desta pesquisa.

Ao Prof. Dr. Edmundo Rogério Esquível, pela amizade e contribuição sempre que necessária.

Aos professores Ademar da Silva Lobo (Unesp/Bauru), Cláudio Ferreira Vidrih (Unesp/Bauru) e Rudney da Conceição Queiroz (Unesp/Bauru) pela amizade, conselhos e ensinamentos.

A todos os professores do Departamento de Geotecnia da EESC/USP, pelos ensinamentos e conhecimento transmitido.

Aos técnicos Sr Antonio Claret Carriel, Sr Antonio Garcia, Sr Benedito Osvaldo de Souza, Sr Décio Aparecido Lourenço, Sr Herivelto Moreira dos Santos, Sr José Luis Guerra e em especial, ao Sr Oscar dos Santos Neto, pela amizade, prontidão e valiosa contribuição nesta pesquisa.

Aos funcionários da secretária Sr Álvaro Luiz Nery, Sr^a Maristela Aparecida Zotesso Batissaco e Sr^a Neiva Mompean Rosalis Cardoso.

A todos os meus colegas do Departamento de Geotecnia, em especial aos colegas da turma de Mestrado 2009: Gian Franco Napa Garcia (Peru), Jenny Yuamiled Paricahua Jorge (Peru), Luis Miguel Cañabi Quispe (Peru), Mercedes Liliana Prieto Castilho (Peru), Nestor Benedito

Fracasse de Barros (São Paulo), Pablo César Trejo Noreña (Peru), Thiago Peixoto de Araújo (Rio de Janeiro), Tiago de Jesus Souza (Bahia), Vinícius Carvalho Peixoto (Sergipe) e Vivian Athaydes Canello (São Paulo); e aos colegas Camilo Alberto Hernandez Ortiz (Colômbia), Giovana Bizão Georgetti (São Paulo), Ítalo Prata de Menezes (Minas Gerais), Patrícia Casarotto de Oliveira (Paraná) e Tânia Zapata Coacalla (Peru) pela amizade e por todos momentos vividos durante o período de mestrado.

À Jude Christian Salles, pelo auxílio na tradução do *abstract*.

Ao Programa de Aperfeiçoamento de Ensino (PAE), pelo suporte financeiro e aprendizado profissional.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de mestrado concedida.

EPÍGRAFE

“Nada do que é feito por amor é pequeno”

(Chiara Lubich)

RESUMO

FERNANDES, M. A. **Condutividade hidráulica não saturada de um solo arenoso: aplicação do infiltrômetro de disco.** 2011. 159f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

A função condutividade hidráulica é um dos parâmetros essenciais para o estudo do fluxo em solos não saturados, permitindo abordar, dentre outros, o avanço da frente de umedecimento e questões como a irrigação e drenagem de solos. Para determinar a condutividade hidráulica não saturada de um solo típico da região Centro-Oeste do Estado de São Paulo, utilizou-se o infiltrômetro de disco. Este equipamento permite conduzir a infiltração de água, estando esta sujeita a um potencial negativo. Com os dados de infiltração acumulada e tempo acumulado obtidos em cada ensaio, foi possível determinar os valores da condutividade hidráulica não saturada e sortividade. Os cálculos foram feitos por diferentes métodos para cada ensaio realizado com o infiltrômetro de disco e comparadas com resultados de ensaios utilizando o permeâmetro Guelph. Observou-se que as condutividades hidráulica não saturadas obtidas com o infiltrômetro de disco tenderam a valores próximos das fornecidas indiretamente por meio do permeâmetro Guelph, com dispersão de aproximadamente uma ordem de grandeza para cada sucção. Também se observou que a condutividade hidráulica não saturada tende a diminuir conforme aumenta a sucção imposta ao solo, mesmo considerando a estreita faixa de sucções usadas nos ensaios. Notou-se ainda pequena variação nas condutividades hidráulicas saturadas calculadas por meio do infiltrômetro de disco, por meio de medidas diretas utilizando o permeâmetro Guelph e ensaios de permeabilidade realizados em laboratório.

Palavras-chave: solo não saturado, infiltrômetro de disco, condutividade hidráulica não saturada, curva de retenção de água no solo.

ABSTRACT

FERNANDES, M. A. (2011) **Unsaturated hydraulic conductivity of a sandy soil using the disk infiltrometer**. 2011. 159f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

The hydraulic conductivity function is essential to the study of water flow in unsaturated soils. From function there can be derived the advancement of the humidification (saturation) front, among other parameters, which is essential to projects of irrigation and drainage of soils. A disk infiltrometer was used to determine the unsaturated hydraulic conductivity of a sample of typical soil from central São Paulo, Brazil. The disk infiltrometer apparatus conducts the infiltration water, which is held at negative potential. Data for cumulative infiltration and elapsed time for each test was used to determine values of unsaturated hydraulic conductivity and sorptivity. Different methodology was applied in the calculations. Data for each experiment carried out utilizing the disk infiltrometer was compared to data obtained utilizing the permeameter of Guelph. It was observed that the unsaturated hydraulic conductivity obtained through the disk infiltrometer yielded values near those obtained indirectly by the permeameter of Guelph, which showed dispersion approximately within one order of magnitude for each suctioning performed. Furthermore, it was observed that the unsaturated hydraulic conductivity tends to diminish in magnitude in an inverse relation to the suction pressure subjected by the soil, even after considering the narrow band of suction pressures carried out in the tests. It was further observed a small variation in the saturated hydraulic conductivities computed from data obtained directly from the infiltrometer disk, the permeameter of Guelph, and other permeability tests done in laboratory.

Keywords: unsaturated soil, disk infiltrometer, unsaturated hydraulic conductivity, soil-water retention curve.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Variação da pressão neutra num perfil de solo (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).....	29
Figura 2.2 - Elemento de um solo não saturado (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).	30
Figura 2.3 - Fases de um solo não saturado. (a) Sistema com quatro fases, incluindo a membrana contráctil; (b) Sistema trifásico (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).	31
Figura 2.4 – Tensão Superficial na interface ar-água em uma superfície curva bidimensional (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).....	32
Figura 2.5 – Tensão superficial em uma superfície tridimensional (VILAR, 2009).	33
Figura 2.6 – Diferença de pressão em uma superfície: (a) plana, (b) convexa e (c) côncava (adaptado de LIBARDI, 1995).....	33
Figura 2.7 – Modelo físico e fenômeno da Capilaridade (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).....	34
Figura 2.8 – Capilares imersos em água e mercúrio (modificado de REICHARDT, 1985). ..	34
Figura 2.9 – Combinação da capilaridade e adsorção em um solo não saturado (HILLEL, 1971).	35
Figura 2.10 - Representação da definição do Potencial Total da Água no Solo (VILAR, 2009).	36
Figura 2.11 – Representação da sucção total no solo (VILAR, 2009).....	38
Figura 2.12 – Representação dos conceitos de sucção total, matricial e osmótica (VILAR, 2009).	39

Figura 2.13 – Duas configurações do ensaio com papel filtro. (a) Sucção total; (b) Sucção matricial.....	42
Figura 2.14 – Esquema do Funil de Placa Porosa (adaptado de LIBARDI, 1995).	43
Figura 2.15 – (a) Tensiômetro analógico com Jet fill; (b) Tensiômetro analógico comum. (SOILMOISTURE EQUIPAMENT CORP., 2011).....	44
Figura 2.16 – Curva de Retenção típica e principais componentes (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).....	45
Figura 2.17 – Influência do tipo de solo no formato da curva de retenção (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).....	46
Figura 2.18 – Perfil de umidade durante o processo de infiltração em um solo (modificado de LIBARDI, 1995).....	48
Figura 2.19 - Infiltração acumulada e taxa de infiltração versus tempo.....	50
Figura 2.20 – Variação da taxa de infiltração versus o tempo (BRANDÃO et al., 2009).	51
Figura 2.21 – Elemento de volume de solo (adaptado de REICHARDT, 1985).	53
Figura 2.22 – Distribuição da umidade ao longo do perfil do solo durante a infiltração. (LIBARDI, 1995).	58
Figura 2.23 – Esquema do arranjo experimental para medida da infiltração horizontal da água no solo. (LIBARDI, 1995).....	60
Figura 2.24 – Esquema do arranjo experimental para medida da infiltração vertical da água no solo. (LIBARDI, 1995).....	62
Figura 2.25 – Configuração e materiais utilizados no ensaio do infiltrômetro do duplo anel..	65
Figura 2.26 - Esquema do permeâmetro Guelph (modificado de SOILMOISTURE EQUIPAMENT CORP., 2008).	67
Figura 2.27 – Fator de forma, C (SOILMOISTURE EQUIPAMENT CORP., 2008).....	69
Figura 2.28 - Esquema do Infiltrômetro de disco.....	71
Figura 3.1 – Esboço da localização da área estudada – sem escala.....	80
Figura 3.2 – Ensaio de funil de placa porosa (a) haste flexível e reservatório de água e (b) funil.....	82
Figura 3.3 – Ensaio de papel filtro - trajetória de secagem (a) saturação dos corpos de prova, (b) processo de secagem, (c) conjunto (papel filtro, corpo de prova e disco de PVC) e (d) embalagem dos corpos de prova.....	84
Figura 3.4 – Ensaio de papel filtro – trajetória de umedecimento (a) secagem dos corpos de prova e (b) processo de umedecimento por gotejamento.	85
Figura 3.5 – Tensiômetros (a) Localização e (b) profundidade instalada (sem escala).	86

Figura 3.6 – Tensiômetros (a) detalhe do tensiômetro analógico com jet fill, (b) detalhe do tensiômetro analógico comum e (c) todos tensiômetros instalados na área estudada.	86
Figura 3.7 – Montagem do ensaio de permeabilidade – amostra indeformada (a) camada de pedregulho, (b) camada de parafina e (c) camada de bentonita.....	88
Figura 3.8 – Montagem do ensaio de permeabilidade – amostra deformada (a) permeâmetro, (b) camada compactada e (c) camada de pedregulho.	88
Figura 3.9 – Permeâmetro conectado no painel de permeabilidade.	89
Figura 3.10 - Preparação da superfície (a) limpeza e (b) nivelando a camada de areia fina. ..	90
Figura 3.11 – Montagem do equipamento (a) fixação dos elásticos na base do disco, (b) colocação do tubo T2 e (c) tubo T1 fixado no reservatório regulador de pressão.....	91
Figura 3.12 – Abastecimento de água (a) no reservatório regulador de pressão, (b) colocação do infiltrômetro no interior da bacia com água e (c) preenchimento do reservatório de alimentação.	92
Figura 3.13 – Pré funcionamento do equipamento (a) preparação da superfície do pré-funcionamento e (b) colocação do papel filtro comum.....	92
Figura 3.14 – Preparação do furo utilizando o trado tipo (a) cavadeira, (b) reto e (c) escova. 94	
Figura 3.15 – Permeâmetro Guelph (a) preenchimento dos reservatórios com água e (b) detalhe da bomba de vácuo.	95
Figura 3.16 – Execução de ensaio com o permeâmetro Guelph.....	96
Figura 4.1 – Curva granulométrica do solo.....	97
Figura 4.2 – Curva de compactação na energia Proctor Normal.	98
Figura 4.3 – Distribuição percentual dos poros.	99
Figura 4.4 – Diâmetro dos poros versus logaritmo do volume diferencial de mercúrio introduzido nas amostras.....	99
Figura 4.5 – Curva de retenção de água (sucção matricial versus teor de umidade gravimétrico) para amostra indeformada.	100
Figura 4.6 – Curva de retenção de água (sucção matricial versus teor de umidade volumétrico) para amostra indeformada.....	101
Figura 4.7 – Curva de retenção de água (sucção matricial versus grau de saturação) para amostra indeformada.....	101
Figura 4.8 – Curva de retenção de água (sucção matricial versus teor de umidade gravimétrico) para amostra compactada (GC 98%).....	102
Figura 4.9 – Curva de retenção de água (sucção matricial versus teor de umidade volumétrico) para amostra compactada (GC 98%).	103

Figura 4.10 – Curva de retenção de água (sucção matricial versus grau de saturação) para amostra compactada (GC 98%).	103
Figura 4.11 – Curva de retenção de água (sucção matricial versus teor de umidade gravimétrico) para amostra compactada (GC 95%).	104
Figura 4.12 – Curva de retenção de água (sucção matricial versus teor de umidade volumétrico) para amostra compactada (GC 95%).	105
Figura 4.13 – Curva de retenção de água (sucção matricial versus grau de saturação) para amostra compactada (GC 95%).	105
Figura 4.14 - Sucção matricial do tensiômetro T ₁ durante o período de 02/10/2010 à 20/07/2011.	106
Figura 4.15 - Sucção matricial do tensiômetro T ₂ durante o período de 02/10/2010 à 20/07/2011.	107
Figura 4.16 - Sucção matricial do tensiômetro T ₃ durante o período de 02/10/2010 à 20/07/2011.	107
Figura 4.17 – Infiltração acumulada versus tempo acumulado para o ensaio I (sucção de 1,7 kPa).	110
Figura 4.18 - Infiltração acumulada versus tempo acumulado (sucção de 1,7 kPa).	110
Figura 4.19 - Infiltração acumulada versus tempo acumulado (sucção de 1,4 kPa).	111
Figura 4.20 – Infiltração acumulada versus raiz do tempo para o ensaio I (sucção de 1,7 kPa).	112
Figura 4.21 – Infiltração acumulada versus raiz do tempo para ensaio I (sucção 1,7 kPa) adotando o 1º critério.	112
Figura 4.22 – Infiltração acumulada versus raiz do tempo para ensaio I (sucção 1,7 kPa) adotando o 2º critério.	113
Figura 4.23 – Infiltração acumulada versus raiz do tempo para ensaio I (sucção 1,7 kPa) adotando o 3º critério.	113
Figura 4.24 - Infiltração acumulada versus raiz do tempo (sucção de 1,7 kPa).	114
Figura 4.25 - Infiltração acumulada versus raiz do tempo (sucção de 1,4 kPa).	114
Figura 4.26 – (a) Infiltração acumulada versus tempo para os dois ensaios com sucções de 1,67 kPa e 0,62 kPa; (b) regressão linear para o 1º Ensaio e (c) regressão linear para o 2º Ensaio	118
Figura 4.27 - Curva da função condutividade hidráulica não saturada baseada na equação empírica de Gardner (1958).	119

Figura 4.28 - Curvas da função condutividade hidráulica não saturada (média aritmética)– modelo empírico de Gardner (1958).....	127
Figura 4.29 - Curvas da função condutividade hidráulica não saturada (média geométrica)– modelo empírico de Gardner (1958).....	127
Figura 5.1 – Comparação do parâmetro α para os ajustes das curvas de retenção do primeiro trecho - trajetória de secagem.	130
Figura 5.2 – Comparação do parâmetro m para os ajustes das curvas de retenção do primeiro trecho - trajetória de secagem.	130
Figura 5.3 – Comparação do parâmetro n para os ajustes das curvas de retenção do primeiro trecho - trajetória de secagem.	130
Figura 5.4 – Comparação dos parâmetros w_r , θ_r , e S_{r_r} para os ajustes das curvas de retenção do segundo trecho - trajetória de secagem.	131
Figura 5.5 – Comparação entre os resultados de condutividade hidráulica saturada para amostra indeformada (horizontal e vertical) e compactada (GC 98% e GC 95%).	132
Figura 5.6 – Comparação dos resultados da sortividade obtidos com o uso do método de White et al. (1992) para ensaios realizados no solo natural.....	133
Figura 5.7 – Comparação dos resultados da sortividade obtidos com o uso do método de White et al. (1992) para ensaios realizados no solo compactado.....	134
Figura 5.8 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada calculada por diferentes métodos no solo natural.	136
Figura 5.9 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada com a variação do teor de umidade volumétrico no solo natural.	136
Figura 5.10 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada com o teor de umidade volumétrico inicial no solo natural.	137
Figura 5.11 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada calculada por diferentes métodos no solo compactado.	139
Figura 5.12 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada com a variação do teor de umidade volumétrico no solo compactado.	139
Figura 5.13 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada com o teor de umidade volumétrico inicial no solo compactado.....	140
Figura 5.14 – Condutividade hidráulica não saturada utilizando modelo empírico de Gardner (1958) para a média aritmética dos ensaios com o permeâmetro Guelph na faixa de sucção de 0,2 kPa a 1,7 kPa.....	140

Figura 5.15 – Condutividade hidráulica não saturada utilizando modelo empírico de Gardner (1958) para a média geométrica dos ensaios com o permeâmetro Guelph na faixa de sucção de 0,2 kPa a 1,7 kPa.	141
Figura 5.16 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada obtidas com o uso do infiltrômetro de disco e o permeâmetro Guelph (média aritmética).	142
Figura 5.17 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada obtidas com o uso do infiltrômetro de disco e o permeâmetro Guelph (média geométrica).	142

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Técnicas de medida de sucção (VILAR, 2009).	40
Tabela 2.2 – Equações para ajuste da curva de retenção (LEON e RAHARDJO, 1997).....	46
Tabela 2.3 - Parâmetros α_{pg} sugeridos por Elrick et al. (1989).....	68
Tabela 2.4 – Relações empíricas para determinação da condutividade hidráulica não saturada (VILAR, 2009).....	77
Tabela 3.1 – Dimensões dos corpos de prova dos ensaios de funil de placa porosa e papel filtro.....	81
Tabela 3.2 - Características dos tensiômetros.....	86
Tabela 4.1 – Massa específica dos sólidos, limites de consistência e composição granulométrica.	98
Tabela 4.2 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção para amostra indeformada – teor de umidade gravimétrico, teor de umidade volumétrico e grau de saturação.....	102
Tabela 4.3 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção para amostra compactada (GC 98%) – teor de umidade gravimétrico, teor de umidade volumétrico e grau de saturação.....	104
Tabela 4.4 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção para amostra compactada (GC 95%) – teor de umidade gravimétrico, teor de umidade volumétrico e grau de saturação.....	106
Tabela 4.5 – Características e índices físicos dos corpos de prova das amostras indeformada e deformada – antes do ensaio.	108
Tabela 4.6 – Condutividade hidráulica saturada e índices físicos dos corpos de prova das amostras indeformada e deformada - depois do ensaio.	108
Tabela 4.7 – Determinação dos parâmetros (q) e ($\Delta\theta$) para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco no solo natural.	115

Tabela 4.8 – Determinação dos parâmetros (S) e $k(\phi)$, de acordo com os três critérios adotados, para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco no solo natural.	116
Tabela 4.9 – Determinação dos parâmetros (λc), (αre) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados no mesmo local no solo natural.	118
Tabela 4.10 – Determinação dos parâmetros (λc), (αre) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados em locais diferentes no solo natural.	119
Tabela 4.11 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕGm) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados no mesmo local no solo natural.	120
Tabela 4.12 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕGm) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados em locais diferentes no solo natural.	120
Tabela 4.13 – Determinação dos parâmetros (q) e ($\Delta\theta$) para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco para GC 98%.	121
Tabela 4.14 – Determinação dos parâmetros (S) e $k(\phi)$, de acordo com os três critérios adotados, para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco para GC 98%.	121
Tabela 4.15 – Determinação dos parâmetros (λc), (αre) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados no mesmo local para GC 98%.	122
Tabela 4.16 – Determinação dos parâmetros (λc), (αre) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados em locais diferentes para GC 98%.	122
Tabela 4.17 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕGm) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados no mesmo local para GC 98%.	122
Tabela 4.18 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕGm) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados em locais diferentes para GC 98%.	123
Tabela 4.19 – Determinação dos parâmetros (q) e ($\Delta\theta$) para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco para GC 95%.	123
Tabela 4.20 – Determinação dos parâmetros (S) e $k(\phi)$, de acordo com os três critérios adotados, para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco para GC 95%.	124
Tabela 4.21 – Determinação dos parâmetros (λc), (αre) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados no mesmo local para GC 95%.	124

Tabela 4.22 – Determinação dos parâmetros (λc), (α_{re}) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados em locais diferentes para GC 95%.	124
Tabela 4.23 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕG_m) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados no mesmo local para GC 95%.	125
Tabela 4.24 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕG_m) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados em locais diferentes para GC 95%.	125
Tabela 4.25 – Determinação dos parâmetros k_{fs} , ϕ_{Gm} e α_{pg} a partir do permeâmetro Guelph. 126	
Tabela 4.26 – Determinação da equação da função condutividade hidráulica não saturada baseada no modelo empírico de Gardner (1958).	126

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASTM	-	American Society for Testing and Materials;
EESC	-	Escola de Engenharia de São Carlos;
NBR	-	Norma Brasileira;
SWRC	-	Soil-water Retention Curve;
USP	-	Universidade São Paulo.

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do alfabeto latino

A	-	área transversal do anel interno [L^2];
A_a	-	constante, método de Ankeny et al. (1991) [L^{-1}];
a	-	raio do furo no solo [L];
b	-	parâmetro que não depende do tipo de solo e da faixa de umidade [adimensional];
C, C_1, C_2 e C_3	-	parâmetro de fator de forma, depende da relação do tipo de solo e H_{pg}/a [adimensional];
C_d	-	fator de proporcionalidade ou constante de decaimento [adimensional];
C_i	-	capacidade de infiltração [L];
$D(\theta)$	-	difusividade da água no solo [L^2T^{-1}];
F	-	taxa de infiltração constante após longos períodos de infiltração [LT^{-1}];
GC	-	grau de compactação [porcentagem];
g	-	aceleração da gravidade [$L T^{-2}$];
H	-	carga hidráulica na superfície do solo [L];
H_{da}	-	altura de água dentro do anel interno [L];
H_0	-	carga hidráulica na superfície do solo [L];
H_f	-	profundidade da frente de molhamento [L];
H_{pg}	-	altura de carga [L];
Δh	-	variação do nível d'água dentro do anel interno [L];
h_c	-	altura de ascensão capilar [L];
I	-	infiltração acumulada [L];

i	-	taxa de infiltração de água em um solo $[L T^{-1}]$;
i_i	-	taxa de infiltração inicial da água no solo $[L T^{-1}]$;
i_f	-	taxa de infiltração final da água no solo $[L T^{-1}]$;
κ	-	parâmetro que depende do solo estudado, modelo de Kostiakov (1932) $[LT^{-1}]$;
k	-	condutividade hidráulica não saturada $[L T^{-1}]$;
k_{fs}	-	condutividade hidráulica saturada de campo $[L T^{-1}]$;
k_s	-	condutividade hidráulica saturada do solo $[L T^{-1}]$;
k_r	-	condutividade hidráulica relativa $[L T^{-1}]$;
$k(\phi)$	-	condutividade hidráulica não saturada em função do potencial $[L T^{-1}]$;
$k(\theta)$	-	condutividade hidráulica não saturada em função do teor de umidade volumétrico $[L T^{-1}]$;
L	-	coluna de solo saturado $[L]$;
M_s	-	massa dos sólidos $[M]$;
M_w	-	massa de água $[M]$;
Q'_x	-	vazão de saída de água perpendicular à face x do elemento de solo $[L^3 T^{-1}]$;
Q_{da}	-	volume de água infiltrado no solo e controlado pelo reservatório de água $[L^3]$;
Q_{pg}	-	vazão em regime permanente $[L^3 T^{-1}]$;
Q_x	-	vazão de entrada de água perpendicular à face x do elemento de solo $[L^3 T^{-1}]$;
q	-	densidade de fluxo $[L T^{-1}]$;
q_x	-	densidade de fluxo na direção x do elemento de solo $[L T^{-1}]$;
q_y	-	densidade de fluxo na direção y do elemento de solo $[L T^{-1}]$;
q_z	-	densidade de fluxo na direção z do elemento de solo $[L T^{-1}]$;
R_s	-	raio de curvatura do menisco capilar $[L]$;
R_1 e R_2	-	raios de curvatura do menisco capilar – equação de Laplace $[L]$;
r	-	raio do infiltrômetro de disco $[L]$;
r_c	-	raio do tubo capilar $[L]$;
S_e	-	grau de saturação efetiva $[L^3 L^{-3}]$;
S_r	-	grau de saturação $[L^3 L^{-3}]$;
S_{rs}	-	grau de saturação de campo $[L^3 L^{-3}]$;

S_{ru}	-	grau de saturação residual [$L^3 L^{-3}$];
S_0	-	sortividade do solo [$L T^{-1/2}$];
T_1	-	tensiômetro analógico com Jet Fill;
T_2, T_3	-	tensiômetro analógico comum;
T_s	-	tensão superficial [$M L^{-1} T^{-2}$];
Δt	-	variação do tempo [T];
t	-	tempo [T];
Δu	-	diferença de pressão [$M L^{-1} T^{-2}$];
u_a	-	pressão do ar [$M L^{-1} T^{-2}$];
u_w	-	pressão da água [$M L^{-1} T^{-2}$];
ΔV	-	elemento de volume de solo [L^3];
V	-	volume total [L^3];
V_w	-	volume de água [L^3];
w	-	teor de umidade gravimétrico [$M M^{-1}$];
w_{papel}	-	teor de umidade gravimétrico do papel filtro [$M M^{-1}$];
Δx	-	dimensão da face x do elemento de solo [L];
Δy	-	dimensão da face y do elemento de solo [L];
Δz	-	dimensão da face z do elemento de solo [L];
z	-	profundidade do solo [L];
z_w	-	profundidade da frente de umedecimento [L];
z_1	-	altura da coluna d'água até a extremidade (1) do tubo (T_1) [L];
z_2	-	diferença entre a altura da extremidade (2) do tubo (T_2) e a membrana [L].

Símbolos do alfabeto grego

α	-	parâmetro que depende da dimensão dos poros [L^{-1}];
α_k	-	parâmetro que depende do solo estudado, modelo de Kostiakov (1932) [adimensional];
α_{pg}	-	parâmetro que depende da condutividade hidráulica de campo e do potencial matricial de fluxo [L^{-1}];
α_{re}	-	parâmetro que depende do comprimento capilar [L^{-1}];

β	-	ângulo de contato água-sólido [graus];
ϕ_g	-	potencial gravitacional [L];
ϕ_{Gm}	-	potencial matricial de fluxo [$L^2 T^{-1}$];
ϕ_m	-	potencial matricial [L];
ϕ_{pn}	-	potencial pneumático [L];
ϕ_{os}	-	potencial osmótico [L];
ϕ_t	-	potencial total [L];
ϕ_0	-	potencial que a água está submetida para ensaio [L];
$\nabla\phi_t$	-	gradiente de potencial total da água [LL^{-1}];
λ_c	-	comprimento capilar do macro-poro [L];
θ	-	teor de umidade volumétrico normalizado [$L^3 L^{-3}$];
$\Delta\theta$	-	diferença entre o teor de umidade volumétrico final e teor de umidade volumétrico inicial [$L^3 L^{-3}$];
θ	-	teor de umidade volumétrico [$L^3 L^{-3}$];
θ_i	-	teor de umidade volumétrico inicial [$L^3 L^{-3}$];
θ_f	-	teor de umidade volumétrico final [$L^3 L^{-3}$];
θ_r	-	teor de umidade volumétrico residual [$L^3 L^{-3}$];
θ_s	-	teor de umidade volumétrico de saturação para curva obtida pela trajetória de secagem [$L^3 L^{-3}$];
θ'_s	-	teor de umidade volumétrico de saturação para curva obtida pela trajetória de umedecimento [$L^3 L^{-3}$];
$(\theta_s - \theta'_s)$	-	conteúdo de ar residual (entre trajetória de secagem e umedecimento) [$L^3 L^{-3}$];
θ_w	-	teor de umidade volumétrico da amostra [$L^3 L^{-3}$];
ρ_d	-	massa específica seca [ML^{-3}];
ρ_w	-	massa específica da água [ML^{-3}];
ψ	-	sucção total [$ML^{-1} T^{-2}$];
ψ_b	-	pressão de entrada de ar [$ML^{-1} T^{-2}$];
ψ_m	-	sucção matricial [$ML^{-1} T^{-2}$];
ψ_{os}	-	sucção osmótica [$ML^{-1} T^{-2}$];
ψ_{papel}	-	sucção do papel filtro [$ML^{-1} T^{-2}$].

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO.....	27
CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1. SOLOS NÃO SATURADOS.....	29
2.1.1. ESTUDO DOS SOLOS NÃO SATURADOS	30
2.1.2. DEFINIÇÃO	30
2.1.3. PRESSÕES EM INTERFACES GÁS LÍQUIDO	32
2.1.4. CAPILARIDADE.....	33
2.1.5. ADSORÇÃO.....	35
2.1.6. POTENCIAL DA ÁGUA NO SOLO	36
2.1.6.1. Potencial osmótico	37
2.1.6.2. Potencial gravitacional.....	37
2.1.6.3. Potencial matricial.....	37
2.1.6.4. Potencial pneumático	38
2.1.7. SUCCÃO.....	38
2.1.7.1. Sucção total.....	39
2.1.7.2. Sucção matricial.....	39
2.1.7.3. Sucção osmótica.....	40
2.1.8. TÉCNICAS PARA OBTER A MEDIDA DA SUCCÃO: TOTAL, MATRICIAL E OSMÓTICA	40
2.1.8.1. Técnica do Papel Filtro	42
2.1.8.2. Técnica do Funil de Placa Porosa	43
2.1.8.3. Técnica do Tensiômetro.....	44
2.1.9. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO	45
2.2. INFILTRAÇÃO	48
2.2.1. INFILTRAÇÃO ACUMULADA, TAXA DE INFILTRAÇÃO E CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO ..	49
2.2.2. MOVIMENTO DA ÁGUA NO SOLO.....	51
2.2.2.1. Equação de Darcy	51
2.2.2.2. Equação de Darcy-Buckingham.....	52
2.2.2.3. Equação da Continuidade.....	52
2.2.2.4. Equação de Richards	54
2.2.3. MODELOS DE INFILTRAÇÃO.....	55

2.2.3.1. Modelos Empíricos.....	55
2.2.3.1.1. Modelo de Kostiakov (1932).....	56
2.2.3.1.2. Modelo de Kostiakov-Lewis ou Kostiakov modificada (1932 apud BRANDÃO, 2009).....	56
2.2.3.1.3. Modelo de Horton (1940).....	57
2.2.3.2. Modelos Teóricos	58
2.2.3.2.1. Modelo de Green e Ampt (1911)	58
2.2.3.2.2. Modelo de Philip (1957a)	60
2.3. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS SOLOS	63
2.3.1. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	64
2.3.2. ENSAIOS DE CAMPO	64
2.3.2.1. Infiltrômetro do duplo anel.....	65
2.3.2.2. Permeâmetro Guelph.....	66
2.3.2.3. Infiltrômetro de disco	69
2.3.2.3.1. Técnica do Infiltrômetro de disco	69
2.3.2.3.2. Equipamento	71
2.3.2.3.3. Metodologia	72
2.3.2.4. Relações empíricas – condutividade hidráulica não saturada	77
CAPÍTULO 3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	79
3.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	79
3.1.1. COLETA DAS AMOSTRAS DEFORMADAS E INDEFORMADAS EM CAMPO	79
3.1.2. CARACTERIZAÇÃO	80
3.1.3. ENSAIOS DE POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO	80
3.2. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA	81
3.2.1. MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	81
3.2.2. TÉCNICA DO FUNIL DE PLACA POROSA	81
3.2.3. TÉCNICA DO PAPEL FILTRO	82
3.2.3.1. Trajetória de secagem.....	83
3.2.3.2. Trajetória de umedecimento	84
3.2.4. OBTENÇÃO DAS CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA DO SOLO.....	85
3.3. TENSÍOMETROS	85
3.4. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS SOLOS	87

3.4.1. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA	87
3.4.1.1. Moldagem dos Corpos de Prova	87
3.4.1.2. Montagem do permeâmetro	88
3.4.1.3. Ensaio de permeabilidade	89
3.4.2. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA	89
3.4.2.1. Infiltrômetro de disco	90
3.4.2.1.1. Preparação da superfície	90
3.4.2.1.2. Montagem do equipamento	90
3.4.2.1.3. Abastecimento de água	91
3.4.2.1.4. Teste do equipamento	92
3.4.2.1.5. Estabilização do ensaio	93
3.4.2.1.6. Determinação das umidades	93
3.4.2.1.7. Condutividade hidráulica não saturada	93
3.4.2.2. Permeâmetro Guelph	94
3.4.2.2.1. Preparação do furo	94
3.4.2.2.2. Montagem do equipamento	94
3.4.2.2.3. Posicionamento do equipamento	95
3.4.2.2.4. Estabelecimento das alturas de carga	95
3.4.2.2.5. Estabilização do ensaio	95
3.4.2.2.6. Condutividade hidráulica saturada de campo, potencial matricial de fluxo e parâmetro α	96
CAPÍTULO 4. RESULTADOS	97
4.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	97
4.2. ENSAIOS DE POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO	98
4.3. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA	100
4.4. TENSÍÔMETROS	106
4.5. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA – ENSAIOS DE LABORATÓRIO	107
4.6. ENSAIOS DE CAMPO	109
4.6.1. INFILTRÔMETRO DE DISCO	109
4.6.1.1. Solo na condição natural	109
4.6.1.1.1. Método de White et al. (1992)	109
4.6.1.1.2. Método de Reynolds e Elrick (1991)	117

4.6.1.1.3. Método de Ankeny et al.(1991).....	119
4.6.1.2. Solo compactado, com grau de compactação 98%	120
4.6.1.2.1. Método de White et al. (1992).....	120
4.6.1.2.2. Método de Reynolds e Elrick (1991).....	121
4.6.1.2.3. Método de Ankeny et al.(1991).....	122
4.6.1.3. Solo compactado, com grau de compactação 95%	123
4.6.1.3.1. Método de White et al. (1992).....	123
4.6.1.3.2. Método de Reynolds e Elrick (1991).....	124
4.6.1.3.3. Método de Ankeny et al.(1991).....	125
4.6.2. PERMEÂMETRO GUELPH	125
CAPÍTULO 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	129
5.1. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO	129
5.2. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA – EM LABORATÓRIO.....	131
5.3. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA E NÃO SATURADA	132
5.3.1. INFILTRÔMETRO DE DISCO	132
5.3.1.1. Sortividade.....	133
5.3.1.1.1. Solo natural	133
5.3.1.1.2. Solo compactado	134
5.3.1.2. Condutividade hidráulica não saturada	134
5.3.1.2.1. Solo natural	134
5.3.1.2.2. Solo compactado (GC 98% e GC 95%).....	137
5.3.2. PERMEÂMETRO GUELPH	140
5.3.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM O INFILTRÔMETRO DE DISCO E PERMEÂMETRO GUELPH PARA O SOLO NATURAL	141
CAPÍTULO 6. CONCLUSÃO	143
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147
APÊNDICE	152
APÊNDICE I - CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA UTILIZADOS NO ENSAIO DO PAPEL FILTRO	153

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

A infiltração de água no solo, umas das componentes essenciais do ciclo hidrológico, interfere de variadas maneiras em obras de engenharia e no cotidiano da sociedade. Um claro exemplo de interferência são as enchentes e inundações que assolam centros urbanos, trazendo transtornos e tornando algumas regiões em áreas de alto risco, principalmente para a população carente. Uma das causas dessas enchentes é a alta porcentagem de impermeabilização proporcionada pelas construções e pavimentação das vias de transportes, além de muitas vezes, ter-se um sistema de drenagem deficiente e precário. Sabe-se que a água pluvial depois de atingir o solo será infiltrada, evaporada ou escoada superficialmente; entretanto, como a maior parte dessas regiões estão impermeabilizadas, reduz-se a infiltração e grande parcela desta água será somente escoada superficialmente, causando as enchentes nesses locais. Por outro lado, a água ao infiltrar reduz a sucção do solo não saturado e, por extensão, a sua resistência, aumentando ainda a sua compressibilidade. Assim, além dos problemas associados a enchentes, o processo de infiltração condiciona diversas obras de cunho geotécnico, como a estabilidade de taludes, o desempenho de fundações e a durabilidade de pavimentos.

Um das propriedades hidráulicas que influencia o processo de infiltração da água no solo é a condutividade hidráulica. Esta propriedade pode ser medida através de ensaios de laboratório e de campo, podendo o solo estar na condição saturada ou não saturada.

Dentre as diversas técnicas e equipamentos existentes para determinação da condutividade hidráulica destaca-se o infiltrômetro de disco (Perroux e White, 1988). Este equipamento tem se tornado popular na área de ciência do solo por não provocar perturbação no solo, pela facilidade no manuseio, rapidez na obtenção de dados de ensaio e principalmente pelo diferencial de permitir a infiltração da água no solo sob potenciais negativos. Com este equipamento é possível determinar alguns parâmetros hidráulicos do solo “*in situ*”, como a condutividade hidráulica não saturada através de diferentes métodos (White

et al., 1992; Reynolds e Elrick, 1991; Ankeny et al., 1991), a sortividade (White et al., 1992) e a caracterização dos macro e meso-poros (Wilson e Luxmoore, 1988) a partir da relação entre infiltração acumulada *versus* tempo e infiltração acumulada *versus* raiz do tempo. Ressalta-se, ainda, que é possível aplicar potenciais positivos, com modificações na configuração do equipamento.

Esta pesquisa tem o objetivo de estudar a condutividade hidráulica não saturada em solo típico da cidade de São Carlos, utilizando-se nos ensaios de campo a técnica do infiltrômetro de disco. É também objetivo desta pesquisa, comparar os vários métodos existentes para determinação da condutividade hidráulica não saturada com o uso do infiltrômetro de disco. Os resultados obtidos foram comparados com os resultados fornecidos pelo permeâmetro Guelph.

O conteúdo desta dissertação encontra-se dividida em 6 capítulos:

No Capítulo 1 apresenta a importância e objetivo da pesquisa;

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica da literatura consultada, que está subdividida em 3 partes: solos não saturados, infiltração e condutividade hidráulica.

No Capítulo 3 são descritos os ensaios realizados durante esta pesquisa, descrevendo alguns itens, como: a área estudada, ensaios de caracterização, ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, ensaios para obtenção da curva de retenção de água no solo, ensaios de condutividade hidráulica em laboratório e campo.

No Capítulo 4 são mostrados os gráficos e tabelas referentes aos resultados obtidos em todos os ensaios de laboratório e campo.

No Capítulo 5 são analisados os resultados de laboratório e campo, comparando-se os resultados obtidos de condutividade hidráulica saturada e condutividade hidráulica não saturada dos ensaios com o infiltrômetro de disco, permeâmetro Guelph e os resultados permeabilidade fornecidos em laboratório.

No Capítulo 6 apresentam-se as conclusões desta pesquisa e sugestões para futuros trabalhos com o uso do infiltrômetro de disco.

CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão acerca de ensaios de infiltração em solos. Inicialmente, recapitulam-se alguns conceitos aplicáveis aos solos não saturados, incluindo-se características gerais do processo de infiltração e modelos empíricos que descrevem esse fenômeno. Posteriormente, descrevem-se as equações gerais de fluxo de água e detalham-se características de ensaios de permeabilidade realizados “*in situ*”, que incluem o infiltrômetro de disco, objeto principal desta pesquisa.

2.1. Solos não saturados

Solos em condição não saturada ocorrem numa diversidade de situações, tanto em formações naturais, como em variações de solo compactado.

Uma característica essencial de um solo não saturado é a ocorrência de pressões negativas na água como se ilustra na Figura 2.1.

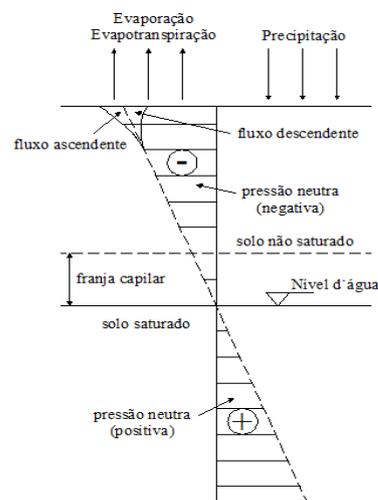


Figura 2.1 - Variação da pressão neutra num perfil de solo (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

2.1.1. Estudo dos solos não saturados

Os solos não saturados estão presentes em diversas localidades ao redor do mundo e são predominantes nas regiões de clima árido ou semi-árido. Esta predominância é decorrente do elevado potencial de evaporação, baixa precipitação e do nível d'água estar muitas vezes localizado em grandes profundidades.

A Figura 2.1 ilustra, qualitativamente, a variação da pressão na água em um perfil de solo. Abaixo do nível d'água, o solo normalmente encontra-se saturado e com pressões positivas na água intersticial enquanto que acima do nível d'água ele normalmente está não saturado e com pressões de água negativa. Nota-se ainda, na parte mais superficial mais afetada pelas oscilações climáticas que as pressões podem se afastar da condição hidrostática, a depender da ocorrência de infiltração ou de evaporação.

2.1.2. Definição

Os solos não saturados caracterizam-se pela presença de uma fase sólida (grãos e partículas minerais), uma fase líquida (corresponde normalmente à água) e uma fase gasosa (composta por ar). Fredlund e Rahardjo (1993) adicionam uma quarta fase neste sistema trifásico, a qual é resultante da interface ar-água e denominada de membrana contráctil (Figura 2.2).

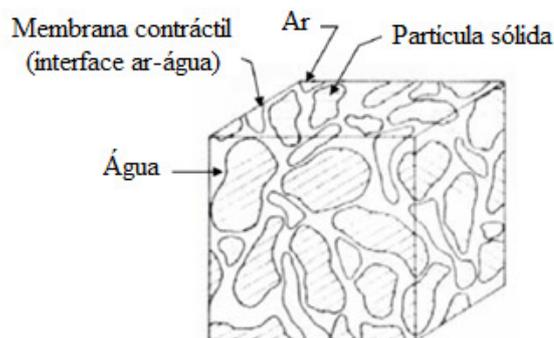


Figura 2.2 - Elemento de um solo não saturado (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A Figura 2.3 representa esquematicamente um elemento de solo não saturado em função das massas e volumes de cada fase, onde (a) simboliza um sistema com quatro fases (incluindo a membrana contráctil) e (b) simboliza um sistema trifásico (sólido, líquido e gasoso). Fredlund e Rahardjo (1993) afirmam que a subdivisão física da membrana contráctil

não é necessária quando se pretende estabelecer relações de massa e volume, podendo esta ser considerada como componente da parte líquida do sistema.

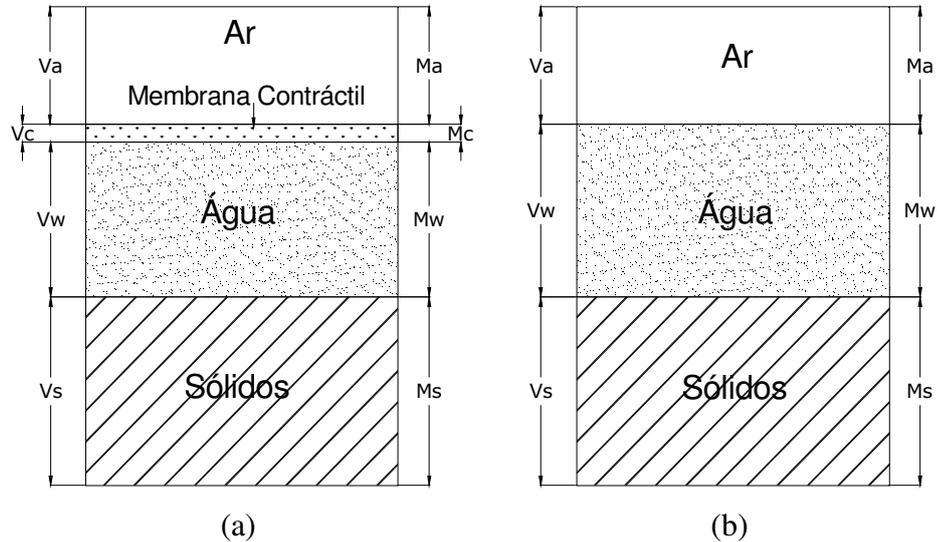


Figura 2.3 - Fases de um solo não saturado. (a) Sistema com quatro fases, incluindo a membrana contráctil; (b) Sistema trifásico (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Alguns índices físicos são utilizados para determinar a quantidade de água presente no solo. Estes índices físicos podem ser expressos em termos de massa, representado pelo teor de umidade gravimétrico (w) como mostra equação (1) ou volume, representado pelo teor de umidade volumétrico (θ) como indica a equação (2). A equação (3) apresenta uma maneira simples de calculá-lo, por meio de uma correlação entre o teor de umidade gravimétrico com o teor de umidade volumétrico.

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (1)$$

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (2)$$

$$\theta = w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad (3)$$

em que w é o teor de umidade gravimétrico, em $[M M^{-1}]$; M_w é a massa de água, em $[M]$; M_s é a massa dos sólidos, em $[M]$; θ é o teor de umidade volumétrico, em $[L^3 L^{-3}]$; V_w é o volume de água, em $[L^3]$; V é o volume total, em $[L^3]$; ρ_d é a massa específica seca, em $[M L^{-3}]$; ρ_w é a massa específica da água, em $[M L^{-3}]$.

2.1.3. Pressões em interfaces gás líquido

A Figura 2.4 ilustra uma interface entre gás e líquido. Sabe-se que na interface o desequilíbrio de tensões de atração resulta em uma superfície contraída e tracionada, como ilustra a Figura 2.4, onde T_s é a tensão superficial.

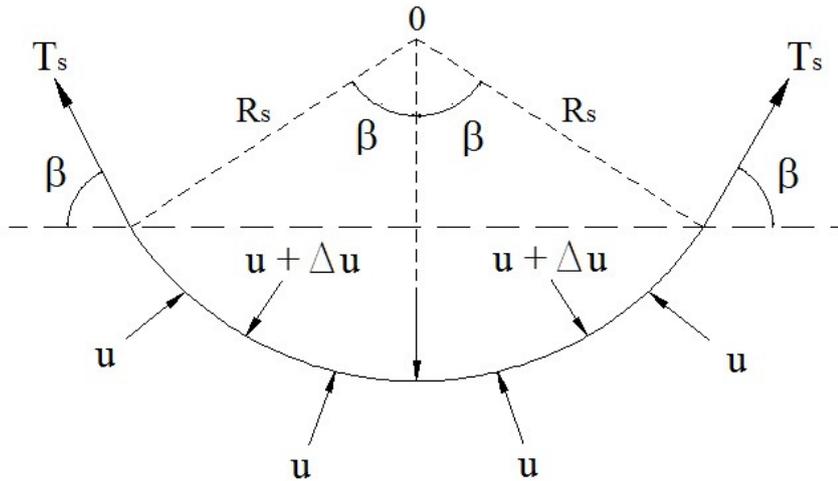


Figura 2.4 – Tensão Superficial na interface ar-água em uma superfície curva bidimensional (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A fórmula de Laplace, expressa pela equação (4), permite calcular a diferença de pressão para uma superfície curvilínea tridimensional com dois raios de curvatura diferentes, ilustrada na Figura 2.5.

$$\Delta u = u_a - u_w = T_s \cdot \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (4)$$

em que Δu é a diferença de pressão, em $[M L^{-1} T^{-2}]$; u_a é a pressão do ar, em $[M L^{-1} T^{-2}]$; u_w é a pressão da água, em $[M L^{-1} T^{-2}]$; T_s é a tensão superficial, em $[M L^{-1} T^{-2}]$; R_1 e R_2 são os raios de curvatura do menisco capilar; em $[L]$.

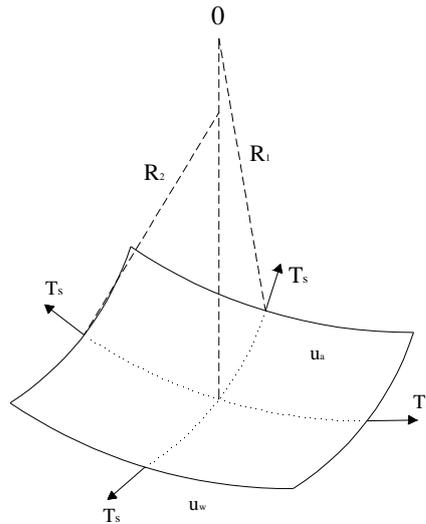


Figura 2.5 – Tensão superficial em uma superfície tridimensional (VILAR, 2009).

Na Figura 2.6 estão ilustradas três possíveis configurações da interface líquido-gasosa. Observa-se que para uma superfície plana não há diferença de pressão no contato da interface líquido-gasosa (Figura 2.6a), enquanto que, para as superfícies convexa e côncava (Figura 2.6b e c) existe uma diferença de pressão no contato entre as duas fases.

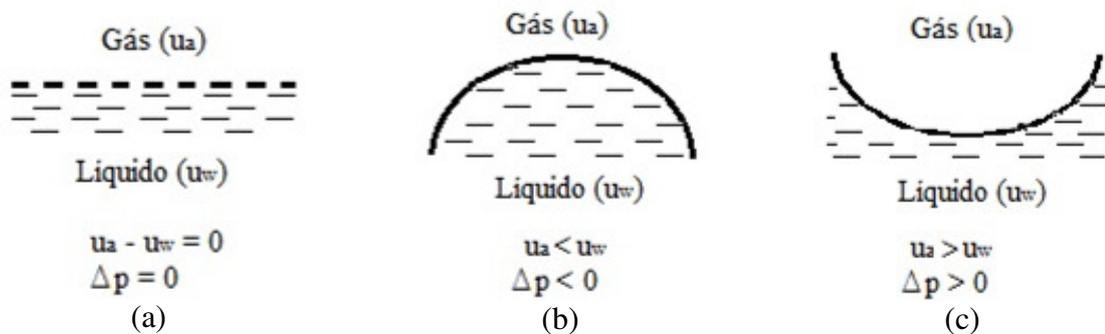


Figura 2.6 – Diferença de pressão em uma superfície: (a) plana, (b) convexa e (c) côncava (adaptado de LIBARDI, 1995).

2.1.4. Capilaridade

A capilaridade é um fenômeno que se manifesta em tubos de pequeno diâmetro colocados na água e resulta da ação da tensão superficial e da tendência de a água molhar a superfície do tubo (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Este fenômeno está ilustrado na Figura 2.7, em que um tubo capilar está mergulhado em uma superfície com água livre. Para que ocorra um equilíbrio entre as forças verticais, esta água subirá pelo interior do tubo até atingir uma altura denominada de altura de ascensão capilar (h_c). Como no interior deste tubo

existe uma diferença de pressões entre a interface líquido-gasosa, haverá a formação de um menisco.

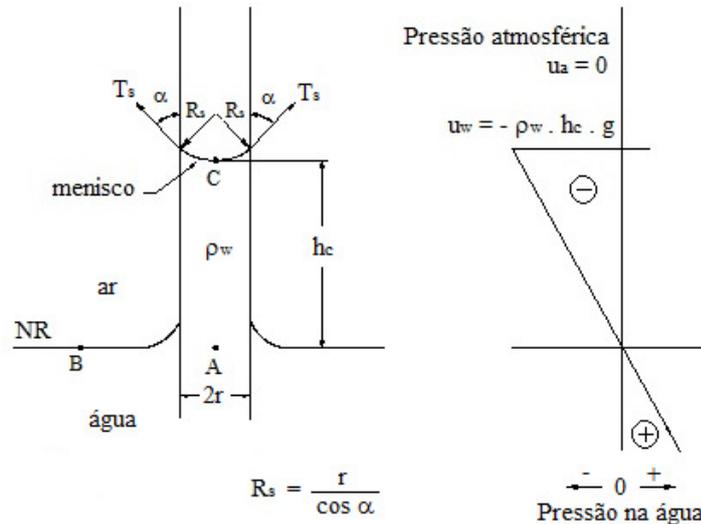


Figura 2.7 – Modelo físico e fenômeno da Capilaridade (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Hillel (1971) diz que a formação do menisco em tubos de pequeno diâmetro é resultante do ângulo de contato do líquido com a superfície do tubo, o qual depende das forças de adsorção entre as moléculas do líquido e as moléculas do sólido. No caso de ocorrer atração entre as moléculas do líquido e do sólido, o formato da superfície do líquido será côncava e o ângulo de contato será agudo, gerando uma ascensão capilar; entretanto, se o formato da superfície do líquido for convexa, indicará que há uma repulsão entre as moléculas do líquido e sólido e o ângulo de contato será obtuso, gerando uma depressão capilar. A Figura 2.8 representa exemplos de meniscos com formato côncavo (tubos imersos na água) e convexo (tubos imersos no mercúrio).

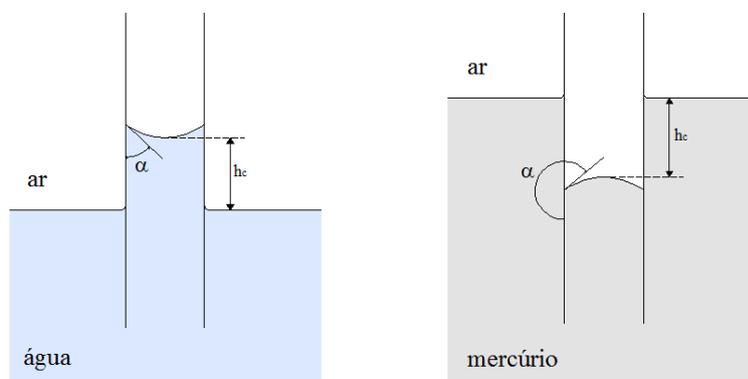


Figura 2.8 – Capilares imersos em água e mercúrio (modificado de REICHARDT, 1985).

É importante observar que a ascensão ou depressão capilar (h_c) não depende da pressão atmosférica (u_a) e posição do tubo capilar, porém, depende da pressão do líquido (u), da tensão superficial (T_s) e do raio de curvatura do menisco (inversamente proporcional ao diâmetro do tubo capilar).

Aplicando o equilíbrio de forças na direção vertical para o tubo de pequeno diâmetro imerso na água como mostra a Figura 2.7, temos:

$$2 \cdot \pi \cdot r_c \cdot T_s \cdot \cos \beta = \pi \cdot r_c^2 \cdot h_c \cdot \rho_w \cdot g \quad (5)$$

E que resulta na equação (6) para determinação da altura de ascensão capilar:

$$h_c = \frac{2 \cdot T_s \cdot \cos \beta}{\rho_w \cdot g \cdot r_c} = \frac{2 \cdot T_s}{\rho_w \cdot g \cdot R_s} \quad (6)$$

em que h_c é a altura de ascensão capilar, em [L]; T_s é a tensão superficial, em [$M L^{-1} T^{-2}$]; β é o ângulo de contato água-sólido, em [graus]; ρ_w é a massa específica da água, em [$M L^{-3}$]; g é a aceleração da gravidade, em [$L T^{-2}$]; r_c é o raio do tubo capilar, em [L]; R_s é raio de curvatura do menisco capilar, em [L].

2.1.5. Adsorção

A adsorção é outro tipo de fenômeno resultante da diferença nas forças de atração ou repulsão que ocorrem entre as moléculas de diferentes fases em suas superfícies de contato (Figura 2.9). Hillel (1971) menciona que estas forças podem ser de diferentes tipos (forças eletrostáticas ou iônicas, forças de London-van der Waals) e que a adsorção da água geralmente é de natureza eletrostática.

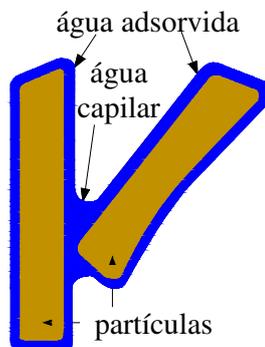


Figura 2.9 – Combinação da capilaridade e adsorção em um solo não saturado (HILLEL, 1971).

Este mesmo autor destaca que a camada de água adsorvida pelas partículas sólidas pode ter propriedades mecânicas de resistência e viscosidade que diferem da água líquida comum para uma mesma temperatura.

2.1.6. Potencial da água no solo

A água presente nos poros do solo, assim como qualquer corpo da natureza, pode ser caracterizada pelo seu estado de energia. No caso de um solo não saturado, este estado de energia pode ser determinado através do somatório das energias cinética e potencial. A energia cinética normalmente é desprezada, uma vez que o fluxo de água no interior do solo ocorre muito lentamente; enquanto que, a energia potencial é determinada em função da posição e condição interna do solo, sendo de grande importância na determinação do estado e da movimentação da água no interior do solo (HILLEL, 1971). Dessa maneira, a energia potencial será igual à energia total da água.

Vilar (2009) define que o potencial total da água do solo representa o trabalho útil que deve ser realizado para conduzir um infinitesimal de água pura, reversível e isotermicamente, desde um reservatório sob condições padronizadas até a água no solo. A Figura 2.10 ilustra esta definição de potencial total, sendo que a água pura no reservatório padrão encontra-se livre de sais minerais e outros solutos, com uma determinada temperatura, cota e pressão (ponto A); enquanto que a água no solo está interagindo com a matriz sólida, encontra-se sob certa pressão e numa cota diferente do reservatório padrão e possui alguns solutos.

Reichardt (1985) menciona que o potencial total da água dificilmente pode ser determinado na forma absoluta, por isso, é necessário calcular a diferença entre um estado padrão e o referido estado no sistema.

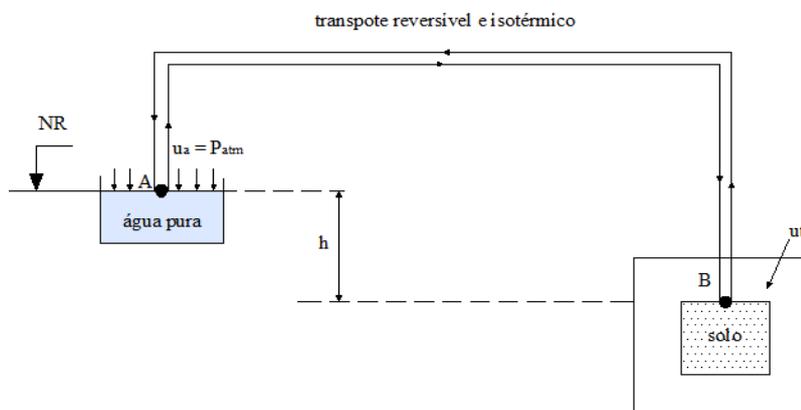


Figura 2.10 - Representação da definição do Potencial Total da Água no Solo (VILAR, 2009).

Portanto, o potencial total da água em um solo não saturado define seu estado de energia no ponto considerado, sendo composto pela soma de alguns dos principais potenciais: osmótico, gravitacional, matricial e pneumático; representado na equação (7). Além destes, existem outros potenciais que tem menor importância no comportamento geotécnico dos solos não saturados e podem ser descartados, como é o caso do potencial de consolidação e térmico.

$$\phi_t = \phi_{os} + \phi_g + \phi_m + \phi_{pn} \quad (7)$$

em que ϕ_t é o potencial total da água no solo, em [L]; ϕ_{os} é o potencial osmótico, em [L]; ϕ_g é o potencial gravitacional, em [L]; ϕ_m é o potencial matricial, em [L]; ϕ_{pn} é o potencial pneumático, em [L];

2.1.6.1. Potencial osmótico

O potencial osmótico (ϕ_{os}) tem como característica a presença de sais minerais e matéria orgânica dissolvidas na água do solo. Este potencial equivale ao potencial total (ϕ_t) quando a água pura do reservatório padrão e a solução de água no solo encontram-se na mesma cota ($h = 0$), na mesma pressão ($u_B = u_A = P_{atm}$) e o solo encontra-se saturado, isto é, não ocorrem efeitos da matriz do solo (VILAR, 2009).

2.1.6.2. Potencial gravitacional

O potencial gravitacional (ϕ_g) traduz à componente de posição e que corresponde à diferença entre as cotas da água pura no reservatório padrão no solo e da água do solo medidas a partir de um referencial de posição. Este potencial equivale ao potencial total (ϕ_t) quando a água do solo é idêntica à água pura contida no reservatório padrão, está à mesma pressão ($u_B = u_A = P_{atm}$) e solo encontra-se saturado, isto é, não ocorrem efeitos da matriz do solo (VILAR, 2009).

2.1.6.3. Potencial matricial

O potencial matricial (ϕ_m) é decorrente das forças de capilaridade e de adsorção que surgem da interação entre a água e as partículas minerais que constituem o solo, denominada

de matriz do solo (HILLEL, 1971). Este potencial equivale ao potencial total (ϕ) quando a água do solo é idêntica à água do reservatório padrão, está na mesma cota ($h = 0$) e sob a mesma pressão ($u_B = u_A = P_{atm}$) (VILAR, 2009).

2.1.6.4. Potencial pneumático

O potencial pneumático (ϕ_{pn}) origina-se da atuação de pressão de ar externa sobre o solo ser diferente da pressão adotada no estado padrão (pressão atmosférica). Este potencial equivale ao potencial total (ϕ) desde que a água do solo seja idêntica à água pura do reservatório padrão, esteja na mesma cota que o reservatório padrão ($h = 0$), sujeita à pressão diferente da atmosférica ($u_B \neq P_{atm}$) e que o solo esteja saturado, isto é, que não ocorram efeitos decorrentes da matriz do solo (VILAR, 2009).

2.1.7. Sucção

Vilar (2009) define a sucção total do solo como sendo a pressão manométrica negativa, em relação à pressão externa de gás sobre a água do solo, que deve ser aplicada a um reservatório de água pura (à mesma cota e temperatura) de maneira que se mantenha o equilíbrio, através de uma membrana semi-permeável, entre a água pura do reservatório e a água do solo (Figura 2.11).

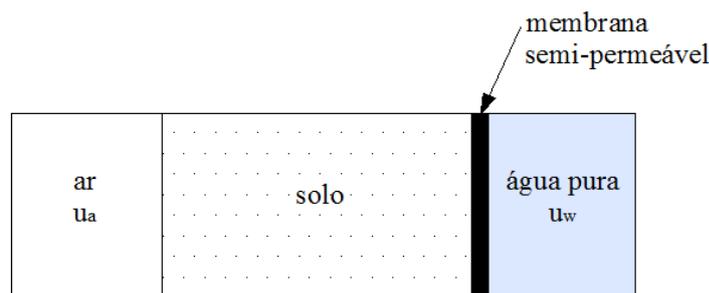


Figura 2.11 – Representação da sucção total no solo (VILAR, 2009).

Hillel (1971) aponta que o termo sucção é utilizado apenas para evitar o uso do sinal negativo na caracterização da pressão da água presente no solo. Portanto, o potencial da água no solo pode ser representado em termos de pressões positivas, isto é, de sucção.

Como foi visto anteriormente, existem diversos potenciais atuantes nos solos não saturados. Admitindo que os potenciais pneumático e gravitacional não interfiram no

equilíbrio do sistema, estes podem ser desprezados. Dessa maneira, o potencial total da água no solo pode ser representado pela soma dos potenciais matricial e osmótico, que em termos de sucção, é equivalente dizer que, a sucção total é a soma das parcelas de sucção matricial e de sucção osmótica, conforme representa a equação (8):

$$\psi = \psi_m + \psi_{os} \quad (8)$$

em que ψ é a sucção total, em $[M L^{-1} T^{-2}]$; ψ_m é a sucção matricial, em $[M L^{-1} T^{-2}]$; ψ_{os} é a sucção osmótica, em $[M L^{-1} T^{-2}]$.

A Figura 2.12 ilustra os conceitos de sucção matricial, osmótica e total, que estão definidas nos próximos itens.

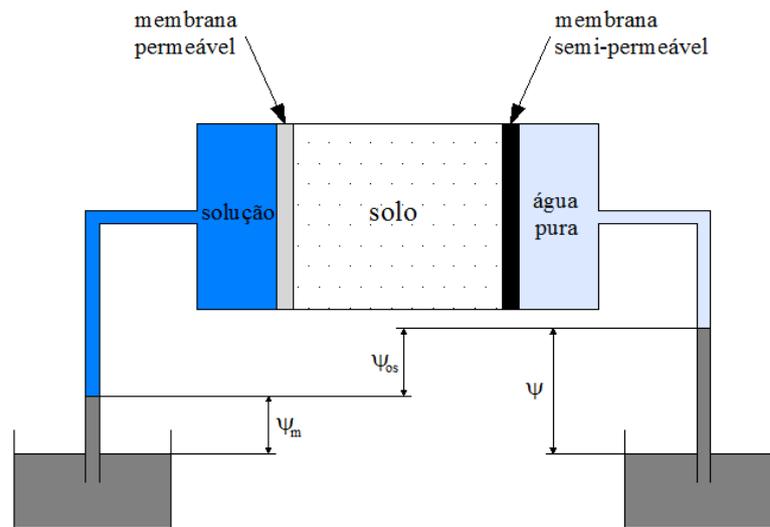


Figura 2.12 – Representação dos conceitos de sucção total, matricial e osmótica (VILAR, 2009).

2.1.7.1. Sucção total

O contato da amostra de solo úmido com uma membrana semi-permeável permite apenas o fluxo da água pura e impede o fluxo de solutos. Esta configuração, representada na Figura 2.12 pela extremidade direita, corresponde à medida da sucção total (ψ).

2.1.7.2. Sucção matricial

O contato da amostra de solo úmido com uma membrana permeável permite tanto o fluxo da água intersticial presente na amostra quanto dos solutos presentes na solução. Esta

configuração, representada na Figura 2.12 pela extremidade esquerda, corresponde à medida da sucção matricial (ψ_m).

2.1.7.3. Sucção osmótica

A sucção osmótica (ψ_{os}) é obtida através da diferença entre a sucção total (ψ) e a sucção matricial (ψ_m).

2.1.8. Técnicas para obter a medida da sucção: total, matricial e osmótica

Existe uma grande variedade de técnicas desenvolvidas para obter as medidas das sucções total, matricial e osmótica e que podem ser feitas em laboratório e/ou em campo (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Na Tabela 2.1 constam reunidas algumas dessas principais técnicas acompanhadas com a respectivas faixa de medida (em kPa) e seguidas de algumas observações sobre o processo de obtenção destas medidas. Nesta revisão bibliográfica será dado destaque para as técnicas do Funil de Placa Porosa, Papel Filtro e Tensiômetro padrão, pois ambas integram parte desta pesquisa.

Tabela 2.1 – Técnicas de medida de sucção (VILAR, 2009).

Técnica de medida/ Tipo de sucção	Faixa de medida (kPa)	Observações
Blocos porosos (matricial)	10 a 1000	<ul style="list-style-type: none"> • Condutividade elétrica de materiais porosos (gesso; fibra de vidro;etc); • resistência elétrica (ohms x sucção); • Histerese pronunciada; mais sensível às altas sucções;
Equilíbrio da fase vapor (total)	Toda a faixa acima de 400	<ul style="list-style-type: none"> • Solução com concentração conhecida; • Umidade relativa; Sucção Total; • Amostra de solo em dessecador sem contato com a solução; • Equilíbrio demorado;
Extrato da solução do solo (osmótica)	Todos os valores	<ul style="list-style-type: none"> • Condutividade elétrica do extrato da solução; • Concentração de solutos; • Extrato + psicrômetro: resolução ruim;
Funil de pedra porosa (matricial)	0 a 90	<ul style="list-style-type: none"> • Sucção é aplicada diretamente à amostra; • Bom para baixas sucções onde a precisão das panelas é limitada;

Tabela 2.1 – (continuação) Técnicas de medida de sucção (Vilar 2009).

Técnica de medida/ Tipo de sucção	Faixa de medida (kPa)	Observações
Membrana de pressão (matricial/total)	até 10000	<ul style="list-style-type: none"> • Técnica de translação de eixos; • Emprega membrana de celulose;
Papel filtro (matricial/total)	Todos os valores	<ul style="list-style-type: none"> • Depende do contato com o solo (garantir o contato parece ser problemático); • Calibração; fungos; • Pesagem;
Placa de pressão (matricial)	0 a 1500	<ul style="list-style-type: none"> • Emprega a técnica de translação de eixos; • Depende da capacidade da pedra porosa (pressão de entrada de ar);
Princípios osmóticos (matricial)	200 a 1600 (PEG 20000)	<ul style="list-style-type: none"> • Membrana de celulose para diálise; • Solução de PoliEtilenoGlicol (PEG), peso molecular 20000; • Útil para instalar e controlar a sucção em ensaios;
Psicrômetros (osmótica/total)	100 a 8000	<ul style="list-style-type: none"> • Depende de rigoroso controle de temperatura, principalmente nas baixas sucções; mais recomendado para laboratório; • Sucção osmótica: mede sucção de extrato da solução do solo (confiabilidade precária);
Tensiômetro (matricial)	0 a 70	<ul style="list-style-type: none"> • Tempo de resposta: condutância da pedra porosa; sensibilidade do elemento de medida; • Tensiômetros osmóticos; • Tensiômetros de alta capacidade (medem pressões abaixo de -1 atm): tiram partido da elevada resistência à tração da água;
Sensores de condutividade térmica (matricial)	0 a 400	<ul style="list-style-type: none"> • Cápsula cerâmica contendo sensor de temperatura e mini-aquecedor; • Condutividade térmica do bloco varia com sua umidade; • Equilíbrio solo-cápsula (bloco): sucção matricial medida a partir da condutividade térmica;

2.1.8.1. Técnica do Papel Filtro

Esta técnica de medição de sucção baseia-se no princípio da absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso com determinada umidade é colocado em contato com o papel filtro, cuja umidade é menor que a do material poroso. Este papel filtro absorverá certa quantidade de água da amostra do solo até o sistema atingir equilíbrio.

O uso desta técnica possibilita medir a sucção total ou matricial, que depende da configuração do ensaio, e determinar as características das curvas de retenção de água para os processos de secagem e umedecimento

A Figura 2.13 ilustra as duas configurações possíveis para este ensaio, onde a sucção total, que é medida com o fluxo de vapor através de um espaço existente entre a amostra de solo e o papel filtro está representada pela Figura 2.13(a), e a sucção matricial, que é medida com o fluxo capilar através do contato direto entre a amostra de solo e o papel filtro está representada pela Figura 2.13(b) (MARINHO, 1994).

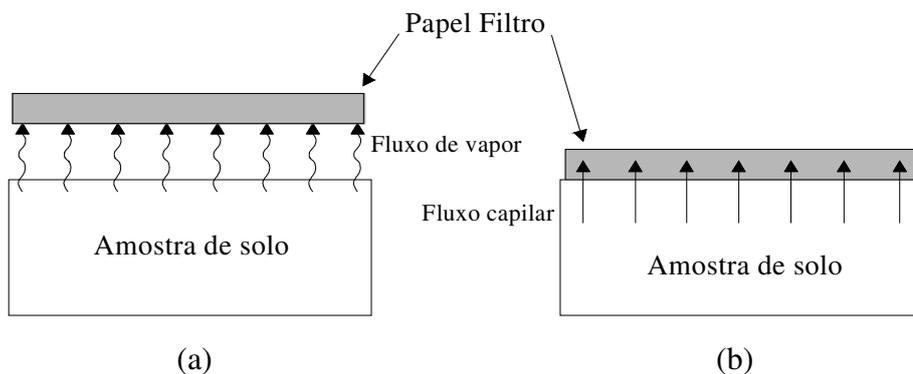


Figura 2.13 – Duas configurações do ensaio com papel filtro. (a) Sucção total; (b) Sucção matricial. (adaptado de MARINHO, 1994).

Um fator muito importante para esta técnica é o tempo de equilíbrio, o qual está diretamente associado com o teor de umidade (gravimétrico ou volumétrico) da amostra do solo para obtenção de valores corretos de sucção total ou matricial.

A possibilidade de determinar a sucção osmótica (fornecida pela diferença entre a sucção total e matricial) associadas com baixo custo, simplicidade e facilidade no manuseio das ferramentas podem ser citadas como vantagens desta técnica. Marinho (1994) destaca que um bom contato entre o papel filtro e a amostra do solo é fundamental para obtenção da sucção.

2.1.8.2. Técnica do Funil de Placa Porosa

Esta técnica de medida da sucção, denominada de Funil de Placa Porosa ou Funil de Haines, consiste em impor ao solo valores de sucção matricial através da diferença de cotas entre a amostra do solo e o reservatório de água. Este equipamento é constituído por uma placa porosa colada dentro de um funil, no qual este conjunto é interligado a uma haste flexível até um reservatório de água, que tem a função de fornecer ou receber água da amostra de solo (Figura 2.14).

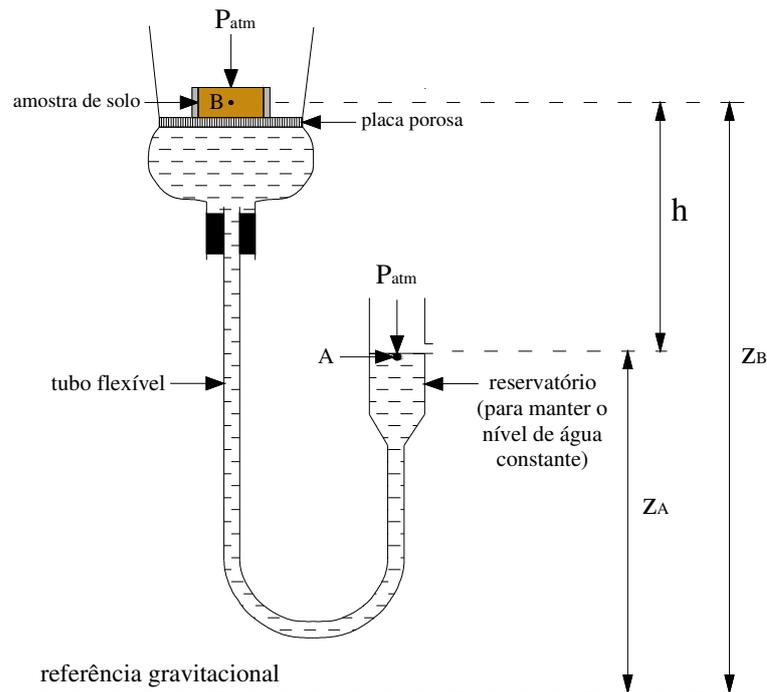


Figura 2.14 – Esquema do Funil de Placa Porosa (adaptado de LIBARDI, 1995).

A sucção matricial é calculada utilizando-se a equação (9) e informações mais detalhadas do equipamento e equacionamento podem ser encontradas em Libardi (1995).

$$u_a - u_w = \rho_w \cdot g \cdot (z_A - z_B) \quad (9)$$

em que u_a é a pressão do ar, em $[M L^{-1} T^{-2}]$; u_w é a pressão da água, em $[M L^{-1} T^{-2}]$; ρ_w é a massa específica da água, em $[M^1 L^{-3}]$; g é a aceleração da gravidade, em $[L T^{-2}]$; z_B é a altura da amostra do solo dentro do funil, em $[L]$; z_A é a altura do reservatório de água, em $[L]$.

Libardi (1995) afirma que variando o valor de h e determinando-se o teor de umidade de cada amostra após ser atingido o equilíbrio é possível utilizar esses valores para curva de

retenção de água. Este mesmo autor destaca que o valor máximo de h é de aproximadamente de 8,5m devido à passagem de ar através da placa porosa, fenômeno este denominado de cavitação.

2.1.8.3. Técnica do Tensiômetro

O tensiômetro é um aparelho composto por um tubo plástico, de comprimento variável, onde na sua extremidade inferior está acoplada uma cápsula de pedra porosa (cerâmica ou porcelana). Na extremidade superior deste tubo plástico, encontra-se conectado um vacuômetro, através do qual são medidas a sucção matricial. Este aparelho com vacuômetro possui duas versões: tensiômetro com Jet fill (Figura 2.15a) e tensiômetro padrão (Figura 2.15b). Esta técnica de medida da sucção matricial é utilizada em campo e o princípio de funcionamento baseia-se no equilíbrio entre os potenciais da água contida no interior do aparelho e da água presente no solo.

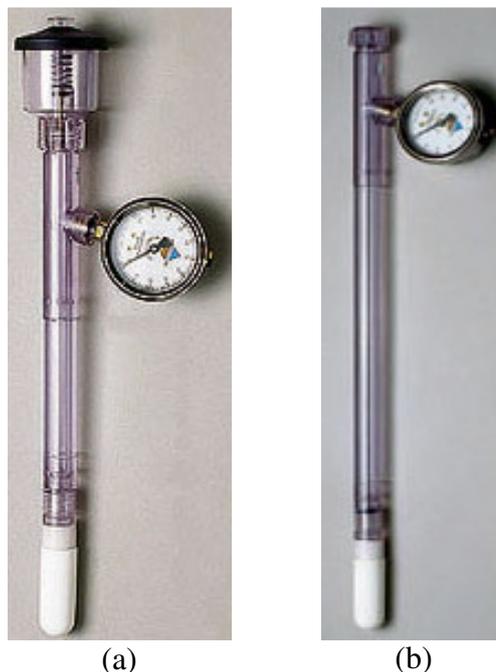


Figura 2.15 – (a) Tensiômetro analógico com Jet fill; (b) Tensiômetro analógico comum. (SOILMOISTURE EQUIPAMENT CORP., 2011).

A faixa de leitura neste aparelho não ultrapassa valores de sucção de 70 kPa devido à problemas de cavitação do sistema e os valores de sucção matricial depende da profundidade de instalação e do comprimento do tubo de plástico.

2.1.9. Curva de retenção de água no solo

A curva de retenção de água no solo pode ser representada graficamente como a sucção (total, matricial ou osmótica) *versus* umidade (grau de saturação, teor de umidade gravimétrico ou volumétrico). Esta curva de retenção tem grande importância na solução de problemas relacionados com as áreas de geotecnia e agricultura, além de ser muitas vezes utilizada para estimativa da condutividade hidráulica não saturada.

A determinação da curva de retenção pode ser feita a partir das trajetórias de secagem e umedecimento de amostras de solo. Para a trajetória de secagem, a amostra de solo é saturada e posteriormente deixada secar até atingir umidade pré-especificada, enquanto que, para a trajetória de umedecimento, a amostra de solo é deixada secar ao ar livre e posteriormente permite que absorva água até atingir umidade pré-especificada. Quando as curvas são representadas graficamente, tanto para a trajetória de secagem quanto para a trajetória de umedecimento, observa-se que elas não coincidem e os teores de umidade para a trajetória de secagem são maiores que os da trajetória de umedecimento para a mesma sucção. A diferença entre essas curvas é denominada de histerese e de acordo com Hillel (1971) pode ser atribuído ao efeito do ângulo de contato, irregularidades geométricas dos poros, bolhas de ar presentes nos vazios do solo e mudanças na estrutura do solo causada por fenômenos de expansão e ressecamento.

A Figura 2.16 ilustra os principais elementos que compõem a curva de retenção de água no solo, considerando-se as trajetórias de secagem e umedecimento para um solo tipicamente siltoso.

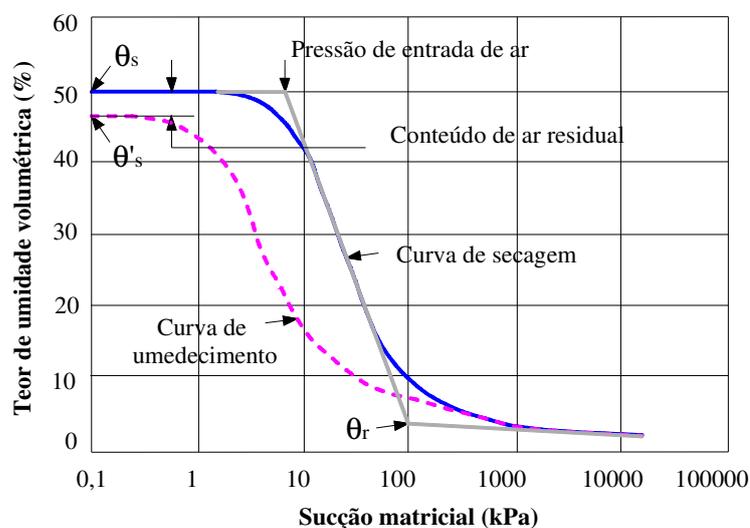


Figura 2.16 – Curva de Retenção típica e principais componentes (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).

θ_s : é o teor de umidade volumétrica de saturação para a curva obtida pela trajetória de secagem;

θ'_s : é o teor de umidade volumétrica de saturação para a curva obtida pela trajetória de umedecimento;

$(\theta_s - \theta'_s)$: é o conteúdo de ar residual (entre trajetória de secagem e umedecimento);

θ_r : é o teor de umidade volumétrica residual;

Pressão de entrada de ar: corresponde à sucção no início de entrada de ar.

Rohm (2004) afirma que a distribuição granulométrica, distribuição dos poros, estrutura e mineralogia das partículas são os principais fatores que interferem no formato da curva característica dos solos. Fredlund e Xing (1994) destacam que o tipo do solo (argiloso, siltoso e arenoso) também interfere no formato da curva de retenção (Figura 2.17).

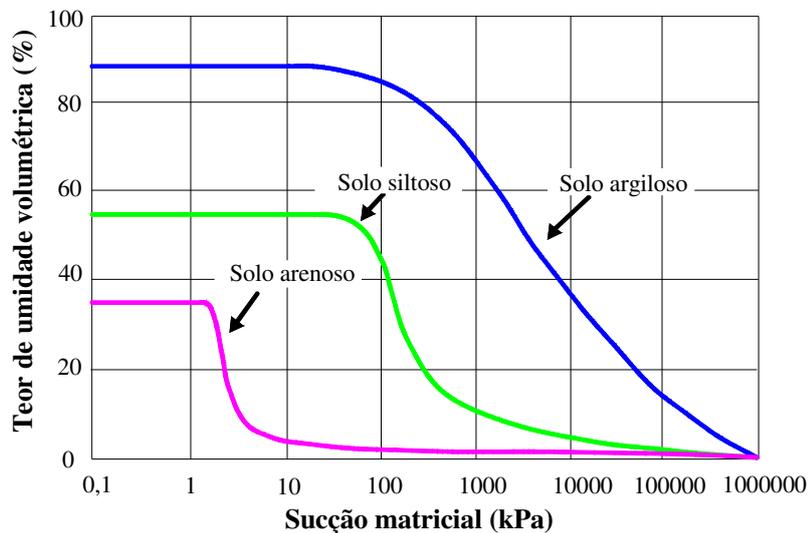


Figura 2.17 – Influência do tipo de solo no formato da curva de retenção (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).

A Tabela 1.3 reúne as equações mais conhecidas, com destaque para as equações de Van Genuchten (1980) e Fredlund & Xing (1994), amplamente utilizadas devido à versatilidade e ao bom ajuste para a maioria dos solos.

Tabela 2.2 – Equações para ajuste da curva de retenção (LEON e RAHARDJO, 1997).

Origem	Equação
Gardner (1958)	$\theta = \frac{1}{1 + (q \cdot \psi)^n}$

Tabela 2.2 – (continuação) Equações para ajuste da curva de retenção (LEON e RAHARDJO, 1997).

Origem	Equação
Brooks & Corey (1964)	$\theta = \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda$
Farrel & Larson (1972)	$\psi = \psi_{cr} \cdot \exp[\alpha(1 - \theta)]$
Van Genuchten (1980)	$\theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \cdot \psi)^n}\right]^m$
Willians et al. (1983)	$\ln \theta = A + B \cdot \ln \psi$
McKee & Bumb (1984)	$\theta = A \cdot \exp(a_6 \cdot \psi - B)$
McKee & Bumb (1987)	$\theta = \frac{1}{1 + A \cdot \exp(a_6 \cdot \psi - B)}$
Fredlund & Xing (1994)	$\theta = \left\{ \frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n \right]} \right\}^m$
Fredlund & Xing (1994)	$\theta = C(\psi) \cdot \left\{ \frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n \right]} \right\}^m$
correção de $C(\psi)$	$C(\psi) = \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln[1 + (10^6/\psi_r)]}$

em que $\theta = (\theta_w - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$ é o teor de umidade volumétrico normalizado, em $[L^3 L^{-3}]$; θ_w é o teor de umidade volumétrico da amostra, em $[L^3 L^{-3}]$; θ_r é o teor de umidade volumétrico residual, em $[L^3 L^{-3}]$; θ_s é o teor de umidade volumétrico de saturação, em $[L^3 L^{-3}]$; q é um parâmetro de ajuste relacionado a ψ_b , [adimensional]; ψ é a sucção, em $[M L^{-1} T^{-2}]$; n é um parâmetro de ajuste relacionado à curva no ponto de inflexão, [adimensional]; λ é o índice de distribuição de poros, [L]; ψ_b é a sucção de entrada de ar, $[M L^{-1} T^{-2}]$.

2.2. Infiltração

A infiltração é definida como o fenômeno de entrada de água nas camadas de solo próximas à superfície do solo, a qual movimenta-se no sentido de cima para baixo e através de seus vazios, modificando aos poucos a umidade inicial deste solo. Este processo pode acontecer por ação da gravidade e/ou capilaridade, e conforme ocorre o avanço da água pelo interior do solo, surge uma frente de molhamento (ou umedecimento).

Este processo depende fundamentalmente da quantidade de água disponível para infiltrar e alguns fatores que influenciam diretamente, tais como: tipo de solo, umidade inicial do solo, cobertura vegetal, declividade do terreno, intensidade e duração da chuva, temperatura (que afeta a viscosidade e peso específico do fluido), dentre outros.

Para compreensão e análise física do processo de infiltração, a Figura 2.18 ilustra esquematicamente a distribuição da água em um perfil de solo uniforme. Este perfil de solo é submetido a uma pequena carga hidráulica constante (H_0) na sua superfície e à medida que a água avança pela profundidade (z), ela começa a umedecer e alterar a umidade inicial do solo.

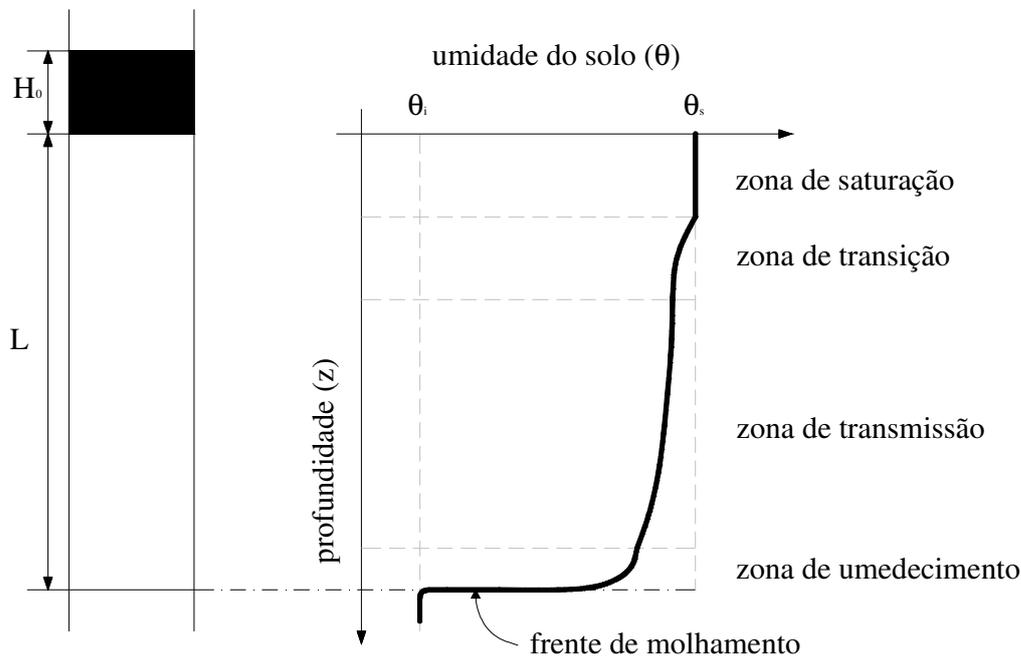


Figura 2.18 – Perfil de umidade durante o processo de infiltração em um solo (modificado de LIBARDI, 1995).

Neste perfil de umidade do solo ocorrem quatro zonas distintas e estas são descritas a seguir (LIBARDI, 1995):

- Zona de saturação: formado por uma camada estreita, situa-se logo abaixo da superfície do solo e supõe-se que o solo esteja saturado;

- Zona de transição: camada em que ocorre um decréscimo muito rápido da umidade;
- Zona de transmissão: nesta camada ocorrem pequenas variações de umidade e sua espessura (mais espessa ou menos espessa) depende fundamentalmente do fornecimento de água;
- Zona de umedecimento: formada por fina camada onde a umidade reduz bruscamente com o aumento da profundidade. Após esta zona de umedecimento há a frente de molhamento (ou umedecimento), que compreende ao limite visível da infiltração da água.

2.2.1. Infiltração Acumulada, Taxa de Infiltração e Capacidade de Infiltração

O termo infiltração acumulada (I) refere-se ao volume de água infiltrada na superfície do solo por unidade de área e depende do teor de umidade volumétrica inicial ao longo da profundidade considerada. Pode ser calculada através da equação (10):

$$I = \int_{\theta_i}^{\theta_s} z \cdot d\theta \quad (10)$$

em que I é a infiltração acumulada, em [L]; θ_i é o teor de umidade volumétrica inicial do solo, em [L³ L⁻³]; θ_s é o teor de umidade volumétrica de saturação do solo, em [L³ L⁻³]; z é a profundidade do solo, em [L].

O termo taxa de infiltração (i) está relacionada com a infiltração acumulada (I) e é definida como o volume de água infiltrada que atravessa a unidade de área do solo por unidade de tempo (LIBARDI, 1995). Este termo também pode ser chamado de velocidade de infiltração e está representado pela equação (11).

$$i = \frac{dI}{dt} \quad (11)$$

em que i é a taxa de infiltração, em [L T⁻¹]; I é a infiltração acumulada, em [L]; t é o tempo, em [T].

A Figura 2.19 ilustra a infiltração acumulada e a taxa de infiltração variando com tempo. Observa-se a partir desta Figura 2.19, que a taxa de infiltração é muito alta nos instantes iniciais e diminui ao longo do processo de infiltração. A diminuição desta taxa de infiltração está relacionada às condições iniciais e ao potencial matricial do solo, que a partir da redução total do potencial matricial tende a ser um valor constante e será igual à condutividade hidráulica saturada.

A infiltração acumulada, ao contrário da taxa de infiltração, tende a aumentar com o tempo e tornar-se constante quando o processo de infiltração estiver estabilizado.

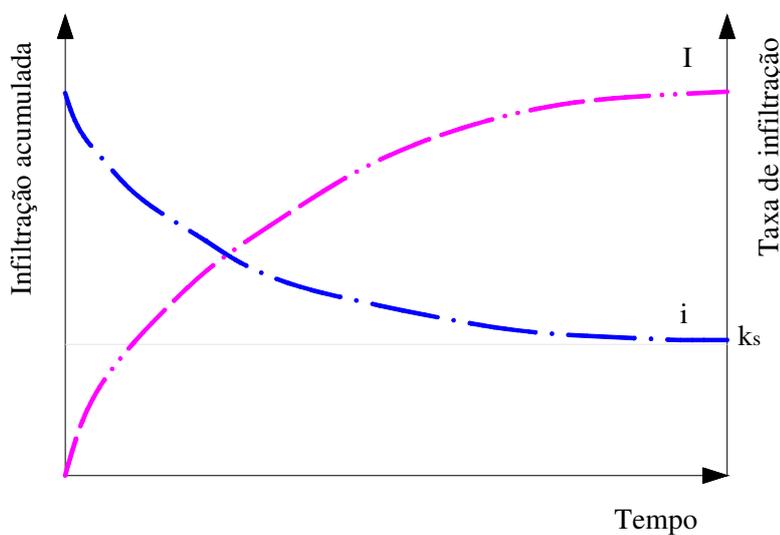


Figura 2.19 - Infiltração acumulada e taxa de infiltração versus tempo

O termo capacidade de infiltração (C_i) refere-se ao volume máximo de água por unidade de área que um solo consegue absorver em um determinado tempo. A Figura 2.20 ilustra a variação da taxa de infiltração versus o tempo, exemplificando as duas configurações que podem acontecer: intensidade menor ou intensidade igual/maior que a capacidade de infiltração. No primeiro caso, se a precipitação atingir a superfície do solo com uma intensidade menor que a capacidade de infiltração, toda a água será infiltrada no interior do solo com uma taxa constante e igual à intensidade de precipitação. Já no segundo caso, se a precipitação persistir a partir de um determinado tempo, este chamado de tempo de empoçamento (t_p), em que a taxa de infiltração será igual ou menor à capacidade de infiltração, faz com que haja um excesso de água e a formação do escoamento superficial (BRANDÃO et al., 2009).

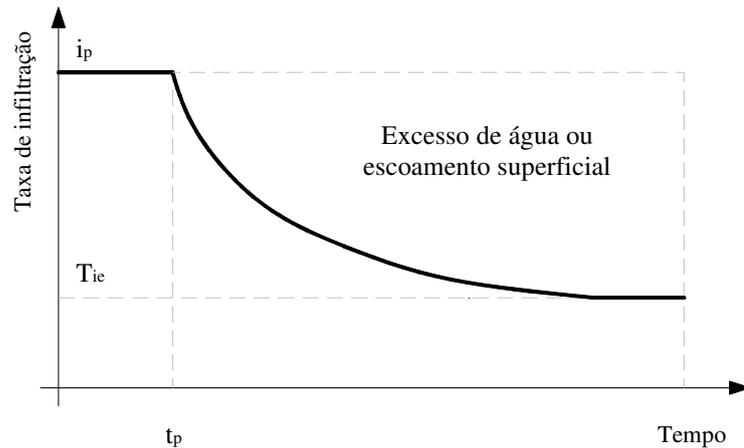


Figura 2.20 – Variação da taxa de infiltração versus o tempo (BRANDÃO et al., 2009).

Este processo de infiltração ocorre em sucessivos ciclos na natureza. A partir do término da precipitação e sem que haja aporte de água na superfície do solo, a capacidade de infiltração tende a aumentar lentamente. Este aumento contínuo na capacidade de infiltração é decorrente da perda de umidade para as camadas mais profundas e da evapotranspiração que ocorrem próximas à superfície do solo.

2.2.2. Movimento da água no solo

O movimento da água no interior do solo é possível apenas se existe uma diferença de potencial, ou seja, a água se desloca no interior do solo através de pontos com maior energia para pontos com menor energia, sempre tendendo a assumir um estado de energia mínimo. Com a necessidade de quantificar esta movimentação, decorrente do processo de infiltração, surgiram as equações de Darcy para fluxo de água em solos saturados e Darcy-Buckingham para fluxo de água em solos não saturados, ambas descritas nos itens 2.2.2.1 e 2.2.2.2.

2.2.2.1. Equação de Darcy

Em 1856, o engenheiro hidráulico Darcy após realizar diversos experimentos de infiltração vertical em um material homogêneo na condição de saturado estabeleceu uma equação. Esta equação, denominada de equação de Darcy, quantifica o movimento da água no solo saturado e mostra que a densidade de fluxo é proporcional ao gradiente de potencial total da água.

$$q = -k_s \cdot \nabla \phi_t \quad (12)$$

em que q é a densidade de fluxo, em $[L T^{-1}]$; k_s é a condutividade hidráulica saturada do solo, em $[L T^{-1}]$; $\nabla \phi_t$ é o gradiente de potencial total da água, em $[L L^{-1}]$.

O sinal negativo na equação (12) refere-se ao sentido do fluxo ser inverso do gradiente, isto é, o movimento da água ocorre de pontos com maior potencial para pontos com menor potencial.

2.2.2.2. Equação de Darcy-Buckingham

Em 1907, o engenheiro Buckingham modificou a equação de Darcy para descrever o fluxo de água em solos não saturados. Esta equação, denominada de Darcy-Buckingham, mostra que a condutividade hidráulica não saturada depende do teor de umidade volumétrico do solo e é proporcional ao gradiente de potencial total da água.

$$q = -k(\theta) \cdot \nabla \phi_t \quad (13)$$

em que q é a densidade de fluxo, em $[L T^{-1}]$; $k(\theta)$ é a condutividade hidráulica não saturada em função do teor de umidade volumétrico do solo, em $[L T^{-1}]$; $\nabla \phi_t$ é o gradiente de potencial total da água, em $[L L^{-1}]$.

2.2.2.3. Equação da Continuidade

A equação da continuidade, baseada na lei da conservação de massa, estabelece por meio de uma equação diferencial uma relação entre o volume de entrada e saída da água em um elemento de solo, o qual varia com o tempo e a posição. A Figura 2.21 representa um elemento de volume de solo (ΔV) com dimensões Δx , Δy e Δz . Este elemento de solo está submetido a um fluxo de entrada de água, que pode ser decomposto nas três direções (x , y e z) e resulta em q_x , q_y e q_z (REICHARDT, 1985).

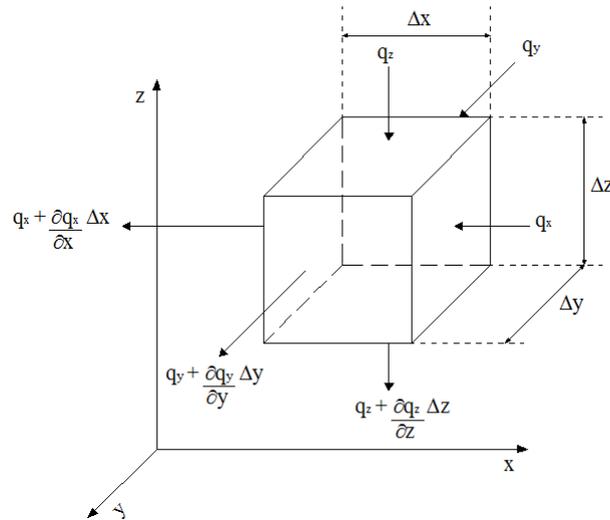


Figura 2.21 – Elemento de volume de solo (adaptado de REICHARDT, 1985).

O fluxo de entrada na direção x é determinado pelo volume de água que atravessa perpendicularmente a face x por unidade de tempo (14) e o fluxo de saída para esta mesma direção x pode ter uma variação ($\partial q_x / \partial x$) ao longo da dimensão Δx (equação (15)).

$$Q_x = q_x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \quad (14)$$

em que Q_x é a vazão de entrada de água perpendicular à face x no elemento de solo, em $[L^3 T^{-1}]$; q_x é a densidade de fluxo na direção x , em $[L T^{-1}]$; Δy é a dimensão da face y , em $[L]$; Δz é a dimensão da face z , em $[L]$.

$$Q'_x = \left(q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} \cdot \Delta x \right) \cdot \Delta y \cdot \Delta z \quad (15)$$

em que Q'_x é a vazão de saída de água perpendicular à face x no elemento de solo, em $[L^3 T^{-1}]$; q_x é a densidade de fluxo na direção x , em $[L T^{-1}]$; $(\partial q_x / \partial x)$ é a variação da densidade de fluxo ao longo da direção x , em $[L T^{-1}]$; Δy é a dimensão da face y , em $[L]$; Δz é a dimensão da face z , em $[L]$.

A variação da vazão de água deste elemento de solo é igual à diferença entre a vazão de entrada de água e a vazão de saída de água durante um determinado tempo (Δt) na direção x , que pode ser determinada pela equação (16):

$$\Delta Q_x = Q_x - Q'_x$$

$$\Delta Q_x = q_x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot \Delta t - \left[q_x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot \Delta t + \left(q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} \cdot \Delta x \right) \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot \Delta t \right]$$

$$\Delta Q_x = - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} \right) \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot \Delta t$$

em que:

$$\Delta V = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$$

$$\Delta Q_x = - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} \right) \cdot \Delta V \cdot \Delta t \quad (16)$$

e que pode ser expressa para um tempo infinitesimal:

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t} = - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} \right) \cdot \Delta V \quad (17)$$

O cálculo da variação nas direções y e z é feita de maneira análoga à equação (17) para direção x . Portanto, pode-se dizer que a variação total de vazão de água neste elemento de solo é igual ao somatório dos fluxos nas direções x , y e z ; como representa a equação (18):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = - \left[\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right] \cdot \Delta V \quad (18)$$

Dividindo a equação (18) por ΔV , observa-se que a parcela $\partial Q/\partial t$ passa a variar com o teor de umidade volumétrico por unidade de tempo, $\partial \theta/\partial t$. Dessa forma, a equação (19) representa a chamada equação da continuidade para fluxo de água no solo.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left[\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right] \quad (19)$$

2.2.2.4. Equação de Richards

A equação de Richards é uma equação diferencial que descreve o fluxo para solos não saturados, resultante da combinação entre a equação de Darcy-Buckingham (equação (13)) e a

equação da continuidade (equação (19)). Aplicando-se a equação de Darcy-Buckingham para determinação das densidades de fluxo nas três direções (x , y e z), temos:

$$q_x = -k_x(\theta) \cdot \left(\frac{\partial \phi_t}{\partial x} \right) \quad (20)$$

$$q_y = -k_y(\theta) \cdot \left(\frac{\partial \phi_t}{\partial y} \right) \quad (21)$$

$$q_z = -k_z(\theta) \cdot \left(\frac{\partial \phi_t}{\partial z} \right) \quad (22)$$

Portanto, substituindo-se as equações (20), (21) e (22) na equação da continuidade, obtemos a equação de Richards, que é igual a:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[k_x(\theta) \cdot \frac{\partial \phi_t}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y(\theta) \cdot \frac{\partial \phi_t}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(\theta) \cdot \frac{\partial \phi_t}{\partial z} \right] \quad (23)$$

2.2.3. Modelos de Infiltração

Na tentativa de expressar matematicamente o fluxo de água em meios porosos, diversos modelos de infiltração foram desenvolvidos e propostos para simular este processo. Os modelos de infiltração podem ser divididos em vários grupos e dependem basicamente do foco do estudo para classificá-los. Nesta pesquisa os modelos serão divididos em dois grupos: empíricos e teóricos.

2.2.3.1. Modelos Empíricos

Os modelos empíricos permitem relacionar os parâmetros do modelo a características do solo estudado porque são equações geradas a partir de dados experimentais e específicas para as condições de contorno que foram determinadas.

Estes modelos possuem a vantagem de relacionar as características do solo com os parâmetros do modelo e a desvantagem de que os dados obtidos servem apenas para aquela condição de contorno em que foram determinados.

Os principais modelos utilizados são os de Kostiakov (1932), Kostiakov-Lewis (1932 apud BRANDÃO et al., 2009) e Horton (1940), todos descritos nos itens de 2.2.3.1.1 a 2.2.3.1.3.

2.2.3.1.1. Modelo de Kostiakov (1932)

O modelo proposto por Kostiakov considera parâmetros que não possuem significado físico e torna a aplicação bem restrita, sendo válidos somente para o tipo de solo e a condição que os dados de infiltração foram obtidos em campo. No caso de curtos valores de tempo, o modelo apresenta um bom ajuste, enquanto que, para longos valores de tempo, o modelo não consegue descrever bem o processo de infiltração, pois a taxa de infiltração sempre tende a um valor próximo de zero e não a um valor constante.

A equação (24) representa a infiltração acumulada e a equação (25), derivada do tempo da equação (24), representa a taxa de infiltração para este modelo.

$$I = \kappa \cdot t^{\alpha_k} \quad (24)$$

$$i = k \cdot \alpha \cdot t^{\alpha_k - 1} \quad (25)$$

em que I é a infiltração acumulada, em [L]; i é a taxa de infiltração, em [L T⁻¹]; κ é um parâmetro que depende do solo estudado, em [L T⁻¹]; α_k é um parâmetro que depende do solo estudado, [adimensional]; t é o tempo, em [T].

2.2.3.1.2. Modelo de Kostiakov-Lewis ou Kostiakov modificada (1932 apud BRANDÃO, 2009)

O Modelo de Kostiakov-Lewis ou Kostiakov modificada tem o intuito de aperfeiçoar o Modelo de Kostiakov com o acréscimo da parcela da taxa de infiltração final da água no solo na equação da infiltração acumulada. Este modelo tem a finalidade de diminuir a deficiência da taxa de infiltração tender a zero quando o tempo tende a infinito e aproximar melhor da condição real de infiltração para diversos tipos de solos.

A equação (26) representa a infiltração acumulada e a equação (27), derivada do tempo da equação (26), representa a taxa de infiltração para este modelo.

$$I = \kappa. t^{\alpha_k} + i_f. t \quad (26)$$

$$i = k. \alpha. t^{\alpha_k-1} + i_f \quad (27)$$

em que I é a infiltração acumulada, em [L]; i é a taxa de infiltração, em [L T⁻¹]; κ é um parâmetro que depende do solo estudado, em [L T⁻¹]; α_k é um parâmetro que depende do solo estudado, [adimensional]; t é o tempo, em [T]; i_f é a taxa de infiltração final da água no solo, em [L T⁻¹].

2.2.3.1.3. Modelo de Horton (1940)

O modelo de Horton estabelece que a diminuição da taxa de infiltração com o tempo é decorrente de alguns fatores que operam próximos da superfície do solo. Horton concluiu que a taxa de infiltração é na maioria das vezes menor que a condutividade hidráulica saturada e tende ser um valor constante. (BRANDÃO et al., 2009)

Este modelo sugere que a variação da taxa de infiltração com o tempo é proporcional à diferença entre a taxa de infiltração num determinado tempo e a taxa de infiltração final, como representa a equação (28).

$$\frac{di}{dt} = -C_d. (i - i_f) \quad (28)$$

Após alguns cálculos matemáticos a partir da equação (28), obtém-se a equação para determinação da taxa de infiltração, representada pela equação (29). Integrando a equação (29), obtém-se a infiltração acumulada para este modelo, representada pela equação (30).

$$i = i_f + (i_i - i_f). e^{-C_d.t} \quad (29)$$

$$I = i_f. t + \frac{(i_i - i_f)}{C_d}. (1 - e^{-C_d.t}) \quad (30)$$

em que I é a infiltração acumulada, em [L]; i_i é a taxa de infiltração inicial, em [L T⁻¹]; i_f é a taxa de infiltração final, em [L T⁻¹]; C_d é o fator de proporcionalidade ou constante de decaimento, [adimensional]; t é o tempo, em [T].

O cálculo dos parâmetros i_i , i_f e C_d das equações (29) e (30) pode ser feito a partir de pares de valores simultâneos de i e t ou I e t .

2.2.3.2. Modelos Teóricos

Os modelos teóricos relacionam as propriedades físicas do solo com a teoria física do escoamento em meios porosos, que são descritos pela equação de Darcy ou equação de Richards.

Os principais modelos utilizados são os de Green e Ampt (1911) e de Philip (1957a), todos descritos nos itens 2.2.3.2.1 e 2.2.3.2.2.

2.2.3.2.1. Modelo de Green e Ampt (1911)

O Modelo de Green e Ampt é baseado na equação de Darcy e assume algumas condições, tais como: a carga hidráulica é mantida constante na superfície do solo, o solo localizado entre a superfície e a frente de molhamento encontra-se uniformemente saturado, a frente de molhamento (ou frente de umedecimento) define e divide nitidamente o solo saturado do solo não saturado, o potencial matricial do solo na frente de molhamento permanece sempre constante.

A Figura 2.22 representa a distribuição da umidade ao longo do perfil de solo para duas condições: antes de ocorrer a infiltração e após certo tempo do início da infiltração, sendo sempre mantida uma carga hidráulica constante na superfície do solo (H_0).

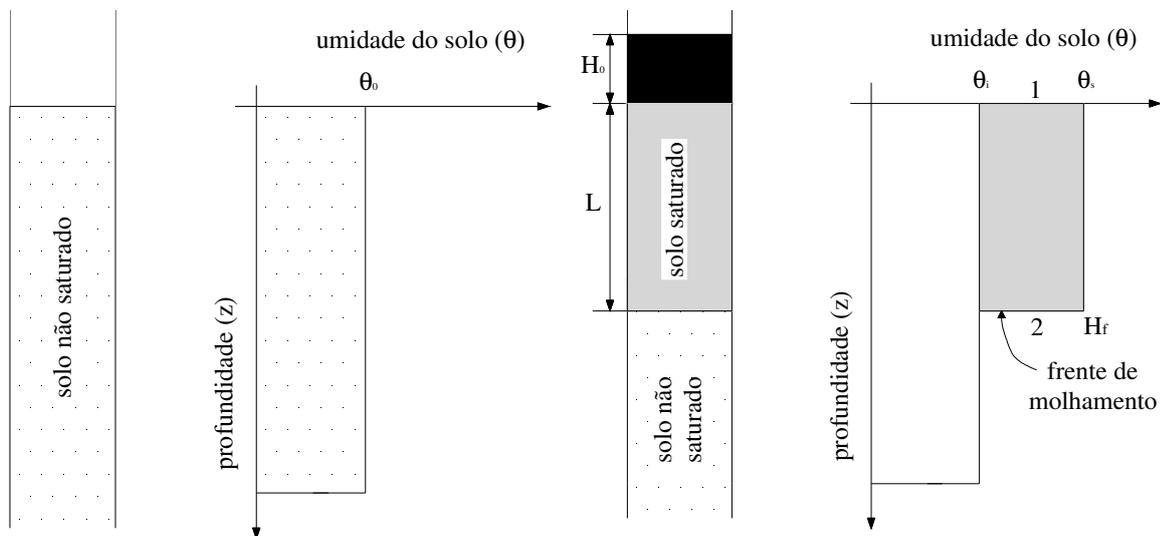


Figura 2.22 – Distribuição da umidade ao longo do perfil do solo durante a infiltração. (LIBARDI, 1995).

Considerado o referencial gravitacional na superfície do solo, os potenciais totais da água, indicado pelos pontos 1 e 2 da Figura 2.22, podem ser calculados pelas equações (31) e (32).

$$\phi_{t1} = \phi_{g1} + \phi_{m1} = H_0 + 0 = H_0 \quad (31)$$

$$\phi_{t2} = \phi_{g2} + \phi_{m2} = -L - H_f \quad (32)$$

em que ϕ_t é o potencial total da água, em [L]; ϕ_g é o potencial gravitacional, em [L]; ϕ_m é o potencial matricial, em [L]; H_0 é a carga hidráulica na superfície do solo, em [L]; L é a coluna de solo saturado, em [L]; H_f é a profundidade da frente de molhamento, em [L].

Tendo calculado os potenciais totais da água para os pontos 1 e 2 e substituindo-os na equação de Darcy-Buckingham, tem-se a equação (33):

$$q = -k(\theta) \cdot \nabla \phi_t$$

$$i = -k_s \cdot \left(\frac{\Delta \phi_t}{\Delta z} \right)$$

$$i = -k_s \cdot \left(\frac{-H_0 - L - H_f}{L} \right)$$

$$i = k_s \cdot \left(\frac{H_0 + L + H_f}{L} \right) \quad (33)$$

em que i é a taxa de infiltração, em [L T⁻¹]; k_s é a condutividade hidráulica saturada, em [L T⁻¹]; H_0 é a carga hidráulica na superfície do solo, em [L]; L é a coluna de solo saturado, em [L]; H_f é a profundidade da frente de molhamento, em [L].

Para este modelo, a infiltração acumulada é dada pela integral do teor de umidade volumétrica em função da profundidade, dada pela equação (34):

$$I = \int_0^L \theta \cdot dz$$

$$I = L \cdot (\theta_s - \theta_i) \quad (34)$$

em que I é a infiltração acumulada, em [L]; L é a coluna de solo saturado, em [L]; θ_s é o teor de umidade volumétrica de saturação, em [$L^3 L^{-3}$]; θ_i é o teor de umidade volumétrica inicial, em [$L^3 L^{-3}$].

2.2.3.2.2. Modelo de Philip (1957a)

O Modelo de Philip consiste no desenvolvimento de equações propostas na solução numérica da equação de Richards e considerando algumas propriedades físicas dos solos. Para obtenção da lei de infiltração, Philip utiliza da infiltração horizontal e da infiltração vertical.

- **Infiltração Horizontal**

O arranjo experimental da Figura 2.23 ilustra uma coluna horizontal de solo homogêneo, com comprimento infinito e umidade inicial constante (θ_i). No instante considerado como zero ($t = 0$), inicia-se o processo de infiltração na extremidade $x = 0$, onde uma placa porosa faz a conexão entre a coluna horizontal de solo e a bureta de Mariotte. Considera-se que a extremidade ($x = 0$) estará saturada (θ_s) durante todo o processo de infiltração.

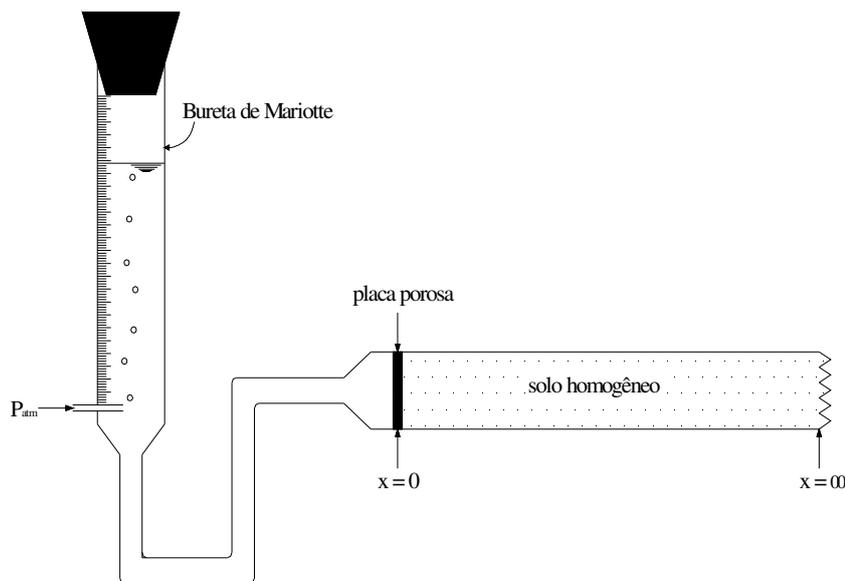


Figura 2.23 – Esquema do arranjo experimental para medição da infiltração horizontal da água no solo. (LIBARDI, 1995).

Para este tipo de arranjo, o fluxo horizontal é comandado apenas pela diferença de potencial entre as posições de x , sendo que, o potencial gravitacional não atua (coluna de solo está na horizontal). Portanto, para este tipo de fluxo, os potenciais dependem das variações do teor de umidade volumétrica do solo (θ) e da posição horizontal (x). Dessa maneira, a equação de Darcy-Buckingham pode ser escrita para a direção x como:

$$q_x = -k_x(\theta) \cdot \left(\frac{\partial \phi_m}{\partial x} \right)$$

$$q_x = -k_x(\theta) \cdot \left(\frac{\partial \phi_m}{\partial \theta} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) \quad (35)$$

A difusividade varia em função do teor de umidade volumétrica do solo e pode ser representada pela equação (36):

$$D(\theta) = k_x(\theta) \cdot \left(\frac{\partial \phi_m}{\partial \theta} \right) \quad (36)$$

Substituindo-se a equação (36) em (35), temos:

$$q_x = -D(\theta) \cdot \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right) \quad (37)$$

A equação de Richards para a infiltração horizontal pode ser escrita em função da difusividade e sem considerar o potencial gravitacional, como mostra a equação abaixo:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[D(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right] \quad (38)$$

Estando sujeita às seguintes condições de contorno:

$$\begin{cases} \theta = \theta_0, & x > 0, & t = 0 \\ \theta = \theta_1, & x = 0, & t > 0 \\ \theta = \theta_0, & x = \infty, & t > 0 \end{cases} \quad (39)$$

Após algumas deduções e transformações matemáticas, que estão disponíveis na literatura (HILLEL, 1971; MIYAZAKI, 1993; LIBARDI, 1995; REICHARDT, 1996), tem-se

a infiltração acumulada e a taxa de infiltração, representadas respectivamente pelas equações (40) e (41).

$$I = S_0 \cdot t^{1/2} \quad (40)$$

$$i = \frac{1}{2} \cdot S_0 \cdot t^{-1/2} \quad (41)$$

em que I é a infiltração de acumulada, em [L]; i é a taxa de infiltração, em [L T⁻¹]; S_0 é a sortividade do solo, em [L T^{-1/2}]; t é o tempo, em [T].

• Infiltração Vertical

O arranjo experimental da Figura 2.24 ilustra uma coluna vertical de solo homogêneo, com comprimento infinito e umidade inicial constante (θ_i). No instante considerado como zero ($t = 0$), inicia-se o processo de infiltração na extremidade $z = 0$, onde uma placa porosa faz a conexão entre a coluna horizontal de solo e a bureta de Mariotte. Considera-se que a extremidade ($z = 0$) estará saturada (θ_s) durante todo o processo de infiltração.

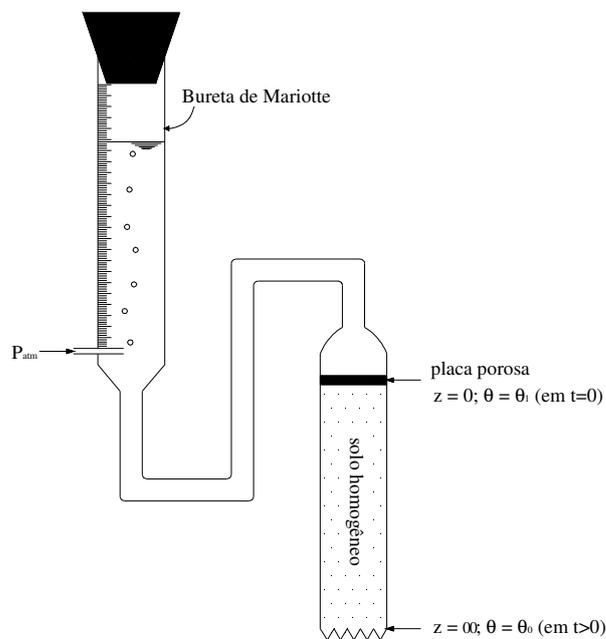


Figura 2.24 – Esquema do arranjo experimental para medição da infiltração vertical da água no solo. (LIBARDI, 1995).

Para este arranjo, o fluxo vertical é comandado pela diferença de potencial entre as posições de z , sendo que, neste caso, há atuação do potencial gravitacional e matricial. Dessa maneira, a equação de Richards pode ser escrita para a direção z como:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \theta}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial z} \left[k(\theta) \cdot \left(\frac{\partial \phi_m}{\partial z} \right) \right] \\ \frac{\partial \theta}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial z} \left[k(\theta) \cdot \left(\frac{\partial \phi_m}{\partial z} \right) + k(\theta) \right] \\ \frac{\partial \theta}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(D(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + \frac{\partial k}{\partial \theta} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z}\end{aligned}\quad (42)$$

Estando sujeita às seguintes condições de contorno:

$$\begin{cases} \theta = \theta_0, & z > 0, & t = 0 \\ \theta = \theta_1, & z = 0, & t > 0 \\ \theta = \theta_0, & z = \infty, & t > 0 \end{cases}\quad (43)$$

Após algumas deduções e transformações matemáticas, que estão disponíveis na literatura (HILLEL, 1971; MIYAZAKI, 1993; LIBARDI, 1995; REICHARDT, 1996), tem-se a infiltração acumulada e a taxa de infiltração, representadas respectivamente pelas equações (44) e (45).

$$I = S_0 \cdot t^{1/2} + F \cdot t \quad (44)$$

$$i = \frac{1}{2} \cdot S_0 \cdot t^{-1/2} + F \quad (45)$$

em que I é a infiltração de acumulada, em [L]; i é a taxa de infiltração, em [L T⁻¹]; S_0 é a sortividade do solo, em [L T^{-1/2}]; t é o tempo, em [T]; F é a taxa de infiltração constante após longos períodos de infiltração, em [L T⁻¹].

2.3. Condutividade hidráulica dos solos

A condutividade hidráulica é uma das propriedades físicas mais importantes que governam o movimento da água nos poros do solo. Este parâmetro hidráulico é definido como sendo a capacidade de um solo em transmitir água através de seus vazios, podendo ser

determinado para a condição saturada, isto é, quando todos os poros estão cheios de água ou para a condição não saturada, isto é, quando apenas parte dos poros estão preenchidos por água.

Hillel (1971) afirma que a condutividade hidráulica não é apenas uma propriedade do solo, mas sim do conjunto solo e fluido, destacando alguns fatores que afetam na sua determinação, como por exemplo: a estrutura do solo; características, geometria e distribuição dos poros; temperatura, densidade e viscosidade do fluido.

A determinação da condutividade hidráulica saturada e da condutividade hidráulica não saturada pode ser feita por meio de ensaios de campo ou de laboratório, e ainda por meio de métodos indiretos.

2.3.1. Ensaios de laboratório

Dentre as técnicas de ensaios existentes para determinação da condutividade hidráulica saturada em laboratório, destacam-se ensaios convencionais que utilizam os chamados permeômetros. De um modo geral, os permeômetros podem ser divididos em dois tipos: permeômetro de parede rígida e permeômetro de parede flexível; os quais são escolhidos de acordo com o tipo de solo a ser ensaiado, podendo os ensaios serem realizados a carga constante e a carga variável para determinação da condutividade hidráulica saturada (NOGUEIRA, 2005).

2.3.2. Ensaios de campo

Dentre as técnicas de ensaios existentes para determinação da condutividade hidráulica saturada em campo, Vilar (2009) destaca os ensaios realizados em furos de sondagem, poços ou cavas, ensaios aproveitando piezômetros e ensaios que empregam equipamentos e arranjos especiais, como os infiltrômetros.

Nesta revisão bibliográfica estão descritos alguns destes ensaios de campo, dando-se destaque para a técnica do infiltrômetro de disco, cujo equipamento que permite conduzir a infiltração da água no solo a potenciais negativos e estimar a condutividade hidráulica não saturada.

2.3.2.1. Infiltrômetro do duplo anel

O infiltrômetro do duplo anel, ou infiltrômetro de anéis concêntricos, é um equipamento formado por dois anéis posicionados de maneira concêntrica no solo. Os anéis interno e externo apresentam diâmetro da ordem de 30 cm e 60 cm, respectivamente, e ambos são confeccionados com chapa de aço de 3 mm de espessura e com altura de aproximadamente 30 cm. O anel interno está conectado a um reservatório de água graduado, o qual tem a função de manter constante o nível de água no interior deste anel e por onde são feitas as leituras da infiltração acumulada durante a variação do tempo, até que se atinja o regime permanente.

Este ensaio não está padronizado pela norma brasileira, porém, é possível seguir os procedimentos e especificações que constam na norma americana (ASTM D3385/88 – Infiltration rate of soils in field using double-ring infiltrometer).

A configuração e os materiais utilizados neste ensaio estão apresentados na Figura 2.25.

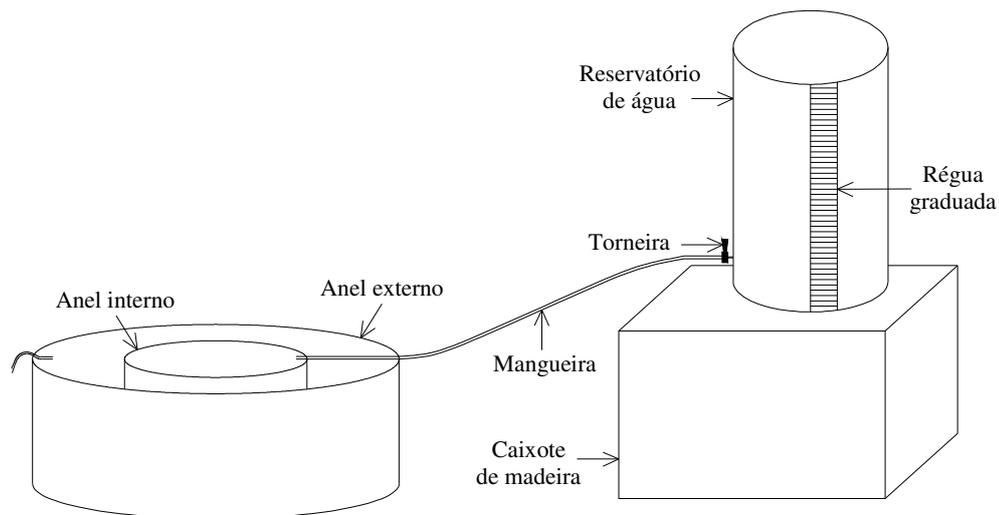


Figura 2.25 – Configuração e materiais utilizados no ensaio do infiltrômetro do duplo anel.

A taxa de infiltração é calculada segundo a equação (46):

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (46)$$

em que i é a taxa de infiltração, em $[L T^{-1}]$; Δh é a variação do nível d'água dentro do anel interno; em $[L]$; Δt é a variação do tempo, em $[T]$.

A condutividade hidráulica saturada do solo é determinada utilizando-se a equação (47):

$$k_{fs} = \frac{Q_{da}}{\left(\frac{H_{da} + z_w}{z_w}\right) \cdot A_{da} \cdot \Delta t} \quad (47)$$

em que k_{fs} é a condutividade hidráulica saturada de campo, em $[L T^{-1}]$; Q_{da} é o volume de água infiltrado no solo e controlado pelo reservatório de água, em $[L^3]$; H_{da} é a altura de água dentro do anel interno, em $[L]$; z_w é a profundidade da frente de umedecimento, em $[L]$; A_{da} é a área transversal do anel interno, em $[L^2]$; Δt é a variação do tempo, em $[T]$.

Este ensaio apresenta algumas vantagens como baixo custo e praticidade no transporte do equipamento, fácil execução do ensaio, mínima propagação lateral da água infiltrada no anel interno; e algumas desvantagens como sincronização da leitura do nível d'água e intervalo de tempo com o intuito de evitar erros, estimativa da frente de umedecimento, estimativa ou elaboração da correção da evaporação, difícil medição com precisão para baixos valores de condutividade hidráulica (10^{-7} cm/s), superestimativa da taxa de infiltração devido aos impactos das gotas d'água contra a superfície do solo.

2.3.2.2. *Permeâmetro Guelph.*

O permeâmetro Guelph, ilustrado na Figura 2.26, é composto por um tubo de suporte apoiado por uma base e ligado a dois reservatórios de acrílico (interno e externo) responsáveis pela obtenção dos valores de infiltração acumulada da água infiltrada no solo com a variação do tempo. Na parte superior destes reservatórios está acoplado um tubo graduado, o qual regula o indicador de nível de altura de carga que está conectado ao tubo de ar. Este tubo de ar se estende até ponteira do permeâmetro, a qual tem a função de manter a altura de carga constante dentro do furo.

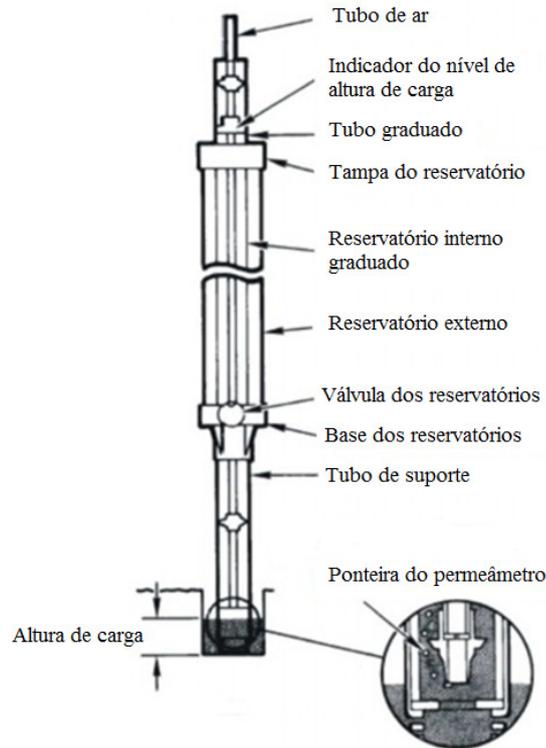


Figura 2.26 - Esquema do permeâmetro Guelph (modificado de SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP., 2008).

Reynolds e Elrick (1985) desenvolveram um modelo teórico baseado na equação de Richards (1931) para interpretar os dados obtidos neste ensaio e determinar a condutividade hidráulica saturada de campo. Estes autores sugerem que a vazão é composta por duas parcelas, sendo que, a primeira corresponde ao fluxo em meio saturado e a segunda ao fluxo em meio não saturado, como indica a equação abaixo:

$$Q_{pg} = \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_{pg}^2}{C} + \pi \cdot a^2 \right) \cdot k_{fs} + \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_{pg}}{C} \right) \cdot \phi_{Gm} \quad (48)$$

em que Q_{pg} é a vazão em regime permanente, em $[L^3 T^{-1}]$; H_{pg} é a altura de carga, em $[L]$; C é o parâmetro fator de forma e depende da relação do tipo de solo e H_{pg}/a , em [adimensional]; a é o raio do furo no solo, em $[L]$; k_{fs} é a condutividade hidráulica saturada de campo, em $[L T^{-1}]$; ϕ_{Gm} é o potencial matricial de fluxo, em $[L^2 T^{-1}]$.

Existem diferentes métodos de procedimento de ensaio e cálculos para obtenção dos parâmetros (k_{fs} , ϕ_{Gm} e α_{pg}). Abaixo está descrito o método das duas alturas de carga, o qual foi utilizado nesta pesquisa.

- Método para duas alturas de carga (H_{pg1} e H_{pg2}) – Reynolds e Elrick (1985)

Neste procedimento de ensaio, aplicam-se duas alturas de carga hidráulica (H_{pg1} e H_{pg2}) constante no furo de sondagem. O regime permanente é atingido quando a taxa de infiltração torna-se constante e a vazão (Q_{pg}) é calculada a partir dos dados de infiltração acumulada e tempo acumulado para cada altura de carga hidráulica. Posteriormente, os parâmetros (k_{fs} e ϕ_{Gm}) são determinados a partir da solução simultânea das equações (49) e (50):

$$Q_{pg1} = \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_{pg1}^2}{C_1} + \pi \cdot a^2 \right) \cdot k_{fs} + \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_{pg1}}{C_1} \right) \cdot \phi_{Gm} \quad (49)$$

$$Q_{pg2} = \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_{pg2}^2}{C_2} + \pi \cdot a^2 \right) \cdot k_{fs} + \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_{pg2}}{C_2} \right) \cdot \phi_{Gm} \quad (50)$$

em que Q_{pg1} é a vazão em regime permanente para altura de carga H_{pg1} , em [$L^3 T^{-1}$]; H_{pg1} é a altura de carga, em [L]; C_1 é o parâmetro fator de forma e depende da relação do tipo de solo e H_{pg1}/a , em [adimensional]; a é o raio do furo no solo, em [L]; k_{fs} é a condutividade hidráulica saturada de campo, em [$L T^{-1}$]; ϕ_{Gm} é o potencial matricial de fluxo, em [$L^2 T^{-1}$]; Q_{pg2} é a vazão em regime permanente para altura de carga H_{pg2} , em [$L^3 T^{-1}$]; H_{pg2} é a altura de carga, em [L]; C_2 é o parâmetro fator de forma e depende da relação do tipo de solo e H_{pg2}/a , em [adimensional];

A estimativa do parâmetro α é feita de acordo com a Tabela 2.3, na qual Elrick et al. (1989) sugerem valores do parâmetro α baseados na avaliação visual da textura e estrutura do solo. A Figura 2.27, que consta no manual do permeâmetro Guelph (Soilmoisture Equipment Corp, 2008), representa as curvas (C_1 , C_2 e C_3) para determinação do fator de forma.

Tabela 2.3 - Parâmetros α_{pg} sugeridos por Elrick et al. (1989).

α_{pg} (cm ⁻¹)	Tipo de Solo
0,01	Argilas compactas (aterro, liners, sedimentos lacustres e marinhos);
0,04	Solos de textura fina, principalmente sem macro-poros e fissuras;
0,12	Argilas até areias finas com alto a moderada quantidade de macro-poros e fissuras;
0,36	Areias grossas - inclui solos com macroporosidade e fissuras evidentes.

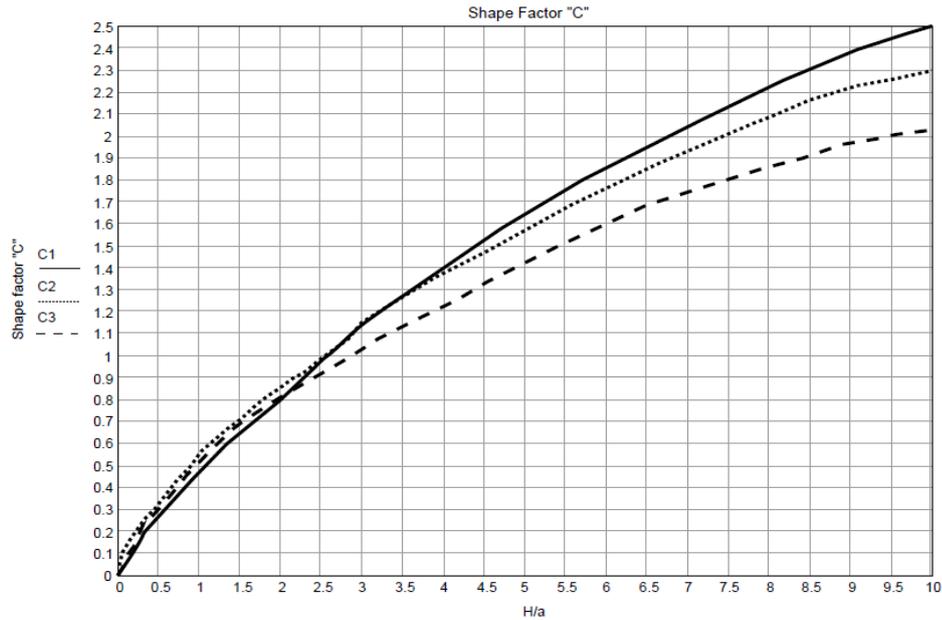


Figura 2.27 – Fator de forma, C (SOILMOISTURE EQUIPAMENT CORP., 2008).

A estimativa do parâmetro α é feito como no Método de uma altura de carga (H). Posteriormente, o parâmetro α é calculado a partir da relação da condutividade hidráulica saturada de campo com o potencial matricial de fluxo e representado pela equação (51):

$$\alpha_{pg} = \frac{k_{fs}}{\phi_{Gm}} \quad (51)$$

em que α_{pg} é o parâmetro que depende da condutividade hidráulica saturada de campo e do potencial matricial de fluxo, em [L]; k_{fs} é a condutividade hidráulica saturada de campo, em [L T⁻¹]; ϕ_{Gm} é o potencial matricial de fluxo, em [L² T⁻¹].

2.3.2.3. Infiltrômetro de disco

2.3.2.3.1. Técnica do Infiltrômetro de disco

Os chamados infiltrômetros de disco evoluíram de estudos agrônômicos em que era necessário controlar o fluxo de água preferencial no solo, determinado pelos macro-poros e descontinuidades. A estratégia para esse controle consiste, em geral, em aplicar água ao solo sob potenciais, ϕ_b , inferiores a zero. Pela teoria da capilaridade, sabe-se que o máximo

diâmetro do poro em que o fluxo é controlado é proporcional a $-\phi$ (PERROUX e WHITE, 1988).

Vários autores propuseram dispositivos para ensaios de infiltração nessas condições, podendo-se destacar Dixon, que em 1975, desenvolveu um infiltrômetro especificamente para estudar os macro-poros durante o fluxo de água no solo, com a variação dos potenciais na faixa de -30 cm a +10 cm. Porém, este infiltrômetro requer cuidados especiais com as pressões de água e ar, o que dificulta seu uso rotineiro em campo. Dirksen (1975) aproveitando idéias de Smiles e Harvey (1973) projetou um permeâmetro capaz de medir a sortividade numa faixa negativa de potenciais, no qual o fluxo fica confinado com um anel e devido a sua simplicidade de manuseio, torna-se muito atrativo para utilização em campo.

Em 1981, Clothier e White projetaram o tubo de sortividade baseados no equipamento produzido anteriormente por Dirksen (1975). Neste projeto, o tubo de sortividade funciona como um tubo de Mariotte e fornece potenciais entre -10 cm a 0 cm; o contato entre o equipamento e a superfície do solo é feita por uma camada de areia fina e o fluxo ocorre em uma dimensão controlado por um anel inserido no solo. Com este equipamento é possível determinar a sortividade, a condutividade hidráulica e a frente de umedecimento em campo sendo empregado para vários estudos de manejo e propriedades do solo.

Chong e Green (1983) aprimoraram a placa porosa relativa ao equipamento projetado por Clothier e White (1981), fazendo com que a entrada de ar fosse pequena e assim, restringindo o potencial negativo aplicado no solo.

Muitos estudiosos (CLOTHIER et al., 1981; CLOTHIER e WHITE, 1982; HAMILTON et al., 1983; SMETTEM, 1986; WALKER e CHONG, 1986) utilizaram o tubo de sortividade de Clothier e White (1981) para determinação da sortividade e condutividade hidráulica em campo. Em 1988, Perroux e White incrementaram o tubo de sortividade projetado por Clothier e White (1981) tornando-o capaz de efetuar ensaios com potenciais positivos e negativos para determinação das propriedades hidráulicas do solo. Este equipamento, chamado de infiltrômetro de disco, possui dois reservatórios (reservatório de alimentação e reservatório regulador de pressão – o qual funciona de acordo com os princípios do tubo de Mariotte) e está apoiado sob uma base circular, ocorrendo o fluxo nas três dimensões do solo.

Ankeny et al. (1988) modificaram o projeto do tubo de sortividade de Clothier e White (1981) e projetaram um infiltrômetro automatizado, agora sendo feita automaticamente a obtenção de dados e eliminando assim possíveis erros na leitura manual, além de poder variar o potencial em um mesmo ensaio.

2.3.2.3.2. Equipamento

O equipamento do infiltrômetro de disco, o qual também é denominado como permeâmetro de disco ou infiltrômetro de tensão descrito por Perroux & White (1988), está sendo amplamente empregado para determinação de propriedades hidráulicas “in situ” devido à sua facilidade de transporte, pouco consumo de água e rapidez na obtenção das leituras. A Figura 2.28 representa esquematicamente este equipamento.

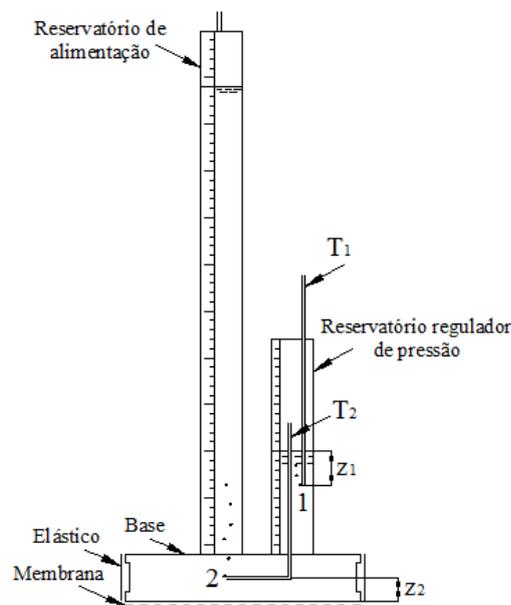


Figura 2.28 - Esquema do Infiltrômetro de disco.

Este equipamento é formado por uma base (B) com diâmetro externo de 25 cm sob a qual é esticada uma membrana (M) e presa à parte externa da base por várias borrachas (B_o). Esta membrana é constituída por um tecido de nylon, que retém água até certas sucções e posteriormente possibilita a infiltração dessa água no solo para a sucção estabelecida. Sobre a base são encaixados dois reservatórios: reservatório de alimentação (R_a) e reservatório regulador de pressão (R).

O reservatório regulador de pressão é composto por um tubo cilíndrico de diâmetro interno de 4,5 cm graduado até 23 cm no qual se encontram dois tubos cilíndricos: tubo T_1 , que é responsável pela entrada de ar e regulado verticalmente e tubo T_2 , ligado à base, que realiza a comunicação entre o reservatório de controlador de pressão e a base. O reservatório de alimentação possui diâmetro interno de 4,5 cm e é graduado até 76 cm; este reservatório fornece a água que será infiltrada no solo.

No reservatório regulador de pressão, a altura z_1 é contada a partir da altura da coluna de água até a extremidade (1) do tubo (T_1) dentro deste reservatório, sendo responsável por regular o potencial (ϕ) durante o ensaio; a altura z_2 é dada pela diferença entre a extremidade (2) do tubo (T_2) e a membrana (M). A partir da geometria do equipamento, tem-se que o potencial que a água está submetida para ensaio corresponde a seguinte equação:

$$\phi_0 = z_2 - z_1 \quad (52)$$

O local para a realização de cada ensaio deve estar completamente limpo, isento de qualquer tipo de vegetação e raízes, e ainda estar nivelado para que as leituras do nível d'água sejam feitas de forma correta. Feito isso, é colocada sobre a superfície uma camada de areia fina, chamada de material de capeamento, sobre a área onde o disco estará apoiado.

O ensaio consiste em obter leituras da variação do nível de água pelo tempo transcorrido até que seja alcançado o estado estacionário. Antes e depois da execução de cada ensaio, são coletadas amostras do solo em anéis de PVC e determinados os valores de teor de umidade volumétrico inicial (θ_i) e teor de umidade volumétrico final (θ_f).

2.3.2.3.3. Metodologia

Existem diversos métodos para obter a condutividade hidráulica não saturada e sortividade utilizando a técnica do infiltrômetro de disco em campo (WHITE et al., 1992; ANKENY et al., 1991; SCOTTER et al., 1982; YOUNGS, 1987; SMETTEM e CLOTHIER, 1989; ZHANG, 1997; REYNOLDS e ELRICK, 1991). Alguns deles consideram para cálculo os dados obtidos de ensaios realizados com um único disco, enquanto outros levam em consideração dois discos, ambos com diferentes raios. Outra forma de ensaio consiste ainda em empregar um único raio e realizar duas determinações no mesmo local, porém com potenciais diferentes. A seguir estão detalhados alguns destes métodos.

- *Método de White et al. (1992)*

Este método é baseado na equação de Wooding (1968) no qual o fluxo é analisado para uma fonte circular pontual, descrito pela equação abaixo:

$$q = k(\phi) + \frac{4 \cdot \phi_{Gm}}{\pi \cdot r} \quad (53)$$

em que q é a densidade de fluxo, em $[L T^{-1}]$; $k(\phi)$ é a condutividade hidráulica não saturada em função do potencial (ϕ), em $[L T^{-1}]$; ϕ_{Gm} é o potencial matricial de fluxo, em $[L^2 T^{-1}]$; r é o raio do infiltrômetro de disco, em $[L]$.

Nesta equação, a parcela q representa o fluxo total por unidade de área; a primeira parcela da direita corresponde à contribuição da gravidade no fluxo e a segunda parcela à capilaridade. Desta mesma equação, o potencial matricial de fluxo é dado pela transformação de Kirchhoff e pode ser representado por (THONY et al., 1991):

$$\phi_{Gm} = \int_{\phi_i}^{\phi_f} K(\phi) d\phi = \int_{\theta_i}^{\theta_f} D(\theta) d\theta \quad (54)$$

relacionando-se difusividade com a sortividade (REICHARDT et al., 1972; BRUTSAERT, 1979) e assumindo uma expressão exponencial para $D(\theta)$ tem-se:

$$D(\theta) = \frac{\gamma \cdot S_0^2}{(\theta_f - \theta_i)} \exp \left[\frac{\beta \cdot (\theta - \theta_i)}{(\theta_f - \theta_i)} \right] \quad (55)$$

substituindo-se (55) em (54), obtém-se:

$$\phi_{Gm} = \frac{b \cdot S_0^2}{\Delta\theta} \quad (56)$$

em que ϕ_{Gm} é o potencial matricial de fluxo, em $[L^2 T^{-1}]$; b é um parâmetro que não depende do tipo de solo e da faixa de umidade, [adimensional]; S_0 é a sortividade, em $[L T^{-1/2}]$; $\Delta\theta$ é a diferença entre o teor de umidade volumétrico final (θ_f) e o teor de umidade volumétrico inicial (θ_i), em $[L^3 L^{-3}]$.

O parâmetro b pode ser determinado com a equação (57), porém, como sua faixa de variação é pequena ($1/2 < b < \pi/4$) e algumas vezes não é possível calculá-lo, White e Sully (1987) sugerem adotar 0,55 como um valor adequado e representativo para diversos tipos de solo.

$$b = \gamma \left(\frac{\exp \beta - 1}{\beta} \right) \quad (57)$$

A sortividade é definida por Philip (1957b) como sendo a capacidade que o solo possui de absorver água por efeito dos capilares e é calculada durante os instantes iniciais do processo de infiltração da água no solo através da seguinte equação:

$$I = S_0 \cdot t^{1/2} \quad (58)$$

em que I é a infiltração acumulada, em [L]; S_0 é a sortividade, em [L T^{-1/2}]; t é o tempo, em [T].

- *Método de Reynolds e Elrick (1991)*

Este método é baseado na equação de Wooding (1968) no qual o autor apresenta uma solução para fluxo

$$q = k(\phi) \left[1 + \frac{4 \cdot \lambda_c}{\pi \cdot r} \right] \quad (59)$$

em que q é a densidade de fluxo, em [L T⁻¹]; $k(\phi)$ é a condutividade hidráulica não saturada em função do potencial (ϕ), em [L T⁻¹]; λ_c é o comprimento capilar do macro-poro, em [L]; r é o raio do infiltrômetro de disco, em [L].

A condutividade hidráulica não saturada, $k(\phi)$, varia de acordo com o potencial aplicado no solo. Wooding (1968) assume que o solo é uniforme e homogêneo e para isso, utiliza a equação de Gardner (1958).

$$k(\phi) = k_s \cdot e^{(\alpha_{re} \cdot \phi)} \quad (60)$$

em que $k(\phi)$ é a condutividade hidráulica não saturada em função do potencial (ϕ), em [L T⁻¹]; k_s é a condutividade hidráulica saturada, em [L T⁻¹]; α_{re} é um parâmetro que depende do comprimento capilar, em [L⁻¹]; ϕ é o potencial aplicado no solo, em [L].

Os ensaios são realizados no mesmo local, porém, utilizando diferentes valores de potencial. Através de cada ensaio, obtêm-se as leituras de infiltração acumulada e tempo

acumulado sendo que as cinco últimas leituras são utilizadas para cálculo da densidade de fluxo (estabilização no processo de infiltração da água no solo). O valor do comprimento capilar do macro-poro, λ_c , é obtido da seguinte maneira:

$$\lambda_c = \frac{|\phi_2 - \phi_1|}{\left| \ln \left(\frac{q_2}{q_1} \right) \right|} \quad (61)$$

sendo que:

$$\alpha_{re} = \frac{1}{\lambda_c} \quad (62)$$

Para cálculo da condutividade hidráulica saturada, k_s , o valor do parâmetro α_{re} determinado na equação (62) é substituído na equação (63).

$$q = k_s \cdot e^{(\alpha_{re} \cdot \phi)} \cdot \left[1 + \frac{4}{\pi \cdot r \cdot \alpha_{re}} \right] \quad (63)$$

em que q é a densidade de fluxo, em $[L \ T^{-1}]$; k_s é a condutividade hidráulica saturada, em $[L \ T^{-1}]$; α_{re} é um parâmetro que depende do comprimento capilar do macro-poro, em $[L^{-1}]$; ϕ é o potencial aplicado no solo, em $[L]$; r é o raio do infiltrômetro de disco, em $[L]$.

Um detalhe importante é substituir na equação (63) o valor de densidade de fluxo relativo ao potencial utilizado no mesmo ensaio. Tendo-se os valores da condutividade hidráulica saturada (k_s) e o parâmetro α_{re} substituídos na equação (60), é possível estimar a condutividade hidráulica não saturada, $k(\phi)$, para qualquer potencial.

- *Método de Ankeny et al. (1991)*

Este método é baseado na equação de Wooding (1968) no qual o fluxo é analisado para uma fonte circular pontual, descrito pela equação de Darcy.

$$Q = \pi \cdot r^2 \cdot k(\phi) + 4 \cdot r \cdot \phi_{Gm} \quad (64)$$

em que Q é a vazão, em $[L^3 \ T^{-1}]$; r é o raio do infiltrômetro de disco, em $[L]$; $k(\phi)$ é a condutividade hidráulica não saturada em função do potencial (ϕ), em $[L \ T^{-1}]$; ϕ_{Gm} é o potencial matricial de fluxo, em $[L^2 \ T^{-1}]$;

Os ensaios são realizados no mesmo local, porém, utilizando diferentes valores de potencial. Através de cada ensaio, obtêm-se as leituras de infiltração acumulada e tempo acumulado sendo que as cinco últimas leituras são utilizadas para cálculo da vazão (estabilização no processo de infiltração da água no solo). As equações (65) e (66) mostram o cálculo

$$Q(\phi_1) = \pi \cdot r^2 \cdot k(\phi_1) + 4 \cdot r \cdot \phi_{Gm(\phi_1)} \quad (65)$$

$$Q(\phi_2) = \pi \cdot r^2 \cdot k(\phi_2) + 4 \cdot r \cdot \phi_{Gm(\phi_2)} \quad (66)$$

De acordo com Ankeny et al. (1991), uma terceira equação pode ser obtida assumindo como constante a relação entre a condutividade hidráulica não saturada, $k(\phi)$, e o potencial matricial de fluxo, ϕ_{Gm} , para o intervalo entre os potenciais (ϕ_1 e ϕ_2).

$$A_a = \frac{k(\phi)}{\phi_{Gm(\phi)}} \quad (67)$$

em que A_a é uma constante, em $[L^{-1}]$; $k(\phi)$ é a condutividade hidráulica não saturada em função do potencial (ϕ), em $[L T^{-1}]$; ϕ_{Gm} é o potencial matricial de fluxo, em $[L^2 T^{-1}]$.

Portanto, substituindo (67) em (65) e (66), tem-se:

$$Q(\phi_1) = \left[\pi \cdot r^2 + \frac{4 \cdot r}{A_a} \right] \cdot k(\phi_1) \quad (68)$$

$$Q(\phi_2) = \left[\pi \cdot r^2 + \frac{4 \cdot r}{A_a} \right] \cdot k(\phi_2) \quad (69)$$

Estes mesmo autores sugerem que a diferença de potencial matricial de fluxo pode ser calculado com o uso da equação (70).

$$\phi_{Gm(\phi_1)} - \phi_{Gm(\phi_2)} = \Delta\phi \cdot [k(\phi_1) + k(\phi_2)] \cdot \frac{1}{2} \quad (70)$$

Substituindo (67) em (70), tem-se:

$$\frac{[k(\phi_1) - k(\phi_2)]}{A_a} = \Delta\phi \cdot [k(\phi_1) + k(\phi_2)] \cdot \frac{1}{2} \quad (71)$$

sendo que:

$$\Delta\phi = \phi_1 - \phi_2 \quad \phi_1 < \phi_2 \quad (72)$$

Neste caso, têm-se três incógnitas desconhecidas ($k(\phi_1)$, $k(\phi_2)$ e A_a) e três equações distintas [(68), (69) e (71)], que podem ser resolvidas como um simples sistema de três equações e três incógnitas.

2.3.2.4. Relações empíricas – condutividade hidráulica não saturada

Diversas relações empíricas, associando a condutividade hidráulica não saturada com a condutividade hidráulica saturada em função do teor de umidade volumétrico, grau de saturação ou sucção matricial. Muitas dessas relações baseiam-se nos dados obtidos do ajuste da curva de retenção de água no solo e a Tabela 2.4 reúne algumas dessas equações.

Tabela 2.4 – Relações empíricas para determinação da condutividade hidráulica não saturada (VILAR, 2009).

Referência	Função condutividade hidráulica
Avernavoj (1950)	$k_r = \theta^n$ onde $\theta = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)}$ e $n = 3,5$
Van Genuchten (1980)	$k = k_s \cdot \left[\frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \right]^{1/2} \cdot \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m}} \right]^m \right\}^2$
Campbell (1973)	$k = k_s \cdot \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^n$
Irmay (1954)	$k = k_s \cdot \left[\frac{(S_r - S_{ru})}{(1 - S_{ru})} \right]^3$
Corey (1957)	$k = k_s \cdot \left[\frac{(S_r - S_{ru})}{(1 - S_{ru})} \right]^4$
Scott (1963)	$k = k_s \cdot [1 - n \cdot (1 - S_r)]$

Tabela 2.4 – (continuação) Relações empíricas para determinação da condutividade hidráulica não saturada (VILAR, 2009).

Referência	Função condutividade hidráulica
Brutsaert (1968)	$k = k_s \cdot S_r^n$
Kovaca (1981)	$k = k_s \cdot \left[\frac{(S_r - S_{ru})}{(1 - S_{ru})} \right]^{3,5}$
Nielsen et al. (1986)	$k = k_s \cdot S_e^n \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2$
Davidson et al. (1969)	$k = k_s \cdot \exp(\alpha(\theta - \theta_s))$
Brooks e Corey (1964)	$k = k_s$ para $\psi \leq \psi_{aev}$
	$k_r = \left(\frac{\psi}{\psi_{aev}} \right)^{-n}$ para $\psi \geq \psi_{aev}$
Gardner (1958)	$k_r = \exp(-\alpha \cdot \psi)$
	$k = \frac{k_s}{(a \cdot \psi^n + 1)}$
Richards (1931)	$k = a \cdot \psi + b$
Ritjema (1965)	$k = k_s$ para $\psi \leq \psi_{aev}$
	$k_r = \exp[-\alpha(\psi - \psi_{aev})]$ para $\psi_{aev} \leq \psi \leq \psi_1$
	$k = k_r \left(\frac{\psi}{\psi_1} \right)^{-n}$ para $\psi > \psi_1$
Wind (1955)	$k = \alpha \cdot \psi^{-n}$

em que k é a condutividade hidráulica não saturada, em $[L T^{-1}]$; k_s é a condutividade hidráulica saturada, em $[L T^{-1}]$; k_r é a condutividade hidráulica relativa ($k_r = k/k_s$), em $[L T^{-1}]$; θ é o teor de umidade volumétrico normalizado $[(\theta_w - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)]$, em $[L^3 L^{-3}]$; θ_s é o teor de umidade volumétrico de saturação, em $[L^3 L^{-3}]$; θ_r é o teor de umidade volumétrico residual, em $[L^3 L^{-3}]$; ψ_{aev} é a sucção de entrada de ar, $[M L^{-1} T^{-2}]$; ψ_1 é a sucção residual, $[M L^{-1} T^{-2}]$; k_l é a condutividade hidráulica para $\psi = \psi_l$, em $[M L^{-1} T^{-2}]$; S_r é o grau de saturação, em $[L^3 L^{-3}]$; S_{ru} é o grau de saturação residual; em $[L^3 L^{-3}]$; S_{rs} é o grau de saturação de campo, em $[L^3 L^{-3}]$; S_e é o grau de saturação efetiva $[(S_r - S_{rs})/(S_{rs} - S_{ru})]$, em $[L^3 L^{-3}]$; a , b , n , m e α são constantes.

CAPÍTULO 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Para a consecução desta pesquisa, utilizaram-se ensaios de campo e laboratório, estes realizados com solo indeformado e solo compactado.

A área onde foram realizados os ensaios e de onde se retiraram as amostras para os ensaios de laboratório situa-se no Campus 2 da Universidade de São Paulo, na cidade de São Carlos, a uma altitude média de 850 m acima do nível do mar, com as coordenadas geográficas de 47°56'07,59" Longitude Oeste e 22°00'16,10" Latitude Sul. O clima característico do município de São Carlos, segundo a classificação Köppen é do tipo Aw, ou seja, clima temperado de altitude, apresentando verão chuvoso e inverno seco com precipitação total anual média de 1512 mm (<http://www.saocarlos.sp.gov.br/index.php/conheca-sao-carlos/115442-dados-da-cidade-geografico-e-demografico.html> consultado dia 22/07/2011).

3.1. Caracterização do solo

3.1.1. Coleta das amostras deformadas e indeformadas em campo

A Figura 3.1 mostra a localização da região de onde foram retiradas as amostras. No total, foram coletadas amostras deformadas e dois blocos de amostra indeformada, ambos retirados a 0,80 m de profundidade.

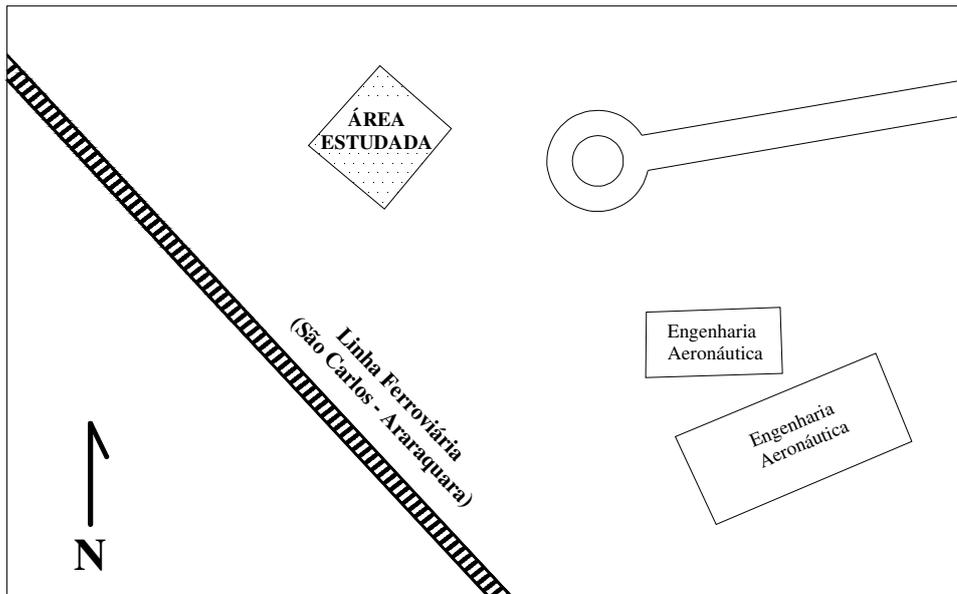


Figura 3.1 – Esboço da localização da área estudada – sem escala.

3.1.2. Caracterização

Os ensaios de caracterização do solo foram realizados de acordo com as Normas Brasileiras e consistiram da determinação dos valores de massa específica dos sólidos (NBR 6508/84), análise granulométrica conjunta (NBR 7181/84), limite de liquidez (NBR 6459/84), limite de plasticidade (NBR 7180/94), além do ensaio de compactação na energia do Proctor Normal (NBR 7182/86).

3.1.3. Ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio

Os ensaios de porosimetria foram realizados no Instituto de Física de São Carlos da Universidade de São Paulo, na cidade de São Carlos.

Para realização destes ensaios, três corpos de prova foram moldados em formato cilíndrico do bloco de amostra indeformada, cada um com 2 cm de altura e 1,5 cm de diâmetro. Estes corpos de prova foram deixados secar à temperatura ambiente e, posteriormente, inseridas no penetrômetro do porosímetro para serem ensaiadas. O aparelho utilizado nestes ensaios foi o “PoreSizer 9320 – Micromeritics Instrument Corporation”, com capacidade máxima de aplicação de 30000 psi de pressão.

3.2. Curva de Retenção de Água

As curvas de retenção de água do solo foram obtidas tanto para trajetórias de secagem quanto de umedecimento. Empregou-se a técnica do Papel Filtro (Marinho, 1994) para a medida da sucção matricial e o Funil de Placa Porosa para sucções inferiores a 12 kPa na trajetória de secagem.

3.2.1. Moldagem dos Corpos de Prova

Para estes ensaios, foram compactados corpos de prova no teor de umidade ótimo ($w_{ot} - 1\%$) com diferentes graus de compactação (98% e 95%) em relação à massa específica aparente seca máxima; ambos valores de w_{ot} e $\rho_{dmáx}$ obtidos do ensaio de Compactação na energia do Proctor Normal. Além disso, também foram moldados corpos de prova do bloco de indeformada.

A Tabela 3.1 apresenta as dimensões (altura e diâmetro) e quantidade de corpos de prova utilizados para cada ensaio.

Tabela 3.1 – Dimensões dos corpos de prova dos ensaios de funil de placa porosa e papel filtro.

Ensaio	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Quantidade (corpos de prova)
Papel Filtro (amostra indeformada)	5,0	1,0	27
Funil de Placa Porosa (amostra indeformada)	4,4	1,6	5
Papel Filtro (amostra compactada)	5,0	1,0	47

3.2.2. Técnica do funil de placa porosa

Para realização deste ensaio, os corpos de prova do solo foram previamente colocados sobre uma placa porosa, parcialmente submersa em um recipiente com lâmina de água destilada, utilizando papel filtro comum para fazer o contato entre esta placa e cada corpo de prova. Os corpos de prova foram saturados por um período de 24 horas.

Inicialmente, foi regulada a altura do reservatório de água para fornecer a sucção desejada em cada ensaio (Figura 3.2a), sendo feita esta medida a partir da meia altura do corpo de prova até a saída de água do reservatório. Posteriormente, o corpo de prova saturado foi colocado no interior do funil sobre uma placa porosa também saturada (Figura 3.2b). Em seguida, o reservatório de água foi aberto e iniciou-se a drenagem do corpo de prova. Depois de certo período este sistema atingiu equilíbrio, isto é, cessou o fluxo de água entre o corpo de prova e o reservatório de água. No final de cada ensaio, o corpo de prova foi retirado do funil, pesado e determinado o teor de umidade gravimétrica da amostra de solo.

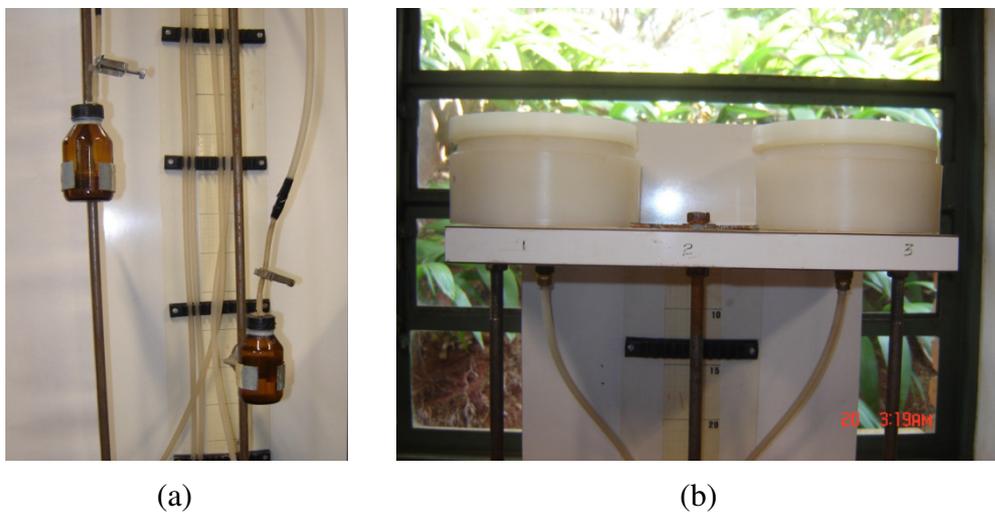


Figura 3.2 – Ensaio de funil de placa porosa (a) haste flexível e reservatório de água e (b) funil.

Com este equipamento do Laboratório de Geotecnia da EESC é possível medir valores de sucções matriciais entre 1 e 13 kPa, sendo nesta pesquisa utilizada sucções de 2, 4, 6, 8, 10 e 12 kPa, impostas por cargas respectivamente de 20, 40, 60, 80, 100 e 120 cm.

3.2.3. Técnica do papel filtro

A técnica do papel filtro foi utilizada na determinação da sucção matricial do solo para as trajetórias de secagem e umedecimento. O papel filtro utilizado foi o Whatman No. 42 e no cálculo da sucção matricial foram empregadas a equação (73) para umidade no papel filtro igual ou menor que 47% e a equação (74) para umidade no papel filtro maior que 47%, ambas propostas por Chandler et al. (1992).

$$w_{\text{papel}} \leq 47\% \rightarrow \psi_{\text{papel}} = 10^{(4,84 - 0,0622 \cdot w_{\text{papel}})} \quad (73)$$

$$w_{\text{papel}} > 47\% \rightarrow \psi_{\text{papel}} = 10^{(6,05 - 2,48 \cdot \log w_{\text{papel}})} \quad (74)$$

em que ψ_{papel} é a sucção do papel filtro, em $[\text{M L}^{-1} \text{T}^{-2}]$; w_{papel} é o teor de umidade gravimétrica do papel filtro, em $[\text{M M}^{-1}]$.

3.2.3.1. Trajetória de secagem

Inicialmente, todos os corpos de prova (anel mais amostra de solo) foram pesados um por um na balança eletrônica com precisão de 0,0001g. Conhecido os teores de umidade gravimétrica na moldagem dos corpos de prova, a massa específica do solo e a massa específica dos sólidos, foram calculados todos os índices físicos dos corpos de prova. Em seguida, todos os corpos de prova foram colocados sobre uma placa porosa parcialmente submersa em um recipiente com lâmina de água destilada, utilizando papel filtro comum para contato entre a placa e cada corpo de prova (Figura 3.3a). Os corpos de prova foram saturados por 24 horas.

Na sequência, cada corpo de prova foi retirado da placa porosa para secagem à temperatura ambiente, sendo feitas pesagens periódicas até que fosse atingida a massa correspondente aos teores de umidade gravimétricos pré-estabelecidos (Figura 3.3b). Após isso, foi colocado papel filtro Whatman N° 42 em contato com ambas as faces do corpo de prova. Para garantir o contato entre o papel filtro do topo e da base da amostra de solo, foi utilizado um disco de PVC (Figura 3.3c). Este conjunto (papel filtro, corpo de prova e disco de PVC) foi embalado com um filme plástico e fita adesiva (Figura 3.3d), e depois, armazenados em um recipiente hermético. Este período de armazenamento depende do teor de umidade gravimétrica do solo e varia para cada corpo de prova. Nestes ensaios, as amostras de solos mais úmidos foram retiradas após uma semana e as amostras de solos mais secos com 21 dias.

Após este período, cada conjunto foi desmontado e os papéis filtros úmidos foram retirados com o auxílio de uma pinça. Rapidamente, removeram-se eventuais partículas de solo depositadas na superfície do papel filtro e pesaram-se os corpos de prova. Após secagem em estufa durante cinco horas, foram pesados os papéis filtros secos. Para cada corpo de

prova foi determinada a média dos teores de umidade gravimétrica da amostra de solo, desde que os valores não diferissem em mais de 3%.

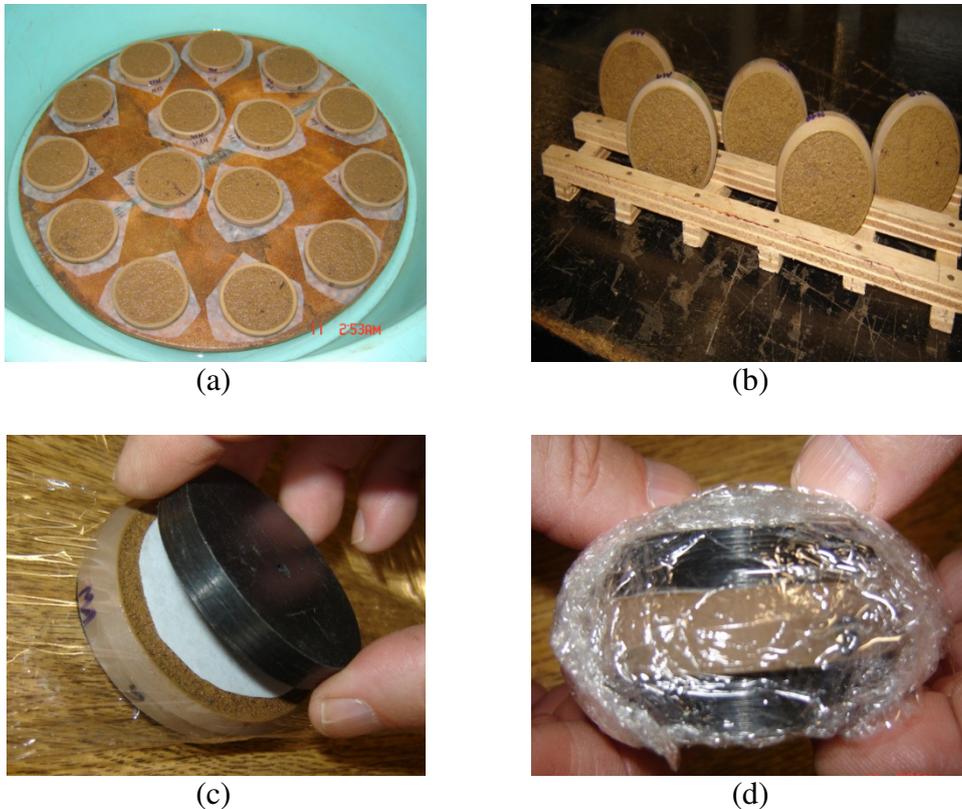


Figura 3.3 – Ensaio de papel filtro - trajetória de secagem (a) saturação dos corpos de prova, (b) processo de secagem, (c) conjunto (papel filtro, corpo de prova e disco de PVC) e (d) embalagem dos corpos de prova.

3.2.3.2. Trajetória de umedecimento

Inicialmente, determinaram-se as umidades, os pesos e as dimensões dos corpos de prova. Em seguida, os corpos de prova foram colocados sobre um suporte de madeira e deixados secar à temperatura ambiente por um período de sete dias (Figura 3.4a).

Para cada ensaio da trajetória de umedecimento foi retirado um corpo de prova para determinação do teor de umidade gravimétrica higroscópica da amostra de solo.

Na sequência, cada corpo de prova foi retirado do suporte de madeira e pesado. Com o uso de uma bureta, preenchida com água destilada e apoiada num suporte lateral próximo à balança eletrônica com precisão de 0,0001g iniciou-se o processo de umedecimento por gotejamento (Figura 3.4b). Esse gotejamento foi feito de maneira que a distribuição de água fosse uniforme e a massa final (anel, amostra de solo e água) foi controlada pela pesagem na balança, isto é, até que a massa final atingisse os teores de umidade pré-estabelecidos.

Após esse processo, os procedimentos foram iguais aos descritos no item 3.2.3.1, inclusive para a determinação dos teores de umidade gravimétrica e sucção.

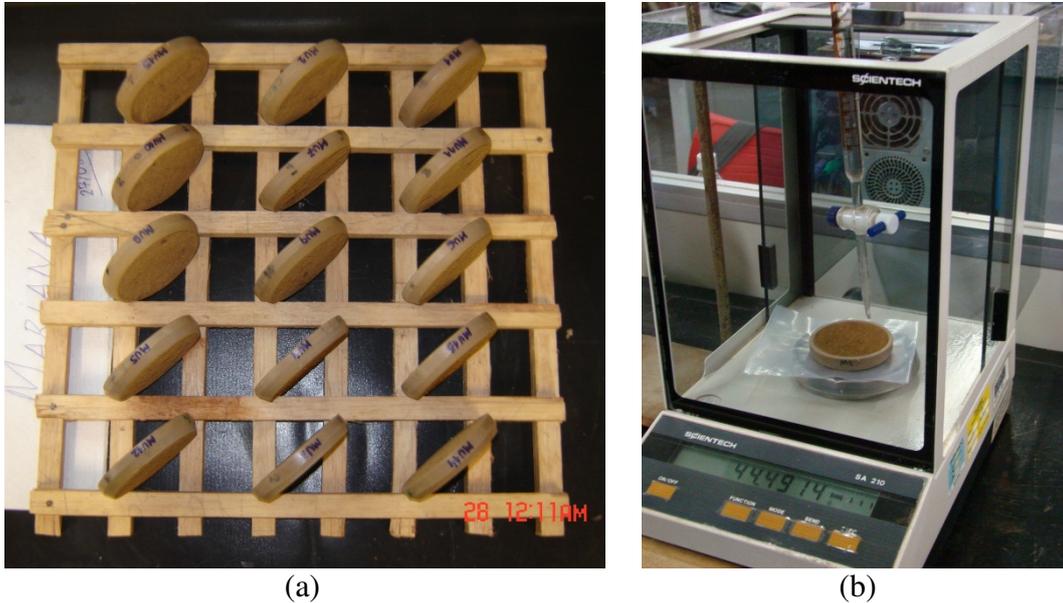


Figura 3.4 – Ensaio de papel filtro – trajetória de umedecimento (a) secagem dos corpos de prova e (b) processo de umedecimento por gotejamento.

3.2.4. Obtenção das curvas de retenção de água do solo

Para representação matemática das curvas de retenção, foi utilizada a equação de Van Genuchten (1980) ajustada aos dados experimentais com o auxílio do software SWRC (versão 3.0 beta) desenvolvido por Dourado Neto et al. (2001).

3.3. Tensiômetros

Para monitoramento da sucção matricial da área estudada foram instalados três tensiômetros em diferentes profundidades (Figura 3.5a e b) sendo: dois tensiômetros analógicos comuns (Figura 3.6a) e um tensiômetro analógico com Jet Fill (Figura 3.6b). A Tabela 3.2 apresenta as características de cada tensiômetro e a Figura 3.6c mostra os tensiômetros instalados no Campus 2.

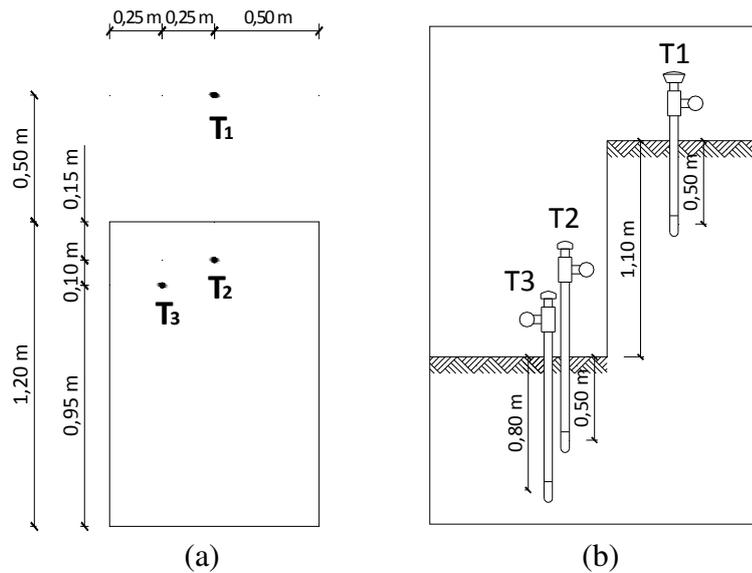


Figura 3.5 – Tensiômetros (a) Localização e (b) profundidade instalada (sem escala).

Tabela 3.2 - Características dos tensiômetros.

Tensiômetro	Comprimento do Tensiômetro (m)	Profundidade instalada (m)
T ₁ – Tensiômetro analógico com Jet Fill	0,60	0,50
T ₂ - Tensiômetro analógico comum	0,90	0,50
T ₃ - Tensiômetro analógico comum	0,90	0,80

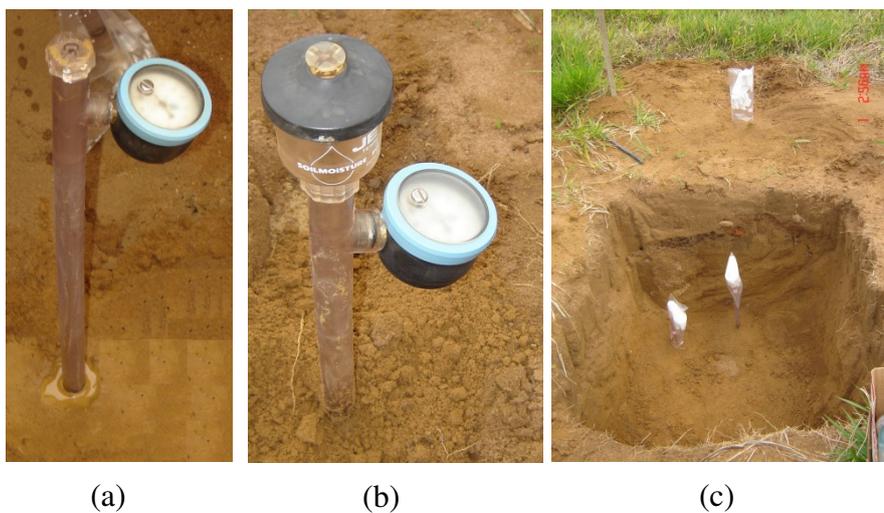


Figura 3.6 – Tensiômetros (a) detalhe do tensiômetro analógico com jet fill, (b) detalhe do tensiômetro analógico comum e (c) todos tensiômetros instalados na área estudada.

Estes aparelhos foram instalados no dia 3 de outubro de 2010 e a partir desta data, foram sendo feitas leituras da sucção matricial em dias alternados. Simultaneamente a estas leituras, foram obtidas a temperatura e umidade relativa do ar com o uso de um termo-higrômetro.

3.4. Condutividade hidráulica dos solos

3.4.1. Determinação da condutividade hidráulica saturada

Para a determinação da condutividade hidráulica saturada foram feitos ensaios de permeabilidade com carga constante e carga variável. Os itens de 3.4.1.1 a 3.4.1.3 descrevem detalhes da montagem e execução destes ensaios.

3.4.1.1. Moldagem dos Corpos de Prova

- Amostra indeformada

Os corpos de prova foram talhados do bloco de amostra indeformada para o sentido horizontal e vertical em formato de prisma. Após a talhagem de cada prisma, foram acertadas as dimensões da base e altura, deixadas a base e topo paralelas e retiradas todas as quinas com o uso do berço. Depois disso, este prisma foi colocado no torno de talhagem e assim, moldado o corpo de prova no formato cilíndrico (com 5 cm de diâmetro e altura entre 10 e 12,5 cm).

Após a moldagem, determinou-se o teor de umidade gravimétrica inicial (umidade de moldagem), a massa de cada corpo de prova e suas dimensões.

- Amostra compactada

Os corpos de prova foram compactados diretamente no interior de cada permeâmetro a partir da amostra deformada. Após ajuste da umidade, os corpos de prova foram compactados dinamicamente em 5 camadas até atingir o grau de compactação desejado. As dimensões dos corpos de prova utilizados foram de 7 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

3.4.1.2. Montagem do permeâmetro

- Amostra indeformada

Para a montagem do ensaio, foram utilizados permeâmetros com 14,5 cm de diâmetro interno e 18 cm de altura. A Figura 3.7 mostra detalhes da montagem do permeâmetro.

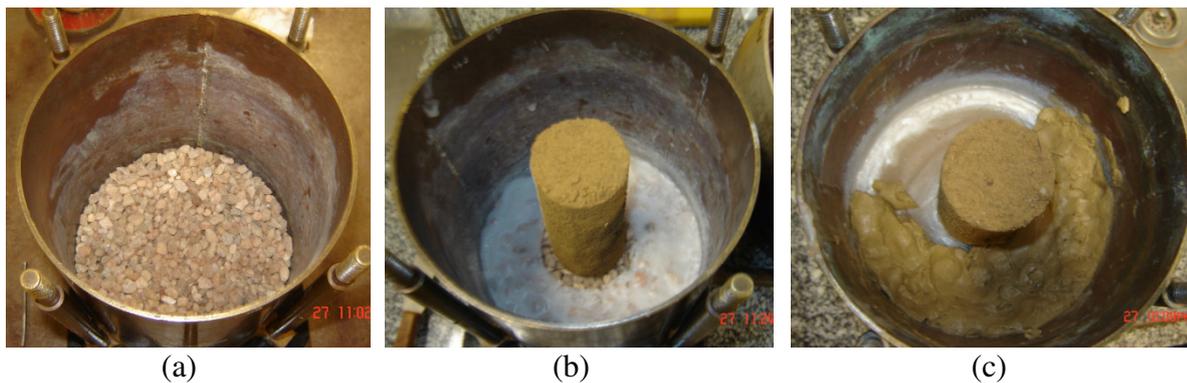


Figura 3.7 – Montagem do ensaio de permeabilidade – amostra indeformada (a) camada de pedregulho, (b) camada de parafina e (c) camada de bentonita.

- Amostra deformada

Para a montagem do ensaio, foram utilizados permeâmetros com 7 cm de diâmetro interno e 16 cm de altura. A Figura 3.8 mostra detalhes da montagem do permeâmetro

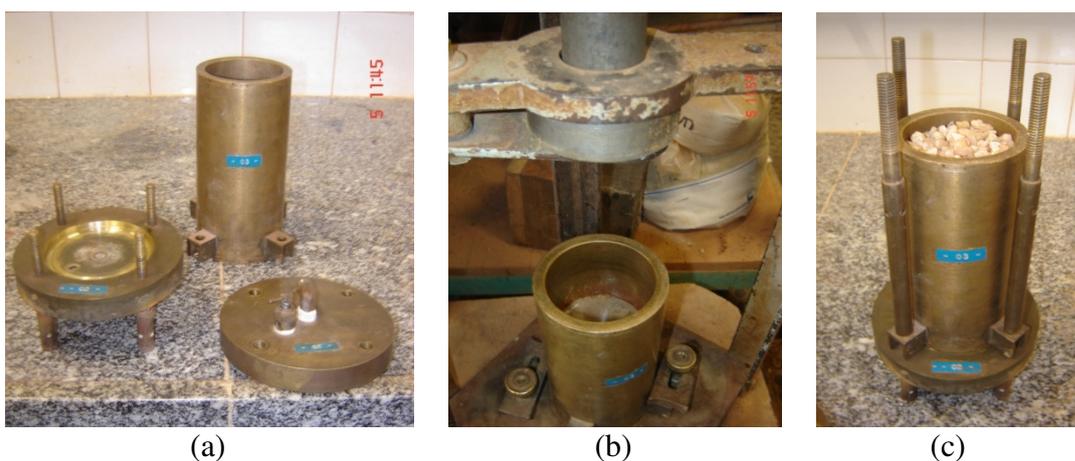


Figura 3.8 – Montagem do ensaio de permeabilidade – amostra deformada (a) permeâmetro, (b) camada compactada e (c) camada de pedregulho.

3.4.1.3. Ensaio de permeabilidade

Todos os permeômetros foram instalados no painel de permeabilidade e os corpos de prova contidos no interior de cada permeômetro foram deixados saturar por um curto intervalo de tempo.

Para os corpos de prova da amostra indeformada (sentido horizontal e vertical) foi utilizado o ensaio de permeabilidade a carga constante, enquanto que, para os corpos de prova da amostra deformada com 95% e 98% de grau de compactação foi empregado o ensaio de permeabilidade a carga variável.

A Figura 3.9 mostra um permeômetro conectado no painel de permeabilidade.



Figura 3.9 – Permeômetro conectado no painel de permeabilidade.

3.4.2. Determinação da condutividade hidráulica não saturada

Para a determinação da condutividade hidráulica não saturada em campo foram feitos ensaios com o infiltrômetro de disco e o permeômetro Guelph. Além disso, em laboratório também foram realizados ensaios com o infiltrômetro de disco, sendo compactado solo no teor de umidade ótimo de 13,5% e com grau de compactação 98% e 95%. Para isso, foram utilizados tambores metálicos sem fundo com 60 cm de diâmetro e 35 cm de altura.

Os itens de 3.4.2.1 a 3.4.2.2 descrevem detalhes da montagem e execução destes ensaios.

3.4.2.1. Infiltrômetro de disco

Os ensaios com o infiltrômetro de disco foram realizados no final do 2º semestre de 2010 e no início do 1º semestre de 2011.

No total foram executados 23 ensaios em campo e 6 ensaios no solo compactado, e os itens seguintes explicam os procedimentos de ensaio (preparação da superfície, montagem do equipamento, abastecimento de água, teste do equipamento, estabilização do ensaio e coletas das amostras de solo) e de cálculo.

3.4.2.1.1. Preparação da superfície

Foi retirado todo tipo de vegetação e raiz da superfície do solo, no local escolhido para realização do ensaio. Feito isso, foi separada uma área com aproximadamente 70 cm de comprimento e 40 cm de largura para preparação da superfície do ensaio. Esta superfície foi nivelada e com o auxílio de um gabarito de madeira, cujo diâmetro é pouco maior que o da base do disco, foi preenchido por uma camada de areia fina. Esta camada de areia fina, também denominada de material de capeamento, tem o intuito de fornecer um bom contato entre a superfície do solo e o infiltrômetro para que a infiltração de água ocorra em toda a área do disco.



(a)



(b)

Figura 3.10 - Preparação da superfície (a) limpeza e (b) nivelando a camada de areia fina.

3.4.2.1.2. Montagem do equipamento

Inicialmente, a membrana foi fixada na base do disco com o uso de vários elásticos. Esta membrana é composta por um tecido de nylon e deverá ficar muito bem esticada, para que não ocorra entrada de ar através da base do infiltrômetro (Figura 3.11a).

Sobre a base do disco foi encaixado o tubo T_2 , o qual necessita estar extremamente vedado e tem a função de fazer a comunicação entre a base do disco e o reservatório regulador de pressão (Figura 3.11b). O tubo T_1 foi acoplado no reservatório regulador de pressão ajustando-se a sua altura de forma a ter-se o potencial de água desejado e mantido constante durante todo o ensaio (Figura 3.11c).

Finalmente, o reservatório de alimentação foi encaixado sobre a base do disco, estando assim, concluída a montagem do equipamento.

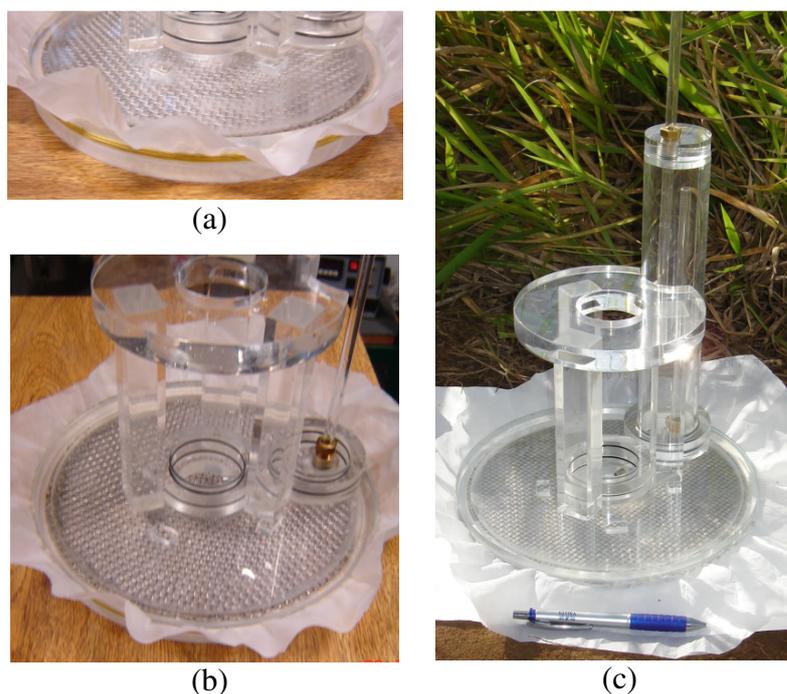


Figura 3.11 – Montagem do equipamento (a) fixação dos elásticos na base do disco, (b) colocação do tubo T_2 e (c) tubo T_1 fixado no reservatório regulador de pressão.

3.4.2.1.3. Abastecimento de água

A Figura 3.12a mostra detalhe do preenchimento com água do reservatório regulador de pressão. Para o preenchimento do reservatório de alimentação, a base do disco foi mergulhada em uma bacia cheia de água (Figura 3.12b) e com o auxílio de uma mangueira, instalada na parte superior deste reservatório, o ar foi succionado por uma bomba de vácuo até que a água atingisse seu topo ((Figura 3.12c). Em seguida, foram feitos movimentos circulares para retirada de todas as bolhas de ar na base do disco.

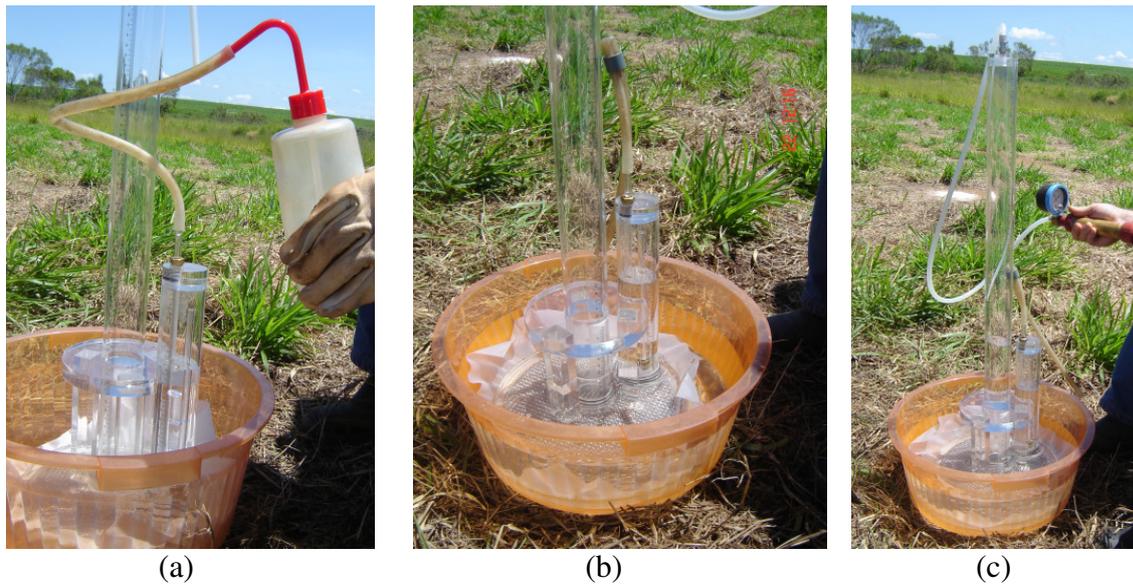


Figura 3.12 – Abastecimento de água (a) no reservatório regulador de pressão, (b) colocação do infiltrômetro no interior da bacia com água e (c) preenchimento do reservatório de alimentação.

3.4.2.1.4. Teste do equipamento

Para testar as condições foi nivelada outra superfície (Figura 3.13a), ao lado de onde será executado o ensaio, e posto um pedaço de papel filtro comum para fazer o contato entre a superfície do solo e o infiltrômetro (Figura 3.13b). Durante este procedimento, é verificado eventuais vazamentos e a entrada de indesejada de ar pelo tecido de nylon da base, incumbido de funcionar como elemento de transição entre o reservatório e o solo.



Figura 3.13 – Pré funcionamento do equipamento (a) preparação da superfície do pré-funcionamento e (b) colocação do papel filtro comum.

3.4.2.1.5. Estabilização do ensaio

Uma vez verificadas as condições de funcionamento, colocou-se o infiltrômetro no local de ensaio, registrando-se o nível d'água inicial no reservatório de alimentação e acionando-se o cronômetro.

As leituras do nível d'água no reservatório de alimentação foram feitas sucessivamente e para vários intervalos de tempo. No início, quando a água infiltrou pelo material de capeamento, o intervalo das leituras foi de 10 em 10 segundos e após, quando iniciada a infiltração no solo, fez-se leituras de 15 ou 30 segundos (tempo dependendo das condições de absorção de água pelo solo). Quando as variações do nível d'água em função do tempo se mantiverem constantes cinco leituras consecutivas, considerou-se ter atingido a condição de fluxo permanente, necessária para término do ensaio.

3.4.2.1.6. Determinação das umidades

Foram determinados o teor de umidade gravimétrico inicial e final do solo, para isso, foram retiradas amostras deformada e indeformada de solo. As amostras indeformadas foram moldadas em anéis de 4,4 cm de diâmetro interno e 1,1 cm de altura; enquanto que as amostras deformadas foram retiradas em pequenos sacos plásticos.

Antes dos ensaios, as amostras foram coletadas à uma distância aproximadamente de 30 cm da borda do disco e depois dos ensaios, as amostras finais foram retiradas logo após a estabilização do ensaio, sendo removido rapidamente o infiltrômetro e a camada de areia úmida da superfície para a moldagem dos corpos de prova de amostra indeformada e coleta da amostra deformada.

3.4.2.1.7. Condutividade hidráulica não saturada

A condutividade hidráulica não saturada foi determinada pelos métodos de White et al. (1992), Reynolds e Elrick (1991) e Ankeny et al. (1991); todos descritos nesta revisão bibliográfica e detalhados no capítulo de Resultados.

3.4.2.2. Permeâmetro Guelph

Os ensaios com permeâmetro Guelph foram realizados no final do 2º semestre de 2010 e no início do 1º semestre de 2011, tendo-se utilizado o método das duas alturas de carga.

No total foram executados 6 ensaios e os itens seguintes explicam os procedimentos de ensaio (preparação do furo, montagem do equipamento e abastecimento de água, posicionamento do equipamento, estabelecimento das alturas de carga, estabilização do ensaio) e de cálculo.

3.4.2.2.1. Preparação do furo

O local a ser ensaiado foi definido e com o auxílio de um trado tipo cavadeira (Figura 3.14a) foi aberto um furo na superfície do solo até chegar às profundidades desejadas de 45 cm e 30 cm. Depois, a ponta do trado cavadeira foi trocada por um trado reto (Figura 3.14b), com o qual foi feito o nivelamento da base e regularizada a parede do furo. Finalmente, passou-se a escova (Figura 3.14c), a qual tem a função de deixar a parede do furo áspera e natural decorrente do alisamento deixado pelo atrito lateral com os trados anteriores.

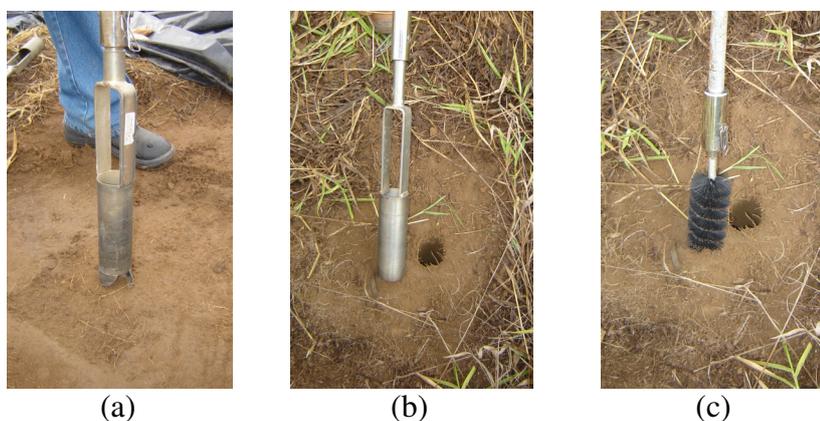


Figura 3.14 – Preparação do furo utilizando o trado tipo (a) cavadeira, (b) reto e (c) escova.

3.4.2.2.2. Montagem do equipamento

O equipamento foi montado próximo do local de ensaio e seus componentes foram cuidadosamente conectados. Após a montagem de todo o equipamento, os reservatórios de acrílico foram preenchidos com água (Figura 3.15a).

Para evitar a queda indesejada de água, foi aplicado um vácuo de 20 kPa utilizando uma pequena bomba de vácuo (Figura 3.15b).



Figura 3.15 – Permeâmetro Guelph (a) preenchimento dos reservatórios com água e (b) detalhe da bomba de vácuo.

3.4.2.2.3. Posicionamento do equipamento

A ponteira do permeâmetro foi posicionada no interior do furo e rebaixada até atingir a base do mesmo. Em seguida, as pernas do tripé foram niveladas de acordo com a declividade do terreno.

3.4.2.2.4. Estabelecimento das alturas de carga

As alturas de carga foram escolhidas e optou-se nesta pesquisa em utilizar 5 cm e 10 cm. Para controlar a altura de carga, o tubo de ar foi movido para cima até o indicador de nível atingir as alturas de carga desejadas. Para evitar erosão na base do furo, o levantamento do indicador de nível foi feito lentamente.

3.4.2.2.5. Estabilização do ensaio

O cronômetro foi disparado quando a altura de carga estabelecida foi atingida. Durante a execução do ensaio (Figura 3.16), foram feitas várias leituras em intervalos constantes de tempo no reservatório de acrílico (interno e/ou externo). A estabilização do ensaio foi alcançada quando as variações das leituras para intervalos constantes de tempo foram iguais para três leituras consecutivas.



Figura 3.16 – Execução de ensaio com o permeâmetro Guelph.

3.4.2.2.6. Condutividade hidráulica saturada de campo, potencial matricial de fluxo e parâmetro α_{pg}

Os parâmetros condutividade hidráulica saturada de campo e potencial matricial de fluxo foram calculados de acordo o método das duas alturas de carga e pelas equações (51(49) e (50). Posteriormente, o parâmetro α_{pg} foi obtido dividindo-se a condutividade hidráulica saturada e o potencial matricial de fluxo, conforme equação (53(51).

CAPÍTULO 4. RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados dos ensaios realizados em laboratório, como a caracterização do solo, porosimetria por intrusão de mercúrio, curva de retenção de água no solo e permeabilidade, e os ensaios realizados em campo, com o uso do infiltrômetro de disco e permeômetro Guelph.

4.1. Caracterização do solo

O solo em estudo é classificado de acordo com a ABNT como uma areia média a fina argilosa marrom (Figura 4.1) e pela SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) como uma areia argilosa (SC). A Tabela 4.1 reúne os valores da massa específica dos sólidos, limites de consistência e composição granulométrica do solo.

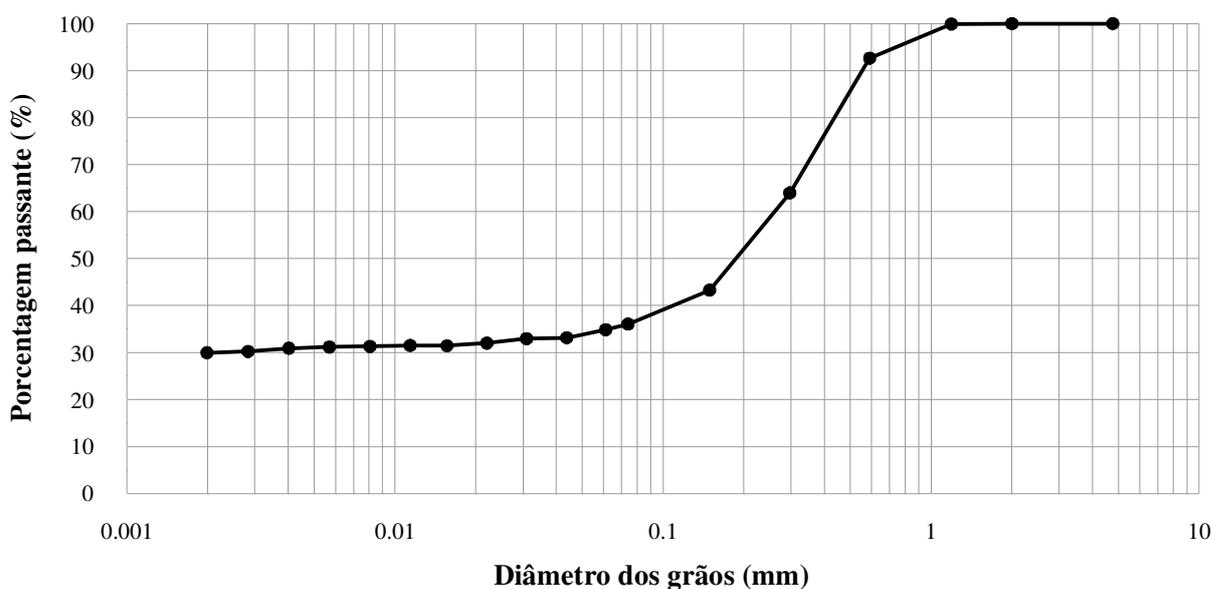


Figura 4.1 – Curva granulométrica do solo.

Tabela 4.1 – Massa específica dos sólidos, limites de consistência e composição granulométrica.

Massa específica dos sólidos (g/cm ³)	Limites de Atterberg			Composição Granulométrica		
	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
2,691	31	18	13	64	5	31

A Figura 4.2 representa o gráfico de massa específica seca *versus* teor de umidade referente ao ensaio de compactação na energia Proctor Normal e as curvas de grau de saturação de 70%, 80%, 90% e 100%, observando-se uma massa específica seca máxima de 1,833 g/cm³ e teor de umidade ótimo de 13,5%.

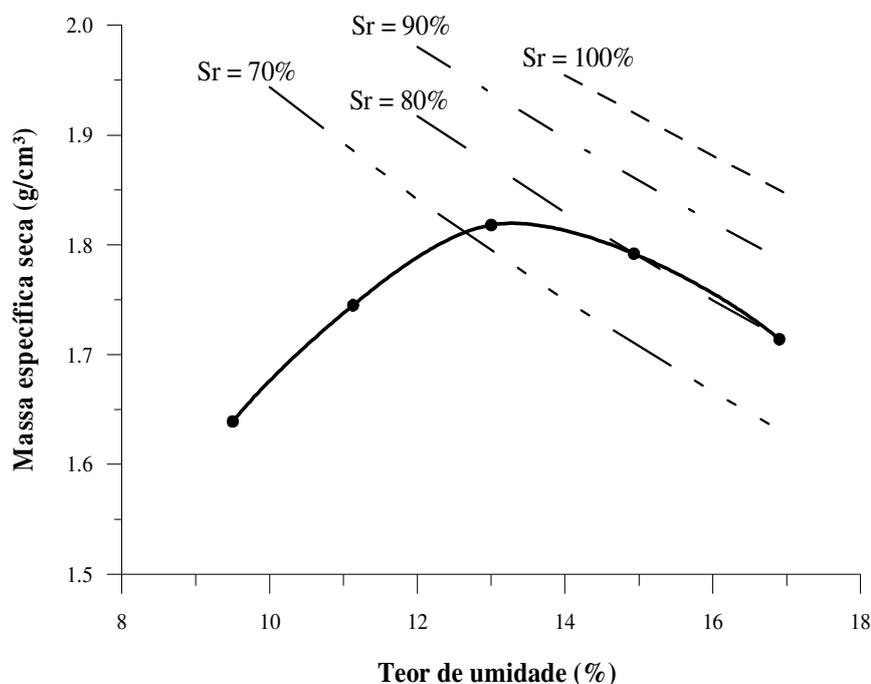


Figura 4.2 – Curva de compactação na energia Proctor Normal.

4.2. Ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio

As Figuras 4.3 e 4.4 ilustram os resultados do volume acumulado de poros *versus* diâmetro dos poros e logaritmo da intrusão diferencial *versus* diâmetro dos poros dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio.

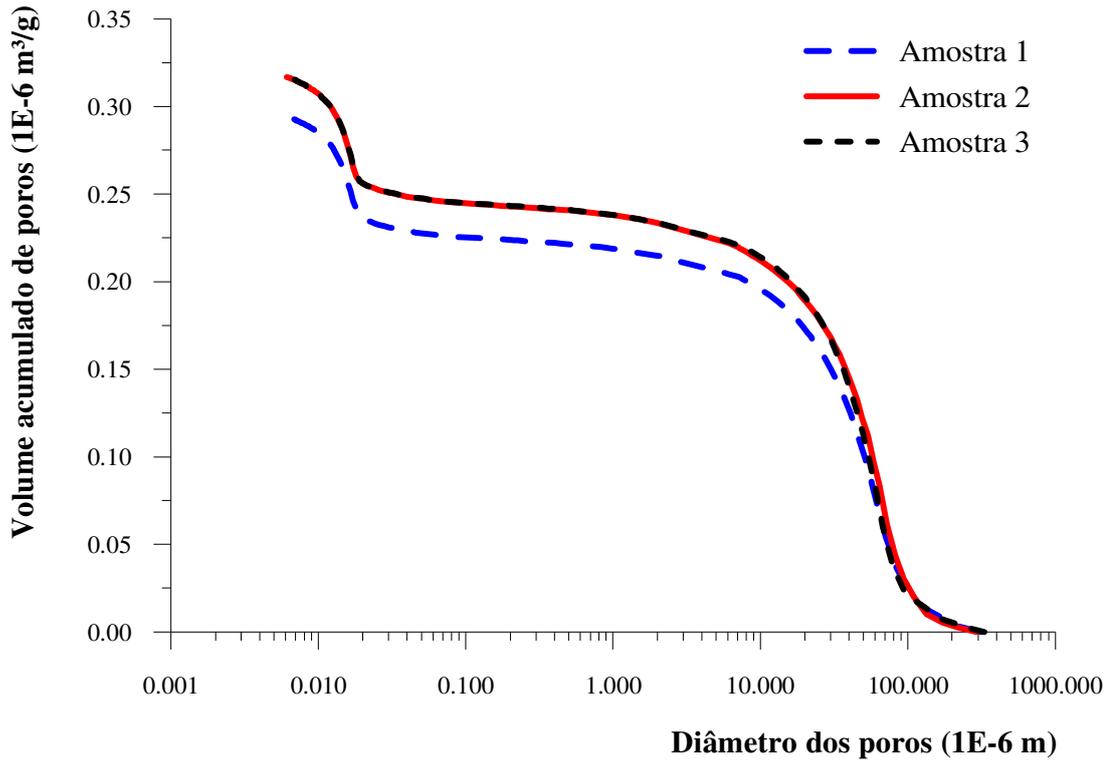


Figura 4.3 – Distribuição percentual dos poros.

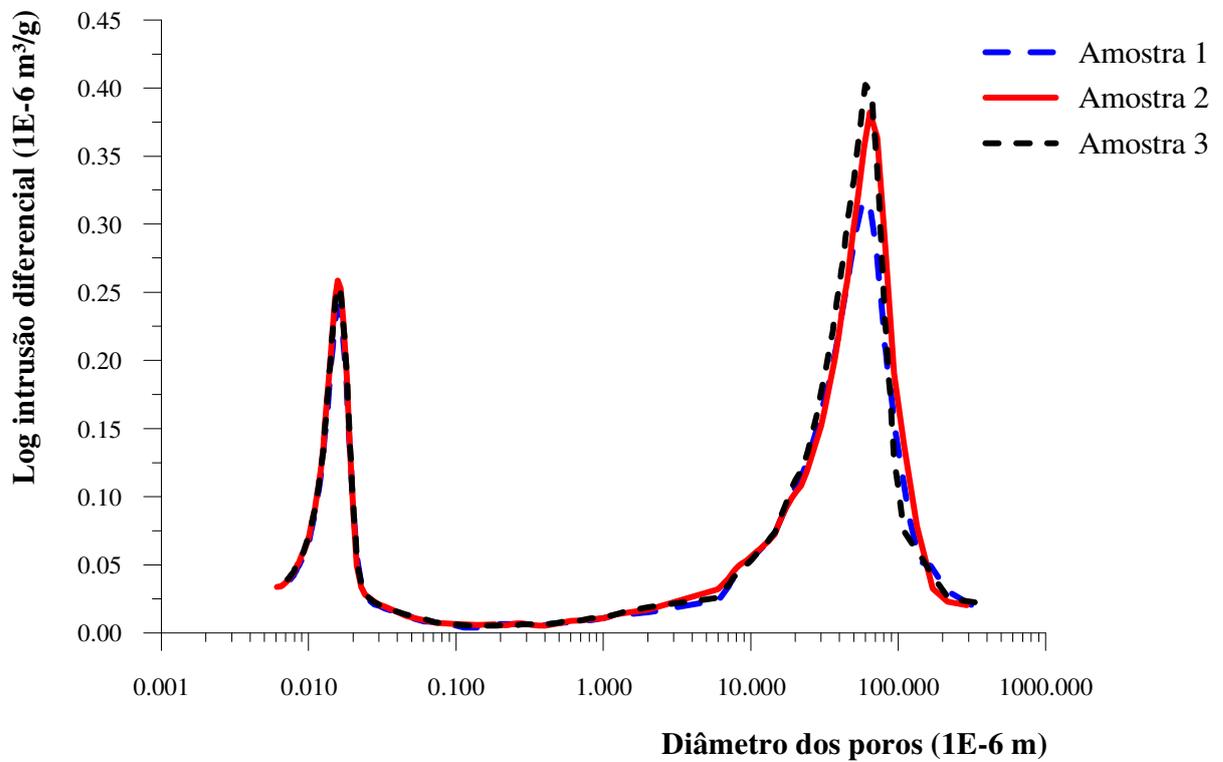


Figura 4.4 – Diâmetro dos poros versus logaritmo do volume diferencial de mercúrio introduzido nas amostras.

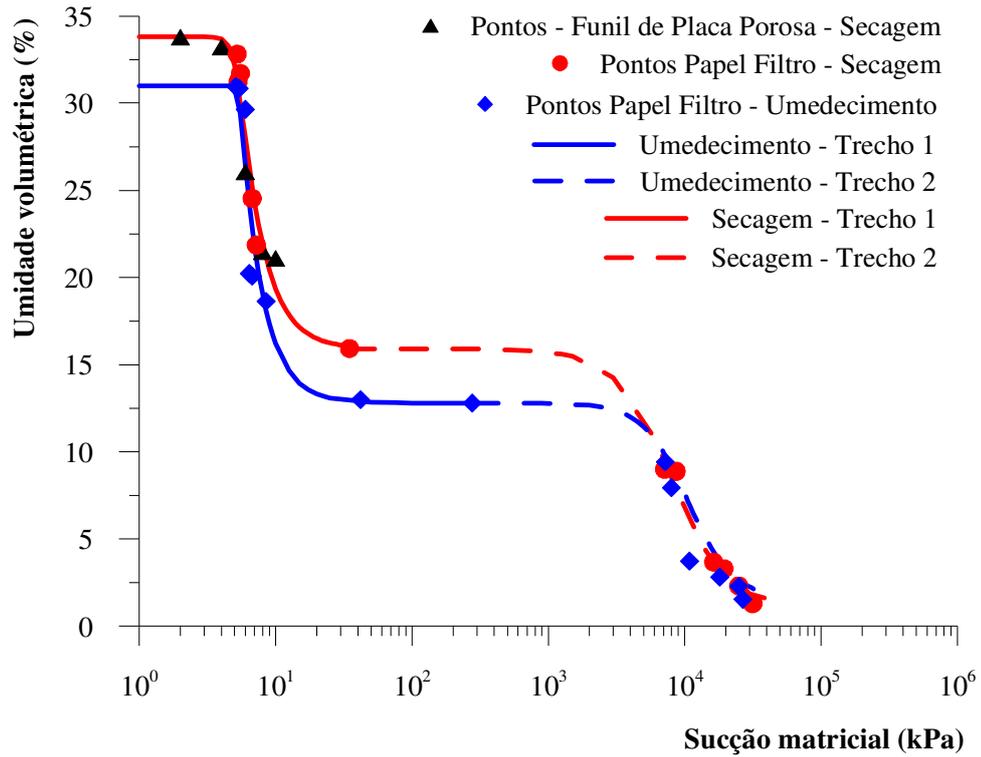


Figura 4.6 – Curva de retenção de água (sucção matricial *versus* teor de umidade volumétrica) para amostra indeformada.

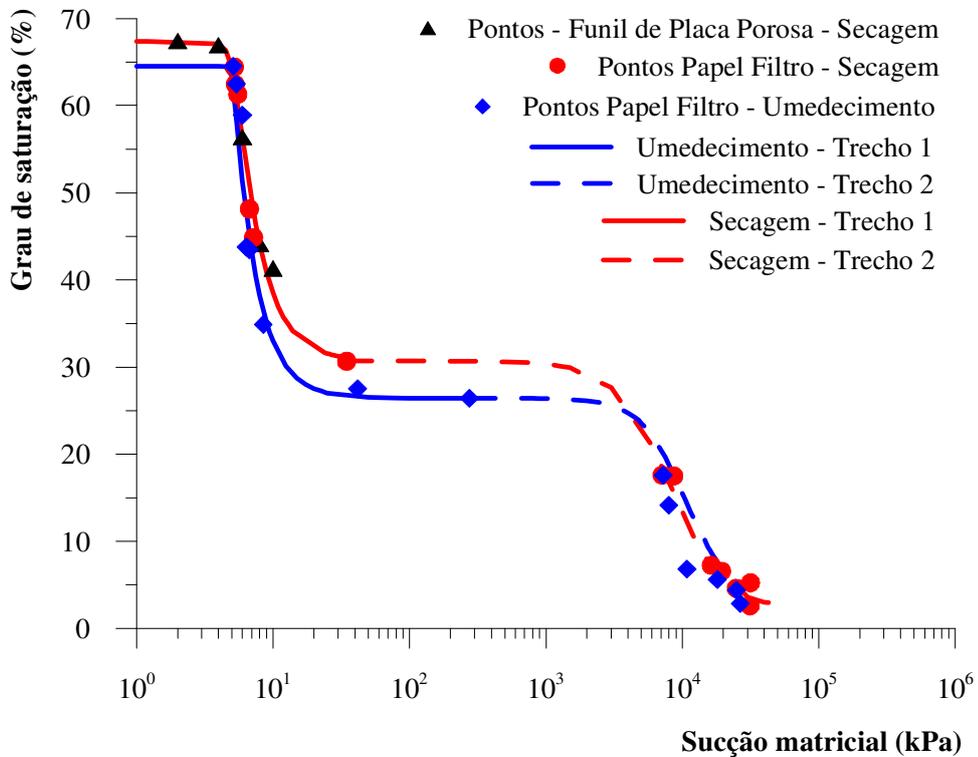
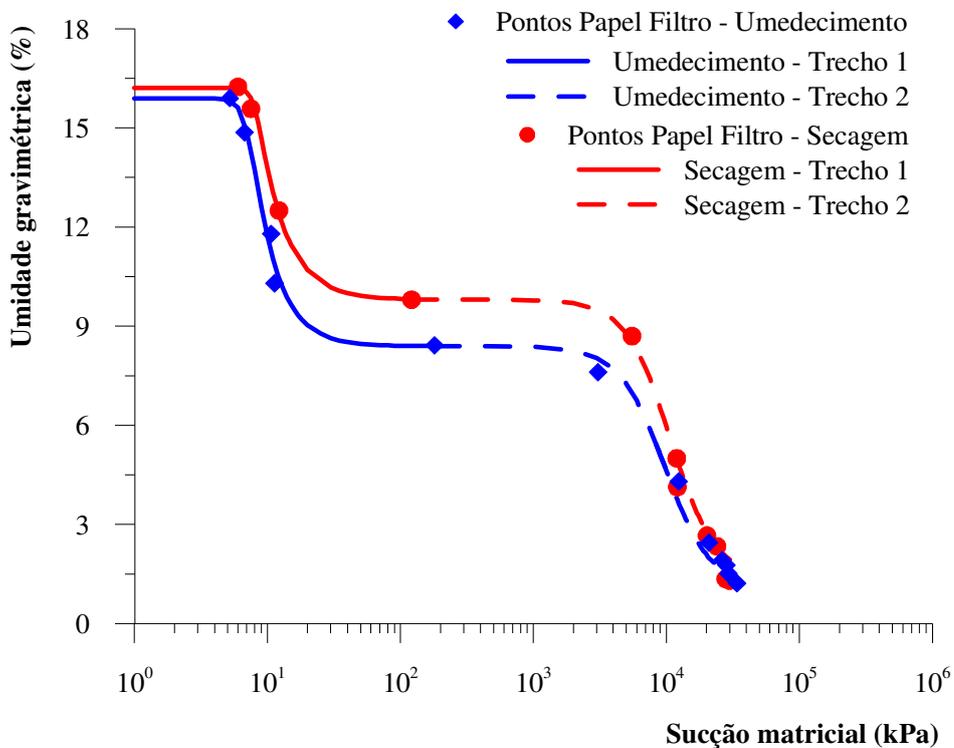


Figura 4.7 – Curva de retenção de água (sucção matricial *versus* grau de saturação) para amostra indeformada.

Tabela 4.2 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção para amostra indeformada – teor de umidade gravimétrico, teor de umidade volumétrico e grau de saturação.

Índice físico	Trechos das curvas	Saturação Residual (%)	(%)	α (kPa ⁻¹)	m (-)	n (-)	r ² (-)
Teor de umidade gravimétrico	T1 - Secagem	25,8	12,3	0,1902	0,180	15,136	0,924
	T2 - Secagem	12,3	1,1	0,0001	1,413	1,977	0,991
	T1 - Umedecimento	25,2	10,3	0,1844	0,099	28,806	0,841
	T2 - Umedecimento	10,3	1,2	0,0001	0,888	2,689	0,960
Teor de umidade volumétrico	T1 - Secagem	33,8	15,9	0,1924	0,196	12,803	0,926
	T2 - Secagem	15,9	1,3	0,0001	1,411	2,018	0,991
	T1 - Umedecimento	31,0	12,8	0,1851	0,091	29,894	0,854
	T2 - Umedecimento	12,8	1,5	0,0001	0,886	2,690	0,957
Grau de saturação	T1 - Secagem	67,4	30,7	0,1891	0,2084	11,616	0,965
	T2 - Secagem	30,7	2,5	0,0001	1,3813	2,0318	0,990
	T1 - Umedecimento	64,5	26,4	0,1957	0,0756	34,452	0,928
	T2 - Umedecimento	26,4	2,9	0,0001	0,8945	2,6863	0,968

Figura 4.8 – Curva de retenção de água (sucção matricial *versus* teor de umidade gravimétrico) para amostra compactada (GC 98%).

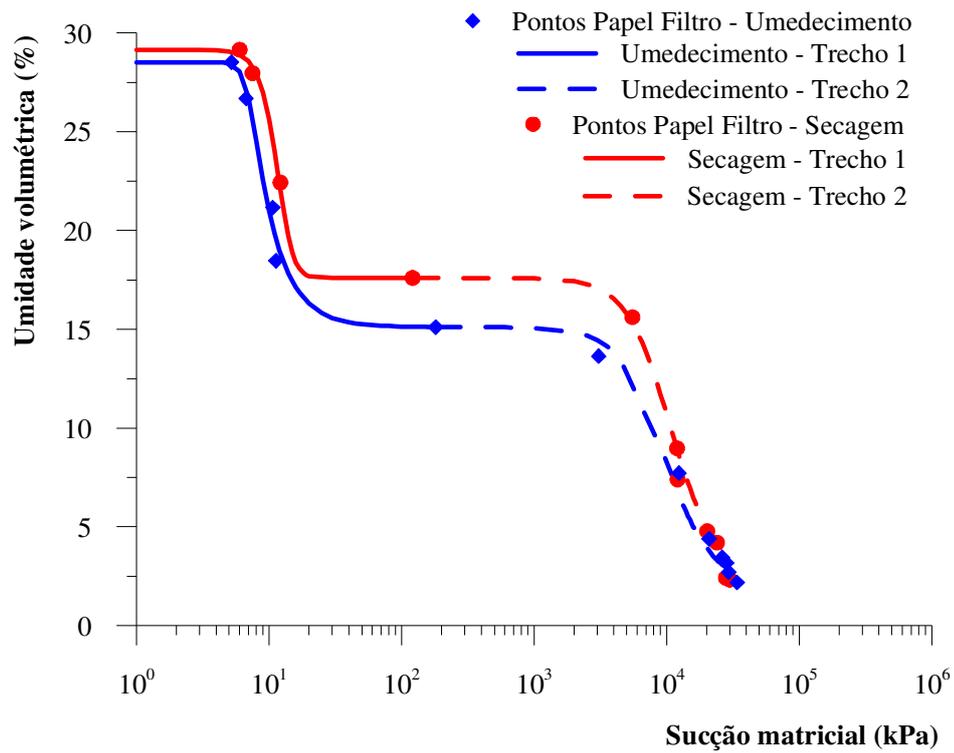


Figura 4.9 – Curva de retenção de água (sucção matricial *versus* teor de umidade volumétrica) para amostra compactada (GC 98%).

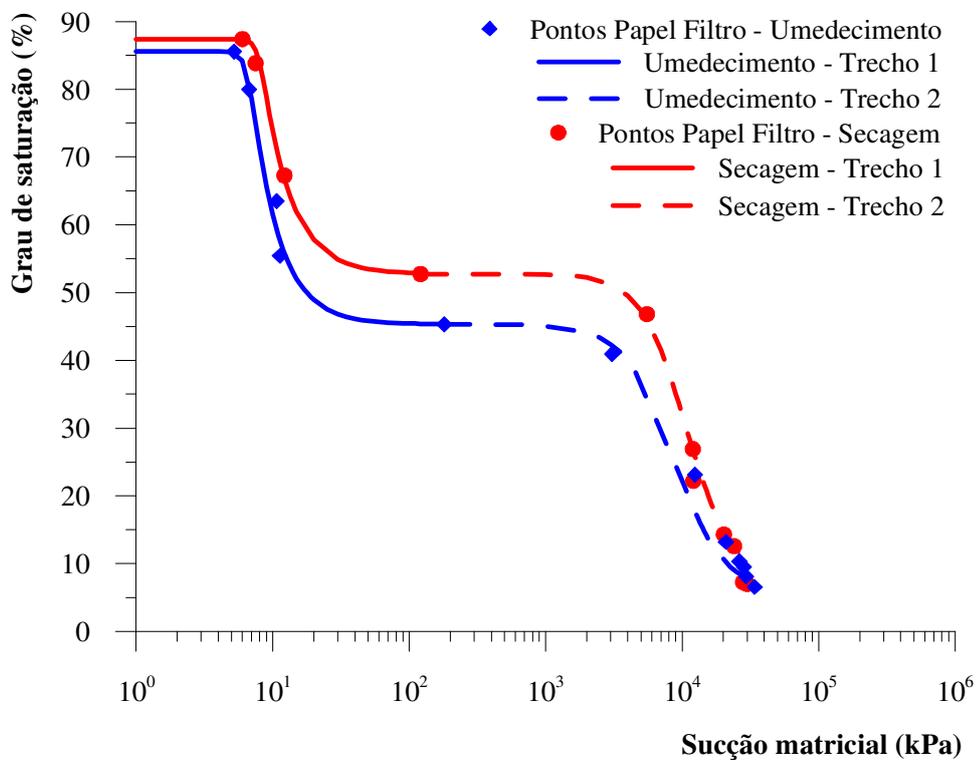


Figura 4.10 – Curva de retenção de água (sucção matricial *versus* grau de saturação) para amostra compactada (GC 98%).

Tabela 4.3 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção para amostra compactada (GC 98%) – teor de umidade gravimétrico, teor de umidade volumétrico e grau de saturação.

Índice físico	Trechos das curvas	Saturação Residual		α (kPa ⁻¹)	m (-)	n (-)	r ² (-)
		(%)	(%)				
Teor de umidade gravimétrico	T1 - Secagem	16,2	9,80	0,1244	0,149	14,473	1,000
	T2 - Secagem	9,80	1,30	0,0001	0,867	2,678	0,985
	T1 - Umedecimento	15,9	8,42	0,1400	0,239	10,052	0,971
	T2 - Umedecimento	8,42	1,22	0,0001	1,0529	2,5114	0,992
Teor de umidade volumétrico	T1 - Secagem	29,2	17,6	0,0749	2,022	5,644	1,000
	T2 - Secagem	17,6	2,3	0,0001	0,8674	2,677	0,984
	T1 - Umedecimento	28,5	15,1	0,1430	0,206	11,094	0,971
	T2 - Umedecimento	15,1	2,2	0,0001	1,069	2,488	0,991
Grau de saturação	T1 - Secagem	87,4	52,7	0,1264	0,136	15,292	1,000
	T2 - Secagem	52,7	7,0	0,0001	0,867	2,677	0,984
	T1 - Umedecimento	85,6	45,3	0,1428	0,217	15,133	0,999
	T2 - Umedecimento	45,3	6,6	0,0001	1,289	2,285	0,994

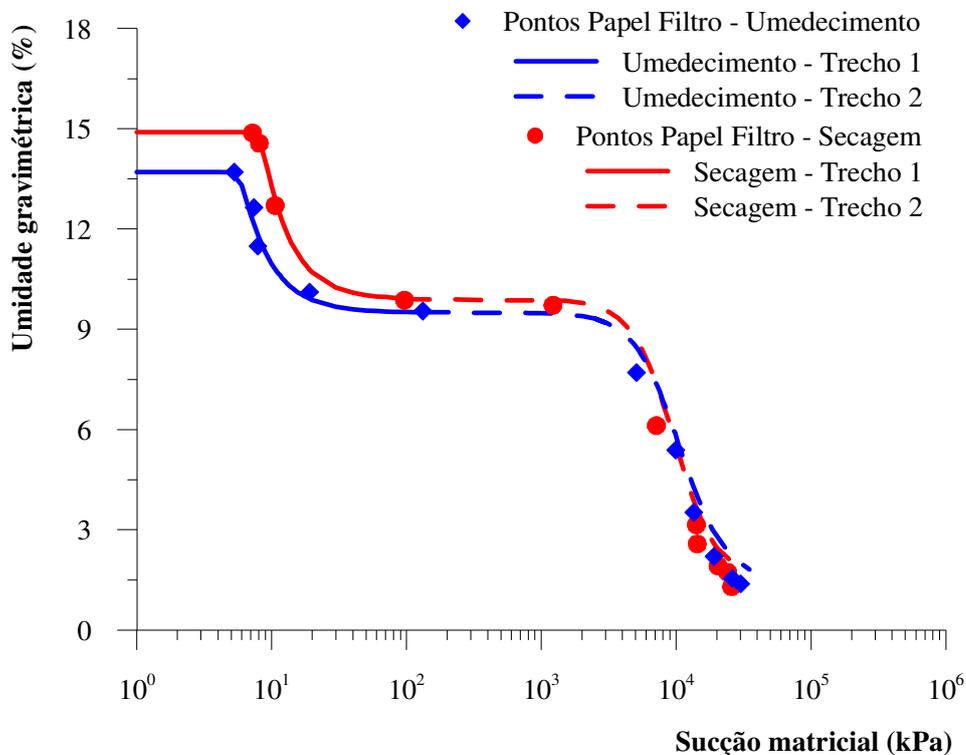


Figura 4.11 – Curva de retenção de água (sucção matricial versus teor de umidade gravimétrico) para amostra compactada (GC 95%).

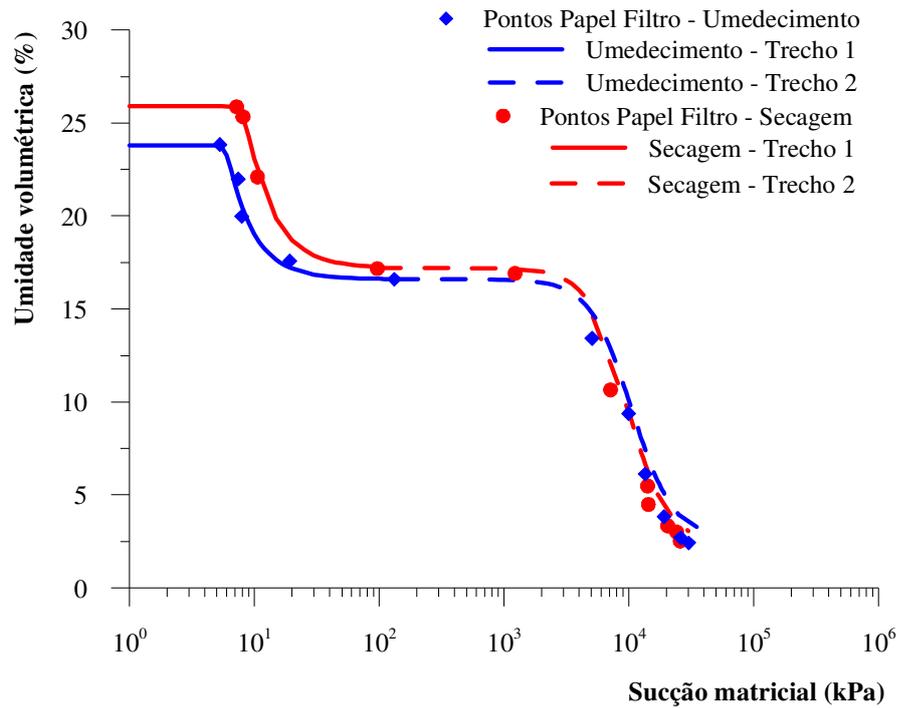


Figura 4.12 – Curva de retenção de água (sucção matricial *versus* teor de umidade volumétrica) para amostra compactada (GC 95%).

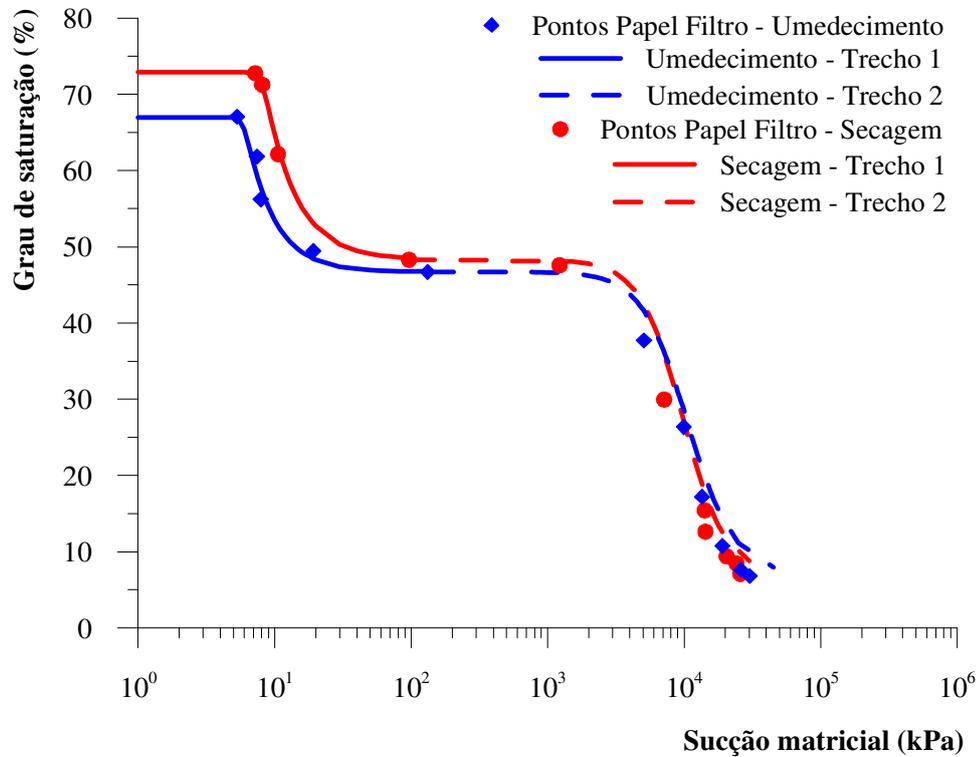


Figura 4.13 – Curva de retenção de água (sucção matricial *versus* grau de saturação) para amostra compactada (GC 95%).

Tabela 4.4 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção para amostra compactada (GC 95%) – teor de umidade gravimétrico, teor de umidade volumétrico e grau de saturação.

Índice físico	Trechos das curvas	Saturação Residual (%)	α (kPa^{-1})	m (-)	n (-)	r^2 (-)	
Teor de umidade gravimétrico	T1 - Secagem	14,9	9,9	0,1198	0,139	15,1494	1,000
	T2 - Secagem	9,9	1,5	0,0001	1,069	2,7238	0,996
	T1 - Umedecimento	13,7	9,5	0,1717	0,092	21,1389	0,989
	T2 - Umedecimento	9,5	1,4	0,0001	0,8875	2,6309	0,990
Teor de umidade volumétrico	T1 - Secagem	25,9	17,2	0,1218	0,130	15,1662	1,000
	T2 - Secagem	17,2	2,5	0,0001	1,064	2,7241	0,997
	T1 - Umedecimento	23,8	16,6	0,1686	0,095	22,0099	0,988
	T2 - Umedecimento	16,6	2,4	0,0001	0,888	2,6282	0,990
Grau de saturação	T1 - Secagem	72,9	48,3	0,1233	0,115	16,5406	1,000
	T2 - Secagem	48,3	7,1	0,0001	1,056	2,7234	0,997
	T1 - Umedecimento	67,0	46,7	0,1692	0,094	22,1713	0,988
	T2 - Umedecimento	46,7	6,8	0,0001	0,889	2,6277	0,990

4.4. Tensiômetros

As Figura 4.14 a Figura 4.16 ilustram os valores de sucção matricial dos Tensiômetros 1, 2 e 3 bem como os valores de umidade relativa e temperatura no dia de cada leitura.

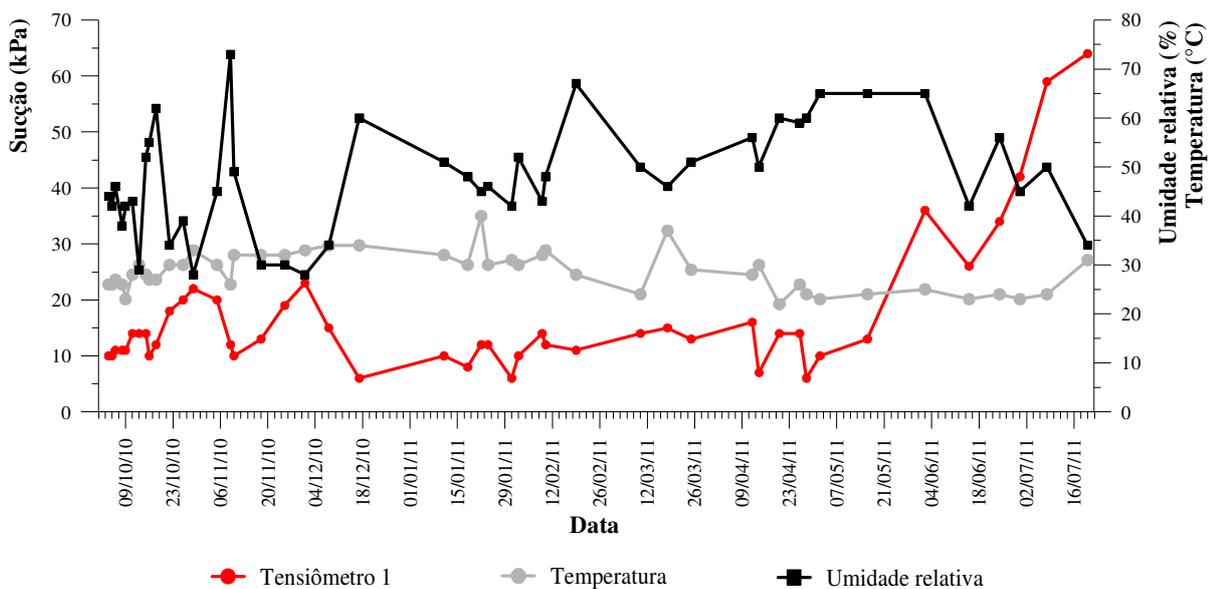


Figura 4.14 - Sucção matricial do tensiômetro T_1 durante o período de 02/10/2010 à 20/07/2011.

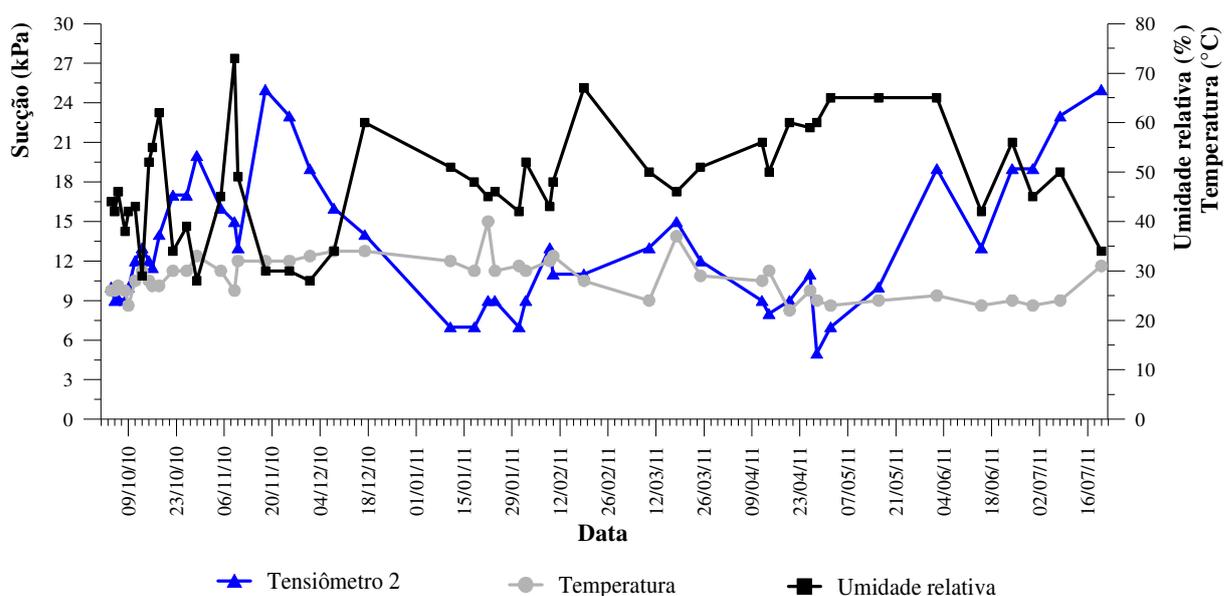


Figura 4.15 - Sucção matricial do tensiômetro T₂ durante o período de 02/10/2010 à 20/07/2011.

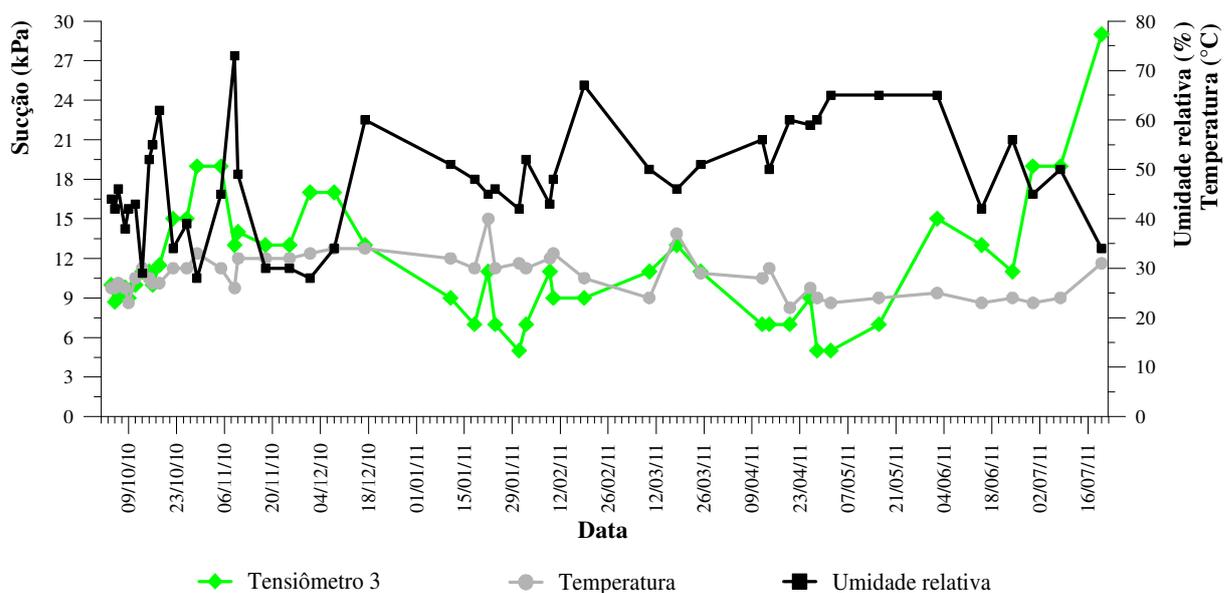


Figura 4.16 - Sucção matricial do tensiômetro T₃ durante o período de 02/10/2010 à 20/07/2011.

4.5. Condutividade hidráulica saturada – ensaios de laboratório

A Tabela 4.5 apresenta as características dos corpos de prova indeformados, representada por: altura (H), diâmetro (D), volume (V) e massa (M) e os valores dos índices

físicos, representados por: teor de umidade (w_{mold}), massa específica (ρ), índice de vazios (e), grau de saturação (S_r) e porosidade (n).

A média dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica saturada e os índices físicos determinados após o ensaio estão mostrados na Tabela 4.6.

Tabela 4.5 – Características e índices físicos dos corpos de prova das amostras indeformada e deformada – antes do ensaio.

Corpo de prova	Características					Índices físicos				
	H (cm)	D (cm)	V (cm ³)	M (g)	w_{mold} (%)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e (-)	S_r (%)	n (%)
Indeform. 1 (horizontal)	11,68	5,05	233,72	356,47	11,78	1,53	1,37	0,97	32,8	49,1
Indeform. 2 (horizontal)	12,36	4,97	239,62	353,65	11,76	1,48	1,32	1,03	30,7	50,8
Indeform. 1 (vertical)	12,44	4,57	203,70	373,43	11,73	1,83	1,64	0,64	49,1	39,1
Indeform. 2 (vertical)	11,67	4,94	220,04	343,90	11,83	1,56	1,39	0,93	34,3	48,2
GC 98%	10,05	6,99	385,67	782,41	13,50	2,03	1,79	0,51	72,0	33,6
GC 95%	10,08	6,98	385,71	756,30	13,50	1,96	1,75	0,53	59,5	34,8

Tabela 4.6 – Condutividade hidráulica saturada e índices físicos dos corpos de prova das amostras indeformada e deformada - depois do ensaio.

Corpo de prova	Condutividade hidráulica saturada	Índices físicos	
	k_s (cm/s)	w (%)	S_r (%)
Indeform. 1 (horizontal)	4,6E-3	31,09	86,3
Indeform. 2 (horizontal)	1,2E-4	33,95	88,7
Indeform. 1 (vertical)	1,1E-2	30,56	128,5
Indeform. 2 (vertical)	1,1E-4	34,58	100,0
GC 98%	1,7E-5	17,83	94,1
GC 95%	1,5E-4	19,38	98,4

4.6. Ensaio de campo

Nos itens 4.6.1 a 4.6.2 apresentam-se os resultados de ensaios realizados em campo com o infiltrômetro de disco e permeâmetro Guelph, para solo natural e solo compactado com grau de compactação de 98% e 95%. As análises dos resultados serão feitas no próximo capítulo.

4.6.1. Infiltrômetro de disco

A partir das leituras obtidas da variação do nível d'água do reservatório de alimentação pelo tempo transcorrido pode-se determinar os valores de densidade de fluxo (q), sortividade (S_o), potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}) e da condutividade hidráulica correspondente à sucção de ensaio, ($k(\phi)$).

Como estes parâmetros hidráulicos podem ser calculados de diversas maneiras, nos próximos itens está a sequência de cálculo e os resultados obtidos com cada método, observando-se que em alguns destes métodos não se consegue determinar a sortividade, como se explicará no seu devido momento.

4.6.1.1. Solo na condição natural

- **Métodos baseados na determinação dos teores de umidade volumétrico inicial e final**

4.6.1.1.1. Método de White et al. (1992)

A equação de Wooding (1968), expressa pela equação (53), é utilizada para cálculo da condutividade hidráulica não saturada, $k(\phi)$, a qual depende diretamente do potencial matricial aplicado no solo. Neste método é necessário medir as umidades inicial e final do solo, esta registrada após o término da infiltração.

A curva de infiltração acumulada ao longo do tempo é obtida a partir das leituras de variação do nível d'água do reservatório de alimentação e do tempo decorrido de cada ensaio. Para aplicação do método, a curva é separada em duas regiões distintas, adotando-se apenas critério visual e seguindo recomendações de Cook e Broeren (1994). A região denominada A representa a parcela onde o fluxo é transiente e a região denominada B representa a parcela onde o fluxo é permanente, conforme se exemplifica na Figura 4.17 para o ensaio I com

sucção de 1,7 kPa. Após a separação destas regiões determina-se o coeficiente angular do trecho B, que corresponde ao valor da densidade de fluxo.

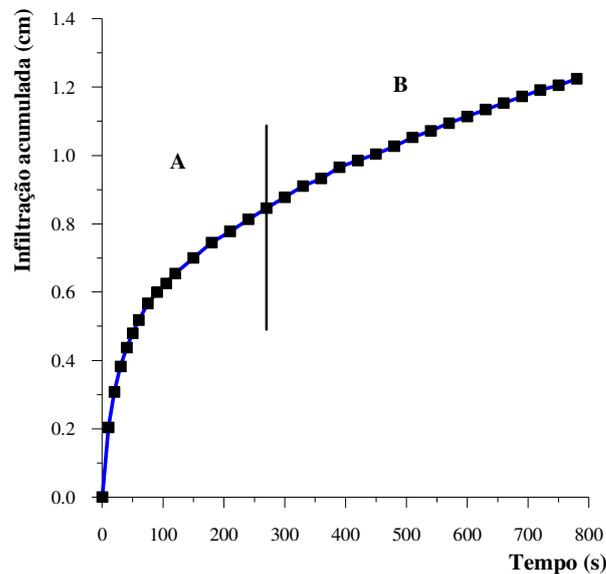


Figura 4.17 – Infiltração acumulada versus tempo acumulado para o ensaio I (sucção de 1,7 kPa).

A Figura 4.18 mostra os resultados de diversas determinações efetuadas na sucção de 1,7 kPa, estando assinalada na legenda os valores das umidades do solo no início do ensaio. Também consta na Figura 4.18 uma curva média de todos os ensaios, calculada para cada tempo, pela média aritmética de todas as determinações efetuadas.

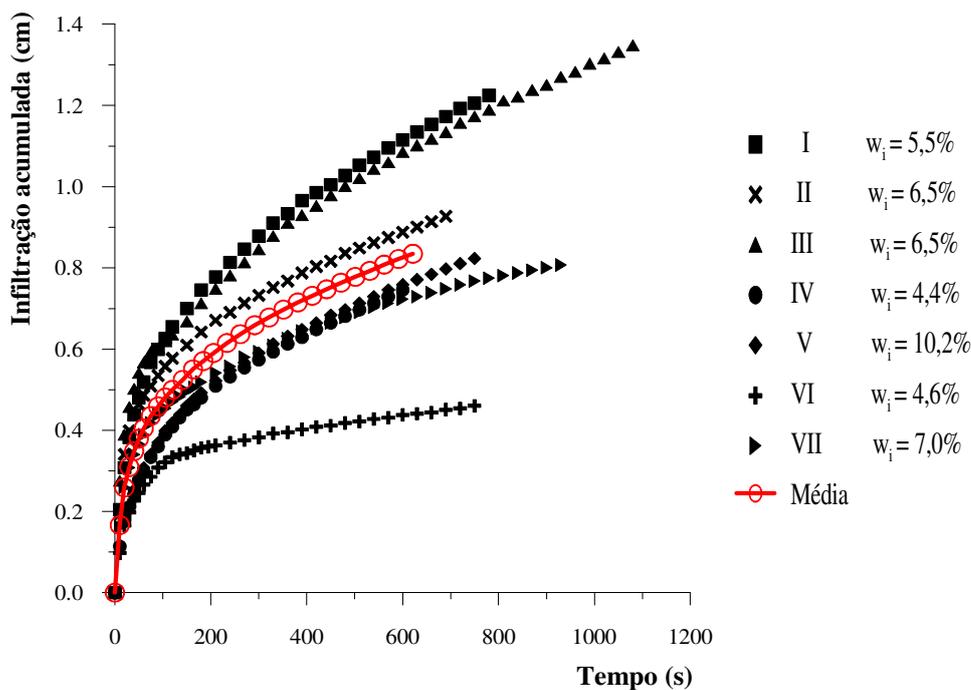


Figura 4.18 - Infiltração acumulada versus tempo acumulado (sucção de 1,7 kPa).

A Figura 4.19 mostra os resultados de diversas determinações efetuadas na sucção de 1,4 kPa estando assinalada na legenda os valores das umidades do solo no início do ensaio. Também consta na Figura 4.19 uma curva média de todos os ensaios, calculada para cada tempo, pela média aritmética de todas as determinações efetuadas.

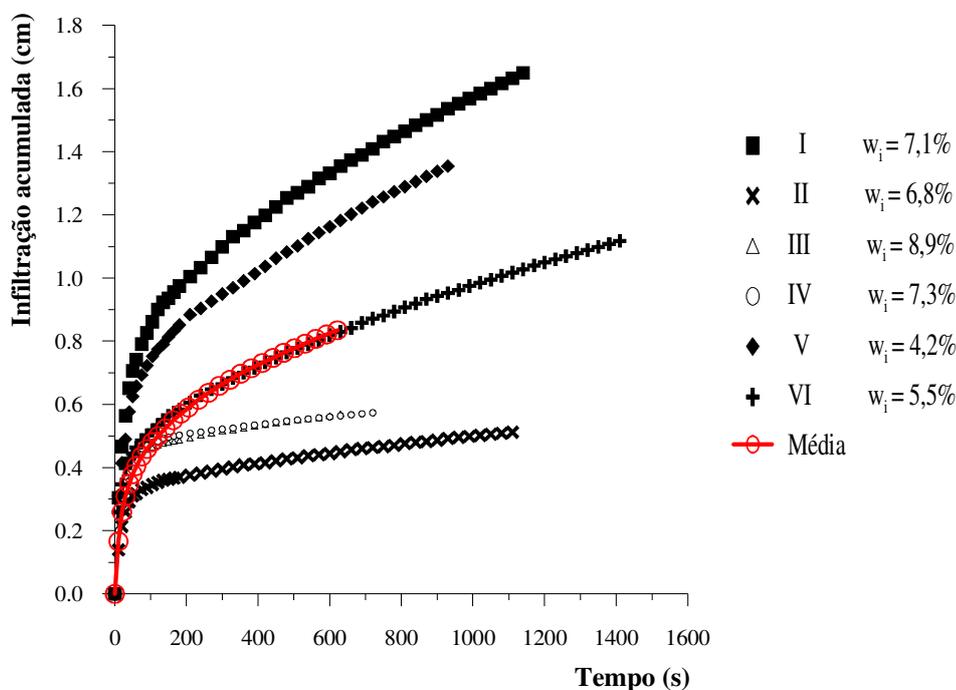


Figura 4.19 - Infiltração acumulada versus tempo acumulado (sucção de 1,4 kPa).

Nas Tabelas 4.7 e 4.8 estão os resultados de ensaios para outros valores de sucções (1,1 kPa; 0,9 kPa; 0,4 kPa e 0,2 kPa) porém, para ilustrar e exemplificar como são feitas as análises dos resultados, utilizaram-se os resultados dos ensaios para 1,7 kPa e 1,4 kPa, considerados como típicos e apresentados nas Figuras 4.18 e 4.19.

Os resultados experimentais também são representados por meio da curva de infiltração acumulada versus raiz de tempo. Esta curva é separada em três regiões distintas, conforme recomendações de Cook e Broeren (1994), onde a região denominada A representa a absorção da água pelo material de capeamento, a região denominada B indica o intervalo de tempo em que os efeitos dos capilares dominam o fluxo e a região denominada C mostra praticamente a anulação dos efeitos de capilaridade, conforme exemplifica a Figura 4.20 para o ensaio I com sucção de 1,7 kPa. Desta curva utiliza-se a região B, como mostra a Figura 4.20, para determinação da sortividade.

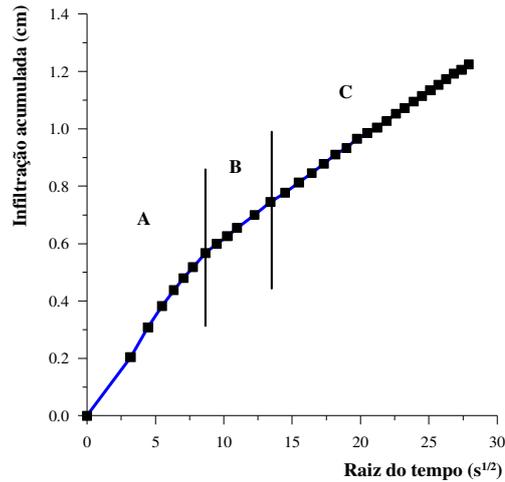


Figura 4.20 – Infiltração acumulada versus raiz do tempo para o ensaio I (sucção de 1,7 kPa).

Adotaram-se três critérios para determinação deste parâmetro hidráulico para verificar qual a influência da sortividade no resultado da condutividade hidráulica não saturada. Abaixo está descrito com mais detalhes os procedimentos de cálculo para cada critério.

- **Primeiro critério:**

No primeiro critério é fixado o tempo de infiltração da água no material de capeamento (região A) através das observações feitas em campo e tomando como base o tempo médio dos diversos ensaios realizados. Neste caso, para o solo em estudo, o tempo definido foi de 50 segundos, sendo traçado a partir dele uma reta e definido os intervalos de tempo entre as regiões B e C, como exemplifica a Figura 4.21 para o ensaio I com sucção de 1,7 kPa. Posteriormente foi feita uma regressão linear da região B, onde o valor da sortividade corresponde ao coeficiente angular desta reta.

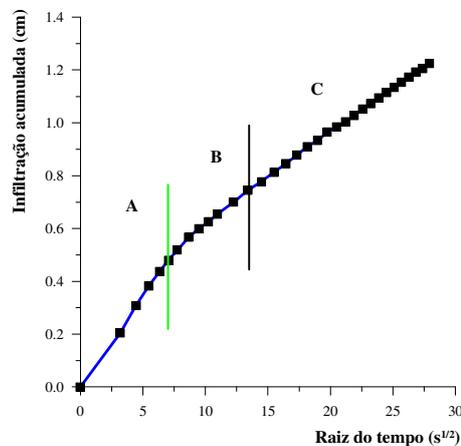


Figura 4.21 – Infiltração acumulada versus raiz do tempo para ensaio I (sucção 1,7 kPa) adotando o 1º critério.

- **Segundo critério:**

No segundo critério a separação das regiões (A e B) é feita de acordo com observações visuais de campo, ou seja, o tempo transcorrido para a água infiltrar no material de capeamento e dar início da infiltração no solo. A região A representa a infiltração no material de capeamento e a partir dela é traçada uma reta, definindo os intervalos de tempo entre as regiões B e C, como exemplifica a Figura 4.22 para o ensaio I com sucção de 1,7 kPa. De acordo com este critério, para este caso, resultou um tempo de infiltração de 70 segundos.

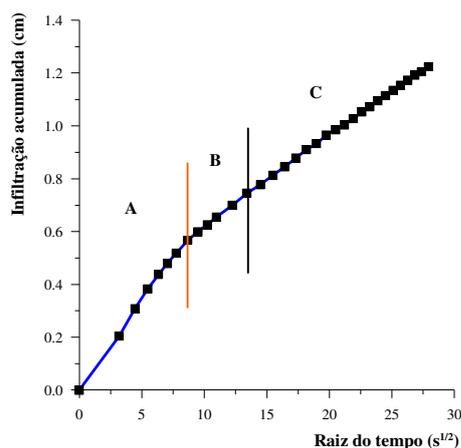


Figura 4.22 – Infiltração acumulada versus raiz do tempo para ensaio I (sucção 1,7 kPa) adotando o 2º critério.

- **Terceiro critério:**

No terceiro critério determinou-se a média dos valores de infiltração acumulada e tempo acumulado para ensaios com os mesmos valores de potencial imposto no solo. Estes valores foram colocados em gráfico, como exemplifica a Figura 4.23 para o ensaio I com sucção de 1,7 kPa. A sortividade foi determinada baseada no 2º critério e igual ao coeficiente angular da regressão linear da região B.

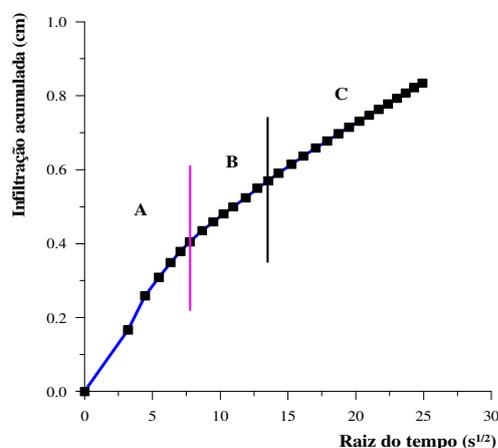


Figura 4.23 – Infiltração acumulada versus raiz do tempo para ensaio I (sucção 1,7 kPa) adotando o 3º critério.

A Figura 4.24 mostra os resultados de diversas determinações efetuadas na sucção de 1,7 kPa e uma curva média de todos os ensaios, calculada para cada tempo, pela média aritmética de todas as determinações efetuadas.

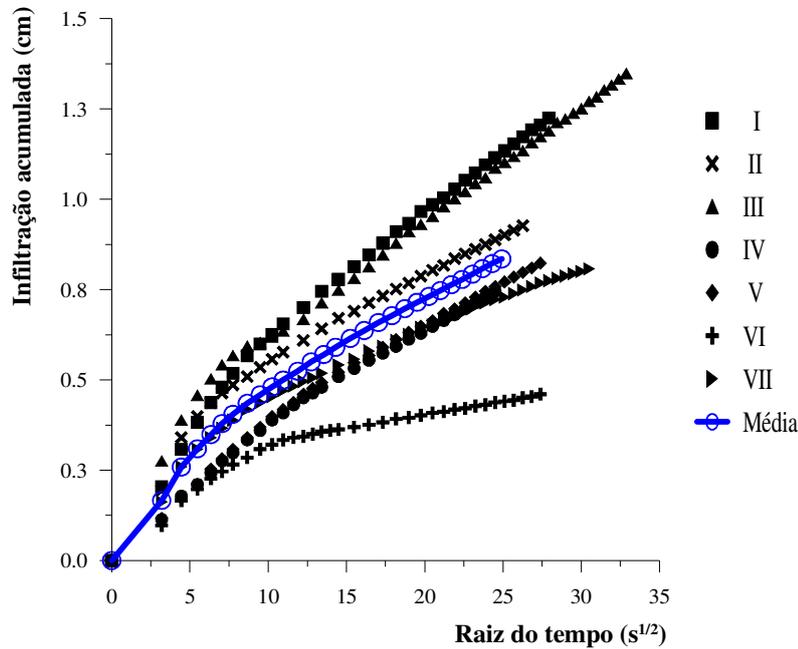


Figura 4.24 - Infiltração acumulada versus raiz do tempo (sucção de 1,7 kPa).

A Figura 4.25 mostra os resultados de diversas determinações efetuadas na sucção de 1,4 kPa e uma curva média de todos os ensaios, calculada para cada tempo, pela média aritmética de todas as determinações efetuadas.

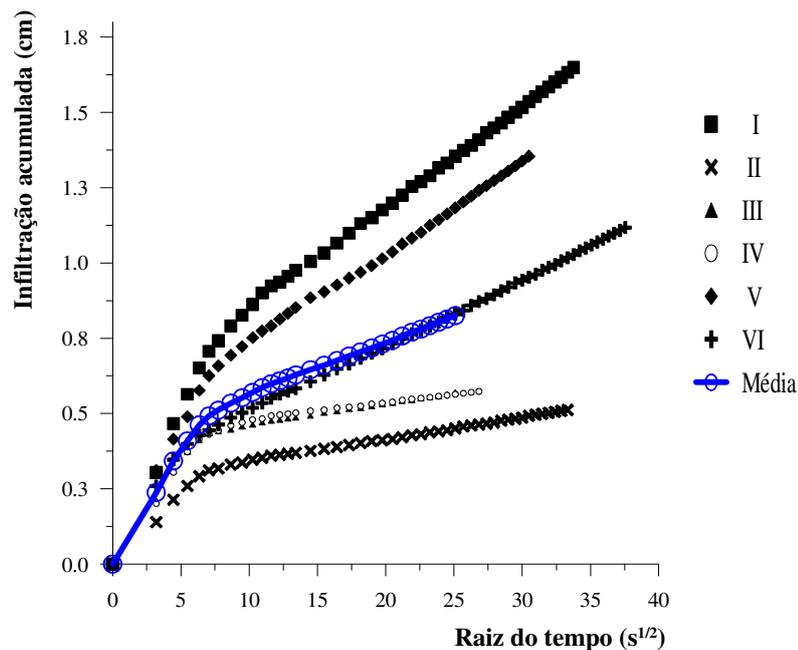


Figura 4.25 - Infiltração acumulada versus raiz do tempo (sucção de 1,4 kPa).

A Tabela 4.8 apresenta os valores de densidade de fluxo (q), variação do teor de umidade volumétrica ($\Delta\theta$), sortividade (S) e da função condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) para ensaios realizados durante o período de janeiro a maio do ano de 2011. Pode-se observar na mesma tabela que houve uma considerável variação no teor de umidade volumétrica devido às datas de realização dos ensaios e do período chuvoso na região de São Carlos ter se estendido neste ano de 2011.

Para determinação do teor de umidade volumétrico inicial e final das amostras de cada ensaio utilizou-se a relação mostrada na equação (3) devido à massa específica seca (ρ_d) variar numa estreita faixa de valores. Por isso, adotou-se a média dos valores obtidos de massa específica seca (ρ_d) como sendo igual à $1,28 \text{ g/cm}^3$.

Tabela 4.7 – Determinação dos parâmetros (q) e ($\Delta\theta$) para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco no solo natural.

Ensaio	ϕ (cm)	q (cm/s)	Teor de umidade volumétrico		
			θ_i (cm ³ /cm ³)	θ_f (cm ³ /cm ³)	$\Delta\theta$ (cm ³ /cm ³)
I		0,0008	0,0710	0,1815	0,1105
II		0,0005	0,0829	0,1702	0,0873
III		0,0006	0,0838	0,2226	0,1388
IV	-17	0,0006	0,0564	0,1724	0,1160
V		0,0005	0,1310	0,1757	0,0447
VI		0,0002	0,0594	0,2080	0,1486
VII		0,0004	0,0897	0,2295	0,1398
Média		0,0005			0,1122
I		0,0006	0,0912	0,2152	0,1240
II		0,000001	0,0870	0,2003	0,1133
III		0,00019	0,1137	0,1805	0,0668
IV	-14	0,00013	0,0932	0,1605	0,0673
V		0,00067	0,0533	0,2196	0,1668
VI		0,00038	0,0707	0,1881	0,1663
Média		0,00043			0,1174
I		0,0002	0,1577	0,2516	0,0969
II	-11	0,0002	0,1039	0,2113	0,1107
III		0,000036	0,1010	0,2025	0,1047
Média		0,00016			0,1041

Tabela 4.7 - (continuação) Determinação dos parâmetros (q) e ($\Delta\theta$) para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco no solo natural.

Ensaio	ϕ (cm)	q (cm/s)	Teor de umidade volumétrico		
			θ_i (cm ³ /cm ³)	θ_f (cm ³ /cm ³)	$\Delta\theta$ (cm ³ /cm ³)
I	-9	0,0004	0,1375	0,1964	0,0590
I		0,0007	0,1288	0,1608	0,0320
II	-4	0,0005	0,1551	0,1841	0,0290
Média		0,0006			0,0305
I		0,0002	0,1239	0,1709	0,0470
II	-2	0,0002	0,1198	0,1538	0,0340
Média		0,0002			0,0405

Nota: para determinação do teor de umidade volumétrico de todos os ensaios, adotou-se o valor de massa específica seca (ρ_d) de 1,28 g/cm³, massa específica da água (ρ_w) de 1,00 g/cm³ e $\Delta\theta = (w_f - w_i) \cdot \rho_d / \rho_w$.

Tabela 4.8 – Determinação dos parâmetros (S) e $k(\phi)$, de acordo com os três critérios adotados, para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco no solo natural.

Ensaio	ϕ (cm)	S (cm/s ^{1/2})			k(ϕ) (cm/s)		
		1°	2°	3°	1°	2°	3°
		Critério	Critério	Critério	Critério	Critério	Critério
I		3,9E-2	3,7E-2		2,9E-5	1,1E-4	
II		2,7E-2	2,8E-2		3,2E-5	-3,2E-6	
III		2,6E-2	2,6E-2		3,2E-4	3,3E-4	
IV	-17	3,2E-2	3,2E-2	-	9,3E-5	9,3E-5	-
V		3,2E-2	3,2E-2		-8,2E-4	-8,2E-4	
VI		2,1E-2	2,1E-2		3,4E-5	3,4E-5	
VII		2,3E-2	2,4E-2		1,8E-4	1,7E-4	
Média		-	-	3,1E-2	-	-	5,4E-5
I		3,7E-2	3,6E-2		-1,9E-5	1,4E-5	
II		1,1E-2	1,2E-2		-5,9E-5	-7,0E-5	
III		8,4E-3	8,4E-3		1,3E-4	1,3E-4	
IV	-14	1,5E-2	1,6E-2	-	-5,7E-4	-8,3E-5	-
V		3,3E-2	3,3E-2		3,0E-4	3,0E-4	
VI		2,2E-2	2,3E-2		2,2E-4	2,0E-4	

Tabela 4.8 - (continuação) Determinação dos parâmetros (S) e $k(\phi)$, de acordo com os três critérios adotados, para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco no solo natural.

Ensaio	ϕ (cm)	S (cm/s ^{1/2})			k(ϕ) (cm/s)		
		1º Critério	2º Critério	3º Critério	1º Critério	2º Critério	3º Critério
Média	-14	-	-	2,6E-2	-	-	1,1E-4
I		2,2E-2	2,2E-2		-7,9E-5	-7,9E-5	
II	-11	1,4E-2	1,7E-2	-	1,1E-4	5,4E-4	-
III		9,4E-3	9,6E-3		-1,1E-5	-1,3E-5	
Média		-	-	1,4E-2	-	-	1,6E-4
I	-9	1,4E-2	1,4E-2	-	1,1E-4	1,1E-4	-
I		3,6E-2	3,6E-2		-1,6E-3	-1,6E-3	
II	-4	1,2E-2	1,2E-2	-	2,2E-4	2,2E-4	-
Média			-	-	2,4E-2	-	-
I		8,5E-3	8,5E-3		1,1E-4	1,1E-4	
II	-2	2,5E-2	2,5E-2	-	-8,3E-4	-8,3E-4	-
Média			-	-	1,8E-2	-	-

- **Métodos alternativos baseados em dois ensaios com sucções diferentes**

4.6.1.1.2. Método de Reynolds e Elrick (1991)

Para uso deste método é necessário efetuar, no mesmo local, dois ensaios com sucções diferentes, comumente, com a segunda determinação efetuada numa sucção menor.

O método de cálculo consiste em utilizar a equação de Gardner (1958), que é substituída na equação de Wooding (1968) e com isso, é possível determinar o parâmetro α_{re} e a condutividade hidráulica saturada (k_s) através das equações (62) e (63). Os valores de densidade de fluxo (q) para cada ensaio correspondem à regressão linear das últimas cinco leituras de infiltração acumulada versus tempo, como mostra a Figura 4.26. Os resultados destes parâmetros estão apresentados na Tabela 4.9.

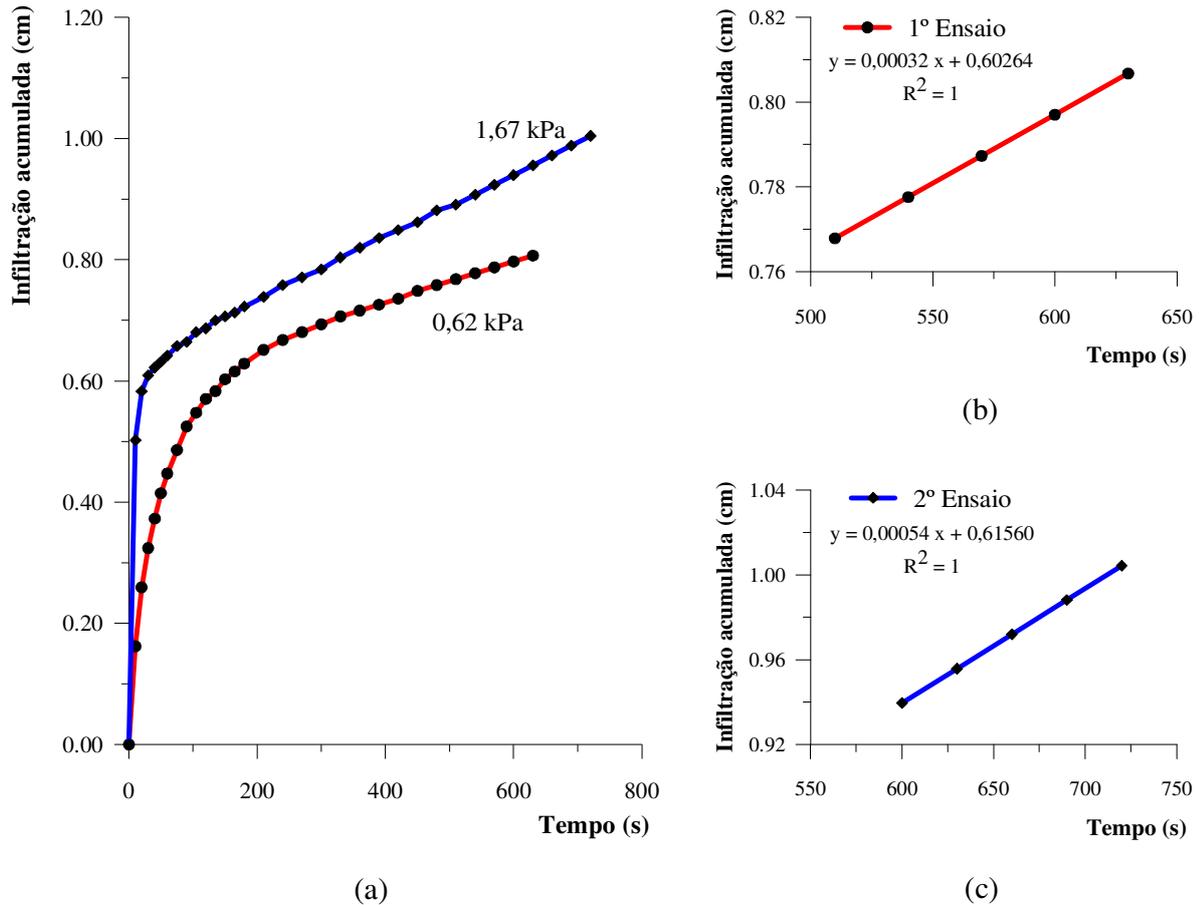


Figura 4.26 – (a) Infiltração acumulada versus tempo para os dois ensaios com sucções de 1,67 kPa e 0,62 kPa; (b) regressão linear para o 1º Ensaio e (c) regressão linear para o 2º Ensaio

Tabela 4.9 – Determinação dos parâmetros (λ_c), (α_{re}) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados no mesmo local no solo natural.

Ensaio	ϕ (cm)	q (cm/s)	λ_c (cm)	α_{re} (cm^{-1})	k_s (cm/s)
1	-16,7	0,00032	20,07	0,0498	2,4E-4
2	-6,2	0,00054			

Tendo os valores destes parâmetros calculados como mostra a Tabela 4.9 e utilizando a equação empírica de Gardner (1958), é possível estimar a condutividade hidráulica não saturada, $k(\phi)$. A Figura 4.27 representa a curva da função condutividade hidráulica não saturada para diversos valores de potencial matricial.

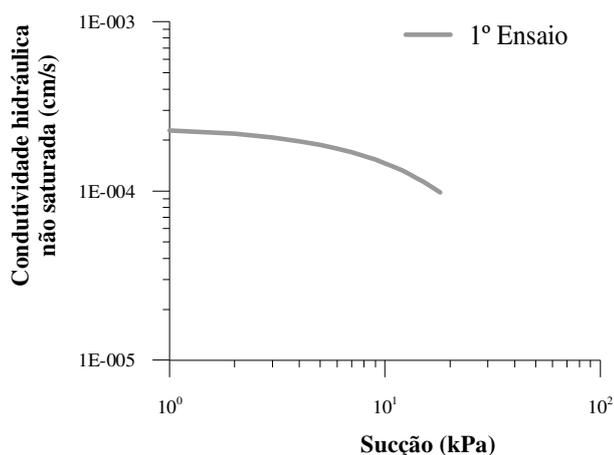


Figura 4.27 - Curva da função condutividade hidráulica não saturada baseada na equação empírica de Gardner (1958).

A Tabela 4.10 apresenta os resultados para este método, porém, com dados de ensaios realizados no mesmo solo e em locais diferentes.

Tabela 4.10 – Determinação dos parâmetros (λ_c), (α_{re}) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados em locais diferentes no solo natural.

Ensaio	ϕ (cm)	q (cm/s)	λ_c (cm)	α_{re} (cm ⁻¹)	k_s (cm/s)
1	-17	0,00065	16,18	0,0618	7,0E-4
2	-14	0,00054			4,8E-4
1	-17	0,00022	9,42	0,1062	6,8E-4
2	-14	0,00016			3,6E-4
1	-17	0,00043	13,17	0,0759	6,7E-4
2	-14	0,00054			6,7E-4
1	-17	0,00043	6,07	0,1648	4,4E-3
2	-11	0,00016			6,1E-4
1	-17	0,00016	18,84	0,0531	1,4E-4
2	-11	0,00022			1,4E-4

4.6.1.1.3. Método de Ankeny et al.(1991)

O método de Ankeny et al. (1991) é baseado na equação de Wooding (1968) e consiste em calcular a condutividade hidráulica não saturada através de dois ensaios realizados no mesmo local, com a aplicação de duas sucções diferentes e sem a necessidade de obter o teor de umidade volumétrica inicial e final. A Tabela 4.11 reúne os valores determinados dos

parâmetros A_a , condutividade hidráulica não saturada $k(\phi_1)$ e $k(\phi_2)$, potencial matricial de fluxo $\phi_{Gm}(\phi_1)$ e $\phi_{Gm}(\phi_2)$. O valor da vazão, $Q(\phi)$, foi determinada quando houve a estabilização do ensaio, ou seja, utilizando-se os cinco últimos dados de cada ensaio (variação da leitura do nível d'água *versus* tempo).

Tabela 4.11 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕ_{Gm}) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados no mesmo local no solo natural.

Ensaio	ϕ (cm)	Q (cm ³ /s)	A_a (cm ⁻¹)	ϕ_{Gm} (cm ² /s)	$k(\phi)$ (cm/s)
1	-16,7	0,15708	4,87E-2	2,12E-3	1,04E-4
2	-6,2	0,26507		3,59E-3	1,75E-4

A Tabela 4.12 apresenta os resultados para este método, porém, com dados de ensaios realizados em locais diferentes.

Tabela 4.12 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕ_{Gm}) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados em locais diferentes no solo natural.

Ensaio	ϕ (cm)	Q (cm ³ /s)	A_a (cm ⁻¹)	ϕ_{Gm} (cm ² /s)	$k(\phi)$ (cm/s)
1	-17	0,21108	7,57E-2	2,4E-3	1,8E-4
2	-14	0,26507		3,0E-3	2,3E-4
1	-17	0,07854	6,40E-2	9,6E-4	6,2E-5
2	-9	0,13254		1,6E-3	1,0E-4
1	-17	0,07854	5,27E-2	1,0E-3	5,5E-5
2	-11	0,10799		1,4E-3	7,5E-5

4.6.1.2. Solo compactado, com grau de compactação 98%

- **Métodos baseados na determinação dos teores de umidade volumétrico inicial e final**

4.6.1.2.1. Método de White et al. (1992)

Os procedimentos para análise dos dados obtidos dos ensaios são semelhantes aos realizados para o solo na condição natural, incluindo a construção de gráficos de infiltração acumulada *versus* tempo e infiltração acumulada *versus* raiz de tempo.

A Tabela 4.13 reúne a determinação dos parâmetros de densidade de fluxo, teor de umidade volumétrico inicial e final e variação do teor de umidade volumétrico, enquanto que, a Tabela 4.14 apresenta os resultados de sortividade e condutividade hidráulica não saturada determinadas para os três critérios.

Tabela 4.13 – Determinação dos parâmetros (q) e ($\Delta\theta$) para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco para GC 98%.

Ensaio	ϕ (cm)	q (cm/s)	Teor de umidade volumétrico		
			θ_i (cm ³ /cm ³)	θ_f (cm ³ /cm ³)	$\Delta\theta$ (cm ³ /cm ³)
I	-4	0,00065	0,3127	0,1408	0,1719
I	-2	0,00026	0,3258	0,1324	0,1862

Nota: para determinação do teor de umidade volumétrico de todos os ensaios, adotou-se o valor de massa específica seca (ρ_d) de 1,794 g/cm³, massa específica da água (ρ_w) de 1,00 g/cm³ e $\Delta\theta = (w_f - w_i) \cdot \rho_d / \rho_w$.

Tabela 4.14 – Determinação dos parâmetros (S) e $k(\phi)$, de acordo com os três critérios adotados, para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco para GC 98%.

Ensaio	ϕ (cm)	S (cm/s ^{1/2})			$k(\phi)$ (cm/s)		
		1º	2º	3º	1º	2º	3º
		Critério	Critério	Critério	Critério	Critério	Critério
I	-4	1,8E-2	1,8E-2	-	6,5E-4	6,5E-4	-
I	-2	1,1E-2	9,5E-3	-	2,6E-4	2,6E-4	-

- **Métodos alternativos baseados em dois ensaios com sucções diferentes**

4.6.1.2.2. Método de Reynolds e Elrick (1991)

Os procedimentos para análise dos dados obtidos dos ensaios são semelhantes aos realizados para o solo na condição natural apresentado no item 4.6.1.1.2.

As Tabelas 4.15 e 4.16 apresentam a determinação dos parâmetros de densidade de fluxo, comprimento capilar, parâmetro α_{re} e condutividade hidráulica saturada para ensaios realizados no mesmo local e em locais diferentes, respectivamente.

Tabela 4.15 – Determinação dos parâmetros (λ_c), (α_{re}) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados no mesmo local para GC 98%.

Ensaio	ϕ (cm)	q (cm/s)	λ_c (cm)	α_{re} (cm ⁻¹)	k_s (cm/s)
I	-17	0,00015	27,27	0,0367	7,4E-5
II	-2	0,00026			

Tabela 4.16 – Determinação dos parâmetros (λ_c), (α_{re}) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados em locais diferentes para GC 98%.

Ensaio	ϕ (cm)	q (cm/s)	λ_c (cm)	α_{re} (cm ⁻¹)	k_s (cm/s)
I	-17	0,00015	8,44	0,1185	6,1E-4
II	-4	0,00065			
I	-4	0,00065	2,02	0,4952	4,1E-3
II	-2	0,00026			

Tendo os valores destes parâmetros calculados como mostram as Tabelas 4.15 e 4.16 e utilizando a equação empírica de Gardner (1958), é possível estimar a condutividade hidráulica não saturada, $k(\phi)$.

4.6.1.2.3. Método de Ankeny et al.(1991)

Os procedimentos para análise dos dados obtidos dos ensaios são semelhantes aos realizados para o solo na condição natural apresentado no item 4.6.1.1.3.

As Tabelas 4.17 e 4.18 apresentam a determinação dos parâmetros vazão, A_a , potencial matricial de fluxo e condutividade hidráulica não saturada para ensaios realizados no mesmo local e em locais diferentes, respectivamente.

Tabela 4.17 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕ_{Gm}) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados no mesmo local para GC 98%.

Ensaio	ϕ (cm)	Q (cm ³ /s)	A_a (cm ⁻¹)	ϕ_{Gm} (cm ² /s)	$k(\phi)$ (cm/s)
1	-17	0,1168	5,01E-2	7,1E-4	3,6E-5
2	-2	0,0530		1,6E-3	7,8E-5

Tabela 4.18 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕ_{Gm}) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados em locais diferentes para GC 98%.

Ensaio	ϕ (cm)	Q (cm ³ /s)	A_a (cm ⁻¹)	ϕ_{Gm} (cm ² /s)	k(ϕ) (cm/s)
1	-17	0,1168	7,14E-2	1,4E-3	9,8E-5
2	-4	0,3191		3,8E-3	2,6E-4

4.6.1.3. Solo compactado, com grau de compactação 95%

- **Métodos baseados na determinação dos teores de umidade volumétrica inicial e final**

4.6.1.3.1. Método de White et al. (1992)

Os procedimentos para análise dos dados obtidos dos ensaios são semelhantes aos realizados para o solo na condição natural, incluindo a construção de gráficos de infiltração acumulada versus tempo e infiltração acumulada versus raiz de tempo.

A Tabela 4.19 reúne a determinação dos parâmetros de densidade de fluxo, teor de umidade volumétrico inicial e final e variação do teor de umidade volumétrico, enquanto que, a Tabela 4.20 apresenta os resultados de sortividade e condutividade hidráulica não saturada determinadas para os três critérios.

Tabela 4.19 – Determinação dos parâmetros (q) e ($\Delta\theta$) para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco para GC 95%.

Ensaio	ϕ (cm)	q (cm/s)	Teor de umidade volumétrico		
			θ_i (cm ³ /cm ³)	θ_f (cm ³ /cm ³)	$\Delta\theta$ (cm ³ /cm ³)
I	-4	0,00022	0,2912	0,1876	0,1036
I	-2	0,00038	0,2563	0,1353	0,1210

Nota: para determinação do teor de umidade volumétrico de todos os ensaios, adotou-se o valor de massa específica seca (ρ_d) de 1,739 g/cm³, massa específica da água (ρ_w) de 1,00 g/cm³ e $\Delta\theta = (w_f - w_i) \cdot \rho_d / \rho_w$.

Tabela 4.20 – Determinação dos parâmetros (S) e $k(\phi)$, de acordo com os três critérios adotados, para ensaios com diversas sucções utilizando o infiltrômetro de disco para GC 95%.

Ensaio	ϕ (cm)	S (cm/s ^{1/2})			k(ϕ) (cm/s)		
		1°	2°	3°	1°	2°	3°
		Critério	Critério	Critério	Critério	Critério	Critério
I	-4	2,4E-2	2,4E-2	-	2,2E-4	2,2E-4	-
I	-2	1,1E-2	1,1E-2	-	3,8E-4	3,8E-4	-

- **Métodos alternativos baseados em dois ensaios com sucções diferentes**

4.6.1.3.2. Método de Reynolds e Elrick (1991)

Os procedimentos para análise dos dados obtidos dos ensaios são semelhantes aos realizados para o solo na condição natural apresentado no item 4.6.1.1.2.

As Tabelas 4.21 e 4.22 apresentam a determinação dos parâmetros de densidade de fluxo, comprimento capilar, parâmetro α_{re} e condutividade hidráulica saturada para ensaios realizados no mesmo local e em locais diferentes, respectivamente.

Tabela 4.21 – Determinação dos parâmetros (λ_c), (α_{re}) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados no mesmo local para GC 95%.

Ensaio	ϕ (cm)	q (cm/s)	λ_c (cm)	α_{re} (cm ⁻¹)	k_s (cm/s)
I	-17	0,00022	21,64	0,0462	1,4E-4
II	-2	0,00038			

Tabela 4.22 – Determinação dos parâmetros (λ_c), (α_{re}) e da função condutividade hidráulica saturada (k_s) com dados de ensaios realizados em locais diferentes para GC 95%.

Ensaio	ϕ (cm)	q (cm/s)	λ_c (cm)	α_{re} (cm ⁻¹)	k_s (cm/s)
I	-17	0,00022	18,76	0,0533	1,7E-4
II	-4	0,00022			

Tendo os valores destes parâmetros calculados como mostram as Tabelas 4.21 e 4.22 e utilizando a equação empírica de Gardner (1958), é possível estimar a condutividade hidráulica não saturada, $k(\phi)$.

4.6.1.3.3. Método de Ankeny et al.(1991)

Os procedimentos para análise dos dados obtidos dos ensaios são semelhantes aos realizados para o solo na condição natural apresentado no item 4.6.1.1.3.

As Tabelas 4.23 e 4.24 apresentam a determinação dos parâmetros vazão, A_a , potencial matricial de fluxo e condutividade hidráulica não saturada para ensaios realizados no mesmo local e em locais diferentes, respectivamente.

Tabela 4.23 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕ_{Gm}) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados no mesmo local para GC 95%.

Ensaio	ϕ (cm)	Q (cm ³ /s)	A_a (cm ⁻¹)	ϕ_{Gm} (cm ² /s)	$k(\phi)$ (cm/s)
I	-17	0,1060	3,6E-2	1,6E-3	5,7E-5
II	-2	0,1856		2,7E-3	9,9E-5

Tabela 4.24 – Determinação dos parâmetros (A_a), (ϕ_{Gm}) e condutividade hidráulica não saturada ($k(\phi)$) com dados de ensaios realizados em locais diferentes para GC 95%.

Ensaio	ϕ (cm)	Q (cm ³ /s)	A_a (cm ⁻¹)	ϕ_{Gm} (cm ² /s)	$k(\phi)$ (cm/s)
I	-17	0,1060	1,4E-3	2,1E-3	3,0E-6
II	-4	0,1080		2,1E-3	3,0E-6
I	-4	0,1080	2,7E-1	6,0E-4	1,6E-4
II	-2	0,1856		1,0E-3	2,7E-4

4.6.2. Permeômetro Guelph

Os ensaios com o permeômetro Guelph foram realizados nos mesmos locais dos ensaios com o infiltrômetro de disco. A partir das leituras obtidas da variação do nível d'água do reservatório interno e/ou externo pelo tempo transcorrido determinaram-se os valores da condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}) e do potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}).

Na Tabela 4.25 estão os resultados de ensaios realizados com duas alturas de carga e os valores dos parâmetros de condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}), potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}) e do parâmetro α_{pg} .

Tabela 4.25 – Determinação dos parâmetros k_{fs} , ϕ_{Gm} e α_{pg} a partir do permeâmetro Guelph.

Ensaio	Cota (m)	Profundidade (m)	k_{fs} (cm/s)	ϕ_{Gm} (cm ² /s)	α_{pg} (cm ⁻¹)
1	0	0,30	9,1E-4	2,7E-3	3,4E-1
2	0	0,30	2,9E-4	3,1E-3	9,3E-2
3	0	0,30	3,7E-4	1,1E-3	3,4E-1
4	0	0,30	4,1E-4	4,4E-3	9,4E-2
5	0	0,30	1,7E-4	1,9E-3	8,9E-2
6	0	0,30	4,7E-4	3,7E-3	1,3E-1
Média aritmética			4,4E-4	2,8E-3	1,8E-1
Média geométrica			3,8E-4	2,6E-3	1,5E-1

Na Tabela 4.26 são apresentadas as equações baseadas no modelo empírico de Gardner (1958) cujos parâmetros calculados estão apresentados na Tabela 4.25. A Figura 4.28 mostra as curvas da função condutividade hidráulica não saturada, $k(\phi)$, de todos os ensaios, incluindo uma curva (média aritmética) dos valores obtidos destes ensaios.

Tabela 4.26 – Determinação da equação da função condutividade hidráulica não saturada baseada no modelo empírico de Gardner (1958).

Ensaio	Condutividade hidráulica não saturada – Gardner (1958) (cm/s)
1	$k(\phi) = 9,1 \cdot 10^{-4} e^{(0,337 \cdot \phi)}$
2	$k(\phi) = 2,9 \cdot 10^{-4} e^{(0,094 \cdot \phi)}$
3	$k(\phi) = 3,7 \cdot 10^{-4} e^{(0,337 \cdot \phi)}$
4	$k(\phi) = 4,1 \cdot 10^{-4} e^{(0,094 \cdot \phi)}$
5	$k(\phi) = 1,7 \cdot 10^{-4} e^{(0,089 \cdot \phi)}$
6	$k(\phi) = 4,7 \cdot 10^{-4} e^{(0,130 \cdot \phi)}$
Média aritmética	$k(\phi) = 4,4 \cdot 10^{-4} e^{(0,180 \cdot \phi)}$
Média geométrica	$k(\phi) = 3,8 \cdot 10^{-4} e^{(0,150 \cdot \phi)}$

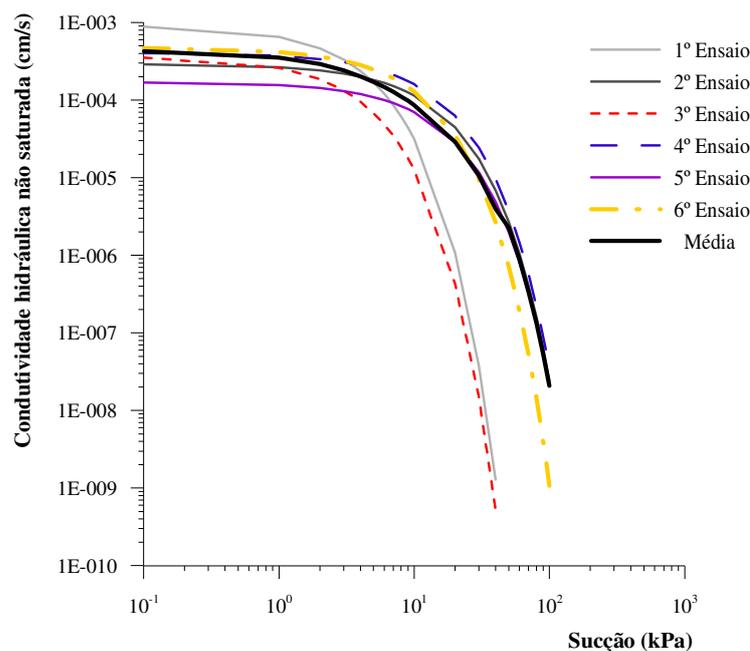


Figura 4.28 - Curvas da função condutividade hidráulica não saturada (média aritmética)– modelo empírico de Gardner (1958)

Para os resultados da função condutividade hidráulica não saturada, tem-se constatado que esta função tende a seguir uma distribuição log normal e não uma distribuição normal, como é determinada com o uso da média aritmética. Assim, a média geométrica pode ser mais apropriada para representar os valores médios de ensaio, onde se pode notar uma menor dispersão em relação à média aritmética, como mostra a Figura 4.29.

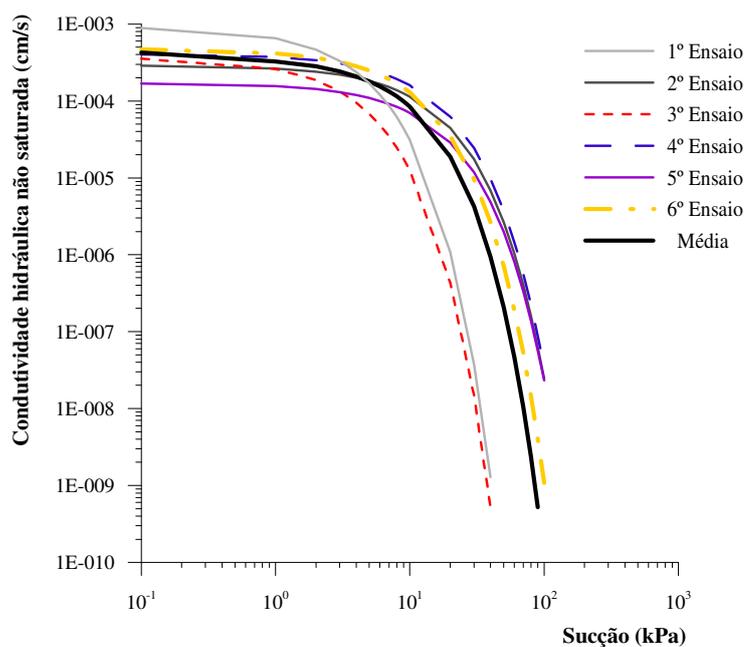


Figura 4.29 - Curvas da função condutividade hidráulica não saturada (média geométrica)– modelo empírico de Gardner (1958)

CAPÍTULO 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo constam as análises dos resultados dos ensaios realizados em laboratório e campo, com os valores determinados da condutividade hidráulica saturada e não saturada.

5.1. Curva de retenção de água no solo

A partir das curvas determinadas utilizando os métodos de ensaio do Papel Filtro e Funil de Placa Porosa e das curvas porosimétricas, observa-se que o comportamento do solo é bimodal, por isso decidiu-se dividir cada curva em dois trechos, apenas para fazer um ajuste matemático utilizando o modelo de Van Genutchen (1980).

O comportamento do solo natural e do solo compactado mostra-se típico de solos arenosos, ou seja, grande variação do teor de umidade para pequenos valores de sucção (entre 1 e 10 kPa) para as trajetórias de secagem e umedecimento.

Nota-se especificamente que a amostra indeformada de solo apresenta alto índice de vazios (valores entre 0,95 e 1,09) e macro-poros com diâmetros da ordem de 0,1 mm e mesmo maiores, sugerindo que a pressão de entrada de ar é praticamente igual a zero.

As Figuras 5.1 a 5.3 mostram a variação dos parâmetros de Van Genutchen (1980) em função do grau de compactação. Consideram-se nestas análises apenas os parâmetros (α , m e n) correspondentes ao primeiro trecho de ajuste das curvas de secagem ou de drenagem.

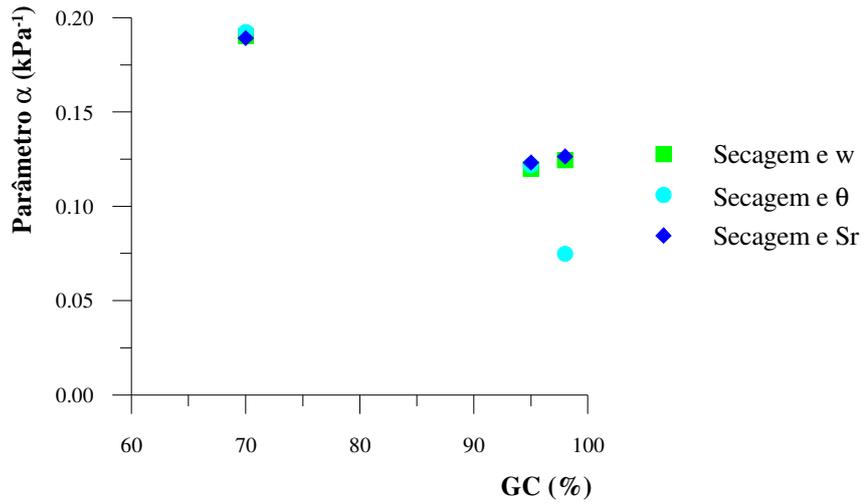


Figura 5.1 – Comparação do parâmetro α para os ajustes das curvas de retenção do primeiro trecho - trajetória de secagem.

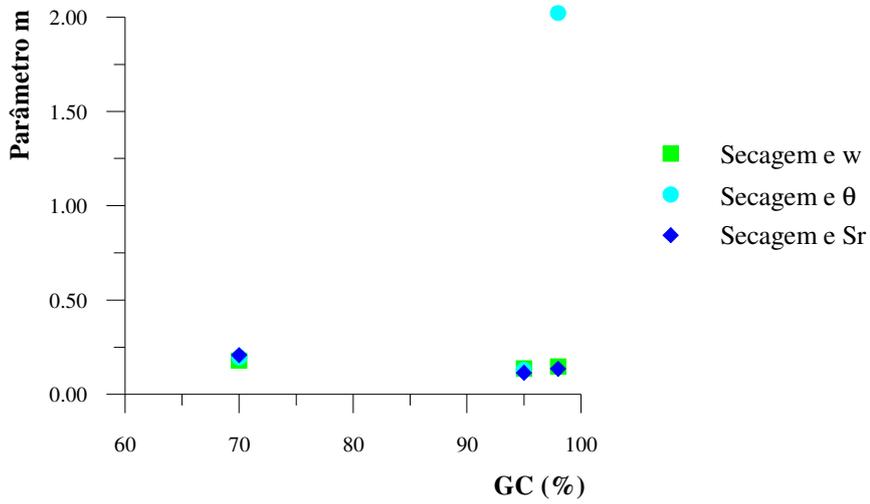


Figura 5.2 – Comparação do parâmetro m para os ajustes das curvas de retenção do primeiro trecho - trajetória de secagem.

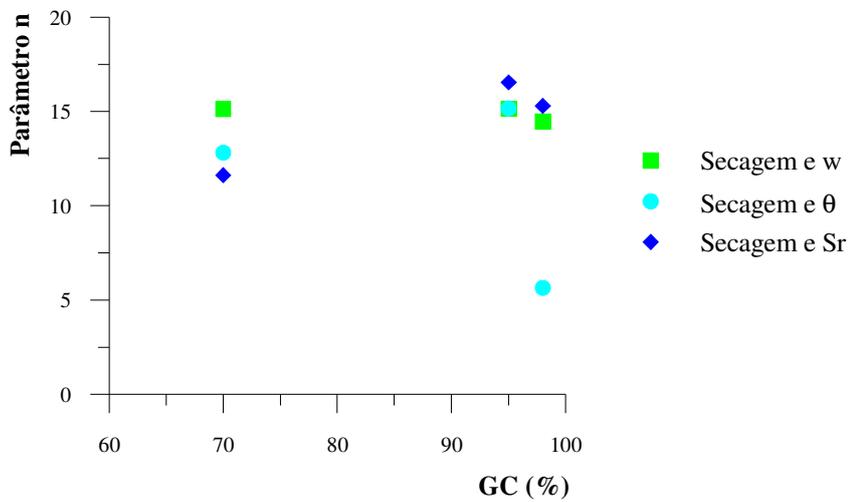


Figura 5.3 – Comparação do parâmetro n para os ajustes das curvas de retenção do primeiro trecho - trajetória de secagem.

Observa-se nas Figuras 5.1 a 5.3 a tendência que o parâmetro α tem em decrescer com o aumento do grau de compactação, m em permanecer constante e n em crescer com o aumento do grau de compactação. Também se observa que quase não há variação de w , θ e S_r para os parâmetros (α e m) e que há uma pequena variação de w , θ e S_r para o parâmetro (n) referente aos GC 70% e GC 95%. Nota-se uma grande dispersão de θ para os parâmetros (α , m e n) referente ao GC 98%.

Na Figura 5.4 tem-se os valores na condição residual (w_r , θ_r , e S_r) também em função do grau de compactação para o segundo trecho de ajuste, d'onde se pode notar que a variação de cada valor de w_r , θ_r , e S_r é praticamente linear em função do grau de compactação e que para cada grau de compactação, há um maior dispersão nos valores de S_r .

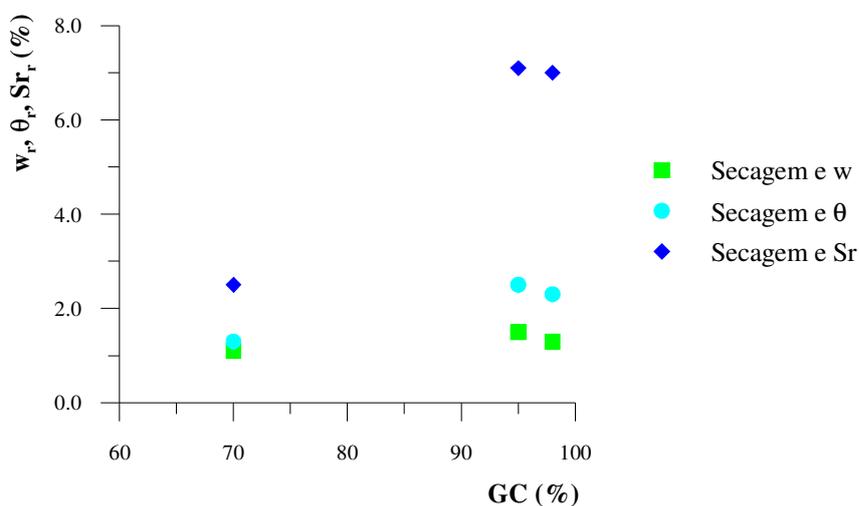


Figura 5.4 – Comparação dos parâmetros w_r , θ_r , e S_r para os ajustes das curvas de retenção do segundo trecho - trajetória de secagem.

5.2. Condutividade hidráulica saturada – em laboratório

Os ensaios de laboratório para determinação da condutividade hidráulica saturada mostram que para os dois sentidos (horizontal e vertical) da amostra indeformada os valores de condutividade hidráulica chegam a variar mais de uma ordem de grandeza, provavelmente, devido à heterogeneidade do solo, pois nota-se que os corpos de prova mostram variações de índice de vazios da ordem de 10%. Exclui-se desta análise o corpo de prova da amostra indeformada 1 (vertical). Este corpo de prova apresentou valores de índices físicos e condutividade hidráulica saturada discrepantes, provavelmente, devido a erros de medida, sendo seus resultados pouco confiáveis.

Assim, nota-se que a condutividade hidráulica tende a decrescer com o grau de compactação, como seria de se esperar, sendo interessante notar que no grau de compactação de 95% tem-se valores da mesma ordem de grandeza das amostras indeformadas, como mostra a Figura 5.5.

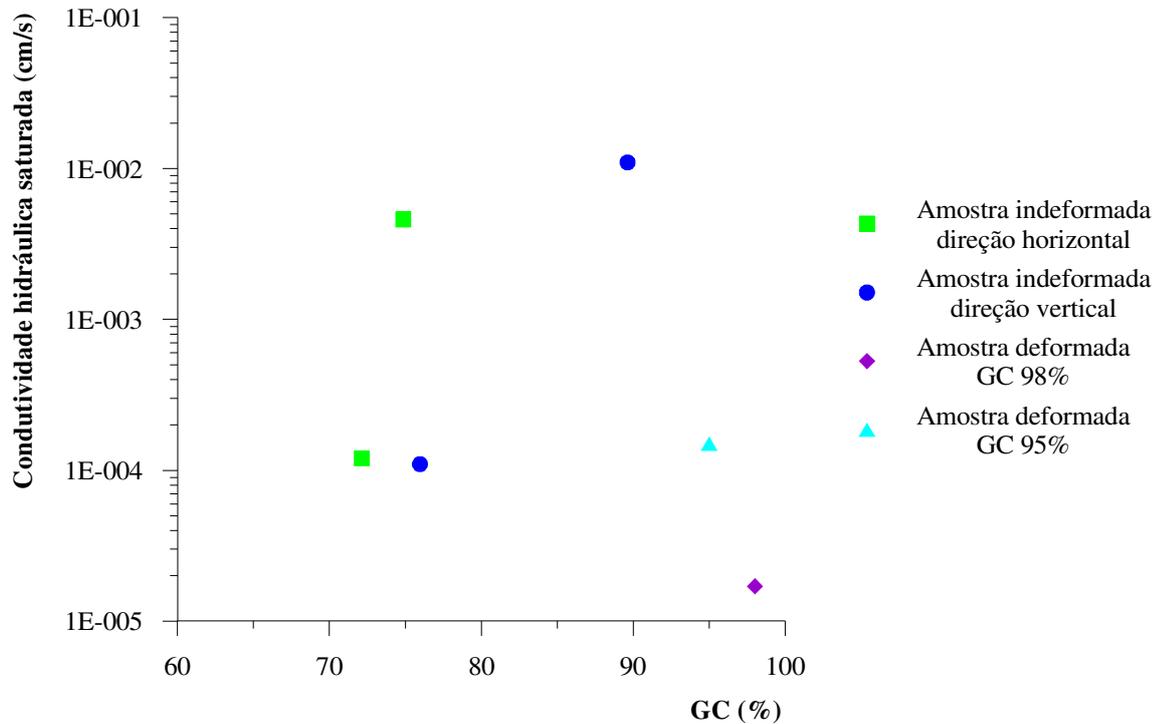


Figura 5.5 – Comparação entre os resultados de condutividade hidráulica saturada para amostra indeformada (horizontal e vertical) e compactada (GC 98% e GC 95%).

5.3. Determinação da condutividade hidráulica saturada e não saturada

Serão analisados os resultados com o infiltrômetro de disco e permeâmetro Guelph, bem como a influência dos diferentes métodos para determinação da condutividade hidráulica não saturada com o uso do infiltrômetro de disco e a variação do teor de umidade volumétrico.

5.3.1. Infiltrômetro de disco

Os resultados obtidos para os ensaios de infiltrômetro de disco com o solo natural e solo compactado são apresentados a seguir, estando separados os valores determinados para sortividade e condutividade hidráulica não saturada.

5.3.1.1. Sortividade

5.3.1.1.1. Solo natural

Como apresentado na Tabela 4.7 do capítulo anterior, a sortividade foi calculada por três critérios para o método de White et al. (1982), sendo que, em um dos critérios adotou-se a sugestão de Cook e Broeren (1994) e nos outros dois critérios alternativos como a fixação do tempo de infiltração no material de capeamento de 50 s e a média dos ensaios com mesmo potencial. A Figura 5.6 apresenta a comparação dos resultados obtidos de sortividade a partir dos três critérios com a sucção utilizada nos respectivos ensaios realizados no solo natural.

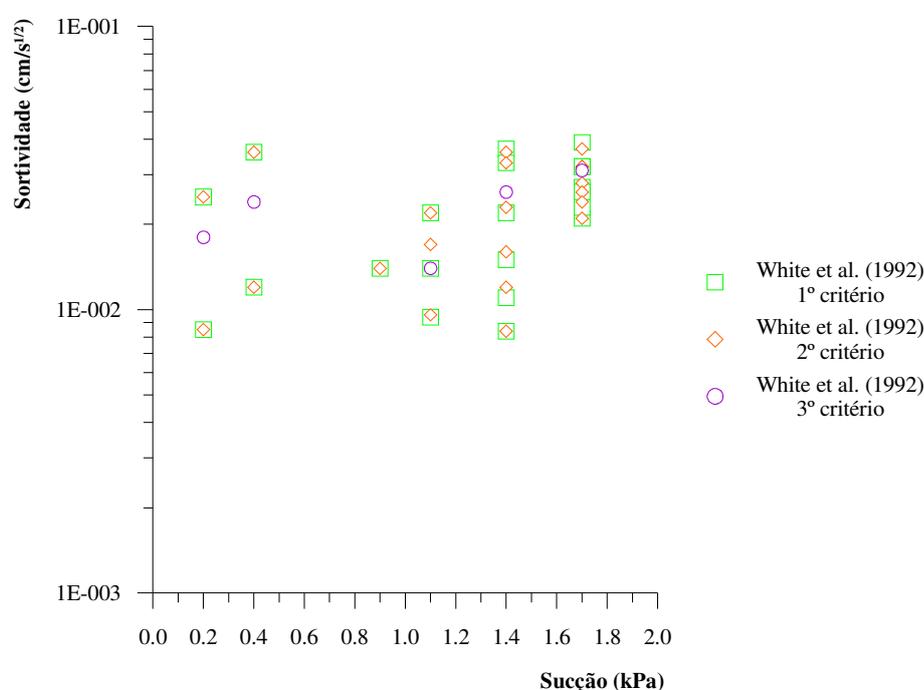


Figura 5.6 – Comparação dos resultados da sortividade obtidos com o uso do método de White et al. (1992) para ensaios realizados no solo natural.

Observa-se na Figura 5.6 que há uma pequena variação dos valores de sortividade para a sucção de 1,7 kPa, enquanto que, para valores de sucções menores, há uma maior dispersão entre os resultados do mesmo parâmetro, mas que não chega a uma ordem de grandeza.

Na análise da condutividade hidráulica não saturada, a seguir, para maior clareza dos gráficos, os valores a considerar serão os referentes ao segundo critério de determinação da sortividade, ou seja, aquele que considera as observações de campo, ou seja, o tempo transcorrido para a água infiltrar no material de capeamento e dar início da infiltração no solo.

5.3.1.1.2. Solo compactado

A Figura 5.7 apresenta a comparação dos resultados obtidos de sortividade a partir dos dois critérios (primeiro e segundo critério) com a sucção utilizada nos respectivos ensaios realizados no solo natural.

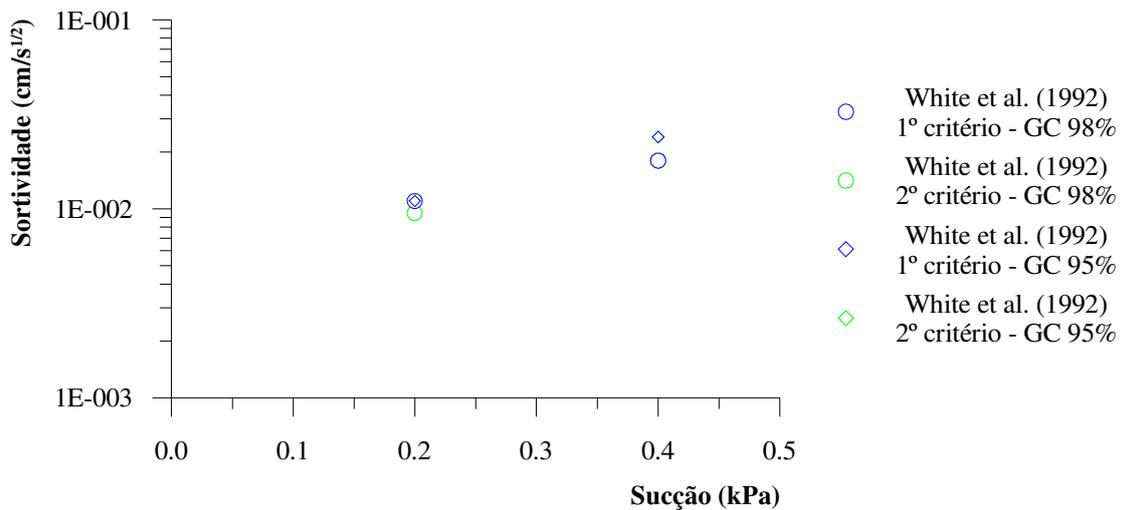


Figura 5.7 – Comparação dos resultados da sortividade obtidos com o uso do método de White et al. (1992) para ensaios realizados no solo compactado.

Observa-se na Figura 5.7 que há uma pequena variação dos valores de sortividade para a sucção de 0,4 kPa, enquanto que, para valores de sucções menores, os valores de sortividade são praticamente iguais.

Na análise da condutividade hidráulica não saturada, a seguir, para maior clareza dos gráficos, os valores a considerar serão os referentes ao segundo critério de determinação da sortividade, ou seja, aquele que considera as observações de campo, ou seja, o tempo transcorrido para a água infiltrar no material de capeamento e dar início da infiltração no solo.

5.3.1.2. Condutividade hidráulica não saturada

5.3.1.2.1. Solo natural

- Método White et al. (1992)

Este método utilizou de três critérios para cálculo do parâmetro da sortividade, como apresentado no item anterior. Observando os resultados determinados de condutividade hidráulica não saturada, que constam na Tabela 4.8 pode-se notar que algumas variações nos

valores de sortividade alteraram a condutividade hidráulica não saturada, chegando em alguns casos a gerar valores negativos.

- Método de Reynolds e Elrick (1991)

Este método mostra que os valores calculados para condutividade hidráulica saturada estão próximos dos determinados em laboratório (vertical e horizontal) e com o uso do permeâmetro Guelph. Com o cálculo do parâmetro α_{re} e a utilização do modelo de Gardner (1958), pode-se estimar a condutividade hidráulica não saturada para qualquer potencial.

As Tabelas 4.9 e 4.10 apresentam os valores para ensaios realizados no mesmo local e em locais diferentes. Observa-se que a variação do parâmetro α_{re} e da condutividade hidráulica saturada são pequenas, mesmo para ensaios realizados em locais diferentes.

- Método de Ankeny et al. (1991)

Este método apresenta os valores determinados para condutividade hidráulica não saturada nas Tabelas 4.11 e 4.12 podendo notar que estes valores encontram-se poucos dispersos e próximos das calculadas por outros métodos, tanto para ensaios realizados no mesmo local como para ensaios realizados em locais diferentes. Também nota-se que os valores do parâmetro A_a e do potencial matricial de fluxo apresentam pouca variação dentre as diversas determinações.

- Comparação dos métodos

A Figura 5.8 representa os diversos valores de condutividade hidráulica não saturada para os métodos apresentados. Observa-se ainda que os valores deste parâmetro hidráulico depende diretamente do potencial fornecido ao solo e que para este solo estudado, variam entre (1E-2 e 1E-5) para os métodos de White et al. (1992), com sortividade considerada para o segundo critério, Reynolds e Elrick (1991) e Ankeny et al. (1991), estes últimos dois métodos consideram dois ensaios com sucções diferentes no mesmo local. Nota-se que os valores de condutividade hidráulica não saturada aproximam-se para diversos valores de potencial, que no caso desta figura está representado em termos de sucção, ocorrendo dispersões de aproximadamente uma ordem de grandeza para praticamente todas as sucções.

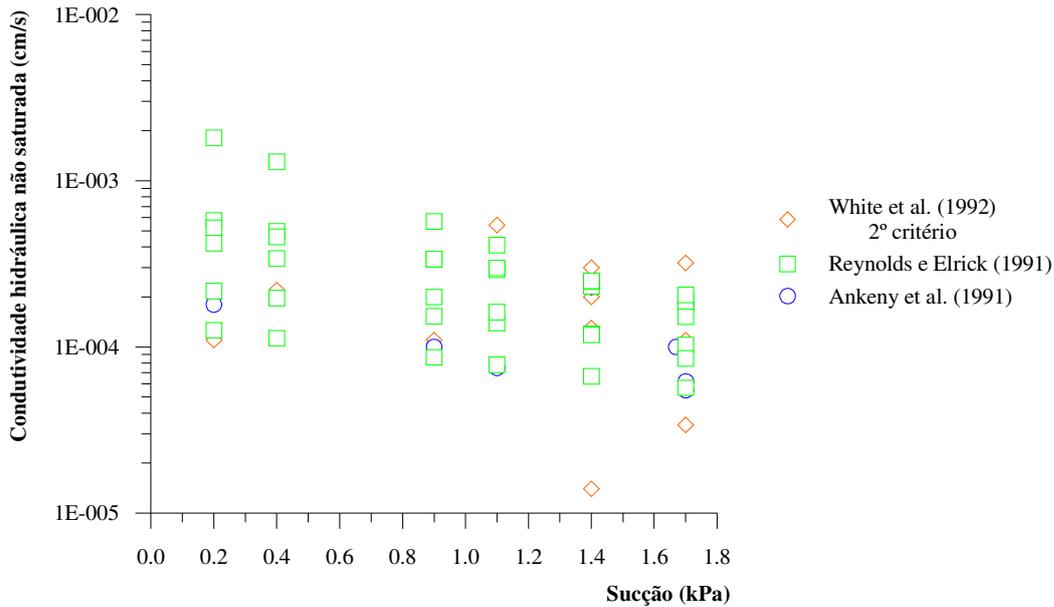


Figura 5.8 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada calculada por diferentes métodos no solo natural.

A Figura 5.9 relaciona a variação do teor de umidade volumétrico com os valores de condutividade hidráulica não saturada obtidos com o método de White et al. (1992). Observa-se que para valores maiores de sucção (entre 1,1 kPa e 1,7 kPa) ocorre maior variação no teor de umidade volumétrico e que para valores menores de sucção (demais valores) ocorre uma menor variação.

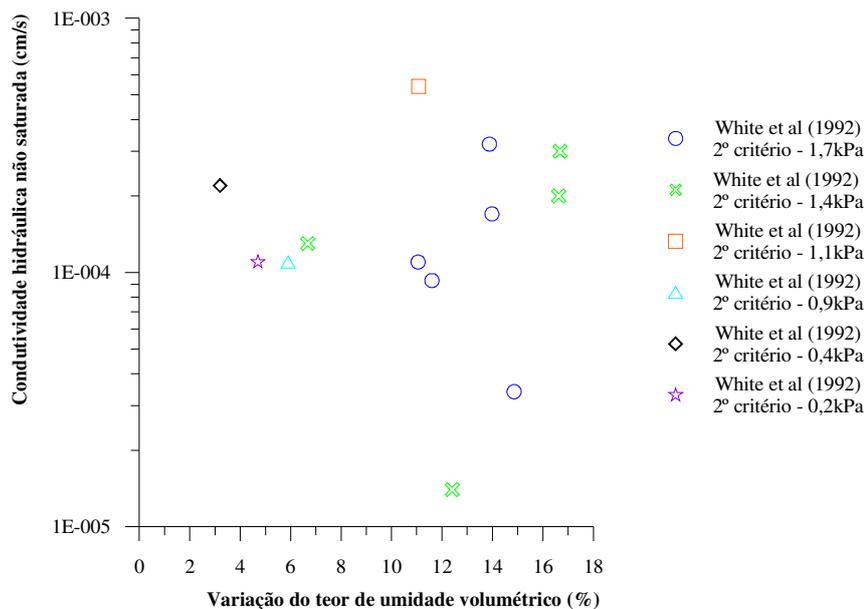


Figura 5.9 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada com a variação do teor de umidade volumétrico no solo natural.

A Figura 5.10 relaciona o teor de umidade volumétrica inicial com os valores de condutividade hidráulica não saturada obtidos com o método de White et al. (1992). Observa-se que para valores maiores de sucção (entre 1,1 kPa e 1,7 kPa) o valor do teor de umidade volumétrica inicial é baixo (entre 5% e 10%) e que para valores menores de sucção (demais valores) o valor do teor de umidade volumétrica inicial varia entre 12% e 13,5%.

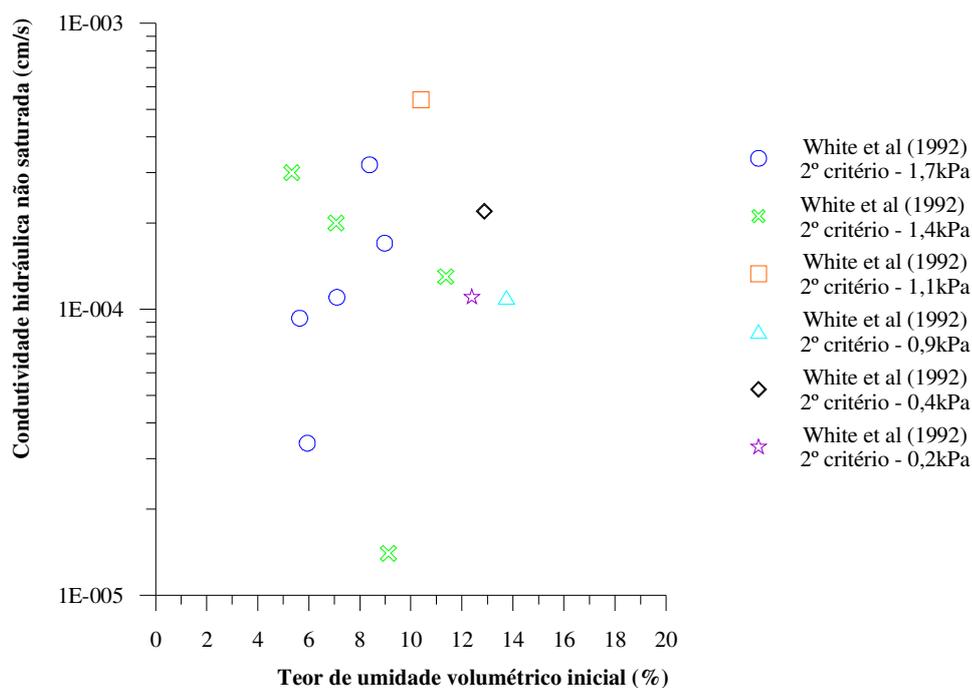


Figura 5.10 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada com o teor de umidade volumétrica inicial no solo natural.

5.3.1.2.2. Solo compactado (GC 98% e GC 95%)

- Método White et al. (1992)

Este método utilizou de dois critérios (primeiro e segundo critério) para cálculo do parâmetro da sortividade, como apresentado no item anterior. Observando os resultados determinados de condutividade hidráulica não saturada, que constam na Tabela 4.14 para GC 98% e na Tabela 4.20 para GC 95%, pode-se notar que algumas variações nos valores de sortividade alteraram a condutividade hidráulica não saturada, chegando em alguns casos a gerar valores negativos.

- Método de Reynolds e Elrick (1991)

Este método mostra que os valores calculados para condutividade hidráulica saturada estão próximos dos determinados em laboratório (vertical e horizontal) e com o uso do

permeâmetro Guelph. Com o cálculo do parâmetro α_{er} e a utilização do modelo de Gardner (1958), pode-se estimar a condutividade hidráulica não saturada para qualquer potencial.

As Tabelas 4.15 e 4.17 apresentam os valores para ensaios realizados no mesmo local para GC 98% e GC 95%, respectivamente, enquanto que as Tabelas 4.16 e 4.18 apresentam os valores para ensaios realizados em locais diferentes para GC 98% e GC 95%, respectivamente. Observa-se que a variação do parâmetro α_{er} e da condutividade hidráulica saturada são pequenas, mesmo para ensaios realizados em locais diferentes.

- Método de Ankeny et al. (1991)

Este método apresenta os valores determinados para condutividade hidráulica não saturada nas Tabelas 4.17 e 4.18 para GC 98%, e nas Tabelas 4.23 e 4.24 para GC 95%, podendo notar que estes valores encontram-se poucos dispersos e próximos das calculadas por outros métodos, tanto para ensaios realizados no mesmo local como para ensaios realizados em locais diferentes. Também nota-se que os valores do parâmetro A_a e do potencial matricial de fluxo apresentam pouca variação dentre as diversas determinações.

- Comparação dos métodos

A Figura 5.11 representa os diversos valores de condutividade hidráulica não saturada para os métodos apresentados. Observa-se ainda que os valores deste parâmetro hidráulico depende diretamente do potencial fornecido ao solo e que para este solo estudado, variam entre (1E-3 e 1E-6) para os métodos de White et al. (1992), com sortividade considerada para o segundo critério, Reynolds e Elrick (1991) e Ankeny et al. (1991), estes últimos dois métodos consideram dois ensaios com sucções diferentes no mesmo local. Nota-se que os valores de condutividade hidráulica não saturada variam na ordem de uma grandeza para praticamente todas as sucções, havendo uma dispersão maior para o solo compactado com GC 98%.

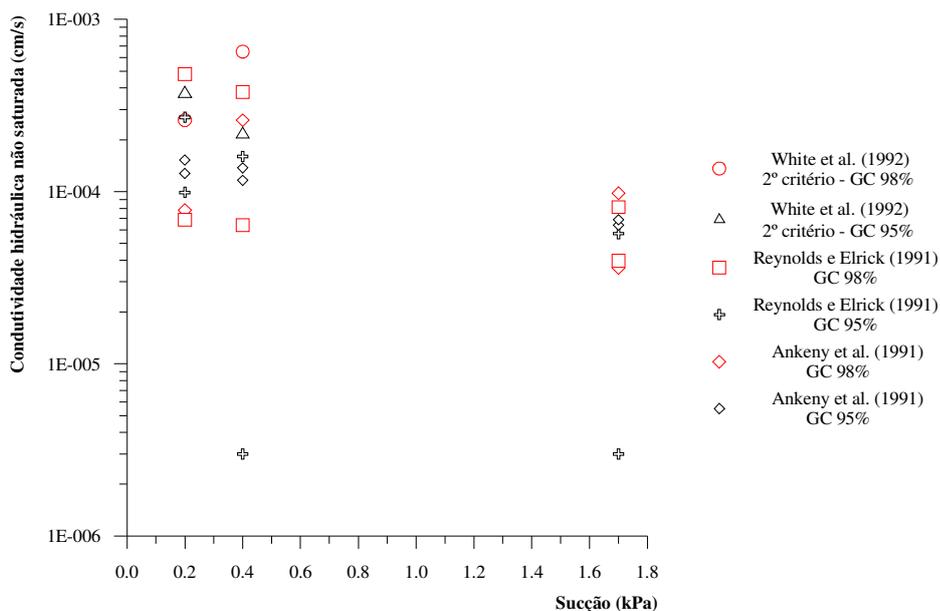


Figura 5.11 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada calculada por diferentes métodos no solo compactado.

As Figuras 5.12 e 5.13 relacionam a variação do teor de umidade volumétrico com os valores de condutividade hidráulica não saturada e teor de umidade volumétrico inicial com os valores de condutividade hidráulica não saturada obtidos com o método de White et al. (1992). Observa-se que tanto para a variação do teor de umidade volumétrico quanto para o teor de umidade volumétrico inicial nas Figuras 5.12 e 5.13 a variação para o GC 98% é maior que para o GC 95%.

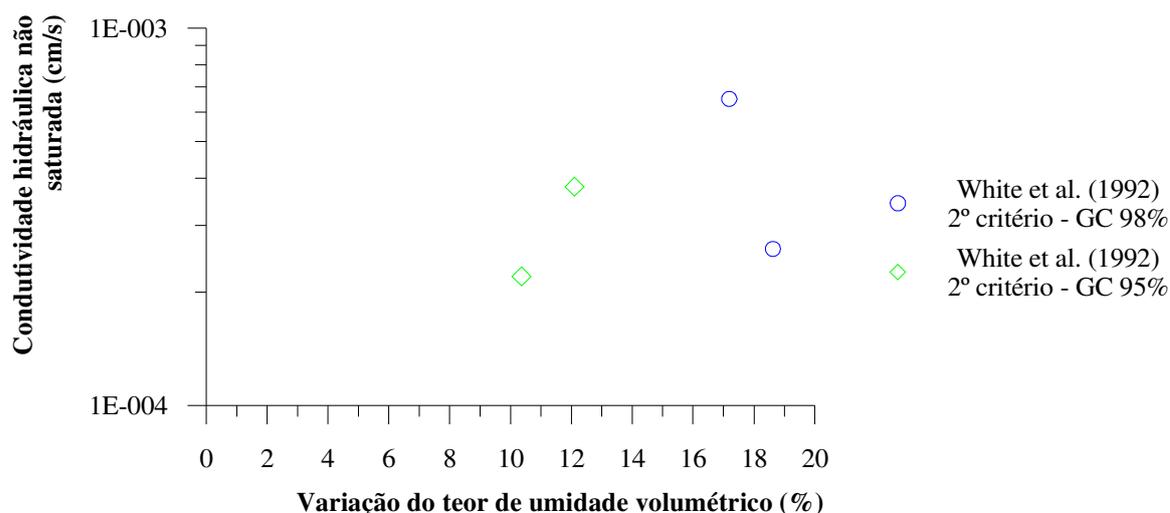


Figura 5.12 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada com a variação do teor de umidade volumétrico no solo compactado.

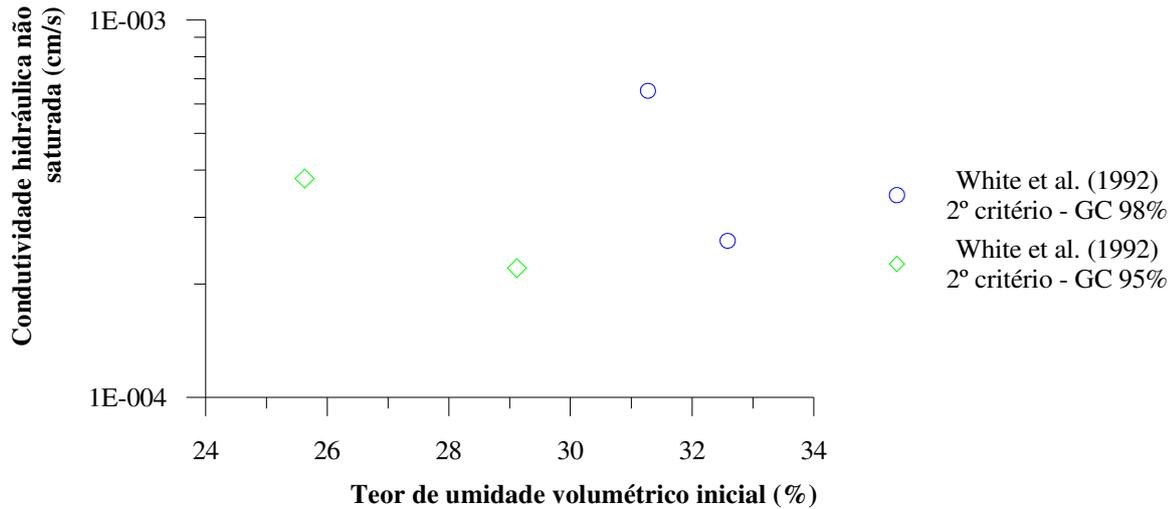


Figura 5.13 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada com o teor de umidade volumétrico inicial no solo compactado.

5.3.2. Permeâmetro Guelph

Os resultados da condutividade hidráulica saturada utilizando o permeâmetro Guelph mostram que os valores estão próximos dos ensaios de permeabilidade realizados em laboratório para os corpos de prova no sentido horizontal e vertical.

A Figura 5.14 ilustra a estimativa da condutividade hidráulica não saturada feita a partir do modelo empírico de Gardner (1958) para os diversos resultados de ensaios utilizando o permeâmetro Guelph.

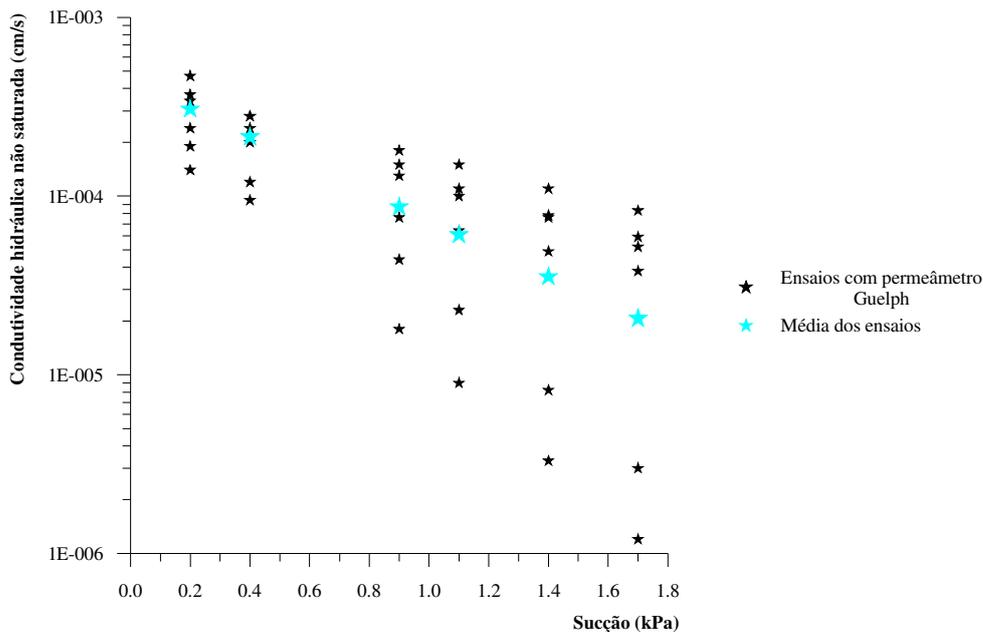


Figura 5.14 – Condutividade hidráulica não saturada utilizando modelo empírico de Gardner (1958) para a média aritmética dos ensaios com o permeâmetro Guelph na faixa de sucção de 0,2 kPa a 1,7 kPa.

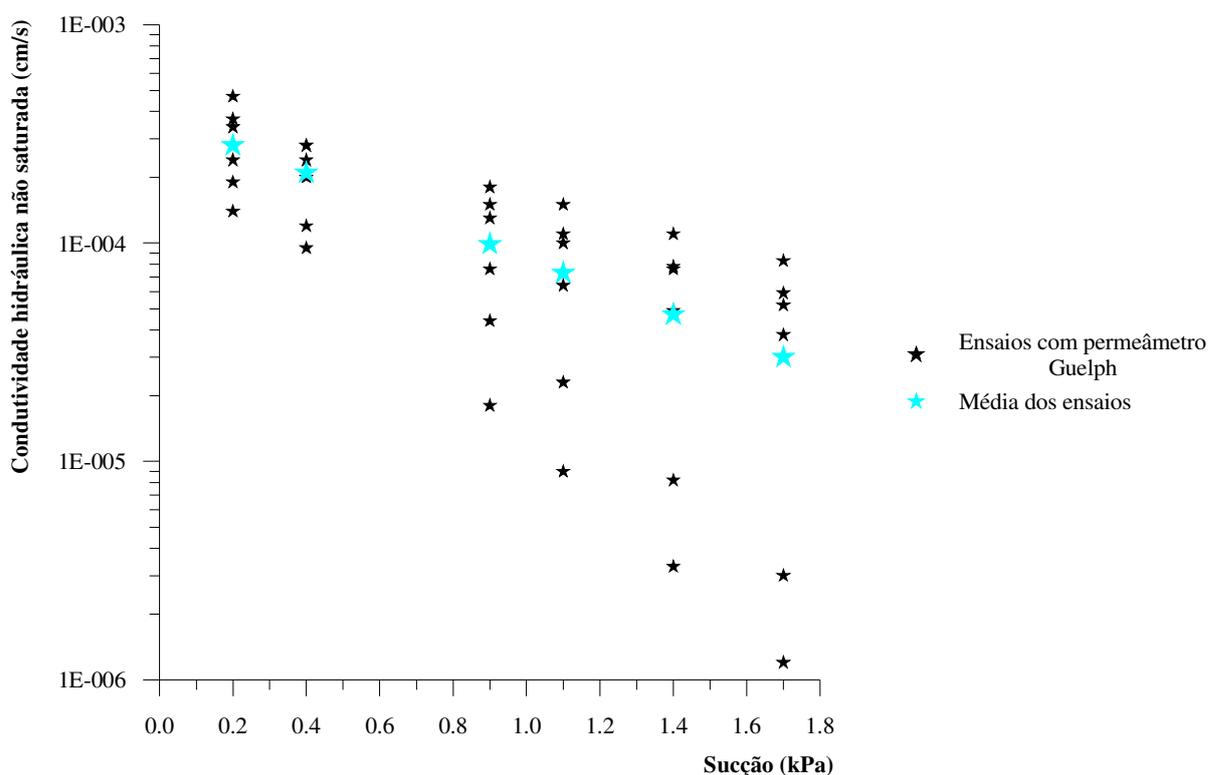


Figura 5.15 – Condutividade hidráulica não saturada utilizando modelo empírico de Gardner (1958) para a média geométrica dos ensaios com o permeâmetro Guelph na faixa de sucção de 0,2 kPa a 1,7 kPa.

Observa-se na Figura 5.14 que a dispersão dos resultados com o permeâmetro Guelph é menos de uma ordem de grandeza, por isso será utilizada a média destes resultados para comparação com os resultados obtidos com o uso do infiltrômetro de disco.

5.3.3. Comparação dos resultados obtidos com o infiltrômetro de disco e permeâmetro Guelph para o solo natural

Os resultados com o uso do permeâmetro Guelph mostram que a condutividade hidráulica saturada está próxima dos ensaios de permeabilidade feitos em laboratório e dos ensaios em campo com o uso do infiltrômetro de disco, utilizando o método de Reynolds e Elrick (1991) para análise dos resultados apresentados nas Tabelas 4.9 e 4.10.

A estimativa da condutividade hidráulica não saturada, com o uso do modelo de Gardner (1958) e dos resultados médios obtidos a partir do permeâmetro Guelph, resultaram próximos dos calculados a partir do infiltrômetro de disco, por meio dos métodos de White et al. (1992), Reynolds e Elrick (1991) e Ankeny et al. (1991).

A Figura 5.16 representa a comparação entre os resultados obtidos com o infiltrômetro de disco e permeâmetro Guelph, verificando que a dispersão é da ordem de uma grandeza para a maioria das estimativas da condutividade hidráulica não saturada feitas com o permeâmetro Guelph.

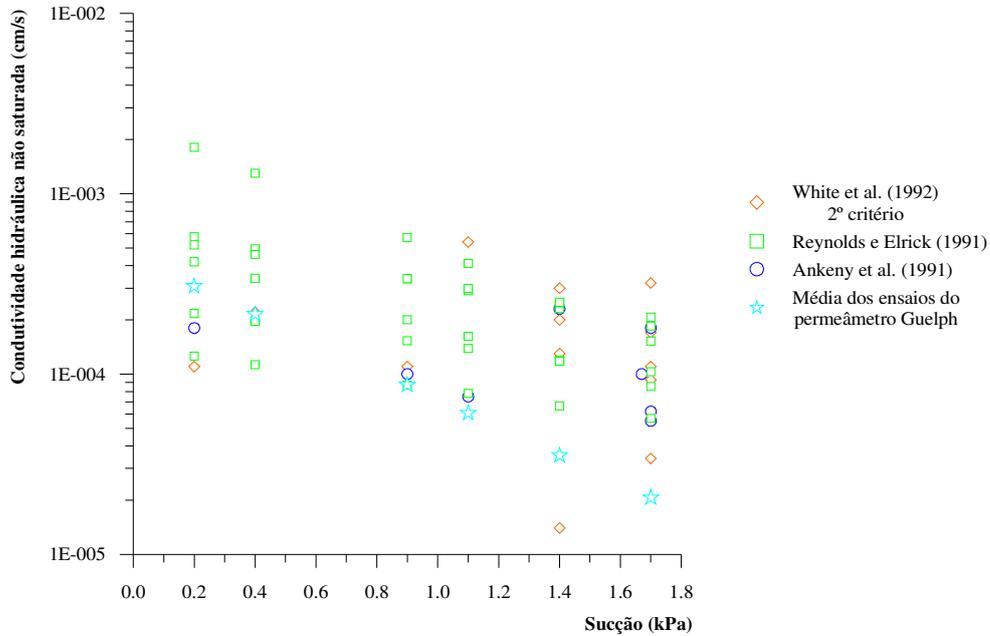


Figura 5.16 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada obtidas com o uso do infiltrômetro de disco e o permeâmetro Guelph (média aritmética).

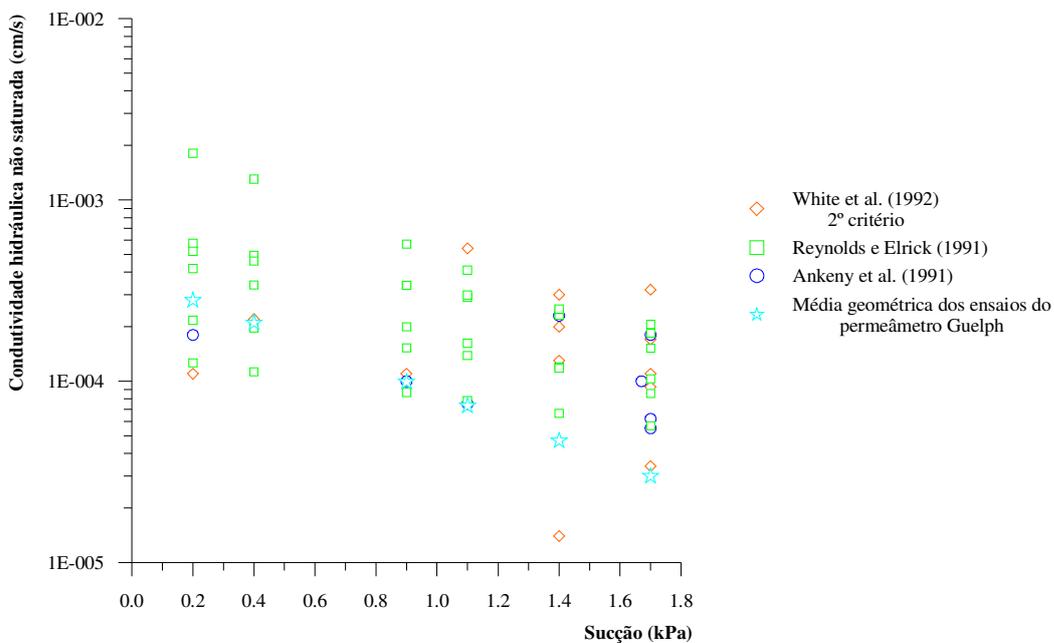


Figura 5.17 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica não saturada obtidas com o uso do infiltrômetro de disco e o permeâmetro Guelph (média geométrica).

CAPÍTULO 6. CONCLUSÃO

Este trabalho investigou a condutividade hidráulica não saturada de uma areia argilosa, típica do estado de São Paulo. Este solo apresenta porosidades da ordem de 50% e grau de saturação “*in situ*” da ordem de 32% e se caracteriza por uma distribuição de poros bimodal, com macro-poros de diâmetros superiores a 0,1 mm. Diante dos resultados e análises apresentados nos capítulos anteriores, é possível concluir que:

- a-) A técnica do infiltrômetro de disco mostrou-se adequada para a medida da condutividade hidráulica não saturada, fornecendo resultados em tempos de ensaio da ordem de 10 minutos e com pouco consumo de água. Mesmo para a estreita faixa de sucções possíveis de serem aplicadas, constatou-se que condutividade hidráulica não saturada tende a diminuir com o acréscimo da sucção.
- b-) Os valores de condutividade hidráulica não saturada obtidos diretamente com o infiltrômetro de disco foram próximos dos valores estimados indiretamente com o permeâmetro Guelph, por meio da equação de Gardner (1958).
- c-) Os diferentes métodos de cálculo do ensaio de infiltrômetro de disco tenderam a fornecer variações na condutividade hidráulica não saturada de cerca de uma ordem de grandeza.
- d-) Comparando a condutividade hidráulica não saturada e condutividade hidráulica saturada das amostras compactadas, verificou-se que os valores tendem a diminuir conforme aumenta o grau de compactação, como esperado.

Apresentam-se a seguir algumas sugestões para futuros trabalhos nesta linha de pesquisa e principalmente com o uso do infiltrômetro de disco.

- a-) Estudar modificações no procedimento de ensaios, tais como: aumentar a área da base de contato do disco com o material de capeamento, para evitar formação indesejadas de bolhas antes e durante a realização de ensaios de infiltração com o infiltrômetro de disco,

- b-) Estudar modificações no equipamento do infiltrômetro de disco, tais como: aumentar a altura do reservatório de despressurização de água, para fornecimento de potenciais menores de água, e substituir o tecido de nylon por uma placa porosa com alta pressão de entrada de ar, para que seja possível fornecer água com menor potencial ao solo.
- c-) Recomenda-se evitar a realização de ensaios com o infiltrômetro de disco durante período chuvoso, pois como o objetivo é medir a condutividade hidráulica não saturada na superfície do solo, este pode estar com alto teor de umidade inicial e os resultados serem insatisfatórios.
- d-) Analisar a metodologia White et al. (1992) e influência que o teor de umidade volumétrico inicial interfere na determinação da condutividade hidráulica não saturada e sortividade do solo estudado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D3385: Standard test method for infiltration rate of soils in field using double-ring infiltrometer. In: ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS. ASTM International, 1988. 7p.

ANKENY, M. D.; AHMED, M.; KASPAR, T.C.; HORTON, R. Simple field method for determining unsaturated hydraulic conductivity. **Soil Science Society of America Journal**, v.55, n.2, p.467-470, 1991.

ANKENY, M. D.; KASPAR, T. C.; HORTON, R. Design for an automated tension infiltrometer. **Soil Science Society of America Journal**, v.52, n.3, p.893-869, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira #4,8mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182:** Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13292:** Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545:** Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2000. 12p.

BRANDÃO, V. S.; CECÍLIO, R. A.; PRUSKI, F. F.; SILVA, D. D. **Infiltração da água no solo.** 3.ed. Viçosa: Editora UFV, 2009, 120p.

BRUTSAERT, W. Universal constants for scaling the exponential soil-water diffusivity. **Water Resources Research**, v.15, n.2, p.481-483, 1979.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERYSMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Civil Engineering**, v.92, n.2, p.82-89, 1992.

CHONG, S. K.; GREEN, R. E. Sorptivity measurement and its application. In: National Conference on Advances in infiltration, **Advances in infiltration, Proceedings**. Chicago, p.82-91, 1983.

CLOTHIER, B. E.; WHITE, I. Measurement of sorptivity and soil-water diffusivity in the field. **Soil Science Society of America Journal**, v.45, n.2, p.241-245, 1981.

CLOTHIER, B. E.; WHITE, I. Water diffusivity of a field soil. **Soil Science Society of America Journal**, v.46, n.1, p.155-158, 1982.

CLOTHIER, B.E.; WHITE, I.; HAMILTON, G. J. Constant-rate rainfall infiltration – field experiments. **Soil Science Society of America Journal**, v.45, n.2, p.245-249, 1981.

- COOK, F. J. e BROEREN, A. Six methods for determining sorptivity and hydraulic conductivity with disc permeameters. **Soil Science**, v.157, n.1, p.2-11, 1994.
- DIRKSEN, C. Determination of soil-water diffusivity by sorptivity measurements. **Soil Science Society of America Journal**, v.39, n.1, p.22-27, 1975.
- DIXON, R. M. Design and use of closed-top infiltrometers. **Soil Science Society of America Proceedings**, v.39, p.755-763, 1975.
- DOURADO NETO, D.; NIELSEN, D. R.; HOPMANS, J. W.; REICHARDT, K., BACHI, O. O. S.; LOPES, P. P. **Programa computacional para modelagem da curva de retenção da água no solo: Versão 3.00 beta**. Escola Superior de Agronomia “Luiz de Queiroz” – ESALQ, 2001.
- ELRICK, D. E.; REYNOLDS, W. D.; TAN, K. A. Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analysis. **Groundwater Monitoring Review**, v.9, n.3, p.184-193, 1989.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, INC, 1993. 517p.
- FREDLUND, D.G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v.32, n.3, p.521-532, 1994.
- GARDNER, W. R. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. **Soil Science**, v.85, n.4, p.228-232, 1958.
- GREEN, W. H.; AMPT, G. A. Studies on soil physics – 1. The flow of air and water through soils. **Journal of Agricultural Science**, v.4, n.1, p.1-24, 1911.

- HAMILTON, G. J.; WHITE, I.; CLOTHIER, B.E.; SMILES D.E.; PACKER, I.J. The prediction of time to ponding of constant intensity rainfall. **Journal of the Soil Conservation Service of New South Wales**, v. 39, n.2, p.188-198, 1983.
- HILLEL, D. **Soil and water: Physical principles and processes**. New York: Academic Press, INC, 1971. 288p.
- HORTON, R. E. An approach toward a physical interpretation of infiltration-capacity. **Soil Science Society of America Proceedings**, v.5, p.399-417, 1940.
- KOSTIAKOV, A. N. On the dynamics of the coefficient of water percolation in soils an on the necessity for studying it from a dynamic point of view for purposes of amelioration. In: **Trans. Comm. International Society of Soil Science**, v.6, part.A, p.17-21, 1932.
- LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Review of soil-water characteristic curve equations. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.123, n.12, p.1106-1117, 1997.
- LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo**. 1.ed. Piracicaba: USP/ESALQ– Departamento de Física e Meteorologia, 1995. 497p.
- MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. **Anais X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solo e Engenharia de Fundações**. Foz do Iguaçu, PR, v.2, p.515-522, 1994.
- MIYAZAKI, T. **Water flow in soils**. New York: Marcel Dekker, INC, 1993, 296p.
- NOGUEIRA, J. B. **Mecânica dos solos – ensaios de laboratório**. São Carlos: EESC/USP, Departamento de Geotecnia, 2005, 248p.
- PERROUX, K. M.; WHITE, I. Designs for disk permeameters. **Soil Science Society of America Journal**, v.52, n.5, p.1205-1215, 1988.

- PHILIP, J. R. The theory of infiltration: 1. The infiltration equation and its solution. **Soil Science**, v.83, p.345-357, 1957a.
- PHILIP, J. R. The theory of infiltration: 4. Sorptivity and algebraic infiltration equations. **Soil Science**, v.84, n.3, p.257-265, 1957b.
- REICHARDT, K. D.; NIELSEN, D. R.; BIGGAR, J. W. Scaling of infiltration into homogeneous soils. **Soil Science Society of America Journal**, v.36, n.2, p.240-245, 1972.
- REICHARDT, K. **Processos de transferência no sistema solo-planta-atmosfera**. 4.ed. Campinas: Fundação Cargill, 1985. 466p.
- REICHARDT, K. **Dinâmica da matéria e da energia em ecossistemas**. 2.ed. Piracicaba: USP/ ESALQ – Departamento de Física e Meteorologia, 1996. 505p.
- REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. In situ measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the alpha-parameter using the Guelph permeameter. **Soil Science**, v.140, n.4, p.292-302, 1985.
- REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. Determination of hydraulic conductivity using a tension infiltrometer. **Soil Science Society of America Journal**, v.55, n.3, p.633-639, 1991.
- RICHARDS, B. G. Capillary conduction of liquids through porous medium. **Physics**, v.1, p.318-333, 1931.
- ROHM, S. A. **Solos não saturados – monografia geotécnica n°4**. São Carlos: EESC/USP, Departamento de Geotecnia, 2004, 135p.
- RUSSO, D. Determining soil hydraulic properties by parameter estimation on the selection of a model for the hydraulic properties. **Water Resources Research**, v.24, n.3, p.453-459, 1988.

SCOTTER, D. R.; CLOTHIER, B. E.; HARPER, E. R. Measuring saturated hydraulic conductivity and sorptivity using twin rings. **Australian Journal of Soil Research**, v.20, n.4, p.295-304, 1982.

SMETTEM, K. R. J. Analysis of water-flow from cylindrical macropores. **Soil Science Society of America Journal**, v.50, n.5, p.1139-1142, 1986.

SMETTEM, K. R. J.; CLOTHIER, B. E. Measuring unsaturated sorptivity and hydraulic conductivity using multiple disk permeameters. **Journal of Soil Science**, v.40, n.3, p.563-568, 1989.

SMILES, D. E.; HARVEY, A. G. Measurement of moisture diffusivity of wet swelling systems. **Soil Science**, v.116, n.6, p.391-399, 1973.

SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP. **Guelph Permeameter Operating – Instruction**. Soilmoisture Manual, 2008, 55p.

SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP. **Tensiometer and Jat Fill Tensiometer – Operating Instructions**. Soilmoisture Manual, 2011, 12p.

THONY, J. L.; VACHAUD, G.; CLOTHIER, B. E.; ANGULOJARAMILLO, R. Field measurement of hydraulic properties of soil. **Soil Technology**, v.4, p.111-123, 1991.

VAN GENUTCHEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of America Journal**, v.44, n.55, p.892-898, 1980.

VILAR, O. M. **Introdução à mecânica dos solos não saturados**. Notas de aula da disciplina Mecânica dos solos não saturados. São Carlos: EESC/USP: Departamento de Geotecnia, 2009.

WALKER, J.; CHONG, S. K. Characterization of compacted soil using sorptivity measurements. **Soil Science Society of America Journal**, v.50, n.2, p.288-291, 1986.

- WARRICK, A. W. Models for disk infiltrometers. **Water Resources Research**, v.28, n.5, p.1319-1327, 1992.
- WHITE, I.; SULLY, M. J. Macroscopic and microscopic capillary length and time scales from field infiltration. **Water Resources Research**, v.23, n.8, p.1514-1522, 1987.
- WHITE, I.; SULLY, M. J.; PERROUX, K. M. Measurement of surface-soil hydraulic-properties - disk permeameters, tension infiltrometers, and other techniques. **Advances in Measurement of Soil Physical: bringing theory into practice**, SSSA Special Publications, v.30, p.69-103, 1992.
- WILSON, G.V.; LUXMOORE, R.J. Infiltration, macroporosity and mesoporosity distributions on two forested watersheds. **Soil Science Society of America Journal**, v.52, n.2, p.329-335, 1988.
- WOODING, R. A. Steady infiltration from a shallow circular pond. **Water Resources Research**, v.4, n.6, p.1259-1273, 1968.
- YOUNGS, E. G. Estimating hydraulic conductivity values from ring infiltrometer measurements. **Journal of Soil Science**, v.38, n.4, p.623-632, 1987.
- ZHANG, R. Determination of soil sorptivity and hydraulic conductivity from the disk infiltrometer. **Soil Science Society of America Journal**, v.61, n.4, p.1024-1030, 1997.

APÊNDICE

**APÊNDICE I – CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVAS UTILIZADOS NO
ENSAIO DO PAPEL FILTRO**

Características dos corpos de prova utilizados no ensaio do papel filtro para amostra indeformada – trajetória de secagem

Corpo de prova	w (%)	e (-)	Sr (%)	n (%)	ρ (g/cm³)	ρ_d (g/cm³)
1	11.68	1.03	30.66	0.51	1.484	1.329
2	12.20	1,02	32,29	0,50	1,497	1,348
3	12.20	0.95	34.57	0.49	1.549	1.380
4	12.20	1,00	32,94	0,50	1,512	1,348
5	11.68	1,05	29,26	0,51	1,467	1,313
6	13.20	1.04	34.09	0.51	1.492	1.318
7	12.60	1.06	31,87	0,52	1,468	1,304
8	13.20	1,07	31,78	0,52	1,466	1,302
9	12.60	1.04	32.59	0.51	1.485	1.319
10	13.20	1.03	34.60	0.51	1.503	1.328
11	12.10	1.03	31.52	0.51	1.484	1.324
12	13.20	1.08	32.94	0.52	1.466	1.295
13	13.20	1.04	34.32	0.51	1.497	1.322
14	12.10	1.03	31.59	0.51	1.485	1.325
15	12.60	1.03	32.85	0.51	1.491	1.324
16	12.10	1.03	31.60	0.51	1.486	1.325
17	12.10	1.06	30.71	0.51	1.464	1.306
18	12.60	0,99	34,40	0,50	1,526	1,355

Características dos corpos de prova utilizados no ensaio do papel filtro para amostra indeformada – trajetória de umedecimento

Corpo de prova	w (%)	e (-)	Sr (%)	n (%)	ρ (g/cm³)	ρ_d (g/cm³)
1	12.51	1.08	31.24	0.52	1.457	1.295
2	11.97	1.01	31.96	0.50	1.501	1.340
3	11.97	1.05	30.72	0.51	1.471	1.314
4	12.51	1.15	29.40	0.53	1.411	1.254
5	13.37	1.28	28.13	0.56	1.339	1.181
6	12.51	1.07	31.53	0.52	1.464	1.301
7	12.51	1.05	32.01	0.51	1.476	1.312
8	13.37	1.12	32.01	0.53	1.436	1.267
9	13.37	1.15	31.19	0.54	1.417	1.250
10	13.37	1.23	29.19	0.55	1.366	1.205
11	13.37	1.08	31.06	0.52	1.453	1.291
12	13.37	1.10	30.65	0.52	1.443	1.282
13	12.51	1.10	30.65	0.52	1.443	1.282
14	12.51	1.08	31.24	0.52	1.457	1.295

Características dos corpos de prova utilizados no ensaio do papel filtro para amostra compactada (GC 98%) – trajetória de secagem

Corpo de prova	w (%)	e (-)	Sr (%)	n (%)	ρ (g/cm³)	ρ_d (g/cm³)
1	13,48	0.50	72.69	0.33	2.037	1.795
2	13,48	0.50	72.71	0.33	2.037	1.795
3	13,48	0.50	72.61	0.33	2.036	1.794
4	13,48	0.50	72.56	0.33	2.036	1.794
5	13,48	0.50	72.76	0.33	2.038	1.796
6	13,48	0.50	72.83	0.33	2.038	1.796
7	13,48	0.50	72.78	0.33	2.038	1.796
8	13,48	0.50	72.22	0.33	2.033	1.791
9	13,48	0.50	72.87	0.33	2.039	1.797
10	13,48	0.50	71.93	0.34	2.030	1.789
11	13,48	0.50	72.67	0.33	2.037	1.795

Características dos corpos de prova utilizados no ensaio do papel filtro para amostra compactada (GC 98%) – trajetória de umedecimento

Corpo de prova	w (%)	e (-)	Sr (%)	n (%)	ρ (g/cm³)	ρ_d (g/cm³)
1	13,48	0.50	72.66	0.33	2.037	1.795
2	13,48	0.50	72.68	0.33	2.037	1.795
3	13,48	0.50	72.58	0.33	2.036	1.794
4	13,48	0.50	72.39	0.33	2.034	1.793
5	13,48	0.50	72.85	0.33	2.039	1.796
6	13,48	0.50	72.50	0.33	2.035	1.794
7	13,48	0.50	72.79	0.33	2.038	1.796
8	13,48	0.50	72.42	0.33	2.035	1.793
9	13,48	0.50	72.47	0.33	2.035	1.793
10	13,48	0.50	72.56	0.33	2.036	1.794
11	13,48	0.50	72.60	0.33	2.036	1.794
12	13,48	0.50	72.71	0.33	2.037	1.795

Características dos corpos de prova utilizados no ensaio do papel filtro para amostra compactada (GC 95%) – trajetória de secagem

Corpo de prova	w (%)	e (-)	Sr (%)	n (%)	ρ (g/cm³)	ρ_d (g/cm³)
1	13,48	0.55	65.96	0.35	1.970	1.736
2	13,48	0.55	66.00	0.35	1.971	1.737
3	13,48	0.55	66.15	0.35	1.972	1.738
4	13,48	0.54	66.91	0.35	1.980	1.745
5	13,48	0.55	66.14	0.35	1.972	1.738
6	13,48	0.55	66.36	0.35	1.974	1.740
7	13,48	0.55	66.43	0.35	1.975	1.741
8	13,48	0.55	66.32	0.35	1.974	1.739
9	13,48	0.55	66.40	0.35	1.975	1.740
10	13,48	0.55	66.44	0.35	1.975	1.741
11	13,48	0.55	66.14	0.35	1.972	1.738

Características dos corpos de prova utilizados no ensaio do papel filtro para amostra compactada (GC 95%) – trajetória de umedecimento

Corpo de prova	w (%)	e (-)	Sr (%)	n (%)	ρ (g/cm³)	ρ_d (g/cm³)
1	13,48	0.63	56.54	0.39	1.869	1.651
2	13,48	0.63	56.57	0.39	1.870	1.651
3	13,48	0.64	55.88	0.39	1.861	1.643
4	13,48	0.63	56.59	0.39	1.870	1.651
5	13,48	0.63	56.61	0.39	1.870	1.652
6	13,48	0.63	56.79	0.39	1.872	1.654
7	13,48	0.63	56.81	0.39	1.873	1.654
8	13,48	0.63	56.75	0.39	1.872	1.653
9	13,48	0.63	56.58	0.39	1.870	1.651
10	13,48	0.63	56.76	0.39	1.872	1.653
11	13,48	0.63	56.89	0.39	1.874	1.655