

MARCOS TÚLIO FERNANDES

**AVALIAÇÃO DAS TÉCNICAS DE LABORATÓRIO E CAMPO PARA
REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DE PERMEABILIDADE DE SOLOS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2017

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

F363a
2017
Fernandes, Marcos Túlio, 1990-
Avaliação das técnicas de laboratório e campo para
realização de ensaios de permeabilidade de solos / Marcos Túlio
Fernandes. – Viçosa, MG, 2017.
xix, 138f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndices.

Orientador: Cláudio Henrique de Carvalho Silva.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.117-126.

1. Solos - Permeabilidade. 2. Solos - Umidade - Medição.
3. Mecânica do Solo. 4. Solos - Testes. I. Universidade Federal
de Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de
Pós-graduação em Engenharia Civil. II. Título.

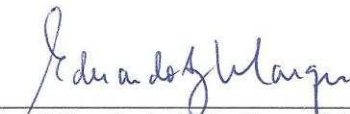
CDD 22 ed. 631.43

MARCOS TÚLIO FERNANDES

**AVALIAÇÃO DAS TÉCNICAS DE LABORATÓRIO E CAMPO PARA
REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DE PERMEABILIDADE DE SOLOS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 10 de março de 2017.



Eduardo Antônio Gomes Marques
(Coorientador)



Enivaldo Minette



Claudio Henrique de Carvalho
(Orientador)

Dedico este trabalho a meus pais e minha irmã, que sempre me apoiaram desde a minha graduação, e toda minha família pelo incentivo durante esta jornada.

“Seja a mudança que você quer ver no mundo”.

Mahatma Gandhi

AGRADECIMENTOS

É com enorme satisfação que concluo mais esta etapa de minha vida profissional, e no decorrer desta jornada tive o prazer de conhecer e receber grandes contribuições, tanto no âmbito profissional como no pessoal, agregando valores e conceitos para a vida toda.

Gostaria de agradecer primeiramente a meus pais Geraldo e Marta, por todo o apoio que me deram, me instruindo sempre a ser uma pessoa cada vez melhor e me incentivando a correr atrás dos meus sonhos, me mostrando que é nos momentos difíceis que conhecemos quem está do nosso lado e que Deus sabe sempre o que é melhor para nós.

A minha irmã Ju, que sempre esteve do meu lado nos momentos difíceis de minha vida, me acalmando e me orientando nos caminhos que deveria seguir.

A minha tia Fatinha, por sempre me ajudar no português, embora não levo muito jeito para escrever.

A minha namorada Gal, que mesmo que distante sempre me ouvia e me aconselhava sobre o que deveria fazer nos momentos de dificuldades, estando sempre comigo nesta etapa de minha formação.

Aos professores Eduardo, Minette e Dario que sempre me ajudaram nos momentos que precisei, mostrando-se sempre à disposição para tirar qualquer dúvida.

A meu orientador Claudio, pelo tema desta dissertação.

Aos funcionários de laboratório Paulo (P3), Dedé e Giovani, por me auxiliarem nos momentos que necessitei, tendo grande contribuição neste trabalho.

À secretária da pós-graduação Cilene Knauf, por se mostrar à disposição para tirar qualquer dúvida, atendendo a todos com grande satisfação e alegria.

E por fim a todos os amigos que fiz nesta jornada em especial a Anselmo (Cowboy), Laís, Carol, Agnes, Leandro Moreno, Leandro, Marcela e Maria Fernanda, que sempre me fizeram companhia quando necessitei beber uma cerveja, com exceção do Leandro Moreno que não bebe mais foi parceiro assim mesmo.

BIOGRAFIA

MARCOS TÚLIO FERNANDES, filho de Geraldo Paula Fernandes e Marta Helena Viana Fernandes, nascido em 07 de novembro de 1990, na cidade de Iapu, Minas Gerais.

Em dezembro de 2008, concluiu o Ensino Médio na Escola Estadual “Frei Marcelino de Milão”, em Iapu, Minas Gerais.

Em setembro de 2010, concluiu o Curso Técnico em Edificações, no Colégio Cest, em Ipatinga – Minas Gerais, iniciado em setembro de 2007.

Em setembro de 2009, iniciou o curso de Engenharia Civil na Universidade Presidente Antônio Carlos, por onde teve a oportunidade de ser monitor nas disciplinas de Topografia 1 e Topografia 2, concluindo o curso em setembro de 2014.

Em março de 2015, ingressou no programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, na área de concentração em Geotecnia, atuando na linha de pesquisa “Geotecnia analítica e experimental”.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE TABELAS	XII
LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS	XIV
RESUMO	XVI
ABSTRACT	XVIII
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	5
1.3 ORGANIZAÇÃO	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1 O CONCEITO DE PERMEABILIDADE EM SOLOS.....	8
2.2 FATORES QUE PODEM INFLUENCIAR NA PERMEABILIDADE DOS SOLOS.....	9
2.2.1 Solo.....	9
2.2.2 Fluido filtrante	11
2.2.3 Dupla camada difusa	14
2.3 LEIS BÁSICAS QUE REGEM O ESCOAMENTO DE ÁGUA NOS SOLOS	17
2.4 ENSAIOS PARA A OBTENÇÃO DA PERMEABILIDADE DO SOLO.....	19
2.4.1 Ensaios de campo para a obtenção da permeabilidade do solo	20
2.4.1.1 Ensaios de infiltração em furos de sondagem	20
2.4.1.2 Infiltrômetro de anéis concêntricos	27
2.4.1.3 Permeâmetro Guelph	33
2.4.2 Ensaios de laboratório para a obtenção da permeabilidade dos solos	42
2.4.2.1 Ensaios em permeâmetros de parede rígida	42
2.4.2.2 Ensaios em permeâmetros de parede flexível.....	45
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	51
3.1 ÁREAS DE ESTUDO	51
3.1.1 Localização.....	52
3.1.2 Caracterização da área de estudo.....	54
3.2 REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	59
3.2.1 Ensaios de permeabilidade em permeâmetro de parede rígida	60

3.2.2	Ensaio de permeabilidade em célula triaxial	65
3.3	REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO	69
3.3.1	Ensaio com o infiltrômetro de anéis concêntricos	69
3.3.2	Ensaio com o permeâmetro de tubo	74
3.3.3	Ensaio utilizando o permeâmetro Guelph	77
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	82
4.1	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	82
4.1.1	Resultados dos ensaios com o permeâmetro de parede rígida	82
4.1.2	Resultados dos ensaios com o permeâmetro de parede flexível	83
4.1.3	Comparação entre os resultados encontrados com o permeâmetro de parede rígida com os de parede flexível	84
4.1.4	Ensaio realizado em corpos de prova compactados	85
4.1.5	Análise das correlações para determinar o coeficiente (K) em solos granulares	86
4.2	RESULTADOS DOS ENSAIOS COM O PERMEÂMETRO DE TUBO	89
4.2.1	Comparação dos resultados obtidos no campo com o permeâmetro de tubo com os de Laboratório	90
4.2.2	Comparação entre o fator (F) ajustado ao ensaio de laboratório com o da literatura	91
4.3	RESULTADOS DOS ENSAIOS COM O INFILTRÔMETRO DE ANÉIS CONCÊNTRICOS	92
4.3.1	Comparação entre as equações de velocidade de infiltração elaboradas por Kostiakov (1932), Kostiakov e Lewis e Horton (1940)	92
4.3.2	Determinação da VIB	99
4.3.3	Apresentação de uma alternativa para determinar a (VIB) por meio do método de Massad (1986)	101
4.3.4	Comparação entre a velocidade de infiltração básica (VIB) e o coeficiente de permeabilidade (K)	101
4.4	RESULTADOS DOS ENSAIOS COM O PERMEÂMETRO GUELPH	102
4.4.1	Comparação entre o método de duas cargas e de uma carga para o cálculo de (K) com o permeâmetro Guelph	104
4.4.2	Comparação entre os valores de (K) obtido através do permeâmetro Guelph com o valor de (K) encontrado pelo permeâmetro de parede rígida	106

4.4.3	Extrapolação do bulbo de saturação e tempo gasto para se atingir o regime permanente	107
4.5	COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE (K) REPORTADOS POR CADA EQUIPAMENTO.	109
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	113
5.1	CONCLUSÕES.....	113
5.2	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	116
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
	APÊNDICE A	127
	APÊNDICE B.....	128
	APÊNDICE C.....	129

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Faixas de valores típicos de condutividade hidráulica para vários tipos de solo (Modificado de LAMBE E WHITMAN, 1969).....	10
Figura 2: Distribuição de íons adjacentes à superfície de argila de acordo com o conceito de dupla camada difusa (MITCHELL, 1993).	15
Figura 3: Dupla camada difusa e seu efeito na condutividade hidráulica (DANIEL E TRAUTWEIN, 1994).....	16
Figura 4: Esquema representativo do experimento de Darcy (Adaptado de FEITOSA E FILHO, 2000).....	18
Figura 5: Realização do ensaio de infiltração acima do (NA) (Adaptado da ABGE, 2013)....	21
Figura 6: Realização do ensaio de infiltração abaixo do (NA) (Adaptado da ABGE, 2013)...	22
Figura 7: Ábaco para a obtenção do coeficiente de condutividade de meios não saturados (C_u) (ABGE, 2013).....	23
Figura 8: Ábaco para a obtenção do coeficiente de condutividade de meios saturados (C_s) (ABGE, 2013).....	24
Figura 9: Detalhes da realização do ensaio para carga variável e constante (Adaptado de HOEK E BRAY, 1981).	25
Figura 10: Gráfico velocidade de infiltração da água no solo.....	27
Figura 11: Gráfico infiltração acumulada.....	28
Figura 12: Cálculo das áreas para a obtenção da constante (k).	32
Figura 13: Esquema de equipamentos utilizados para a realização do ensaio (SOTO, 1999 APUD BIELSCHOWSKY, 2005).....	34
Figura 14: Princípio de funcionamento da garrafa Mariotte (Adaptado de SOILMOISTUR E EQUIPMENT CORP., 2008).	35
Figura 15: Formação do bulbo de saturação após o início do ensaio (SOTO, 1999 APUD BIELSCHOWSKY, 2005).....	36
Figura 16: Bulbo saturado e não saturado.	37
Figura 17: Determinação do fator (C) (SOILMOISTUR E EQUIPMENT CORP., 2008).....	39
Figura 18: Esquema de ensaio de permeabilidade à carga constante (Adaptado de KRESIC, 1997 APUD SALGUEIRO, 2005).	43

Figura 19: Esquema de ensaio de permeabilidade à carga variável (Adaptado de KRESIC, 1997 APUD SALGUEIRO, 2005).....	44
Figura 20: Arranjo para ensaio de permeabilidade em célula triaxial com a aplicação de duas contrapressões (Adaptado de HEAD, 1986).....	47
Figura 21: Conexões para célula triaxial com apenas uma saída na base (a) usando transdutor de poropressão (b) usando indicador nulo de poropressão (Adaptado de HEAD, 1986).....	48
Figura 22: Arranjo para ensaio de permeabilidade em célula triaxial com a aplicação de uma contrapressão (Adaptado de HEAD, 1986).	49
Figura 23: Demonstrativo da localização de Viçosa (Adaptado de FERRAZ <i>et al.</i> , 2014).....	51
Figura 24: Localização da área do ETA.	52
Figura 25: Localização da área do AE.....	53
Figura 26: Localização da área da VS.	54
Figura 27: Ensaio de granulometria do ETA.....	55
Figura 28: Ensaio de granulometria do Aeroporto.	55
Figura 29: Ensaio de granulometria da Vila Secundino.	56
Figura 30: Curva de Compactação ETA.....	58
Figura 31: Curva de Compactação Aeroporto.	58
Figura 32: Curva de Compactação Vila Secundino.....	59
Figura 33: Retirada de amostra indeformada.	60
Figura 34: Moldagem do corpo de prova.	61
Figura 35: Preenchimento inicial da camada de areia e preparação do corpo de prova para ser inserido na célula.	62
Figura 36: Preparação do ensaio com a colocação da parafina e da lama bentonítica.	63
Figura 37: Painel para realização dos ensaios de permeabilidade.....	64
Figura 38: Demonstração da célula onde será realizado o ensaio.	66
Figura 39: Instalação do corpo de prova na célula.	66
Figura 40: Esquema de montagem do ensaio de permeabilidade em célula triaxial.....	68
Figura 41: Instalação dos anéis.....	70
Figura 42: Preparação para iniciar o ensaio.....	71
Figura 43: Esquema de realização do ensaio.....	72
Figura 44: Tempos igualmente espaçados e as velocidade de infiltração correspondentes.	73
Figura 45: Gráfico para obtenção da VIB.	73

Figura 46: Preparação do furo.	74
Figura 47: Ensaio Montado.	75
Figura 48: Régua graduada para auxiliar na realização das leituras.....	76
Figura 49: Detalhe do ensaio com o Tubo.....	76
Figura 50: Escavação do furo com o trado manual.	78
Figura 51: Instalação do equipamento no local.	79
Figura 52: Válvula para escolha do reservatório.	80
Figura 53: Tubo com régua graduada que auxilia na aplicação da carga.....	80
Figura 54: Relação entre índice de vazios e o coeficiente de permeabilidade.	88
Figura 55: Velocidade de Infiltração da Primeira determinação (Solo ETA).	92
Figura 56: Velocidade de Infiltração da Segunda determinação (Solo ETA).	93
Figura 57: Velocidade de Infiltração da Terceira determinação (Solo ETA).....	93
Figura 58: Velocidade de Infiltração da Primeira determinação (Solo AE).....	95
Figura 59: Velocidade de Infiltração da Segunda determinação (Solo AE).....	95
Figura 60: Velocidade de Infiltração da Terceira determinação (Solo AE).....	96
Figura 61: Velocidade de Infiltração da Primeira determinação (Solo VS).....	97
Figura 62: Velocidade de Infiltração da Segunda determinação (Solo VS).....	98
Figura 63: Velocidade de Infiltração da Terceira determinação (Solo VS).	98
Figura 64: Razão entre vazão final e inicial em função do tempo, para cargas de 5 cm e 10 cm.	108
Figura 65: Valores de (K) obtidos por cada equipamento para a área do ETA.....	109
Figura 66: Valores de (K) obtidos por cada equipamento para a área do AE.	110
Figura 67: Valores de (K) obtidos por cada equipamento para a área do VS.	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valor do coeficiente C de acordo com o material (FETTER,1994).....	9
Tabela 2: Determinação do fator forma para carga variável e constante (Adaptado de HOEK E BRAY, 1981).....	26
Tabela 3: Relação de solos com o parâmetro α^* (adaptado de ELRICK <i>et al.</i> , 1989).....	40
Tabela 4: Classificação granulométrica segundo a ABNT.....	56
Tabela 5: Limites de Atterberg e Massa específica dos sólidos.....	57
Tabela 6: Classificação dos solos.	57
Tabela 7: Resultados dos Ensaio de Compactação.	59
Tabela 8: Fator de correção (Ck).....	65
Tabela 9: Resultados dos ensaios em permeâmetro de parede rígida.....	82
Tabela 10: Resultados dos ensaios de permeabilidade em permeâmetro de parede flexível. ..	83
Tabela 11: Comparação entre os resultados obtidos com o permeâmetro de parede rígida e flexível.	84
Tabela 12: Resultado dos ensaios de Permeabilidade nos Corpos de Prova compactados.	85
Tabela 13: Avaliação das equações empíricas para determinar o coeficiente (K) em solos arenosos.	86
Tabela 14: Resultado dos ensaios com o Permeâmetro de Tubo	89
Tabela 15: Comparação entre os resultados de (K) obtidos com o Permeâmetro de Tubo e o Permeâmetro de Parede Rígida.	90
Tabela 16: Fator (F) e coeficiente de permeabilidade (K x), calculado com o novo fator (F). ..	91
Tabela 17: Equações de velocidade de infiltração obtidas nos ensaios no ETA.	94
Tabela 18: Equações de velocidade de infiltração obtidas nos ensaios no AE.	96
Tabela 19: Equações de velocidade de infiltração obtidas nos ensaios no VS.....	99
Tabela 20: Determinação da VIB pelo ensaio de infiltração e pelo modelo de Kostiaikov (1932).	100
Tabela 21: VIB estimada pelo Método de Massad (1986) e obtida no ensaio de Infiltração.	101
Tabela 22: Comparação entre a (VIB) e o Coeficiente (K).	102
Tabela 23: Resultado dos ensaios com o permeâmetro Guelph, utilizando o método de duas cargas.	103

Tabela 24: Resultado do ensaio com o permeâmetro Guelph, utilizando o método de uma carga.	104
Tabela 25: Comparação entre o método de uma carga e duas cargas.	104
Tabela 26: Comparação entre os resultados encontrados com o permeâmetro Guelph e os obtidos em laboratório.	106

LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AE	Aeroporto
Ai	Área do trapézio para um dado intervalo de tempo
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Parâmetro de poro pressão de Skempton
CV	Coeficiente de variação
D (méd)i	Diâmetro médio
Dai	Diâmetro da peneira maior
Dbi	Diâmetro da peneira menor
Def	Diâmetro efetivo
ETA	Estação de Tratamento de Esgoto
F	Fator de forma da fórmula de Hoek e Bray
g	Gravidade
I	Infiltração instantânea
IP	Índice de plasticidade
K	Coeficiente de permeabilidade
Kh	Coeficiente de permeabilidade horizontal
kN/m ³	Quilonewton por metro cúbico
kPa	Quilopascal
Kv	Coeficiente de permeabilidade vertical
LL	Limite de liquidez;
LP	Limite de plasticidade
mca	Metro de coluna de água
MCT	Classificação dos solos Tropicais
MH	Silte com alta plasticidade
MPa	Megapascal
N/P	Não plástico
NA	Nível de água

NBR	Normas Brasileiras
pH	Potencial Hidrogeniônico
R ²	Coeficiente de determinação
Saae	Serviço autônomo de água e esgoto
SM	Areia Siltosa
UFV	Universidade Federal de Viçosa
USDA	United States Department of Agriculture
VI	Velocidade de infiltração instantânea
VIB	Velocidade de infiltração básica
VS	Vila Secundino
α^*	Parâmetro de acordo com o tamanho dos poros
ε_0	Permissividade do vácuo = $8,8542 \times 10^{-12} \text{ C}^2 \text{ J}^{-1} \text{ m}^{-1}$
Φ_m	Fluxo mátrico

RESUMO

FERNANDES, Marcos Túlio, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, março de 2017. **Avaliação das técnicas de laboratório e campo para realização de ensaios de permeabilidade de solos.** Orientador: Claudio Henrique de Carvalho. Coorientadores: Eduardo Antônio Gomes Marques e Dario Cardoso de Lima.

Determinar o valor do coeficiente de permeabilidade (K) é uma das grandes premissas de diversos projetos e análises envolvendo o fluxo de água no solo, portando esse parâmetro deve ser bem caracterizado, pois este fluxo influencia no processo de infiltração em diversas obras da engenharia geotécnica. O objetivo deste trabalho foi avaliar qual técnica de ensaio reporta melhor esta propriedade do solo, as premissas de execução de cada uma, comparar os resultados dos ensaios executados em campo com os de laboratório e discutir a discrepância entre eles. Para desenvolver este estudo foram realizados ensaios em três áreas com solos distintos, todas situadas no município de Viçosa-MG; a primeira área estudada está localizada próxima à estação de tratamento de água na rua Saae, sendo esta constituída por um solo classificado como argiloso; a segunda se situa próximo ao Aeroporto, ao lado da BR 356, saída do município de Viçosa em direção a Ubá, sendo o solo presente no local considerado um silte argiloso; e a terceira área está situada dentro da Universidade Federal de Viçosa em um local conhecido como Vila Secundino e é constituída por uma areia siltosa. Nestas áreas foram executados ensaios de campo com o permeâmetro de carga constante Guelph, permeâmetro de tubo sob carga variável e infiltrômetro de anéis concêntricos, sendo todos os ensaios feitos na camada superficial do solo a 15 cm de profundidade, e também, ensaios em laboratório com o permeâmetro de parede rígida e permeâmetro de parede flexível utilizando-se a célula triaxial, em amostras indeformadas e compactadas. Foram ainda verificadas algumas correlações para coeficiente de permeabilidade em solo granular para a área do Vila Secundino. Nos ensaios com o infiltrômetro, o modelo que melhor representou a curva de velocidade de infiltração foi o de Kostiakov e Lewis, embora os demais modelos demonstrassem boa resposta; a velocidade de infiltração básica (VIB) encontrada no ensaio tendeu a ser maior do que a obtida pela equação de Kostiakov (1932) e houve uma boa aproximação do modelo de Massad (1986) com a VIB do ensaio. Com os ensaios no permeâmetro de tubo, foi possível verificar que o fator forma empregado no cálculo varia com o tipo de solo, mostrando-se menor ou maior

dependendo do solo. Com o permeâmetro Guelph notou-se que a utilização do método de uma carga reporta valores similares ao de duas cargas para (K) , e que a escolha do fator (α^*) influencia diretamente no cálculo. Ao analisar as equações para o cálculo de (K) em solo granular verificou-se que a elaborada por Amer e Award (1974) demonstrou melhor desempenho dentre as equações analisadas. Nos ensaios de laboratório não houve uma diferença significativa dos valores de (K) encontrados com o permeâmetro de parede rígida e parede flexível, o que pode ser notado é uma tendência a redução do coeficiente de permeabilidade no solo do ETA nos ensaios executados no permeâmetro de parede flexível. Dos ensaios de campo realizados observou-se que todos reportaram valores maiores do que os de laboratório, sendo o permeâmetro Guelph o que demonstrou melhor desempenho em todas as áreas estudadas, quando comparado com os ensaios de laboratório. Notou-se ao final das análises que tratamentos estatísticos envolvendo ensaios de permeabilidade são muito difíceis devido ao alto coeficiente de variação encontrado nos ensaios, resultando apenas em uma noção de ordem de grandeza entre os valores obtidos, e que a escolha de qual ensaio utilizar, dependerá da finalidade a que o mesmo se destina.

ABSTRACT

FERNANDES, Marcos Túlio, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, March, 2017. **Evaluation of laboratory and field techniques to perform soil permeability tests.** Adviser: Claudio Henrique de Carvalho. Co-advisers: Eduardo Antônio Gomes Marques and Dario Cardoso de Lima.

Determining the value of the permeability coefficient (K) is one of the main assumptions of several projects and analyzes involving the flow of water in the soil, it should be well characterized, as this flow influences the infiltration process, drainage projects, check of barriers for contaminants, among other works of geotechnical engineering. The objective of this work was to evaluate which test technique reports this property of the soil better and the premises of execution of each one, comparing the results of the tests performed in the field with those of the laboratory, exemplifying the discrepancy between them. In order to develop this study, tests were carried out in three regions with distinct soils, all located in the municipality of Viçosa-MG; The first region studied is located near the water treatment plant in Saae street, which is made up of a soil classified as clayey, the second is located near the Airport, next to the BR 356, leaving the municipality of Viçosa in the direction of Ubá. The soil present in the site being considered clay silt, and the third area is present within the Federal University of Viçosa in a place known as Vila Secundino, consisting of silty sand. In these areas, field tests were carried out with the Guelph constant load permeameter, tube permeate under variable load and concentric ring infiltrator, all the tests described being done in the soil surface layer at 15 cm depth, as well as laboratory tests with the rigid wall permeameter and flexible wall permeability using the triaxial cell, in undisturbed and compacted samples, besides verifying some relations for the permeability coefficient in granular soil. In the tests with the infiltrator, the model that best represented the infiltration speed curve was that of Kostiakov and Lewis, although the other models showed good response; The VIB found in the assay tended to be greater than that of the Kostiakov equation (1932) and there was a good approximation of the Massad (1986) method with the VIB of the assay. With the test tube permeameter, we can see that the form factor used in the calculation, varies with the type of soil, showing lesser or greater depending upon the soil. With the Guelph permeameter it was observed that the use of the one-charge method reports values similar to those of two loads for (K), and that the choice of factor

(α^*) directly influences the calculation. When analyzing the equations for the calculation of (K) in granular soil it was verified that the one elaborated by Amer and Award (1974) demonstrated better performance among the equations analyzed. In the laboratory tests there was not a significant difference of the values of (K) found with the rigid wall permeability and flexible wall, what can be noticed is a tendency to reduce the permeability coefficient in the soil of the ETA in the tests executed in the permeameter of Flexible wall. From the field tests performed, it was observed that all reported higher values than those from the laboratory, the Guelph permeameter being the closest to the laboratory tests. It was notable at the end of the analyzes that statistical treatments involving permeability tests are very difficult due to the high coefficient of variation found in the tests, and can only have a notion of order of magnitude between the values obtained, and that the choice of which assay to use, will depend on the purpose for which it is intended.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Importância da pesquisa

A velocidade com que a percolação de água ocorre é importante, pois é determinante na verificação da eficiência de barreiras de contaminantes, no cálculo do balanço hídrico e no estudo de problemas geotécnicos, como estabilidade de encostas, por exemplo.

A facilidade com que um solo permite a passagem de um fluido, sob a ação de um gradiente potencial, é denominada condutividade hidráulica, sendo esta dependente do meio e do fluido. A terminologia coeficiente de permeabilidade expressa um índice que representa a velocidade com que a água atravessa uma amostra de solo. Embora tenha suas diferenças, no meio geotécnico muitas vezes as duas terminologias, condutividade hidráulica e coeficiente de permeabilidade, são usadas para expressar a mesma propriedade de um solo.

A determinação da condutividade hidráulica de camadas de solo natural ou camadas compactadas, visando a avaliação destas camadas como barreiras para o controle de fluxo de água ou de efluentes para as camadas subjacentes, é uma premissa para as análises de infiltração bem como para o traçado de redes de fluxo em meios porosos saturados ou parcialmente saturados.

Segundo Stephens (1996) a velocidade de percolação da água no solo na zona não saturada depende diretamente do meio poroso, no caso o solo, das características do fluido percolado (água, chorume, etc.) e do teor de umidade no solo. Ao se tratar do meio poroso sua composição mineralógica, o índice de vazios, o tamanho dos grãos (areia ou argila) e a presença de matéria orgânica, são fatores determinantes.

Para se determinar o valor do coeficiente de permeabilidade (K), retratando a velocidade com que a água infiltra no solo, são utilizados métodos diretos e indiretos sendo os métodos indiretos pouco usuais, pois não refletem valores significativos da mesma. Dentre os métodos diretos tem-se os executados em campo (Infiltrômetro de anel duplo, permeâmetro Guelph, ensaios de bombeamento e infiltração em furos de sondagem, etc.), e os executados em laboratório (permeâmetros de parede rígida e flexível).

Apesar de existirem diferentes técnicas e metodologias recomendadas, não existem normas específicas determinando procedimentos que possam ser aplicadas de maneira segura aos casos mais simples, como a determinação da condutividade hidráulica de camadas compactadas que servem de base para aterros de resíduos e rejeitos sólidos.

Na prática da engenharia geotécnica, a determinação da permeabilidade em ambiente de laboratório é feita através de permeâmetros de parede rígida ou de parede flexível, ou ainda, através de outros ensaios de laboratório que empreguem bombas de fluxo ou sistemas similares. No entanto, a avaliação da permeabilidade *in situ* de solos naturais ou de camadas compactadas é sempre controversa e de difícil determinação. Dentre os métodos executados em campo os mais utilizados são o infiltrômetro de anéis concêntricos, o permeâmetro Guelph, e os ensaios de bombeamento e infiltração em furos de sondagem.

Dourado (2003) cita que os ensaios de laboratório têm algumas vantagens quando comparados com os ensaios de campo por propiciarem maior controle da saturação da amostra, dos níveis de tensões efetivas, da carga hidráulica aplicada no ensaio e da direção em que o fluxo ocorre, dentre outros fatores, como o custo de realização do mesmo, sendo estes recomendados em estudos que envolvem a anisotropia dos solos, por propiciar que as amostras sejam ensaiadas em mais de uma direção. A desvantagem dos ensaios de laboratório refere-se ao efeito escala, por levar em consideração uma porção muito menor do solo.

Mohanty (1994) comparou os valores do coeficiente de permeabilidade (K) para um solo Glacial Till, obtida pelos métodos de campo (permeâmetro Guelph, permeâmetro de velocidade, permeâmetro de disco e através do método do tubo duplo) e pelo método de laboratório (permeâmetro de carga constante) em diferentes pontos e constatou que o método do permeâmetro Guelph estima o menor valor de (K), provavelmente por causa da pequena área ensaiada, da presença de marcas nas paredes do furo e aprisionamento de ar. Segundo Mohanty (1994) o método de laboratório produz a maior variação dos valores de coeficiente de permeabilidade a profundidade rasa de 15 e 30 cm, possivelmente por causa do menor tamanho da amostra, presença ou ausência de macro poros abertos e amolgamento do solo no momento de extração da amostra, e os valores (K) estimados no laboratório são muito próximos dos obtidos com o permeâmetro de velocidade. O permeâmetro de tubo duplo produz valores maiores quando comparados com os demais métodos muito provavelmente devido à maior área ensaiada.

Betim (2013) ao realizar um estudo de caracterização da condutividade hidráulica da sub-bacia do córrego Palmital, situado no município de Viçosa-MG notou, ao executar ensaios de infiltração em furos de sondagem uma variação da condutividade hidráulica de 10^{-4} a 10^{-7} cm/s com a profundidade, evidenciando a heterogeneidade da permeabilidade do solo com a profundidade. Betim (2013) também observou, ao executar ensaios em permeâmetros à carga variável em laboratório, uma variação da condutividade hidráulica com o líquido percolado, comprovando uma redução da condutividade hidráulica ao executar os ensaios com o percolado de aterro, quando comparado com os ensaios com água, sendo que, quando o fluido utilizado foi água, as amostras de Cambissolo apresentaram permeabilidade da ordem de 10^{-3} e 10^{-4} cm/s, e quando o fluido foi o percolado de aterro esta permeabilidade caiu para 10^{-6} e 10^{-7} cm, tendo como justificativa a obstrução dos poros devido ao alto teor de sólidos em suspensão no percolado de aterro. Esta redução também foi observada nas amostras de Latossolos e Argissolos.

Ao executar ensaios em laboratório, com o permeâmetro de carga constante e permeâmetro de carga variável, e em campo, com o permeâmetro Guelph e infiltrômetro, em solo laterítico, Rodriguez *et al.* (2015) observou que com exceção do permeâmetro de carga constante, que apresentou valores inferiores aos demais, os outros equipamentos mostraram resultados similares, em torno de 10^{-3} para coeficientes de variação entre 37% a 92%, frisando que a alta variabilidade dos resultados pode ser devido a heterogeneidade do solo estudado.

Guimarães (2013) ao mapear a variabilidade espacial dos atributos físicos do solo da microbacia do córrego Palmital, localizado no município de Viçosa-MG, observou nas três áreas estudadas, sendo elas compostas por (Pastagem e Cambissolo, Pastagem e Argissolo e Pastagem e Latossolo), que a variável condutividade hidráulica resultou em valores muito discrepantes e que, mesmo eliminando estes valores, as três áreas de estudo apresentaram coeficientes de variação (CV) maiores do que 60% tanto em ensaios de campo, com o permeâmetro Guelph, como em laboratório. Essa variação é muito maior do que os encontrados nas demais variáveis estudadas como macroporosidade, microporosidade, porosidade total e densidade do solo.

Barboza *et al.* (2007) ao caracterizar os parâmetros hidráulicos em depósitos fluviais paleogênicos na bacia de Volta Redonda, utilizando o permeâmetro Guelph e ensaios de laboratório em permeâmetros de parede rígida a carga variável, observou que os resultados dos ensaios de permeabilidade feitos em laboratório se apresentaram, de forma geral, com uma

ordem de grandeza menor que os determinados *in situ*, com o Guelph, embora em alguns pontos os ensaios *in situ* tenham demonstraram resultados bem próximos, em alguns casos até menor.

Ragab e Cooper (1990) citam que o método do permeâmetro Guelph é o que melhor representa a condutividade saturada de campo, sendo um método rápido e que causa pequena perturbação no solo.

Bagarello e Provenzano (1996) e Soto (1999) comprovaram resultados equivalentes de permeabilidade quando comparam os obtidos com o permeâmetro Guelph com os do permeâmetro de parede rígida, sendo o trabalho de Bagarello e Provenzano executado em areia siltosa indeformada e o de Soto em solos arenosos e argilosos indeformados.

Oliva *et al.* (2005), ao realizar ensaios com o permeâmetro Guelph (na zona não saturada) e teste de Slug (na zona saturada), e também, obtendo o coeficiente (K) através das formulações de Hazen e Shepherd com os dados da análise granulométrica, observou que o método de Hazen superestimou os valores de condutividade hidráulica e que o método de Shepherd reporta resultados próximos do teste de Slug, apresentando valores entre 8×10^{-3} e 1×10^{-2} cm/s enquanto o teste de Slug para o mesmo poço apresentou valor de $7,71 \times 10^{-3}$ cm/s, isto na zona saturada, pois na zona não saturada, onde foi empregado o permeâmetro Guelph, não pode ser comparado com o método de Shepherd, porque o Guelph foi executado em uma zona com sedimentos bastante alterados, reportando menor permeabilidade do que o de Shepherd, cuja amostra foi coletada a profundidades maiores, possuindo menor presença da fração argila.

Barbassa (2009) procurou determinar o valor do coeficiente de permeabilidade através de ensaio de poço invertido, procurando evidenciar o efeito do fator tempo de umedecimento prévio para promover a saturação do solo, através da execução de 18 ensaios em quatro poços no campus da UFSCar, em um solo com textura areia-média-argilosa. Ao final da avaliação constatou que a variação no tempo de umedecimento antes do ensaio provocou alteração no valor do coeficiente de permeabilidade (K) em até 77%, sendo esta queda no valor de (K) muito acentuada para os tempos de umedecimento de 4 e 6 horas, reduzindo-se para os tempos de 24 ou 30 horas tendo pequena elevação para o ensaio de 48 horas. Constatou também que as formulações citadas por Cauduro e Dorfman (s/d) e por Baptista *et al.* (2005) apresentaram valores próximos, enquanto a proposta pela ABGE (2013) ficou quase sempre inferior às demais.

Zwirtes *et al* (2013) avaliou a utilização do infiltrômetro de anéis concêntricos e o de Cornell para a obtenção dos valores de infiltração de água em um latossolo vermelho, e constatou que o infiltrômetro de anéis concêntricos fornecia um valor da taxa de infiltração maior do que o de Cornell nos três sistemas de manejo (Mata nativa, plantio direto e pastagem perene). Franco (1980) observou em seus estudos ao comparar a VIB obtida com o infiltrômetro de anéis concêntricos com os encontrados através do simulador de chuvas, que os infiltrômetros de anéis concêntricos superestimam os valores de VIB, sendo inadequados à irrigação por aspersão.

Ao comparar os valores de infiltração obtidos com o infiltrômetro de anéis concêntricos com os resultados encontrados em laboratório, Parr e Bertrand (1960) citado por Smith *et al.*, (1971) observou grande variação entre os resultados encontrados nas repetições de campo e de laboratório.

Paixão *et al.* (2009) realizou um total de 65 testes de infiltração em um neossolo regolítico, com o infiltrômetro de anel, e observou que ao ajustar os modelos que descrevem a curva de infiltração de Horton, Kostiakov e Kostiakov e Lewis aos ensaios de campo, o modelo de Horton foi o que apresentou melhor desempenho, embora todos os modelos tenham resultado em prognósticos similares. Ferraz *et al.* (2010) ao contrário de Paixão *et al.* (2009) ao avaliar a taxa de infiltração no solo a partir de modelos empíricos, utilizando o infiltrômetro de anel duplo, constatou que o modelo de Kostiakov-Lewis é o que melhor representa a taxa de infiltração, embora os modelos de Horton e Kostiakov demonstrem resultados satisfatórios, evidenciados pelo autovalor de R^2 .

Tendo como base estas discrepâncias nos valores dos resultados obtidos por diversos métodos, em diferentes tipos de solos, há necessidade de se determinar qual método é mais eficiente para determinado estudo e a confiabilidade dos valores que eles refletem.

1.2 Objetivos

O foco principal deste trabalho foi a avaliação de algumas técnicas de ensaio para a determinação da permeabilidade *in situ* de camada superficial de solos, realizando experimentos de campo e consequente comparação com ensaios de laboratório, visando a avaliação da permeabilidade *in situ*, bem como a avaliação das técnicas de ensaio disponíveis.

Para a confecção desta proposta pretende-se estudar as técnicas de ensaios de permeabilidade *in situ* com o permeâmetro de carga constante tipo Guelph, o infiltrômetro de anéis concêntricos e o permeâmetro de tubo aberto à carga variável; e ensaios de laboratório em permeâmetros de parede rígida de carga variável e ensaios em células triaxiais.

Esta pesquisa tem como objetivo geral fazer uma análise crítica dos métodos de obtenção da permeabilidade de campo e de laboratório, realizando ensaios em três tipos diferentes de solos.

Com intuito de se chegar a esta avaliação tem-se os seguintes objetivos específicos:

- Comparar os resultados dos coeficientes de permeabilidade encontrados com o permeâmetro de parede rígida com os obtidos em ensaios em células triaxiais;
- Verificar a validade das correlações para a determinação de (K) em solos granulares e a influência do índice de vazios no valor de (K);
- Analisar a eficiência do permeâmetro de Tubo para a determinação de (K), comparando-os com os ensaios de laboratório, e
- Comparar o fator forma relatado na literatura para o cálculo com o permeâmetro de tubo, com o obtido através de uma retroanálise a partir dos dados de laboratório;
- Verificar qual modelo melhor representa a velocidade de infiltração, com base em dados obtidos pelo método do infiltrômetro de anéis concêntricos;
- Comparar os valores das (VIB) obtidas com o infiltrômetro com os valores de (K) encontrados em laboratório;
- Verificar a eficiência do modelo de Massad (1986) para a estimativa da (VIB);
- Verificar a eficiência do permeâmetro Guelph na determinação de (K);
- Comparar os valores de (K) obtidos pelo método de uma carga com o de duas cargas; e
- Analisar qual método de ensaio de campo melhor representa a permeabilidade nos solos estudados.

1.3 Organização

Esta pesquisa foi dividida em 5 capítulos, sendo eles uma introdução, uma revisão bibliográfica, os materiais e métodos aplicados, os resultados e discussões e, por fim, uma conclusão.

O primeiro capítulo contém a introdução, apontando a importância da pesquisa junto com alguns trabalhos já realizados e os objetivos gerais e específicos.

O segundo capítulo contém uma revisão bibliográfica, descrevendo o conceito de permeabilidade; os fatores que podem influenciar na permeabilidade, como o solo, o líquido percolado dentre outros fatores; as leis básicas que regem o escoamento de líquidos; e os métodos de campo e de laboratório para determinar o valor do coeficiente de permeabilidade dos solos, como os modelos propostos pela ABGE (2013) para a execução de ensaios em campo, os métodos para a execução dos ensaios com o permeâmetro Guelph e o infiltrômetro de anéis concêntricos e os ensaios de laboratório com permeâmetros de parede rígida e flexível com carga variável ou constante.

O terceiro capítulo refere-se aos materiais e métodos empregados para o desenvolvimento da dissertação, exemplificando os locais onde foram realizados os ensaios, os tipos de solos presentes em cada local com suas propriedades e a descrição dos ensaios que foram realizados e como foram realizados.

O quarto capítulo contém os resultados encontrados, apresentando discussões sobre os resultados obtidos nos ensaios de laboratórios com o permeâmetro de parede rígida e flexível e dos ensaios de campo com o infiltrômetro de anéis concêntricos, o permeâmetro de tubo, a carga variável e o Guelph.

E por fim, o quinto capítulo, com as conclusões sobre os resultados obtidos com a pesquisa, apresentando no final sugestões para futuros trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O conceito de permeabilidade em solos

Na Mecânica dos Solos clássica, o solo é considerado um material particulado constituído de uma fase sólida (partículas de solo) e de uma fase fluida (água e/ou ar). A fase fluida ocupa os vazios deixados pelas partículas sólidas que compõem o esqueleto do solo. O movimento da fase fluida nos vazios do solo depende das forças interpartículas e de forças de superfície, que podem ser de natureza complexa, em função da granulometria e da origem genética do solo (DAS, 2013).

Nos solos grossos, em que as forças de superfície são inexpressivas, a água se encontra livre entre as partículas podendo estar sob equilíbrio hidrostático ou podendo fluir sob ação da gravidade, desde que sob a ação de uma carga hidráulica.

Nos solos finos a situação se torna mais complexa, uma vez que passam a atuar forças de superfície de grande intensidade. Nestes solos existe uma camada de água adsorvida que pode estar sujeita a pressões muito altas, por causa das forças de atração existentes entre as partículas. Próxima às partículas essa água pode se encontrar solidificada, mesmo à temperatura ambiente, e à medida que vai aumentando a distância, a água tende a tornar-se menos viscosa, graças ao decréscimo de pressões (PINTO, 2006). Esse filme de água adsorvida propicia um vínculo entre as partículas, de forma que lhes confira uma resistência intrínseca chamada "coesão verdadeira". O restante de água existente nesses solos finos se encontra livre, podendo fluir por entre as partículas, desde que haja um potencial hidráulico para tal (PINTO, 2006).

2.2 Fatores que podem influenciar na permeabilidade dos solos

2.2.1 Solo

As propriedades do solo influenciam diretamente na sua permeabilidade do mesmo como, por exemplo, o tamanho das partículas, o índice de vazios, a composição, a estrutura e o grau de saturação. Com base em algumas destas propriedades Hazen (1930) propôs a Equação 1 para se determinar a condutividade hidráulica em areias, sendo esta formulação indicada para areais com D_{10} situado entre 0,1 e 3 mm:

$$K \text{ (cm/s)} = C D_{10}^2 \quad \text{Equação 1}$$

Em que:

C = constante que varia de 1 a 1,5; e

D_{10} = diâmetro efetivo (mm)

Uma restrição a formula de Hazen é de que o coeficiente de uniformidade CU seja menor que 5. Fetter (1994) propôs os seguintes valores da constante C de acordo com o material, como visto na Tabela 1.

Tabela 1: Valor do coeficiente C de acordo com o material (FETTER,1994).

Material	C
Areia muito fina, pobremente selecionada	0,4-0,8
Areia fina argilosa ou siltosa	0,4-0,8
Areia média, bem selecionada	0,8-1,2
Areia grossa, pobremente selecionada	0,8-1,2
Areia grossa, bem sortida, limpa	1,2-1,5

Chapuis (2004) propôs a Equação 2 para determinar o valor de (K) para pedregulhos e areias, com condutividade hidráulica no intervalo de 10^{-1} e 10^{-3} cm/s, e também para areias argilosas naturais sem plasticidade.

$$K \text{ (cm/s)} = 2,4622 \left(D_{10}^2 \frac{e^3}{1+e} \right)^{0,7825} \quad \text{Equação 2}$$

D_{10} = diâmetro efetivo (mm);

e = índice de vazios.

Nota-se que nesta formulação leva em consideração apenas o tamanho das partículas e o índice de vazios, não considerando a influência de outras características que podem influenciar na condutividade hidráulica. Nos últimos anos tem-se observado que a constante (C) pode variar, para solos arenosos, em três ordens de magnitude, não se tornando muito confiável (CARRIER, 2003 *apud* DAS, 2013). Segundo esta equação as partículas mais finas são as que exercem maior influência na permeabilidade, fato este exposto ao considerar apenas o D_{10} do solo.

Lambe e Whitman (1969) constataram em um estudo em diversos solos que quanto menor o índice de vazios menor a condutividade hidráulica, e que há uma relação linear entre o índice de vazios no solo e o logaritmo da condutividade hidráulica, como pode ser observado na Figura 1.

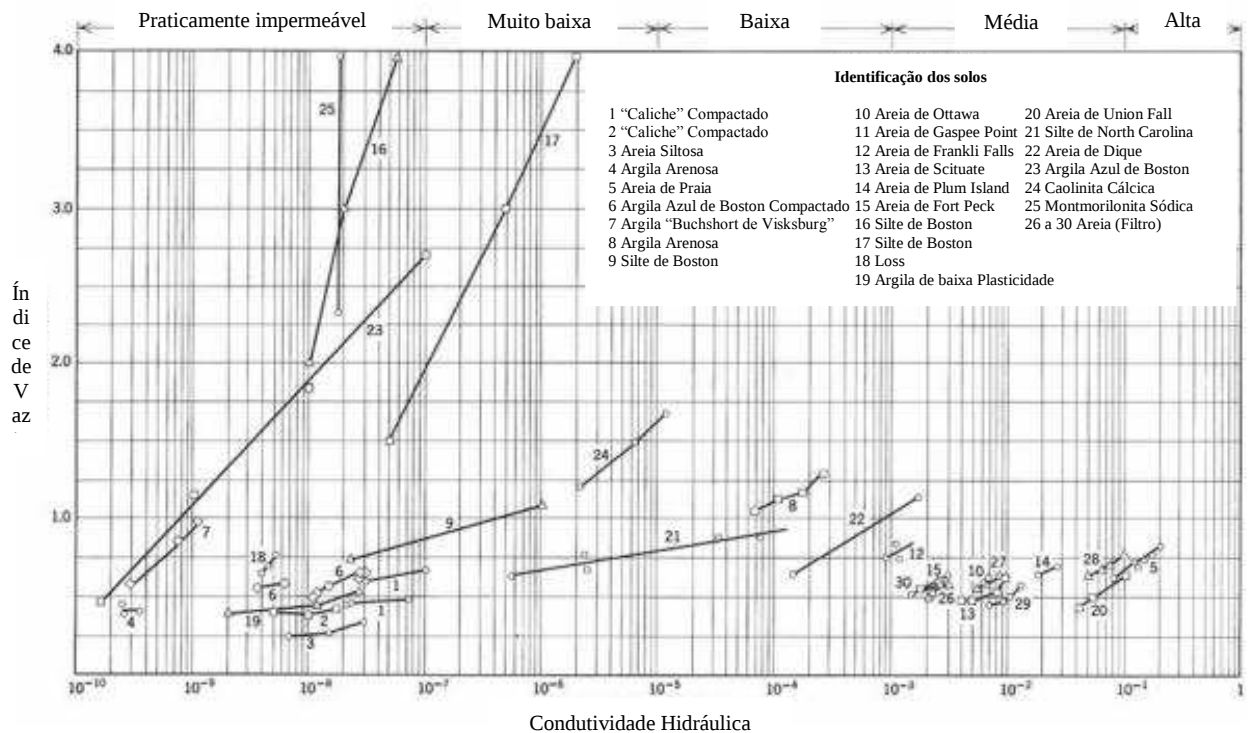


Figura 1: Faixas de valores típicos de condutividade hidráulica para vários tipos de solo (Modificado de LAMBE E WHITMAN, 1969).

Pode-se observar também que em amostras com o mesmo índice de vazios, os solos com estruturas mais dispersas apresentam menor permeabilidade do que os solos com estrutura mais floculada. Quando as partículas orientam-se de forma paralela, ou seja, de forma dispersa, o caminho que o fluido terá que fazer será maior, podendo ser constatada menor permeabilidade

em estruturas modificadas mecanicamente (compactada). Em solos que apresentam estrutura floclada os canais por onde o fluido é transportado são maiores, logo terá uma permeabilidade maior (DAS, 2013).

Lambe e Whitman constataram em um estudo que a condutividade hidráulica varia através da curva de compactação, de acordo com o teor de umidade, para teores de umidade abaixo da umidade ótima a condutividade hidráulica aumenta bruscamente e para teores de umidade acima da umidade ótima estes valores permanecem na mesma ordem de grandeza, fato este devido à forma como as partículas se dispõem em cada ramo da curva, que no ramo seco apresentam estrutura floclada e no ramo úmido estrutura disposta paralelamente.

Nogami e Villibor (1995) relatam que os solos lateríticos, com suas estruturas naturais caracterizam-se por possuir elevada permeabilidade, consequente ao grande desenvolvimento de agregados argilosos, bastante resistentes mesmo quando imersos em água. No caso de solos lateríticos compactados os mesmos podem apresentar grande variação da permeabilidade na curva de compactação, logo as argilas lateríticas podem apresentar permeabilidade elevada no ramo seco da curva de compactação enquanto as areias argilosas tornam-se quase impermeáveis nas condições ótimas de compactação.

Macambira (2002) analisou pontos relativos às características originais dos solos como o índice de fração argila, o índice de plasticidade e o c' da classificação MCT e observou que estes fatores refletem na permeabilidade dos solos. Os solos estudados apresentaram redução na condutividade hidráulica com o aumento da fração argila e com o aumento do índice de plasticidade. Verificou-se também que o coeficiente c' tem uma leve tendência de aumento com redução da condutividade hidráulica.

2.2.2 Fluido filtrante

Kozeny (1927) propôs a Equação 3 para demonstrar a condutividade hidráulica em solos arenosos, onde:

$$K = \frac{1 \gamma e^3}{K_0 S^2 T \mu (1+e)} \quad \text{Equação 3}$$

Em que:

K = condutividade hidráulica;

K_0 = fator que depende da forma dos grãos e da relação entre o comprimento da trajetória real e a espessura da camada atravessada;

S = superfície específica;

T = tortuosidade dos canais de fluxo;

γ = peso específico do fluido;

e = índice de vazios do solo; e

μ = viscosidade do fluido.

Para facilitar o uso da equação acima, Carrier (2003) substituiu o peso específico da água e a viscosidade à temperatura de 20°C e adotou as incógnitas ($K_0 T^2$) igual a 5, chegando à Equação 4.

$$K_{20^\circ\text{C}} = 1,99 \times 10^4 \left(\frac{1}{S} \right) \frac{e^3}{1+e} \quad \text{Equação 4}$$

Sendo:

$$S = \frac{SF}{D_{ef}} \quad \text{Equação 5}$$

E

$$D_{ef} = \frac{100\%}{\sum \left(\frac{f_i}{D_{(méd)_i}} \right)} \quad \text{Equação 6}$$

Em que:

f_i = fração de partículas entre dois tamanhos de peneira, expresso em porcentagem;

$D_{(méd)_i}$ (cm) = $[D_{ai} \text{ (cm)}]^{0,5} \times [D_{bi} \text{ (cm)}]^0$; e

SF = fator forma situado entre 6 e 8 (varia com a angularidade das partículas).

Combinando as equações chega-se à Equação 7.

$$K_{20^{\circ}\text{C}} = 1,99 \times 10^4 \left(\frac{100\%}{\sum \frac{f_i}{D_{ai}^{0,404} \times D_{bi}^{0,595}}} \right)^2 \left(\frac{1}{SF} \right)^2 \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \quad \text{Equação 7}$$

Também para solo granular, Amer e Award (1974) propõem a Equação 8 para determinar o valor da condutividade hidráulica (K).

$$K_{20^{\circ}\text{C}}(\text{cm/s}) = 3,5 \times 10^{-4} \left(\frac{e^3}{1+e} \right) C_u^{0,6} D_{10}^{2,32} \left(\frac{\rho_w}{\mu} \right) \quad \text{Equação 8}$$

Em que:

C_u = coeficiente de uniformidade;

D_{10} = tamanho efetivo (mm);

ρ_w = massa específica da água (g/cm^3) (1 g/cm^3); e

μ = viscosidade (g s/cm^2) ($0,1 \times 10^{-4} \text{ g s/cm}^2$).

Para demonstrar a influência do fluido percolante e as características do solo na permeabilidade, Taylor (1948) propôs a Equação 9, baseando-se em que o fluxo do líquido em meios porosos e semelhante ao que acontece em um sistema de tubos capilares.

$$K = D_s^2 \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} C \quad \text{Equação 9}$$

Em que:

K = condutividade hidráulica;

D_s = diâmetro efetivo das partículas;

C = fator de forma;

γ = peso específico do fluido;

e = índice de vazios do solo; e

μ = viscosidade do fluido.

Observa-se que o (D_s) que é o diâmetro efetivo das partículas da equação proposta por Taylor é uma simplificação da equação de Kozeny. As duas equações tanto a de Taylor quanto a de Kozeny mostram que a viscosidade do fluido e o peso específico do mesmo influenciam no valor da permeabilidade, sendo que estas duas propriedades do fluido podem ser eliminadas como variáveis definindo uma permeabilidade denominada permeabilidade específica absoluta (k), expressa em unidade de comprimento ao quadrado, sendo:

$$k = \frac{K \mu}{\gamma} \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

k = permeabilidade absoluta;

K = condutividade hidráulica;

μ = viscosidade do fluido; e

γ = peso específico do fluido.

2.2.3 Dupla camada difusa

Segundo Mitchell (1976), quando duas partículas de solo se aproximam, as forças de atração entre estas partículas podem influenciar todo o sistema, ainda mais se as grandezas destas forças forem muito superiores ao peso das partículas que constituem este solo, tendo um exemplo clássico os solos argilosos onde as partículas que os constituem possuem grande superfície específica e uma massa reduzida.

Mudanças na interação da dupla camada difusa podem acarretar mudanças físico-químicas e físicas no solo o que afeta as propriedades do mesmo, em geral estas mudanças não afetam as estruturas das argilas, ocorrendo apenas a substituição de um íon por outro, como dos íons monovalentes por bivalentes como pode ser visto na Figura 2.

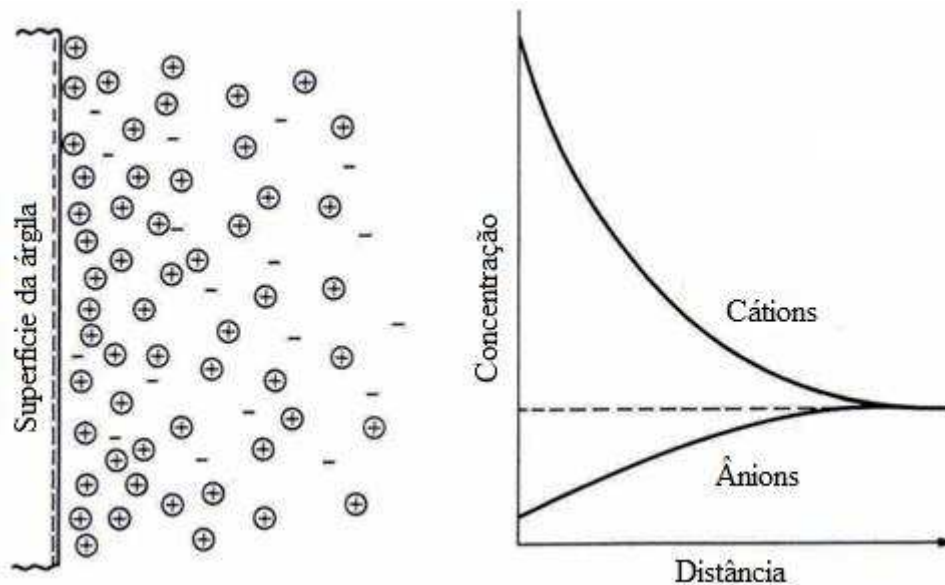


Figura 2: Distribuição de íons adjacentes à superfície de argila de acordo com o conceito de dupla camada difusa (MITCHELL, 1993).

Mitchell cita que os cátions e os ânions mais comuns nos solos são: cálcio (Ca^{2+}), magnésio (Mg^{2+}), sódio (Na^+) e potássio (K^+), sulfatos (SO_4^{2-}), cloretos (Cl^-), fosfatos (PO_4^{3-}) e nitratos (NO_3^-).

A espessura da dupla camada difusa é função da densidade de carga, do potencial elétrico na superfície, da concentração eletrolítica, da valência do cátion, do pH, da constante dielétrica do meio e da temperatura, podendo assim ser expressa pela Equação 11:

$$\frac{1}{K} = \left(\frac{\epsilon_0 \cdot D \cdot k \cdot T}{2 \cdot n_0 \cdot e^2 \cdot v^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

$1/K$ = espessura da dupla camada elétrica;

$\epsilon_0 = 8,8542 \times 10^{-12} \text{ C}^2 \text{ J}^{-1} \text{ m}^{-1}$;

D = constante de dielétrica;

k = constante de Boltzman;

T = temperatura;

n_0 = concentração iônica; e

v = valência catiônica.

A mudança de alguma característica que influencia nesta espessura, pode gerar aumento ou redução da dupla camada difusa, e como, as forças de atração e repulsão das partículas estão integralmente ligadas a esta espessura, as mesmas serão alteradas também. Em geral, a redução da dupla camada difusa aumenta a tendência das partículas em suspensão flocularem, logo, quanto mais espessa mais estreito e tortuoso será o caminho das partículas no solo e consequentemente menor o valor da condutividade hidráulica. A Figura 3 demonstra o efeito da dupla camada difusa na condutividade hidráulica.

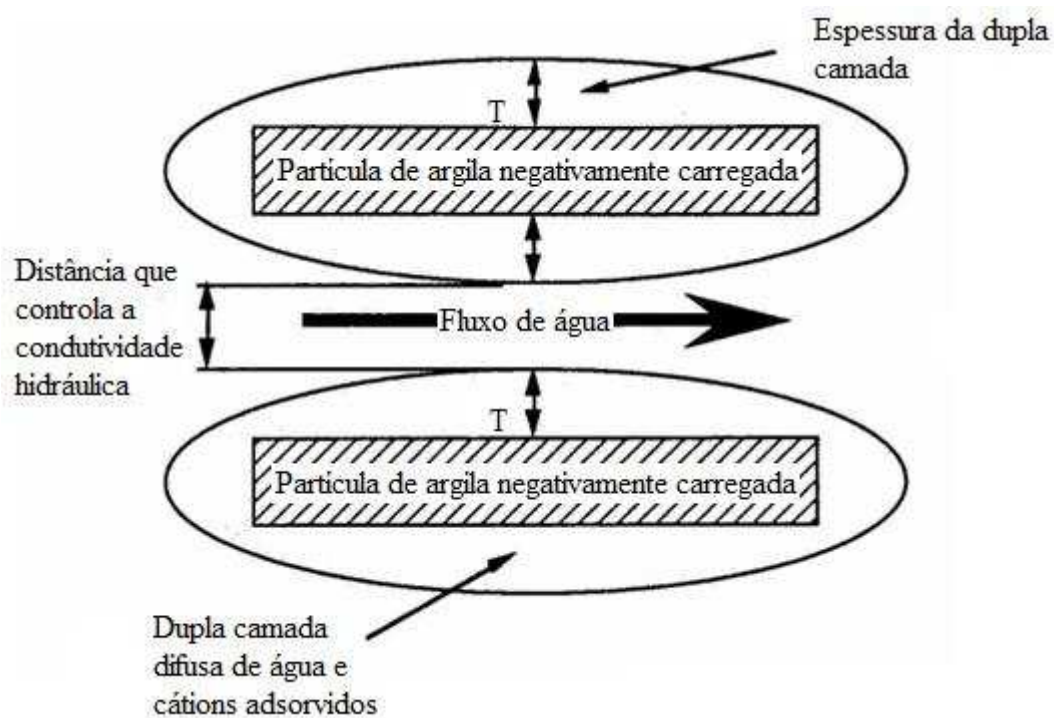


Figura 3: Dupla camada difusa e seu efeito na condutividade hidráulica (DANIEL E TRAUTWEIN, 1994).

Logo a característica do líquido percolado influencia na condutividade hidráulica, fato este observado quando se compara a condutividade hidráulica de líquidos com alta concentração salina e um líquido com baixa concentração salina como a água destilada, neste caso a água destilada irá apresentar condutividade hidráulica menor, pois apresenta (n_0) praticamente zero enquanto a água salina apresenta concentração eletrolítica alta, logo solos argilosos onde são percolados líquidos contendo íons monovalentes apresentaram condutividade hidráulica menor do que os percolados por íons polivalentes.

Estudos têm sido feito por Anderson e Jones (1983), Griffin e Roy (1985), Madsen e Mitchell (1987), Mitchell e Madsen (1987), Goldman *et al.* (1988) e Shackelford (1994), para tentar demonstrar a influência das características do líquido percolado na condutividade hidráulica.

2.3 Leis básicas que regem o escoamento de água nos solos

Henry Darcy foi um dos primeiros a estudar como se comporta o fluxo d'água no solo, sendo que em 1856 elaborou o seguinte conceito sobre a percolação de água como pode ser visto na Equação 12 e Figura 4, onde:

$$q = K \cdot I \cdot A = K \cdot \frac{\Delta H}{L} \cdot A \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

q = vazão de água;

K = condutividade hidráulica;

I = gradiente hidráulico;

ΔH = perda de carga do fluxo;

L = distância percolada pelo fluido; e

A = área da amostra perpendicular ao fluxo.

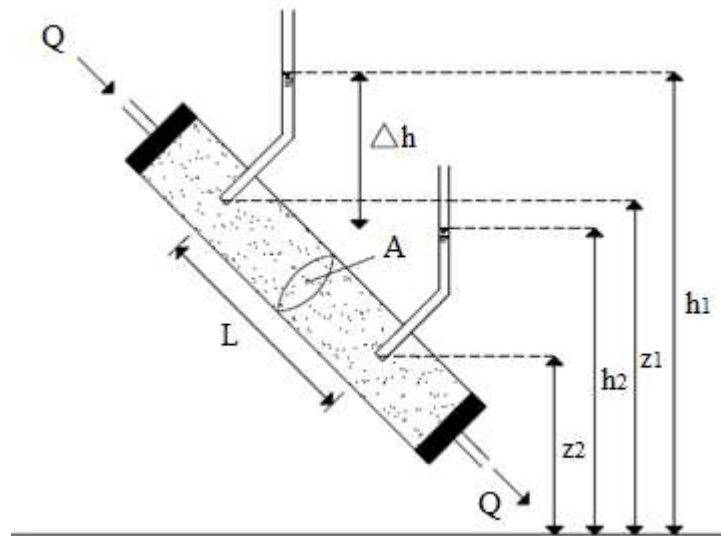


Figura 4: Esquema representativo do experimento de Darcy (Adaptado de FEITOSA E FILHO, 2000).

No caso dos solos, ocorre somente fluxo de natureza laminar em função das baixas velocidades de percolação (Número de Reynolds < 2000), e admite-se a validade da lei de Darcy (BUENO E VILAR, 1980). Ressalta-se que a velocidade (v) se refere à velocidade do fluido, mesmo sabendo-se que esta velocidade não é constante ao longo do caminho de percolação.

A carga hidráulica, ou potencial hidráulico, da água durante o caminho de percolação pode ser descrita pela Lei de Bernoulli, conforme a Equação 13:

$$H_t = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + z_1 \quad \text{Equação 13}$$

Sendo:

H_t = carga hidráulica total;

u/γ_w = carga piezométrica;

$v^2/2g$ = carga cinética; e

z_1 = carga altimétrica.

A carga cinética é muito pequena e pode ser desprezada, devido à baixa velocidade de fluxo em solos, sendo assim, a carga hidráulica é constituída pela soma das cargas piezométrica e altimétrica.

2.4 Ensaios para a obtenção da permeabilidade do solo

Para a obtenção do coeficiente de permeabilidade saturado do solo podem ser empregados métodos diretos e indiretos, cada um com diferentes níveis de precisão, sendo a escolha de qual método empregar, determinado pela finalidade do estudo em questão (QUEIROZ, 1995). Pimenta (1991) cita que a escolha de qual equipamento utilizar depende de fatores como: natureza do solo a ser estudado, tipos de amostras possíveis de serem obtidas e o propósito para o qual se pretende determinar esta propriedade.

Os métodos diretos para a obtenção do coeficiente de permeabilidade do solo podem ser de laboratório ou *in situ*, dentre os métodos de laboratório estão os permeâmetros de carga constante, de carga variável, câmaras triaxial e oedômetros. No campo os ensaios mais usuais para a determinação do coeficiente de permeabilidade são divididos em dois grupos: os que são executados abaixo do nível d'água (método do furo de trado, piezômetro, dois poços, quatro poços, descarga de drenos e descarga de poços profundos) e os que são executados acima do nível d'água (cilindro Infiltrômetro, poço invertido e tubo duplo) (Beltran, 1986; Cruciani, 1983 e Millar, 1988).

Segunda Kamra e Rao (1985) os ensaios de campo refletem melhor as propriedades *in situ* do que os métodos de laboratório, resultando em valores mais precisos do coeficiente de permeabilidade. Pimenta (1991) relata que os ensaios de campo têm a vantagem de possuir um maior controle do ambiente em que o ensaio é realizado. Millar (1988) relata que os métodos de laboratório são mais recomendados para estudar a influência de fatores como: textura, estrutura, salinidade, qualidade da água e outros fatores que podem interferir nas propriedades hidráulicas do solo, sendo uma boa opção para estudar a variabilidade da condutividade ao longo do perfil de solo.

A determinação da condutividade hidráulica através de métodos indiretos se dá pela correlação com outras propriedades do solo mais fáceis de identificar como: tamanho dos grãos, textura, porosidade drenável, densidade do solo, etc. Vários estudos vêm sendo desenvolvidos para se determinar a condutividade hidráulica através de outras propriedades como os apresentados por Childs e Collis-George (1950), Marshall (1958), Millington e Quirk (1959, 1960), Mualem (1976), Anderson e Bouma (1973) que desenvolveram equações onde se correlacionava a

condutividade hidráulica do solo não saturado com a distribuição de tamanho dos poros. Já outros pesquisadores tentaram determinar a condutividade hidráulica saturada a partir da textura do solo, apresentados nos estudos de Dane e Puckett (1992), Jaynes e Tyler (1984) e Rawls *et al.* (1992).

2.4.1 Ensaios de campo para a obtenção da permeabilidade do solo

2.4.1.1 Ensaios de infiltração em furos de sondagem

Nos ensaios de permeabilidade em furos de sondagem, o trecho de ensaio vai depender das características do furo, se as paredes do furo se mantem estável, e do tipo de carga, se é variável (usada em solos finos) ou constante (usada para solos grossos). Nos ensaios realizados a nível constante em furos revestidos, o trecho de ensaio corresponde ao intervalo entre o final do revestimento e o fundo do furo; já nos realizados em furos sem revestimento, o intervalo ensaiado é do nível d'água até o fundo do furo. Nos ensaios realizados com carga variável, o trecho de ensaio varia de acordo com a carga; neste caso, o ideal é considerar o trecho ensaiado como sendo aquele compreendido na metade do tempo necessário para o rebaixamento considerado no cálculo e o fundo do furo. Quanto menor a permeabilidade esperada maior deve ser o trecho ensaiado para garantir melhor precisão na medida da vazão, garantindo assim que em solos arenosos, onde a permeabilidade esperada é alta, seja ensaiado um menor trecho, evitando o fechamento do fuste no momento do ensaio (ABGE, 2013).

O ensaio consiste no enchimento do furo com água até a boca, limite superior do furo, determinando este instante como tempo zero; durante a realização do ensaio, mantem-se este nível de água constante anotando-se a vazão. O ensaio prossegue por um período de mais ou menos 20 minutos e encerra quando se obtém a vazão constante. Com os dados do ensaio, plota-se o gráfico vazão x tempo.

O procedimento para o cálculo do coeficiente de infiltração para este ensaio vai depender do método adotado e da condição com que água se encontra no interior do solo. Em ensaios de infiltração onde o ensaio é realizado acima do nível d'água, o valor do coeficiente de permeabilidade (K) pode ser obtido através da Equação 14:

$$K = \frac{Q}{h} \frac{1}{C_u \cdot r}$$

Equação 14

Sendo:

Q = vazão de ensaio;

r = é o raio do furo;

h = altura relativa entre a lâmina d'água e a base do furo; e

Cu = coeficientes de condutividade em meio não saturado.

A Figura 5 representa um esquema de realização do ensaio, sendo que (Tu) tem que ser maior ou igual a três vezes o comprimento de ensaio (L), e a relação L/r maior que 10.

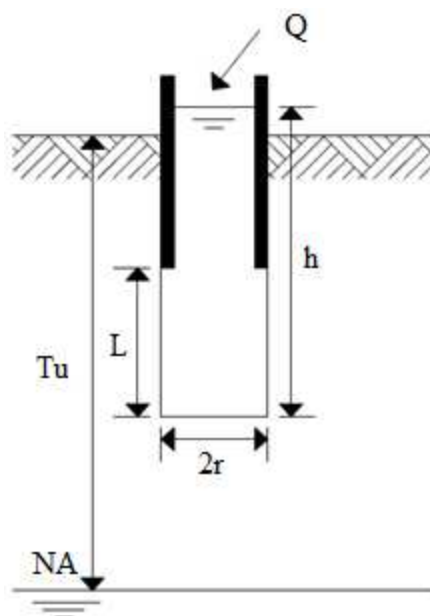


Figura 5: Realização do ensaio de infiltração acima do (NA) (Adaptado da ABGE, 2013).

Quando o ensaio for realizado abaixo do nível d'água, o valor de (K) pode ser encontrado através da Equação 15:

$$K = \frac{Q}{h} \frac{1}{C_s \cdot r}$$

Equação 15

Sendo:

Q = vazão de ensaio;

r = é o raio do furo;

h = altura relativa entre a lâmina d'água e (NA); e

C_s = coeficientes de condutividade em meio saturado.

Quando o valor de (L) for igual a zero, o valor de (C_s) está entre 5 e 6, e se o fundo do furo for impermeável, o valor de (K) é encontrado pela Equação 16:

$$K = \frac{Q}{h} \frac{6.2}{2 \cdot L} \cong \frac{Q}{h L} \quad \text{Equação 16}$$

Sendo:

Q = vazão de ensaio;

r = é o raio do furo;

h = altura relativa entre a lâmina d'água e o (NA); e

L = comprimento ensaiado.

A Figura 6 representa um esquema de ensaios executado abaixo do nível d'água.

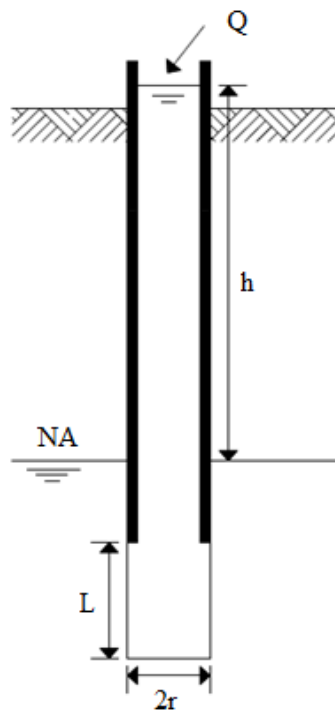


Figura 6: Realização do ensaio de infiltração abaixo do (NA) (Adaptado da ABGE, 2013).

Os valores dos coeficientes de condutividade (C_u) e (C_s), podem ser obtidos através dos ábacos expressos na

Figura 7 e

Figura 8.

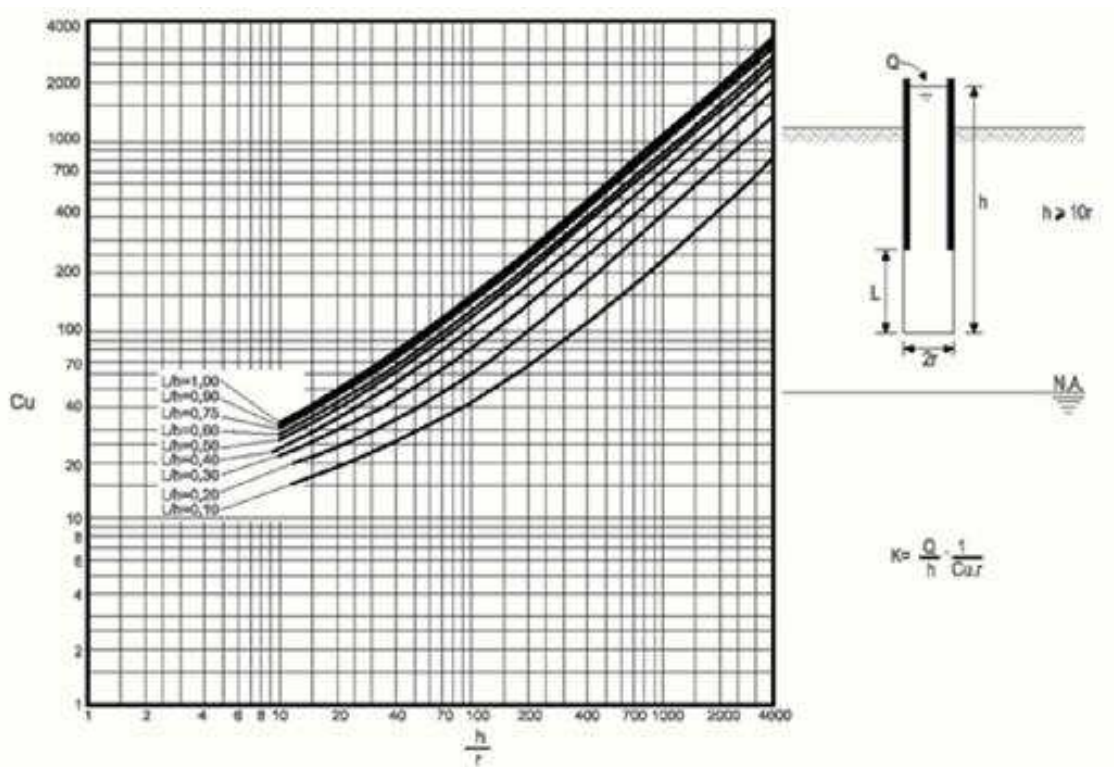


Figura 7: Ábaco para a obtenção do coeficiente de condutividade de meios não saturados (C_u) (ABGE, 2013).

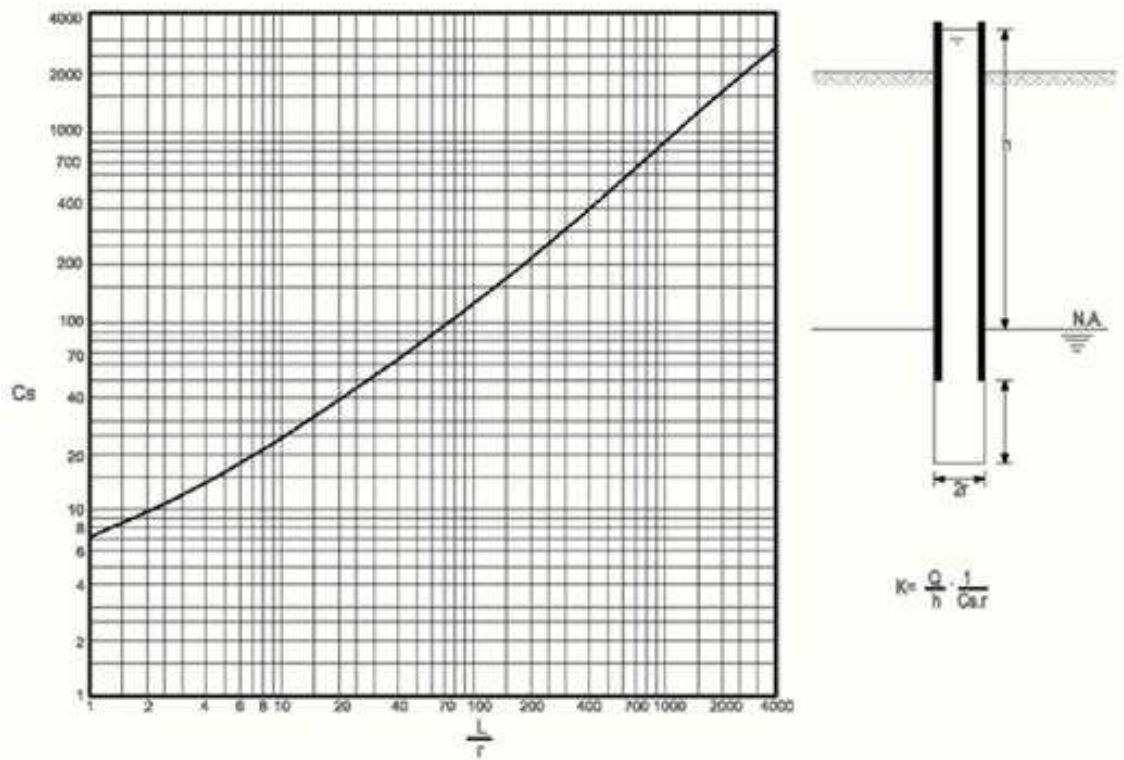


Figura 8: Ábaco para a obtenção do coeficiente de condutividade de meios saturados (C_s) (ABGE, 2013).

Hoek e Bray (1981) relatam que o coeficiente de permeabilidade (K) pode ser calculado em campo para carga variável e em carga constante em solo saturado (teste abaixo do lençol freático) pelas Equação 17 e Equação 18:

Carga variável:

$$K = \frac{A}{F(T_2 - T_1)} \text{LN} \left(\frac{H_1}{H_2} \right) \quad \text{Equação 17}$$

Carga constante:

$$K = \frac{q}{F H_c} \quad \text{Equação 18}$$

Sendo:

A = área da seção interna do revestimento do furo ou em caso de não haver revestimento do furo;

F = Fator de forma (depende da condição do fundo do furo, podendo ser observados alguns fatores de forma na Tabela 2);

H_1 e H_2 = são as alturas do nível da água nos tempos T_1 e T_2 (podem ser referentes ao fundo do furo ou ao nível de água freático);

q = vazão de fluxo quando constante; e

H_c = Altura do nível de água para uma carga constante (referente ao nível de água freático).

O procedimento para realização do ensaio é igual ao recomendado pela ABGE (2013) citado anteriormente. A Figura 9 descreve como realizar os ensaios sob carga variável e constante.

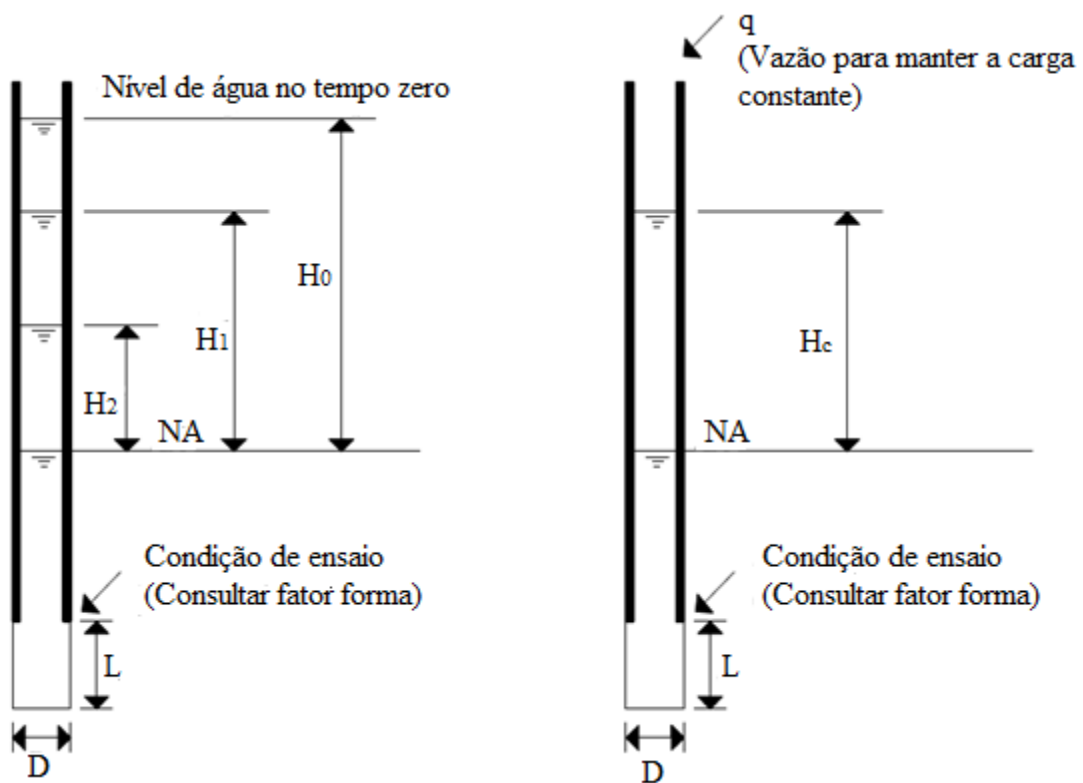
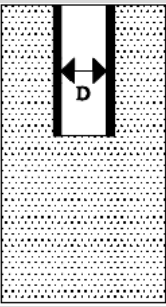
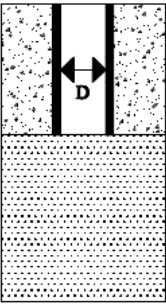
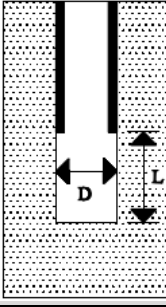
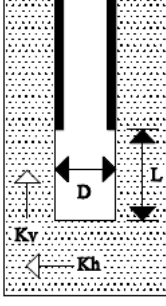
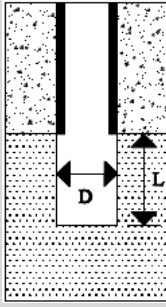


Figura 9: Detalhes da realização do ensaio para carga variável e constante (Adaptado de HOEK E BRAY, 1981).

Tabela 2: Determinação do fator forma para carga variável e constante (Adaptado de HOEK E BRAY, 1981).

Condições de ensaio	Fator de Forma (F)
 Caso em que o revestimento se encontra no fundo do furo (para solos e rochas). Inserir o diâmetro em centímetros.	$F = 2,75 \, d$
 Caso em que o revestimento termina no limite entre uma camada impermeável e uma permeável. Inserir o diâmetro em centímetros.	$F = 2,00 \, d$
 Furo alargado a uma distância L além do fim do revestimento.	$F = \frac{2 \pi L}{LN \left(\frac{2L}{d} \right)}$ Para $L > 4D$
 Furo alargado a uma distância L além do fim do revestimento (para solos ou rochas com permeabilidade horizontal diferente da vertical).	$F = \frac{2 \pi L}{LN \left(\frac{2mL}{d} \right)}$ Para $L > 4D$; e $m = (Kh/Kv)^{1/2}$
 Furo alargado a uma distância L além do fim do revestimento (para o caso em que o revestimento termina no limite entre uma camada impermeável e uma permeável).	$F = \frac{2 \pi L}{LN \left(\frac{4L}{d} \right)}$ Para $L > 4D$

2.4.1.2 Infiltrômetro de anéis concêntricos

Este Infiltrômetro é um dos mais utilizados para se determinar a velocidade de infiltração em campo. Bernardo *et al.* (1989) relata que a velocidade de infiltração é o processo pelo qual a água infiltra no solo em um determinado intervalo de tempo pela sua superfície. Inicialmente a velocidade de infiltração no solo é alta, mas à medida que o solo vai se saturando esta velocidade tende a se manter constante, sendo assim denominada velocidade de infiltração básica (VIB). Este parâmetro do solo é de fundamental importância para o planejamento e dimensionamento de sistemas de irrigação e drenagem (CUNHA *et al.*, 2009).

O ensaio consiste na cravação por percussão de dois cilindros concêntricos com diâmetros de 50 e 25 cm; após a cravação prossegue o ensaio com o enchimento do cilindro interno até que se forme uma lâmina de 7,5 cm, e depois se faz o enchimento da área entre o cilindro interno e externo, até que se forme uma lâmina de 5 cm; com o auxílio de uma régua graduada faz-se as leituras dos níveis de água no cilindro interno nos intervalos de 1, 2, 3, 4, 5, 10, 20, 30, 45, 60, 90 e 120 min, e se for preciso, prossegue-se as leituras em intervalos de 1 hora até manter-se a vazão constante. A vazão é dada como constante quando a leitura de rebaixamento do nível de água do cilindro interno repete pelo menos quatro vezes (MAHLER E AGUIAR, 2001).

Com os dados coletados no ensaio, podem ser plotados os gráficos representados na Figura 10 e na Figura 11:

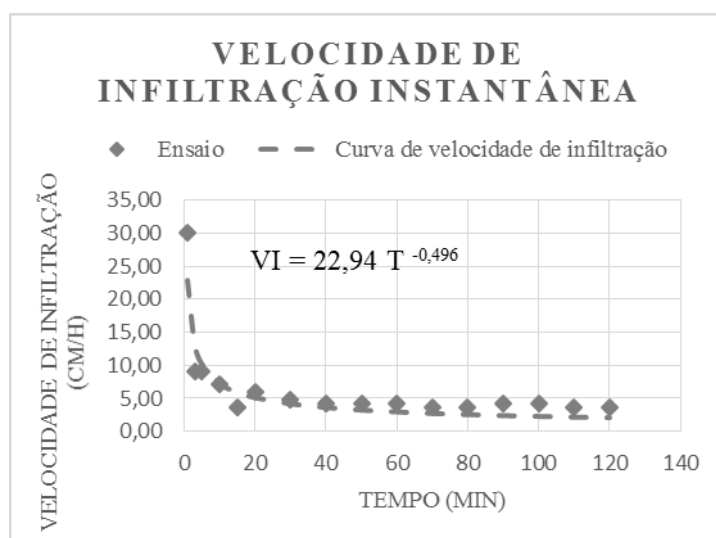


Figura 10: Gráfico velocidade de infiltração da água no solo.

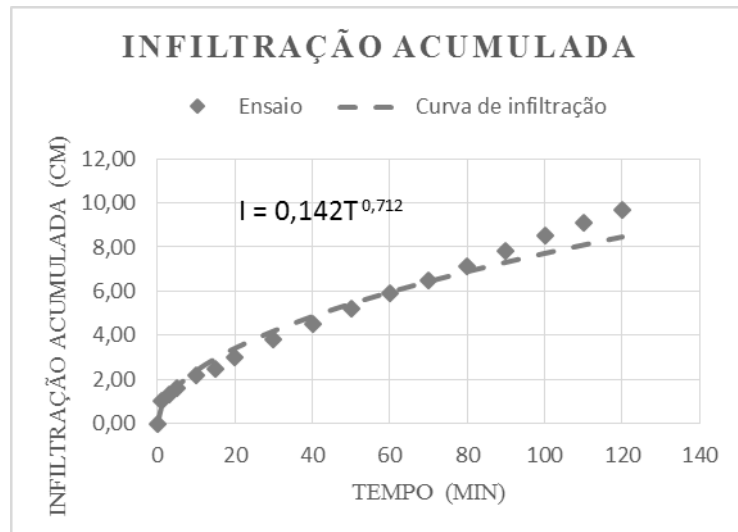


Figura 11: Gráfico infiltração acumulada.

O anel externo neste sistema de infiltração tem a função de reduzir a dispersão lateral da infiltração do anel interno, garantindo que o fluxo no anel interno se torne o mais vertical possível.

A maior limitação deste ensaio é a perturbação que ele causa no solo no momento da cravação, que pode gerar amolgamento ou criação de fissuras no solo, interferindo na estrutura original do solo e consequentemente na infiltração da água no mesmo (PARR E BERTRAND , 1960 E GHILDYAL E TRIPATHI, 1987). Também pode haver fluxo preferencial entre a parede do anel e o solo, gerado por separação no momento da cravação.

Com os dados coletados do ensaio é possível gerar as equações que representam a infiltração e a velocidade de infiltração da água no solo. As equações empíricas mais utilizadas são as desenvolvidas por Kostikov (1932), Kostikov e Lewis e Horton (1940).

- **Equação Potencial de Kostikov (1932)**

A partir dos dados obtidos no campo é possível determinar a infiltração e a velocidade de infiltração a partir da Equação 19 e Equação 20.

$$I = C.T^n \quad \text{Equação 19}$$

Onde:

I = infiltração acumulada (cm);

C = constante que evidencia lâmina infiltrada no primeiro minuto;

T = tempo transcorrido para infiltrar a lâmina de água (min); e

n = declividade da reta, determinada no local para cada tipo de solo, que varia de 0 a 1.

A velocidade de infiltração instantânea fica sendo:

$$VI = n.C.T^{(n-1)} \quad \text{Equação 20}$$

Ao adotar $n.C = K$, temos:

$$VI = 60.K.T^{(n-1)} \quad \text{Equação 21}$$

Em que:

VI = velocidade de infiltração instantânea (cm.h^{-1});

K = capacidade de infiltração no primeiro minuto;

T = tempo transcorrido para atingir a velocidade de infiltração instantânea (min); e

n = declividade da reta, determinada no local para cada tipo de solo.

Para a determinação dos coeficientes (n) e (C) pode ser aplicado o método gráfico e o analítico. Como o método linear só pode ser aplicado a equações lineares, primeiro tem que aplicar o logaritmo na Equação 19, logo tem-se a equação de uma reta do tipo $y = a + bx$, como exposto na Equação 22:

$$\text{Log } I = \text{Log } C + n \text{ Log } T \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

y = Log I (infiltração acumulada);

a = Log C;

b = n; e

x = Log T (tempo acumulado).

Para encontrar os valores na equação linear utiliza-se o método de regressão linear, sendo:

$$a = \frac{\sum x \cdot \sum xy - \sum x^2 \cdot \sum y}{(\sum x)^2 - N \cdot \sum x^2} \quad \text{Equação 23}$$

$$n = b = \frac{\sum x \cdot \sum y - N \cdot \sum xy}{(\sum x)^2 - N \cdot \sum x^2} \quad \text{Equação 24}$$

Em que:

N = igual ao número de leituras realizadas com a régua; e

C = anti log A.

Para se obter o tempo da velocidade de infiltração básica e a VIB pode ser usada a Equação 25 e a Equação 26:

$$T_{vib} = \left(\frac{-0,001}{C \cdot n(n-1)} \right)^{\frac{1}{n-2}} \quad \text{Equação 25}$$

$$VIB = 60 C n \left[\frac{-0,01}{60 C n (n-1)} \right]^{\frac{(n-1)}{(n-2)}} \quad \text{Equação 26}$$

Em que:

T vib = Tempo para atingir a velocidade de infiltração básica (min);

VIB = Velocidade de infiltração básica (cm/h);

C = constante que evidencia lâmina infiltrada no primeiro minuto;

n = declividade da reta, determinada no local para cada tipo de solo, que varia de 0 a 1.

Esta equação descreve bem a infiltração para curtos períodos de infiltração comuns para lâminas d'água médias e pequenas. A equação de Kostiaikov possui limitações para longos períodos de infiltração, devido ao fato de a taxa de infiltração tender a zero, o que na verdade deveria tender a uma VIB.

- **Equação Potencial de Kostiaikov - Lewis (1932)**

Para solucionar o problema de a taxa de infiltração tender a zero, Kostiakov e Lewis propõem as seguintes equações para descrever a infiltração e a velocidade de infiltração:

$$I = C.T^n + VIB.T \quad \text{Equação 27}$$

$$VI = 60.n.C.T^{(n-1)} + VIB \quad \text{Equação 28}$$

Em que:

I = infiltração acumulada (cm);

VI = Velocidade de infiltração (cm/h);

VIB = Velocidade de Infiltração Básica (cm/h);

C = constante que evidencia lâmina infiltrada no primeiro minuto;

T = tempo transcorrido para infiltrar a lâmina de água (min); e

n = declividade da reta, determinada no local para cada tipo de solo, que varia de 0 a 1.

Neste caso os parâmetros (C) e (n), podem ser obtidos pelo mesmo método de regressão linear apresentado anteriormente, bastando reorganizar os termos, ficando da seguinte forma:

$$\text{Log } (I - VIB.T) = \log C + n \text{ Log } T \quad \text{Equação 29}$$

Com os novos elementos $y = \text{Log } (I - VIB.T)$ e os demais elementos são os mesmos.

Apesar das modificações para solucionar o problema da velocidade de infiltração tender a zero e não a VIB, estas equações não representam o teor de umidade inicial do solo, sendo assim, o teste deve ser realizado com um teor de umidade médio, com o intuito de minimizar este problema.

- **Equação Exponencial de Horton (1940)**

Pode-se dizer que a infiltração é maior no início da precipitação decaindo até atingir um patamar constante (regime permanente). Horton (1940) desenvolveu a Equação 30 para descrever a velocidade de infiltração, sendo válida quando o potencial de vazão de infiltração é maior ou igual à precipitação.

$$VI = VIB + (VI_0 - VIB)e^{(-kT)}$$

Equação 30

Em que:

VI = taxa de infiltração (cm/h);

VIB = taxa de infiltração mínima, também denominada velocidade de infiltração básica (cm/h);

VI₀ = taxa de infiltração inicial (cm/h);

k = constante da exponencial de decaimento, obtida experimentalmente (1/h); e

T = tempo médio do intervalo, que deve ser na mesma unidade de (k) (h);

Esta equação foi desenvolvida através de uma série de experimentos em que se observou que a queda da infiltração era controlada por fatores como encrostamento superficial, devido ao impacto da água com o solo, durante, por exemplo, uma precipitação, expansão e contração dos solos, que ocorre em geral em solos finos, dentre outros fatores. Brandão (2003) cita que esta equação é mais consistente do que a de Kostiakov para representar a infiltração da água no solo.

A obtenção da constante (k) pode ser feita através do cálculo das áreas que representam o decaimento da taxa de infiltração, como pode ser visto na Figura 12.

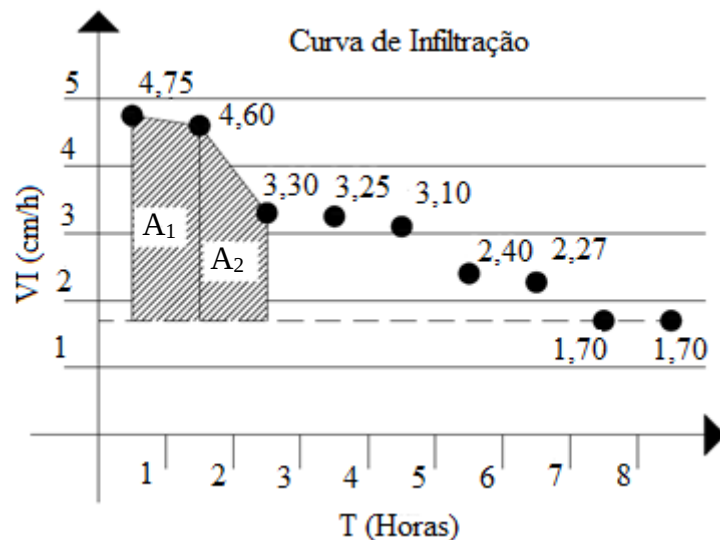


Figura 12: Cálculo das áreas para a obtenção da constante (k).

Sendo:

$$A_i = \frac{(VI_i - VIB) + (VI_{i+1} - VIB)}{2} \Delta T \quad \text{Equação 31}$$

$$k = \frac{(VI_0 - VIB)}{\sum A} \quad \text{Equação 32}$$

Em que:

VI_i = é a velocidade de infiltração para um dado tempo em (cm/h);

VIB = Velocidade de infiltração básica (cm/h);

ΔT = intervalo de tempo entre as medições;

A_i = área do trapézio para um dado intervalo de tempo; e

k = constante da exponencial de decaimento, obtida experimentalmente (1/h).

2.4.1.3 Permeâmetro Guelph

O Permeâmetro Guelph foi desenvolvido para medir o coeficiente de permeabilidade saturado em campo, acima do nível d'água, e em solos homogêneos, rígidos e isotrópicos (AGUIAR, 2001). Este permeâmetro é de carga constante e foi criado como uma nova alternativa de permeâmetros de furo, que subestimavam de 33 a 61% o valor do coeficiente de permeabilidade saturada (REYNOLDS *et al.*, 1983). O permeâmetro Guelph é eficiente na medição do coeficiente de permeabilidade na ordem de 10^{-2} a 10^{-6} cm/s, pois abaixo ou acima destes níveis não se conseguem realizar o ensaio ou tem-se erros nos dados obtidos.

O equipamento é composto por um tripé, que tem a finalidade de adaptar o equipamento em terrenos irregulares, um tubo acrílico com régua graduada, onde a água é introduzida, e uma garrafa de Mariotte, que tem a função de controlar a carga constante de água no tubo. Um desenho representativo do equipamento pode ser visto na Figura 13:

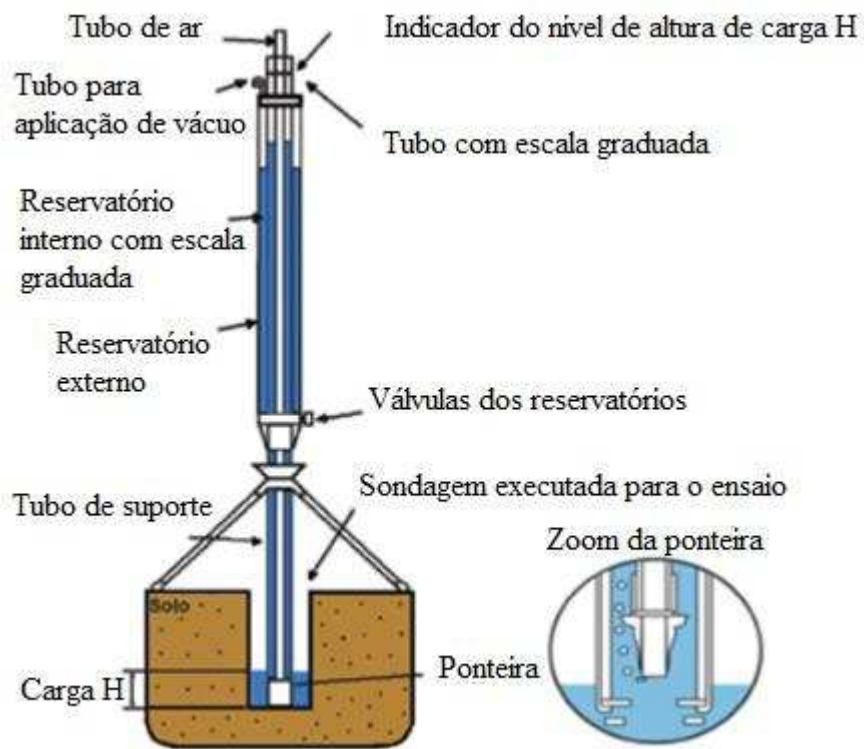


Figura 13: Esquema de equipamentos utilizados para a realização do ensaio (SOTO, 1999 APUD BIELSCHOWSKY, 2005).

Um esquema de como funciona a garrafa Mariotte pode ser visto na Figura 14. O princípio de funcionamento da garrafa Mariotte é simples: o nível de água no furo é controlado pela altura do tubo de ar em relação à base do furo. Para manter esta altura constante, a garrafa iguala as pressões de vácuo mais a pressão da coluna de água dentro da garrafa com a pressão atmosférica que atua do lado de fora do furo. Ao longo do ensaio, o nível de água do furo tende a abaixar devido à infiltração da água no solo. À medida que esta altura tende a cair para um nível abaixo da ponta de entrada de ar, começa-se a gerar bolhas de ar que emergem para dentro do reservatório, aumentando a pressão de vácuo para equilibrar as pressões que se desestabilizam com a redução da coluna de água do reservatório que abastece o ensaio.

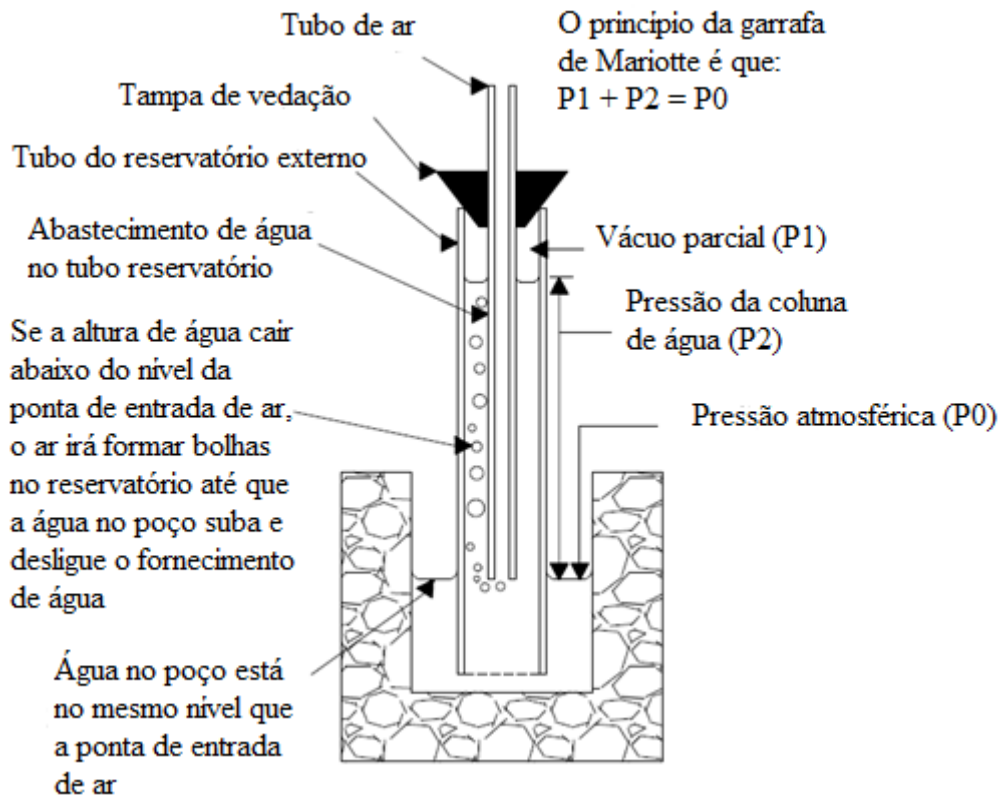


Figura 14: Princípio de funcionamento da garrafa Mariotte (Adaptado de SOILMOISTUR E EQUIPMENT CORP., 2008).

Algumas das vantagens de realização do ensaio é a rapidez com que se obtém o coeficiente de permeabilidade (K), o peso do equipamento que é pequeno e fácil de transportar, não necessita de muitos operadores e a pouca quantidade de água necessária para a realização do ensaio que é por volta de 0,5 a 2 litros de água por ensaio.

A saturação total do solo em ambiente real é difícil de obter, logo o ensaio mede o coeficiente de permeabilidade à nível de saturação de campo. Depois de certo tempo que se inicia o ensaio, ao redor do furo irá formar um bulbo de solo saturado, e é neste momento que o fluxo se torna constante e se obtém os parâmetros de permeabilidade do ensaio; este bulbo nunca será totalmente saturado, pois não se consegue expulsar completamente o ar dos vazios em campo (AGUIAR, 2001). Um exemplo do bulbo de saturação que ocorre durante o ensaio pode ser visto na Figura 12:

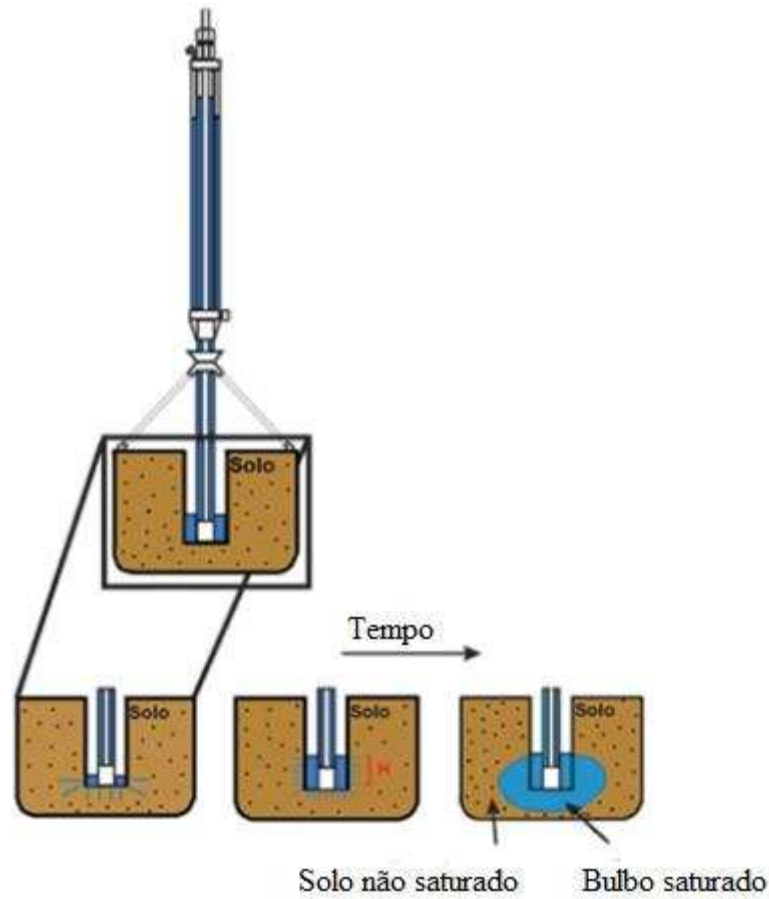


Figura 15: Formação do bulbo de saturação após o início do ensaio (SOTO, 1999 APUD BIELSCHOWSKY, 2005).

Durante o ensaio, o bulbo úmido (não saturado) expande a partir do bulbo saturado, sendo a vazão (Q) obtida no ensaio representada por duas parcelas de fluxo: uma que ocorre na zona não saturada (que é influenciada principalmente pelo potencial matricial) e a outra pelo fluxo que ocorre na zona saturada (REYNOLDS E ELRICK, 1985). Um exemplo das duas zonas que se formam pode ser visto na Figura 16.

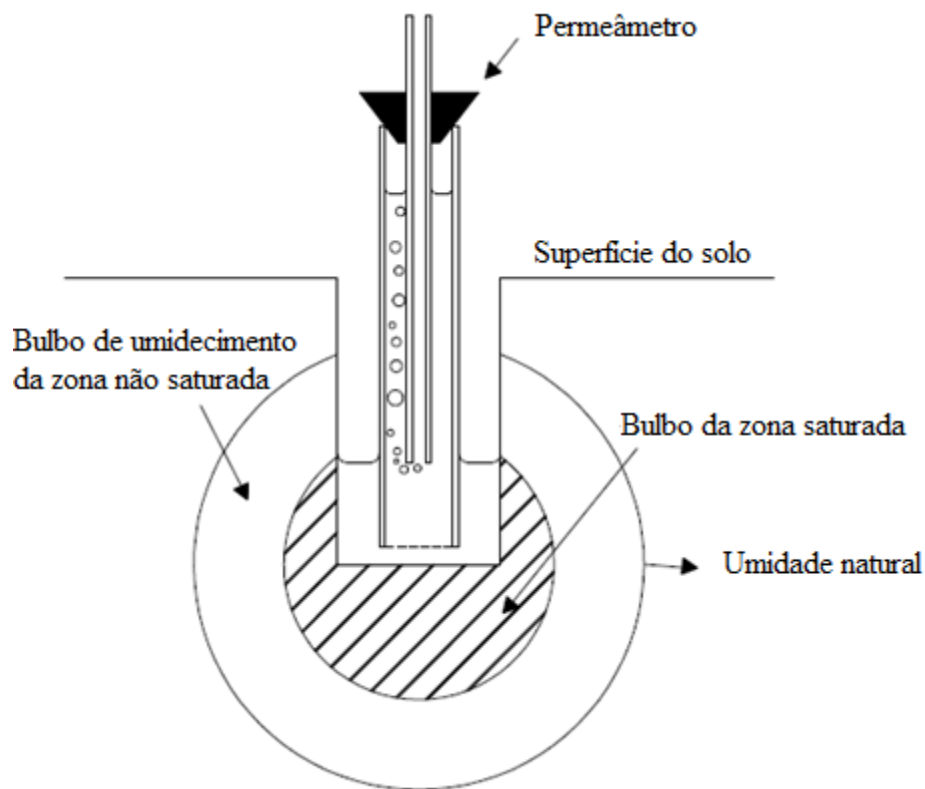


Figura 16: Bulbo saturado e não saturado.

No furo recarregado com a água exercem três tipos de fluxo, sendo dois destes fluxos ocorrendo na base do furo, um por gravidade e outro por pressão, e um ocorrendo nas paredes do furo devido à pressão radial. Com base nestes fluxos que ocorrem no furo foram desenvolvidos métodos semianalíticos e numéricos para descrever a permeabilidade, tendo que levar em consideração alguns condicionantes como (AGUIAR, 2001):

- O meio é poroso e sempre rígido, homogêneo e isotrópico;
- O fluxo acontece em regime permanente; e
- Domínio do fluxo em um semiespaço infinito.

Para se obter o coeficiente de permeabilidade, o ensaio é executado com dois carregamentos de pressão diferente, e com cada carga se obtém suas respectivas vazões, sendo o coeficiente de permeabilidade obtido pela Equação 33:

$$K = \frac{G_2 \cdot Q_2 - G_1 \cdot Q_1}{Q_2 - Q_1} \quad \text{Equação 33}$$

Sendo as vazões Q_1 e Q_2 encontrados pela Equação 34 e a Equação 35:

$$Q_1 = A_{\text{trans}} \cdot R_1 \quad \text{Equação 34}$$

$$Q_2 = A_{\text{trans}} \cdot R_2 \quad \text{Equação 35}$$

Em que:

A_{trans} = área do furo; e

R_1 e R_2 = velocidade em que o fluxo atingiu um regime permanente.

Os parâmetros G_1 e G_2 são encontrados pela Equação 36 e a Equação 37, sendo:

$$G_1 = \frac{H_2 \cdot C_1}{\pi[2 \cdot H_1 \cdot H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 \cdot C_2 - H_2 \cdot C_1)]} \quad \text{Equação 36}$$

$$G_2 = \frac{H_1 \cdot C_2}{\pi[2 \cdot H_1 \cdot H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 \cdot C_2 - H_2 \cdot C_1)]} \quad \text{Equação 37}$$

Sendo:

a = raio do buraco;

C_1 e C_2 = fator forma retirado da Figura 17 ($C \times H/a$); e

H_1 e H_2 = carga aplicada em cada estágio.

A obtenção do fluxo mátrico (Φ_m) através dos dados do ensaio pode ser feito através da Equação 38

$$\Phi_m = J_1 \cdot Q_1 - J_2 \cdot Q_2 \quad \text{Equação 38}$$

Os parâmetros J_1 e J_2 podem ser encontrados pelas seguintes equações:

$$J_1 = \frac{(2 \cdot H_2^2 + a^2 \cdot C_2) C_1}{2\pi [(2 \cdot H_1 H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 C_2 - H_2 C_1))]} \quad \text{Equação 39}$$

$$J_2 = \frac{J_1 [(2.H_1^2 + a^2.C_1)C_2]}{[(2.H_2^2 + a^2.C_2)C_1]}$$

Equação 40

Em que:

a = raio do buraco;

C₁ e C₂ = fator forma retirado da Figura 17 (C x H/a); e

H₁ e H₂ = carga aplicada em cada estágio.

A determinação de qual curva utilizar na Figura 17 para a obtenção do fator forma (C) depende da estimativa do coeficiente α^* , que varia com o tamanho dos poros. Para um $\alpha^* = 0,01 \text{ cm}^{-1}$, utilizar a curva C₃, para um $\alpha^* = 0,04 \text{ cm}^{-1}$, utilizar a curva C₂ e para um caso em que o $\alpha^* \geq 0,12 \text{ cm}^{-1}$, utilizar a curva C₁ para a obtenção do fator forma (manual Guelph). Para auxiliar nesta estimativa de (α^*) pode ser utilizada a Tabela 3.

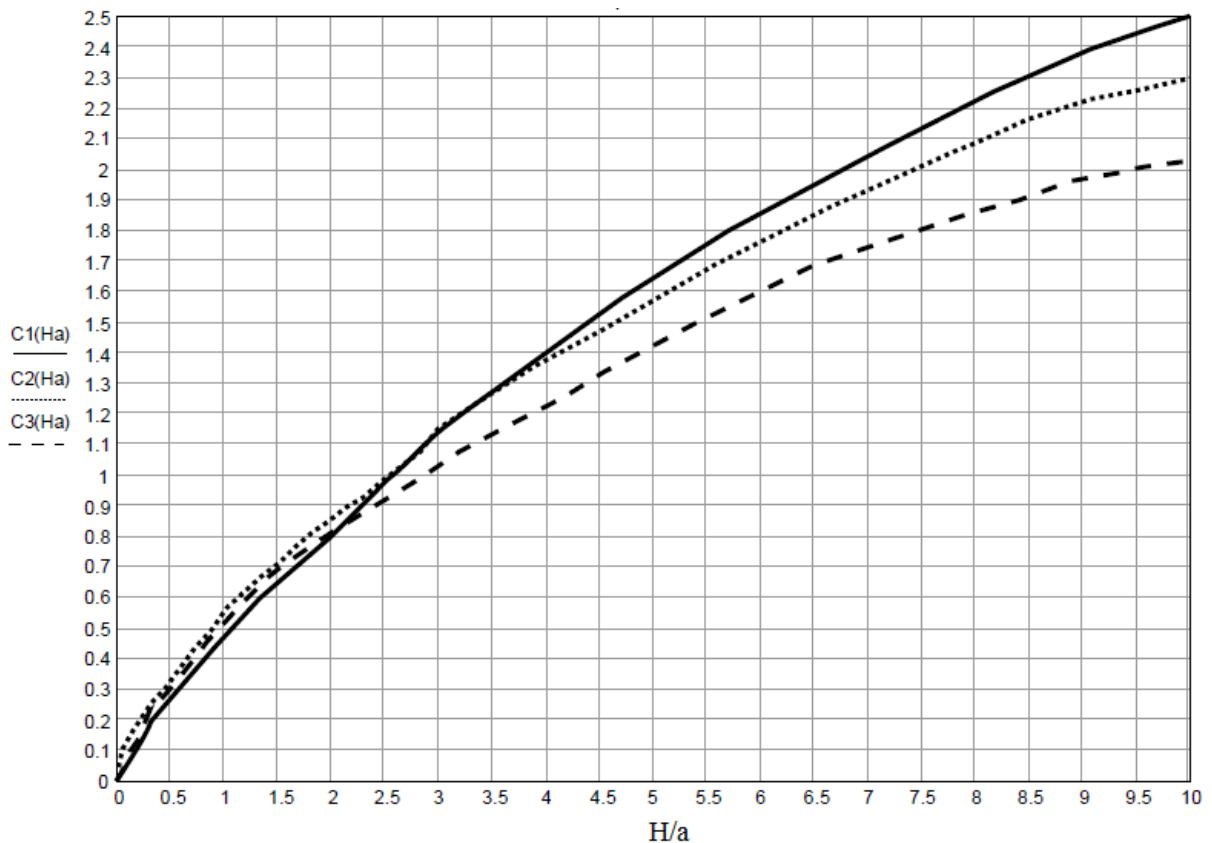


Figura 17: Determinação do fator (C) (SOILMOISTUR E EQUIPMENT CORP., 2008).

Tabela 3: Relação de solos com o parâmetro α^* (adaptado de ELRICK *et al.*, 1989).

Tipo de Solo (Estrutura e textura)	α^* (cm ⁻¹)
Solos compactado, argilosos ou siltosos, como materiais de aterros sanitários e revestimentos, lacustres ou sedimentos marinhos, etc	0,01
Solos que são de textura fina (argilosos ou siltosos) e não estruturados; também pode incluir alguns areias finas.	0,04
Solos mais estruturados de argilas; também inclui meio desestruturado e areias finas. Materiais com alta a moderada quantidade de macroporos e fissuras.	0,12
Areias grossas ; também pode incluir alguns solos altamente estruturadas com rachaduras grandes e com macroporos e etc.	0,36

Os valores de C_1 , C_2 e C_3 podem ser encontrados de forma direta através das Equação 41, Equação 42 e Equação 43:

$$C_1 = \left[\frac{H/a}{2,074 + 0,093 \left(\frac{H}{a} \right)} \right]^{0,754} \quad \text{Equação 41}$$

$$C_2 = \left[\frac{H/a}{1,992 + 0,091 \left(\frac{H}{a} \right)} \right]^{0,683} \quad \text{Equação 42}$$

$$C_3 = \left[\frac{H/a}{2,081 + 0,121 \left(\frac{H}{a} \right)} \right]^{0,672} \quad \text{Equação 43}$$

Sendo:

a = Raio do buraco; e

H = carga aplicada em cada estágio.

Quanto maior a relação H/a melhores serão os resultados, pois assim potencializa o fluxo de pressão tridimensional, que atinge fluxo constante mais rápido e abrange uma região finita, e

minimiza o fluxo unidimensional gravitacional. Quanto maior o tempo de ensaio e o volume utilizado, maior será a importância do fluxo gravitacional (REYNOLDS, *et al.*, 1983).

A Equação 33 considera efeitos não saturados, como a capilaridade e pressão inicial no solo. Elrick *et al.* (1989) propôs um ensaio utilizando apenas uma carga de pressão, tendo como base que a utilização de duas cargas de pressão em meios heterogêneos e com grandes vazios levaram a resultados negativos. A Equação 44 representa a formulação proposta por Elrick, sendo:

$$K = \frac{C \cdot Q_s}{\left[2 \cdot \pi \cdot H^2 + C \pi \cdot a + \left(\frac{2 \cdot \pi H}{\alpha^*} \right) \right]} \quad \text{Equação 44}$$

Onde:

a = Raio do buraco;

C = Fator forma retirado da Figura 17 (C x H/a);

H = carga aplicada;

$\alpha^* = K / \phi_m$ = Parâmetro de acordo com o tamanho dos poros (valor encontrado na Tabela 3);

$2 \cdot \pi \cdot H / \alpha^*$ = Fator relacionado com a capilaridade, sendo que um valor menor de H reflete em uma menor influência de α^* .

Os procedimentos para a realização do ensaio são:

- Executar um furo até a cota desejada com trado manual ou mecânico, medindo a profundidade obtida;
- Executar a limpeza do furo com o intuito de regularizar a parede e nivelar a base;
- Instalar o permeâmetro Guelph no local, ajustando as pernas do tripé para o perfeito nivelamento do aparelho e conectando o tubo acrílico à garrafa de Mariotte, sendo a escolha da garrafa Mariotte utilizada dependendo da profundidade do furo;
- Coloca-se a solução dentro do tubo acrílico e regula-se a pressão de ensaio através da régua graduada mantida no tubo; e

- Após o aparelho devidamente instalado, prosseguem-se às leituras em intervalos de tempo constante através da régua. Quando a diferença entre as medidas se tornarem constante por no mínimo três leituras consecutivas encerra-se o ensaio.

2.4.2 Ensaios de laboratório para a obtenção da permeabilidade dos solos

Existem hoje no mercado tanto permeâmetros de parede rígida quanto flexível, trabalhando sob carga constante e variável, ou, no caso dos permeâmetros de parede flexível, de fluxo constante. A escolha de qual permeâmetro utilizar vai depender da finalidade do estudo e da permeabilidade do solo a ser estudado.

2.4.2.1 Ensaios em permeâmetros de parede rígida

Segundo Head (1981), os permeâmetros de parede rígida são ideais para medir a permeabilidade de areias e em alguns casos cascalhos sob carga hidráulica constante, sendo que em solos com permeabilidade menor que 10^{-4} cm/s, a aplicação de carga constante promove uma difícil determinação das medidas, pois o volume coletado em um espaço de tempo é pequeno. Os ensaios à carga variável em permeâmetros de parede rígida são ideais para solos argilosos e em siltes, com permeabilidade média variando entre 10^{-4} e 10^{-6} .

O permeâmetro consiste de uma câmara rígida e cilíndrica na qual o corpo de prova fica alojado em seu interior, sendo o contato do corpo de prova com a câmara feito de forma direta ou por meio de um elemento de vedação. Este elemento de vedação em geral é um material com baixa permeabilidade tendo como finalidade garantir que o fluxo ocorra somente na direção vertical. Em solos granulares, normalmente a aderência entre o corpo de prova e a parede da câmara é feita de forma direta. Em solos onde em sua constituição há uma maior presença de siltes e argila, o ideal é que este contato entre a parede da câmara e a amostra seja feito por argila betonítica.

O ensaio em permeâmetros de carga constante consiste basicamente em se medir o volume de água que percola através de uma amostra representativa do solo, durante um intervalo de tempo (Δt). A Figura 18 ilustra a montagem típica do ensaio com permeâmetro de carga constante,

em que a carga hidráulica (H) é mantida constante durante o ensaio e o volume de água percolado é coletado numa proveta ou beker, para posterior pesagem em balança com resolução de 0,01 g. Deve-se anotar também a temperatura da água durante o ensaio.

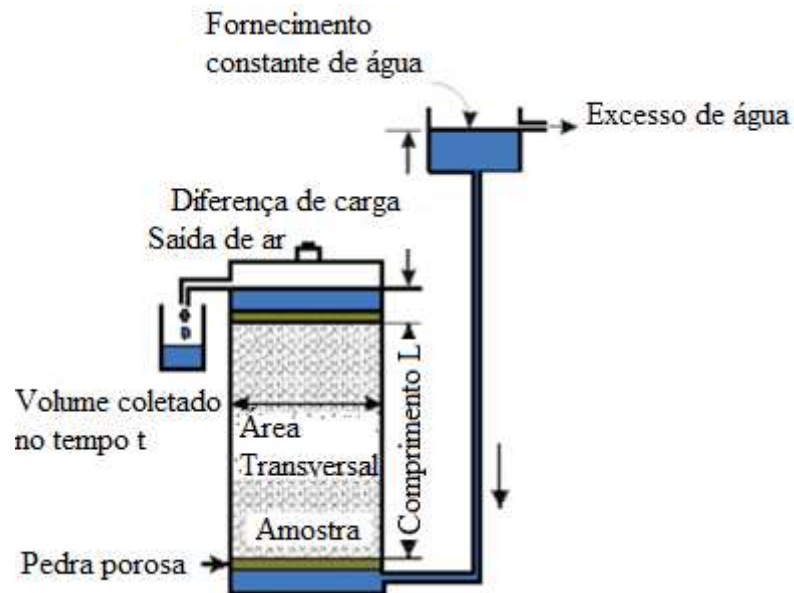


Figura 18: Esquema de ensaio de permeabilidade à carga constante (Adaptado de KRESIC, 1997 APUD SALGUEIRO, 2005).

Em ensaios com permeâmetros de parede rígida com fluxo descendente e carga constante, o coeficiente de permeabilidade pode ser obtido pela Equação 45:

$$K = \frac{VL}{tHA} \quad \text{Equação 45}$$

Em que:

V = volume que percola pelo corpo de prova no tempo (t);

L = comprimento do corpo de prova;

A = área da seção transversal do corpo de prova;

H = carga hidráulica constante; e

t = tempo de percolação.

No caso de permeâmetro à carga variável, a carga hidráulica varia durante o ensaio e utiliza-se uma bureta de pequeno diâmetro, que é preenchida com água, para gerar o potencial hidráulico

e percolação da água através da amostra de solo, como pode ser visto na Figura 19. Como se trata de uma montagem bastante simples, pode-se variar a carga hidráulica inicial (h_0) modificando a altura inicial da bureta, de forma a aumentar a velocidade de percolação.

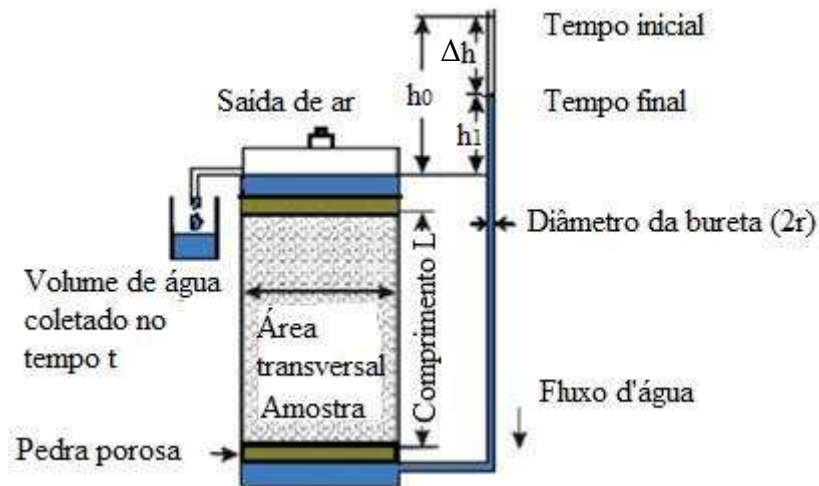


Figura 19: Esquema de ensaio de permeabilidade à carga variável (Adaptado de KRESIC, 1997 APUD SALGUEIRO, 2005).

O volume de água percolado pode ser calculado anotando-se a diferença de altura medida na bureta desde (h_0) até (h_1), e com os dados do tempo necessário para ocorrer esta variação de altura pode-se chegar ao valor de (K) através da Equação 46.

$$K = 2,1 \frac{La}{At} \text{Log} \frac{h_0}{h_1} \quad \text{Equação 46}$$

Em que:

L = Comprimento do corpo de prova;

A = Área da seção transversal do corpo de prova;

a = Área da seção transversal do tubo de carga;

h_0 = Altura inicial da água no tubo de carga no tempo t_0 ;

h_1 = Altura final da água no tubo de carga no tempo t_1 ; e

T = Tempo de ensaio ($t_1 - t_0$).

Como este ensaio fornece o coeficiente de permeabilidade saturada do solo, antes da realização do ensaio é necessário fazer a saturação do corpo de prova. A saturação do corpo de prova é feita de forma ascendente sob baixa carga hidráulica, sendo esta carga hidráulica aumentada ao longo do ensaio quando se faz necessário, por exemplo, em solos argilosos onde o coeficiente de permeabilidade é baixo e se faz necessário o uso de uma carga hidráulica maior, lembrando que se deve tomar os devidos cuidados para não provocar fenômenos de *piping* na amostra (JESUS, 2012). Dependendo da permeabilidade do solo ensaiado, este processo de saturação pode demorar dias ou meses, dependendo do grau de permeabilidade deste solo pode até mesmo não ocorrer a saturação completa do corpo de prova devido às pressões de ar contidas em seu interstício.

2.4.2.2 Ensaio em permeâmetros de parede flexível

O ensaio em permeâmetro de parede flexível é semelhante ao ensaio de compressão triaxial, onde a amostra é colocada dentro de uma câmara e ela é envolta por uma membrana flexível. Sua utilização é mais voltada para os solos pouco permeáveis, em que o processo de saturação pode levar muito tempo ou até mesmo não ocorrer, pois o processo de saturação dos permeâmetros de parede flexível é mais eficiente, utiliza uma contrapressão (JESUS, 2012).

A vantagem da utilização deste permeâmetro, além de poder executar ensaios em solos de baixa permeabilidade, é de poder controlar as tensões confinantes no momento do ensaio, simulando assim uma situação real de campo. A possibilidade de aplicação de uma tensão confinante garante ao ensaio uma maior exatidão nos resultados, se comparado com os ensaios realizados em permeâmetros de parede rígida, pois ao se aplicar uma pressão confinante maior do que a contrapressão e maior do que a pressão para promover a percolação do líquido, garante que não ocorra um fluxo preferencial entre a parede da amostra e a membrana.

O processo de saturação do corpo de prova inicia com a percolação de água no mesmo, através de dois reservatórios que aplicam uma tensão confinante ($\Delta\sigma_3$) e uma tensão na base ($\Delta\sigma_1$), sob baixa pressão, sendo em geral a diferença entre as duas de 5 kPa. Após este processo de percolação, inicia-se a aplicação de incrementos de tensão confinante e de contrapressão, em geral estes incrementos são de 50, 100, 150, 200, 250 e 300 kPa, permanecendo cada incremento de tensão por um período de aproximadamente duas horas antes de iniciar um novo incremento.

Quando promove este incremento de pressão confinante gera-se uma poropressão em resposta ao mesmo, sendo que quando este excesso de poropressão medido (Δu) for igual ao incremento de tensão ($\Delta \sigma_3$), temos que o corpo de prova está saturado sendo o mesmo medido por um parâmetro (B), representado pela Equação 47. Durante a realização deste procedimento deve-se manter uma pequena tensão efetiva positiva no corpo de prova (DOURADO, 2003).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad \text{Equação 47}$$

Os valores de contrapressão necessários para garantir a saturação e o tempo para atingir esta condição são os fatores relevantes, logo torna-se inviável atingir 100% da saturação ($B=1$), sendo que um valor de B próximo de 1 é o suficiente (HEAD, 1986). Segundo a ASTM D 5084-03, o corpo de prova está adequadamente saturado quando o parâmetro (B) for maior ou igual a 0,95. No caso de rochas, que são materiais pouco compressíveis, o corpo de prova é dado como saturado quando (B) não se alterar quando aplicado altos valores de contrapressão.

Os sistemas de controle hidráulico para a realização do ensaio podem ser abertos e fechados, utilizando carga variável, constante ou de fluxo constante. O sistema é considerado aberto quando há contato direto da atmosfera com o influente ou o efluente, ou ambos ao mesmo tempo, permitindo assim o escape ou absorção do fluido para o reservatório e consequentemente podendo haver variação do volume da amostra ensaiada. No sistema fechado, os fluxos de entrada e de saída são iguais, não havendo assim mudanças no volume da amostra, sendo assim necessário um mecanismo que força o fluxo através do corpo de prova, normalmente uma coluna de mercúrio instalada no meio do sistema ajustável ao gradiente de pressão (DOURADO, 2003).

A carga hidráulica aplicada no ensaio é dita como constante quando se mantém as mesmas pressões de entrada e saída do permeâmetro durante todo o ensaio, assim a diferença entre as cargas sempre será a mesma. Já para as cargas variáveis mantém fixa a pressão de saída do fluxo e aumenta a pressão de entrada até um dado valor, deixando que a mesma se dissipe e iguale com a pressão de saída. No sistema dito como de fluxo constante, há uma bomba que garante o fluxo a uma vazão constante, medindo a diferença de entrada e saída por transdutores de pressão (DOURADO, 2003).

Diagrama esquemático de um sistema de medição de permeabilidade em uma célula de pressão. A amostra, com área A (mm^2) e espessura L (mm), está entre dois reservatórios de fluido. O sistema inclui dois sistemas de contração (1) e (2), um sistema de pressão na célula, um indicador de mudança de volume, e uma bomba de poropressão. As pressões P_1 e P_2 são indicadas em pontos específicos. A vazão q (ml/min) é mostrada na saída da célula.

Neste esquema há uma contrapressão ligada na base e uma no topo da amostra e uma pressão confinante, sempre maior do que as outras duas. Se a célula for composta por duas saídas na base, uma delas é ligada ao sistema de poropressão e a outra ligada ao sistema de aplicação da contrapressão, mas se houver apenas uma saída, instala-se um transdutor de pressão, ou então, se o sistema de medição de poropressão for um indicador de mercúrio nulo, acopla-se uma junção T ligando uma das portas a um painel indicador de poropressão e a outra ao sistema de aplicação de poropressão (HEAD, 1986). Os dois exemplos para célula com apenas uma saída na base podem ser vistos na Figura 21.

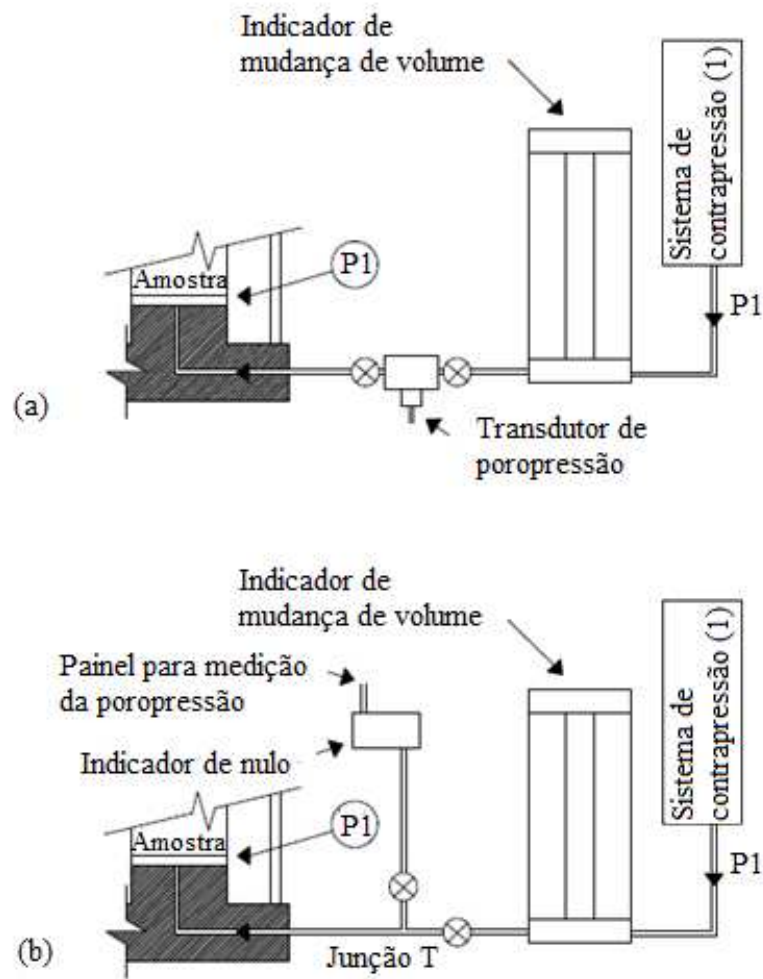


Figura 21: Conexões para célula triaxial com apenas uma saída na base (a) usando transdutor de poropressão (b) usando indicador nulo de poropressão (Adaptado de HEAD, 1986).

Em geral, uma diferença entre a contrapressão aplicada no topo e à aplicada na base de 20 kPa, ou até mais dependendo do solo, é o suficiente para gerar fluxo na amostra. O ensaio é realizado até atingir uma taxa de fluxo permanente, traçando um gráfico volume percolado em função do tempo, adotando como vazão a inclinação da reta que se forma quando o fluxo tende a ser constante (HEAD, 1986). O coeficiente de permeabilidade pode ser calculado pela Equação 48.

$$K = \frac{q L}{60A \cdot 102\Delta p} \quad \text{Equação 48}$$

Em que:

K = coeficiente de permeabilidade (m/s);

A = área da amostra em (mm²);

Δp = Diferença de pressão entre a base e o topo ($P_1 - P_2$) (kPa);

L = comprimento em (mm); e

q = é a vazão efluente em (ml/min).

A Figura 22 ilustra uma das montagens possíveis para a realização do ensaio, utilizando apenas um sistema de contrapressão que aplica uma pressão (P_1) constante para promover o fluxo.

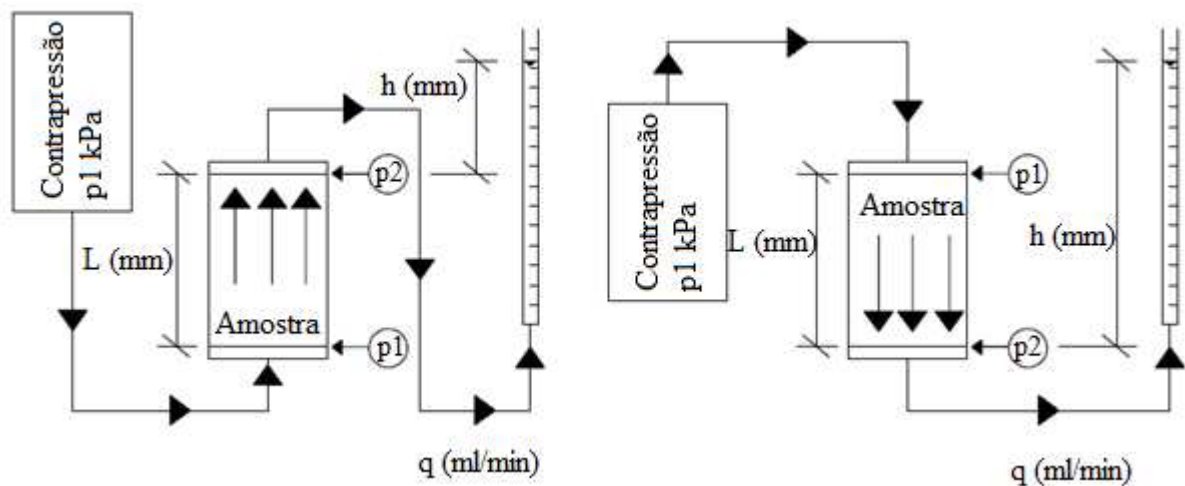


Figura 22: Arranjo para ensaio de permeabilidade em célula triaxial com a aplicação de uma contrapressão (Adaptado de HEAD, 1986).

Neste sistema, há somente a aplicação de uma contrapressão constante, além da pressão confinante, e a saída é ligada a uma bureta aberta. Como a saturação é conseguida por aplicação de pressão no entorno da célula, a direção do fluxo pode ser descendente ou ascendente. Se a permeabilidade for alta permitindo o deslocamento do ar, deve-se ligar a contrapressão na base permitindo a drenagem o topo (HEAD, 1986).

A pressão de saída pode ser aumentada em relação à atmosférica, elevando o nível de água da bureta. Caso o gradiente hidráulico seja maior do que uma unidade, é preferível que se execute o ensaio com fluxo descendente, pois fluxo ascendente pode causar instabilidade na amostra e surgência de *piping*, principalmente em solos não coesivos (HEAD, 1986).

As leituras são realizadas na bureta até atingir uma taxa de fluxo constante, plotando um gráfico de volume percolado em função do tempo, e adotando como vazão constante a inclinação da reta, assim como no esquema para duas contrapressões. A pressão de entrada deve ser maior do

que a da saída, de forma que variação do nível de água na bureta não interfira significativamente no gradiente (HEAD, 1986).

Se a taxa de fluxo for alta excedendo a capacidade da bureta, deve-se manter o nível da água de saída constante, recolhendo a água percolada por meio de uma proveta graduada ou pesando por meio de uma balança digital. O coeficiente de permeabilidade pode ser calculado pela seguinte equação:

$$K = \frac{q L}{60A \cdot 102P_1} \quad \text{Equação 49}$$

Onde:

K = coeficiente de permeabilidade (m/s);

A = área da amostra em (mm²);

P₁ = Pressão que gera o fluxo (kPa);

L = comprimento em (mm); e

q = é a vazão efluente em (ml/min).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Áreas de estudo

Para a realização dos ensaios foram escolhidos três locais, situados no município de Viçosa-MG. As escolhas destes locais foram definidas considerando-se que nos mesmos ocorrem solos com características distintas. Logo, realizando os ensaios nestes locais é possível ter uma melhor análise de como é a resposta destes equipamentos em solos com propriedade diferentes. Na Figura 23 é possível ver a localização do município de Viçosa-MG.

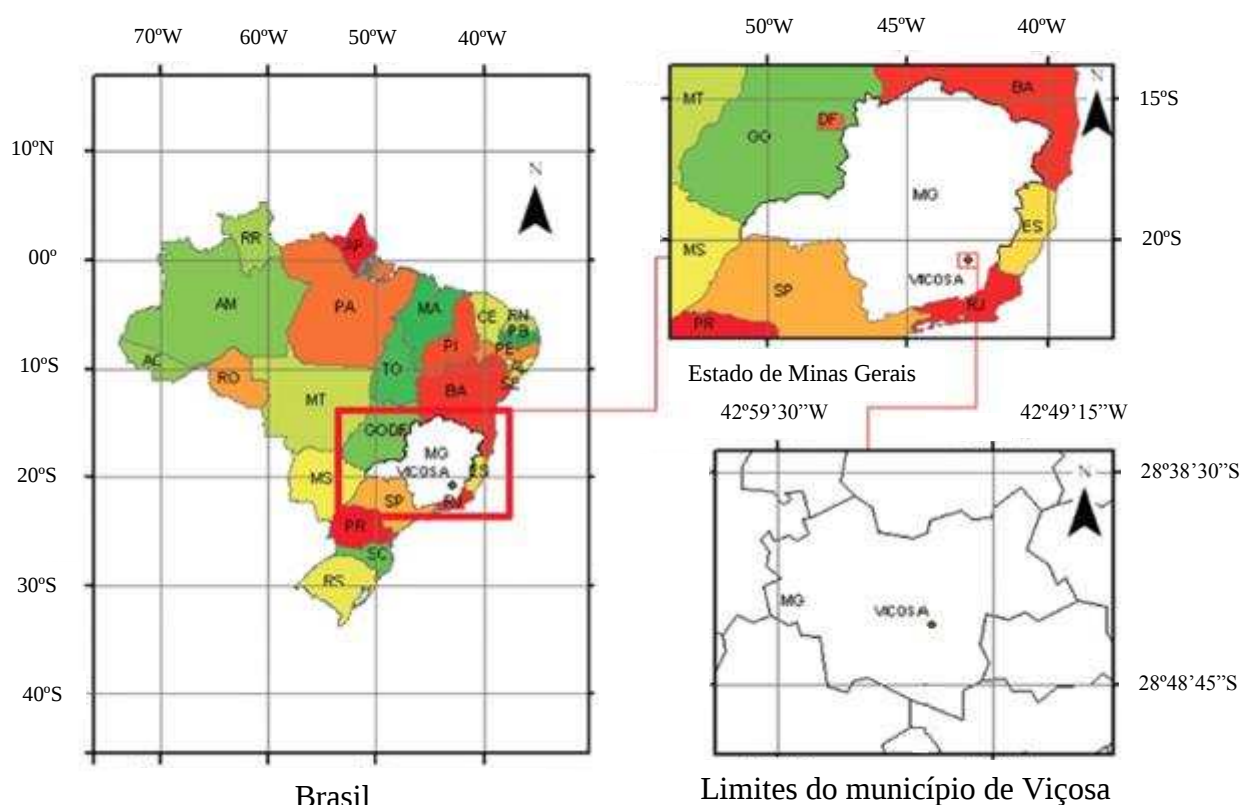


Figura 23: Demonstrativo da localização de Viçosa (Adaptado de FERRAZ *et al.*, 2014)

3.1.1 Localização

A primeira área de estudo está localizada próxima à estação de tratamento de água do município de Viçosa, na rua Saae, com coordenadas geográficas $20^{\circ}45'45.32''\text{S}$ e $42^{\circ}52'29.04''\text{O}$. Este local é representado por uma região plana proveniente de um corte feito em um talude, com altura aproximada de sete metros, que tem como finalidade fornecer solo para alguns aterros situados no município de Viçosa. A Figura 24 a seguir demonstra o local da área de estudo.



Figura 24: Localização da área do ETA.

A segunda área situa-se próximo ao aeroporto de Viçosa, ao lado da BR 356, saída do município de Viçosa em direção à cidade de Ubá, com coordenadas geográficas $20^{\circ}45'20.07''\text{S}$ e $42^{\circ}50'24.47''\text{O}$. O local é representado por um talude que foi criado com a finalidade de realização de um corte para a construção de uma estrada. Para a realização dos ensaios neste talude foi necessário criar uma plataforma plana no mesmo. A Figura 25 demonstra a localização da área.



Figura 25: Localização da área do AE.

Por fim, a terceira e última área é localizada dentro da UFV, em um local denominado Vila Secundino, situado entre o Departamento de Zootecnia e o de Medicina e Enfermagem, ao lado da rua que liga os dois departamentos, com as seguintes coordenadas geográficas 20°45'47.92''S e 42°51'29.15''O. O local é representado por um talude onde foi criado um platô para a realização dos ensaios. A localização da área pode ser vista na Figura 26.



Figura 26: Localização da área da VS.

3.1.2 Caracterização da área de estudo

Nas áreas estudadas foram coletadas amostras para ensaios de caracterização geotécnica, com o objetivo de determinar propriedades dos solos que possam interferir na permeabilidade, e classificar o solo da área em questão.

Os ensaios de caracterização que foram realizados e as normas que foram seguidas para a realização dos ensaios são: granulometria (NBR 7181/ 1984 - Solo - Análise granulométrica), massa específica dos sólidos (NBR 6508/ 1984 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica) e Limites de Atterberg (NBR 7180/ 1984 - Solo - Determinação do limite de plasticidade e NBR 6459/ 1984 - Solo - Determinação do limite de liquidez). Além disto, foram feitos ensaios de compactação segundo a NBR 7182 – 2016 (Solo - Ensaio de compactação) para obtenção da curva de compactação.

Os resultados dos ensaios de granulometria para os solos do ETA, do aeroporto e da Vila Secundino, podem ser vistos na Figura 27, Figura 28 e na Figura 29.

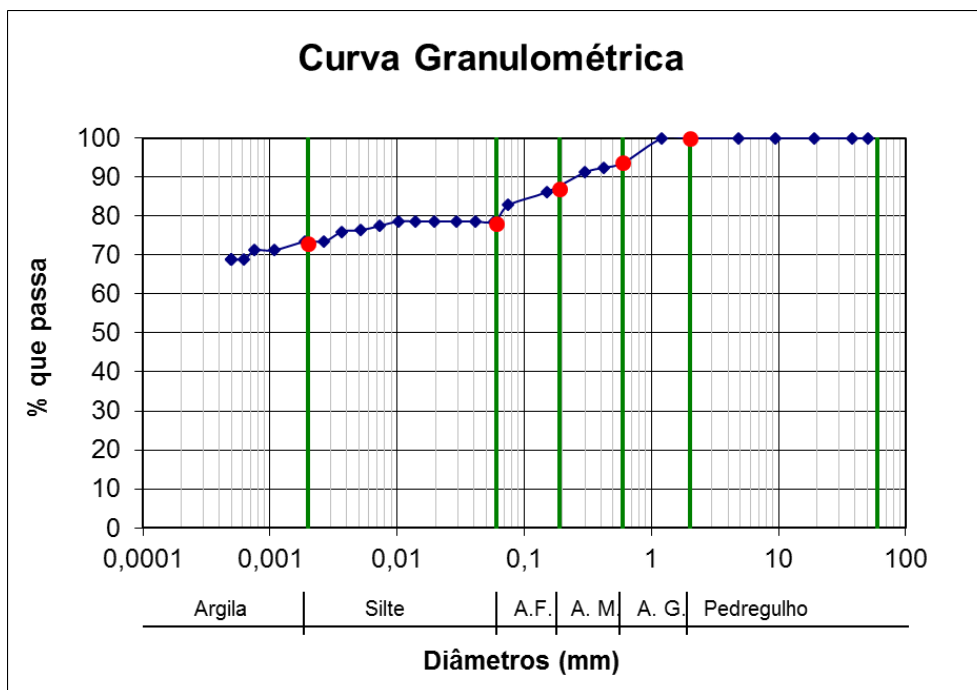


Figura 27: Ensaio de granulometria do ETA.

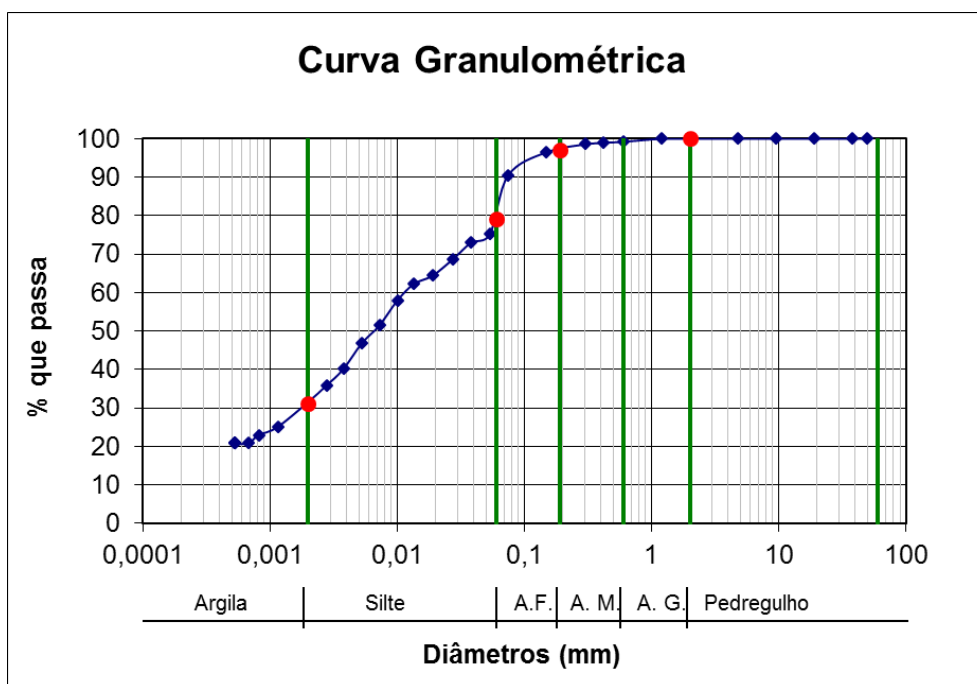


Figura 28: Ensaio de granulometria do Aeroporto.

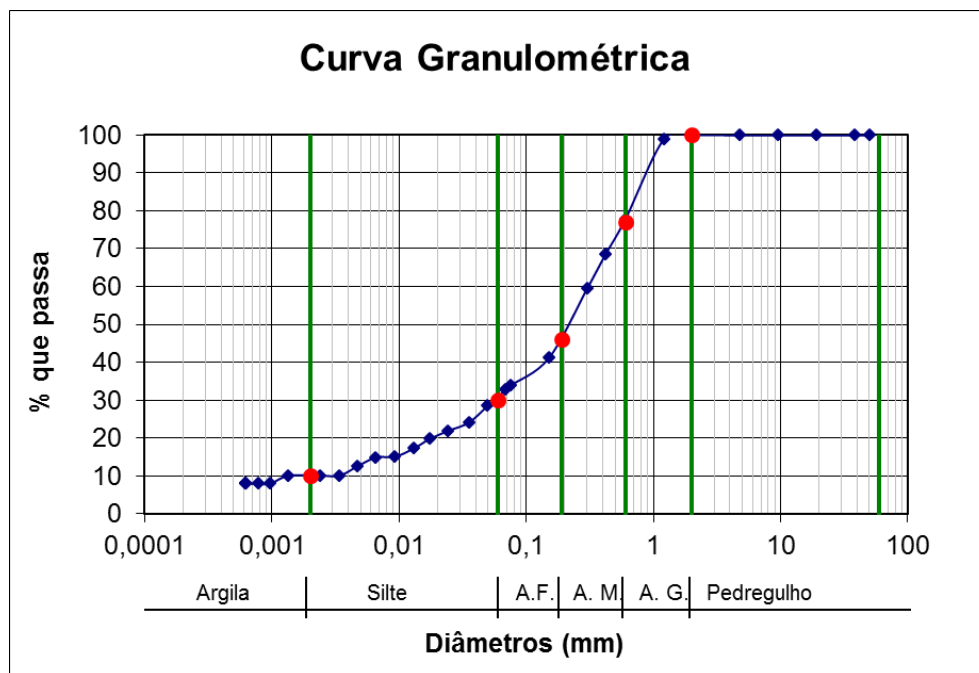


Figura 29: Ensaio de granulometria da Vila Secundino.

A classificação granulométrica segundo a ABNT pode ser vista na Tabela 4.

Tabela 4: Classificação granulométrica segundo a ABNT.

Local	Percentual %			
	Argila	Silte	Areia	Pedregulho
ETA	73	5	22	0
AE	31	48	21	0
VS	10	20	70	0

Os resultados encontrados para a massa específica dos sólidos e limites de Atterberg dos solos em questão podem ser vistos na Tabela 5, observando-se que o solo presente na Vila Secundino apresenta características de um solo não plástico (N/P) e o solo do ETA, por se tratar de um solo argiloso, apresentou um maior índice de plasticidade do que o solo do AE, que possui uma maior porcentagem de silte, apesar de sua porcentagem de argila também ser significativa.

Tabela 5: Limites de Atterberg e Massa específica dos sólidos.

Local	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s (kN/m ³)
ETA	76	45	31	27,30
AE	71	48	23	29,68
VS	N/P	N/P	N/P	26,23

N/P = não plástico.

A classificação para os solos estudados segundo a classificação textural desenvolvida pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA), a criada pela Associação Americana de Rodovias Estaduais e Autoridades de Transporte (AASHTO) e a classificação unificada inicialmente desenvolvida por Casagrande que hoje é regida pela norma D-2487 da ASTM, podem ser vistas na Tabela 6.

Tabela 6: Classificação dos solos.

Local	Classificação do solo USDA, AASHTO e Unificada		
	USDA	AASHTO	Unificada
ETA	Argila	A-7-6	MH (Silte com alta plasticidade)
AE	Argila lemo siltosa	A-7-6	MH (Silte com alta plasticidade)
VS	Lemo arenoso	A-3	SM (Areia siltosa)

Nos ensaios de compactação as amostras foram compactadas com a energia normal do ensaio Proctor, com o intuito de se obter o peso específico seco máximo e o teor de umidade máximo, para aquela energia de compactação. As curvas de compactação obtidas nos ensaios podem ser vistas na Figura 30, Figura 31 e na Figura 32.

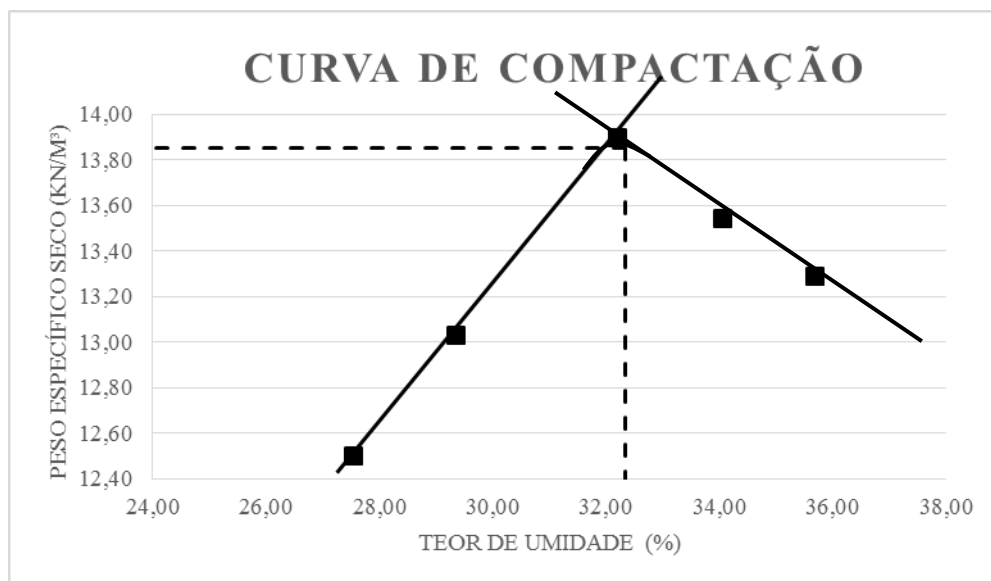


Figura 30: Curva de Compactação ETA.

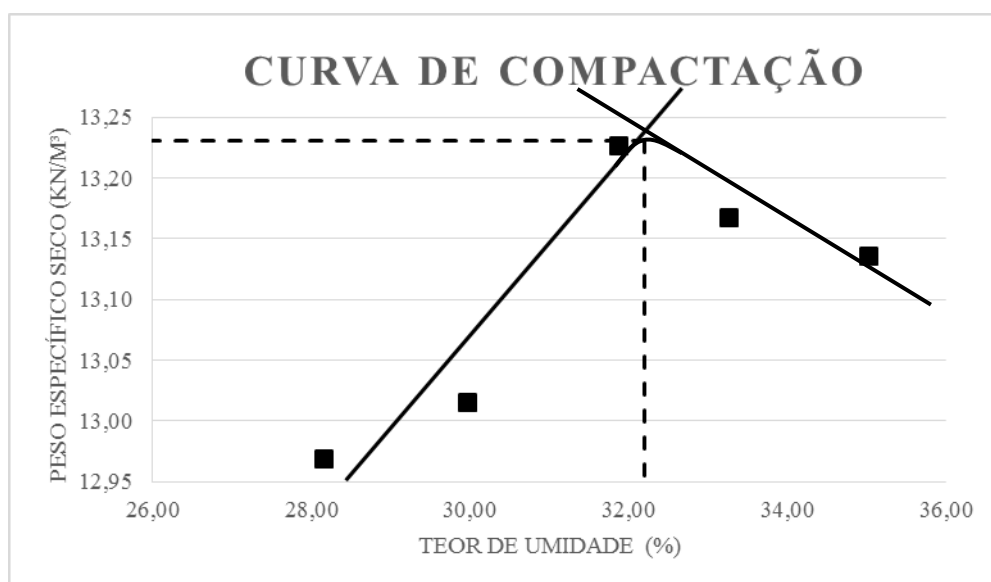


Figura 31: Curva de Compactação Aeroporto.

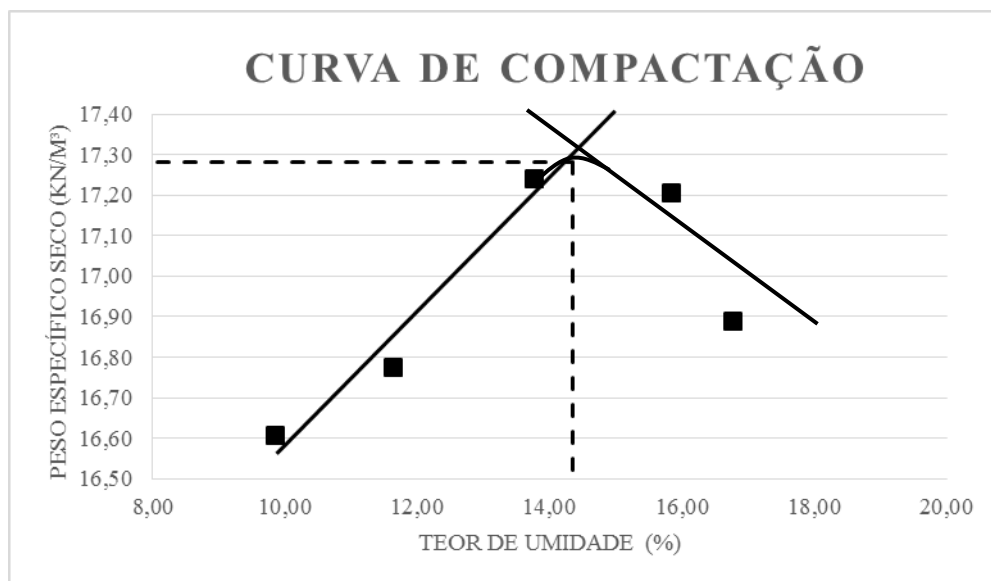


Figura 32: Curva de Compactação Vila Secundino.

Com os dados da curva foi possível obter o peso específico seco máximo e teor de umidade máximo. Na Tabela 7 mostra-se os resultados encontrados.

Tabela 7: Resultados dos Ensaio de Compactação.

Local	γ_d máx (kN/m³)	w máx (%)
ETA	13,85	32,35
AE	13,23	32,20
VS	17,28	14,35

3.2 Realização dos ensaios de laboratório

Foram realizados ensaios de laboratório em permeâmetro de parede rígida e em células triaxiais. Os ensaios realizados em permeâmetro de parede rígida foram regidos pela NBR 14545 – 2000 (Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável) e os ensaios em células triaxiais, como não possuem norma específica, foram executados como nos permeâmetros de parede rígida, com exceção da montagem.

3.2.1 Ensaios de permeabilidade em permeâmetro de parede rígida

Foram executados ensaios de permeabilidade tanto em amostras compactadas na energia normal do Proctor, procurando obter-se um grau de compactação de 100%, como em amostras retiradas em campo, com o intuito de comparar os resultados dos ensaios de permeabilidade realizados em laboratório com os realizados em campo.

As amostras retiradas em campo foram extraídas seguindo as recomendações da NBR 9604 – 2016 (Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimentos), tomando-se os devidos cuidados para se manter a estrutura original intacta, não influenciando assim nos resultados finais, como pode ser visto na Figura 33. Estas amostras foram retiradas no mesmo local onde foram realizados os ensaios de permeabilidade de campo e a partir delas moldados corpos de prova tanto na direção vertical como na horizontal com 12 cm de altura e 10 cm de diâmetro, como pode ser visto na Figura 34.

No solo presente na Área 1, por se tratar de um solo argiloso, houve a necessidade de cobrir o local com uma pequena capa de solo solto para minimizar a criação de fendas de contração, proveniente da perda de umidade quando exposto ao sol, e no momento da retirada das amostras teve-se que extrair uma camada de aproximadamente 10 cm (Zona crítica onde houve o aparecimento de fendas).



Figura 33: Retirada de amostra indeformada.



Figura 34: Moldagem do corpo de prova.

Com as amostras moldadas foram montados os ensaios nas câmaras. A montagem consiste em se colocar na câmara uma camada inicial de areia (material que proporciona uma perda de carga quase que insignificante quando comparado com a perda proporcionada pelo fluxo que ocorre dentro do corpo de prova) e depois o corpo de prova no centro da câmara, utilizando-se parafina para manter o mesmo centralizado impedindo seu deslocamento. Para impedir que a parafina, no momento de despejo, vede a passagem de água na base é colocado por baixo do corpo de prova um papel filtro, como pode ser visto na Figura 35.



Figura 35: Preenchimento inicial da camada de areia e preparação do corpo de prova para ser inserido na célula. Após esta etapa é colocado no entorno do corpo de prova argila bentonítica (Material com característica de vedação por possuir um coeficiente de permeabilidade muito baixo, quase que impermeável) que tem como finalidade impedir o fluxo preferencial no contato entre a câmara e o corpo de prova, garantindo assim que o mesmo ocorra somente no corpo de prova. Após esta camada de bentonita, é colocada outra camada de parafina ao redor do corpo de prova e subsequente camada de areia, como visto na Figura 36.



Figura 36: Preparação do ensaio com a colocação da parafina e da lama bentonítica.

Após a montagem, a célula é levada para o painel para realização da saturação e leituras de vazão; o ensaio foi feito sob carga variável para melhor coleta dos dados e reduzir a possibilidade de criação de *piping*. O painel é composto de quatro buretas, permitindo a realização de quatro ensaios simultâneos, e de cada bureta parte uma mangueira que alimenta a câmara de água. Um desenho do painel pode ser visto na Figura 37. As mangueiras são ligadas na parte inferior da câmara promovendo um fluxo ascendente, garantindo um processo de saturação mais eficiente, pois a tendência do ar é mover para a parte superior do corpo de prova.

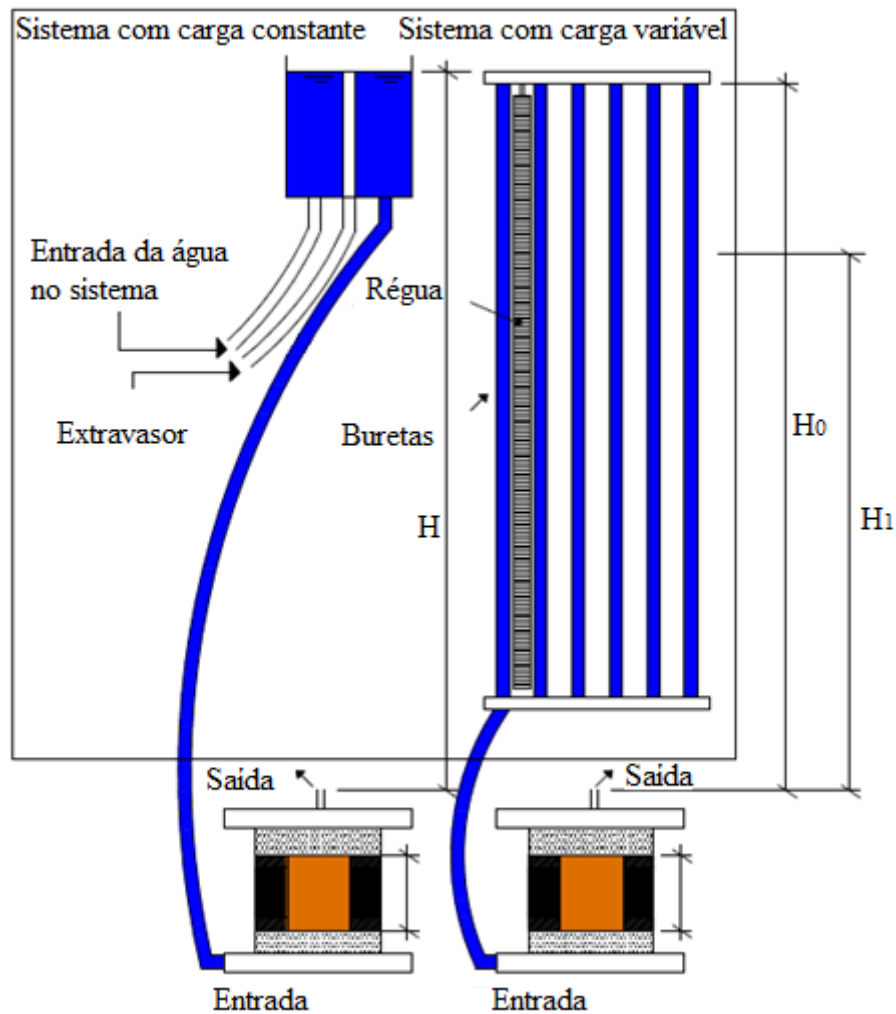


Figura 37: Painel para realização dos ensaios de permeabilidade.

O ensaio prossegue com o enchimento das buretas com água (a água utilizada deve ser filtrada) realizando baixos incrementos de carga, tomando o devido cuidado não promover uma carga hidráulica que venha a causar *piping* na amostra, e faz-se a leitura do nível de água inicial e final, após um dado intervalo de tempo, ou então, anota-se o tempo gasto para que o nível de água desça de uma dada altura inicial até uma final, sendo que, para melhor controle, a leitura inicial deve ser sempre a mesma. É considerado que o corpo de prova atingiu um estado de saturação quando se obtém quatro leituras iguais de vazão, para a mesma carga hidráulica. As leituras dos níveis de água nas buretas são feitas através de uma régua graduada, fixada ao lado da mesma. No decorrer do ensaio é anotado o nível de água inicial, o final, o tempo de ensaio e a temperatura da água. Com os dados coletados no ensaio é possível obter o coeficiente de permeabilidade, calculado pela Equação 46.

O coeficiente de permeabilidade (K) foi convertido para um coeficiente a 20°C, multiplicando o valor encontrado pela Equação 46 por um fator (Ck), que varia com a temperatura, obtido da Tabela 8. Para cada área de estudo foram realizados três ensaios na direção vertical e três na direção horizontal, nos corpos de prova moldados a partir de amostras indeformadas retiradas do campo, e apenas um ensaio em corpo de prova compactado, devido ao controle no momento de compactação e representatividade do corpo de prova, não gerando grande variação nos resultados de corpos de prova compactados.

Tabela 8: Fator de correção (Ck).

Fator de correção Ck em função da temperatura							
T°C	Ck	T°C	Ck	T°C	Ck	T°C	Ck
7	1,416	13	1,195	19	1,025	25	0,887
8	1,375	14	1,165	20	1,000	26	0,867
9	1,336	15	1,135	21	0,975	27	0,847
10	1,298	16	1,106	22	0,952	28	0,829
11	1,263	17	1,078	23	0,930	29	0,811
12	1,228	18	1,051	24	0,908	30	0,793

3.2.2 Ensaios de permeabilidade em célula triaxial

O ensaio de permeabilidade em célula triaxial foi feito semelhante ao ensaio em câmara rígida, com a diferença de ser montado em uma célula muito utilizada para ensaios de cisalhamento triaxial. Foram feitos três ensaios para cada área estudada em corpos de prova moldados na vertical, a partir de amostras indeformadas, e um ensaio em corpo de prova compactado na energia normal do Proctor com um grau de compactação próximo de 100 %.

A montagem da célula para realização do ensaio consiste em colocar o corpo de prova na base da célula, com uma pedra porosa na base e no topo (para promover uma distribuição uniforme da água nas faces da amostra), e entre a pedra porosa e o corpo de prova é colocado um papel filtro, para impedir a colmatção da pedra que pode oferecer resistência à passagem da água. No topo da amostra é colocado um dispositivo para promover a ligação do topo com o registro localizado na base da amostra, como pode ser visto na Figura 38.



Figura 38: Demonstração da célula onde será realizado o ensaio.

Para se impedir o contato da água que envolve o interior da célula, utilizada para aplicação de uma carga externa denominada (σ_3), é colocado no corpo de prova uma membrana flexível constituída por preservativo. Em ensaios de cisalhamento triaxial, é comum colocar papel filtro ao redor do corpo de prova para auxiliar no processo de saturação, porém para medir a permeabilidade a instalação deste papel filtro promove um fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana influenciando no resultado do ensaio. Na Figura 39, mostra-se a preparação do corpo de prova na célula com a instalação da membrana.



Figura 39: Instalação do corpo de prova na célula.

Assim como no permeâmetro de parede rígida optou-se por promover o fluxo de forma ascendente, sendo a entrada da água no corpo de prova feito por uma conexão situada na base da célula. A carga hidráulica utilizada para promover o fluxo foi implementada por meio de uma bureta graduada conectada na base da célula, por onde se fazia as leituras de nível da água. Para promover a aplicação do (σ_3), que tem a finalidade de colar a membrana ao corpo de prova, foi instalado um reservatório de água conectado ao registro na base da célula que faz comunicação com a água presente no interior da mesma. A diferença entre a carga aplicada pelo reservatório (σ_3) e a carga para promover o fluxo foi de 5 kPa, garantindo um perfeito contato entre a membrana e a lateral do corpo de prova, impedindo o fluxo preferencial neste contato. A Figura 40 apresenta o esquema de montagem do sistema.

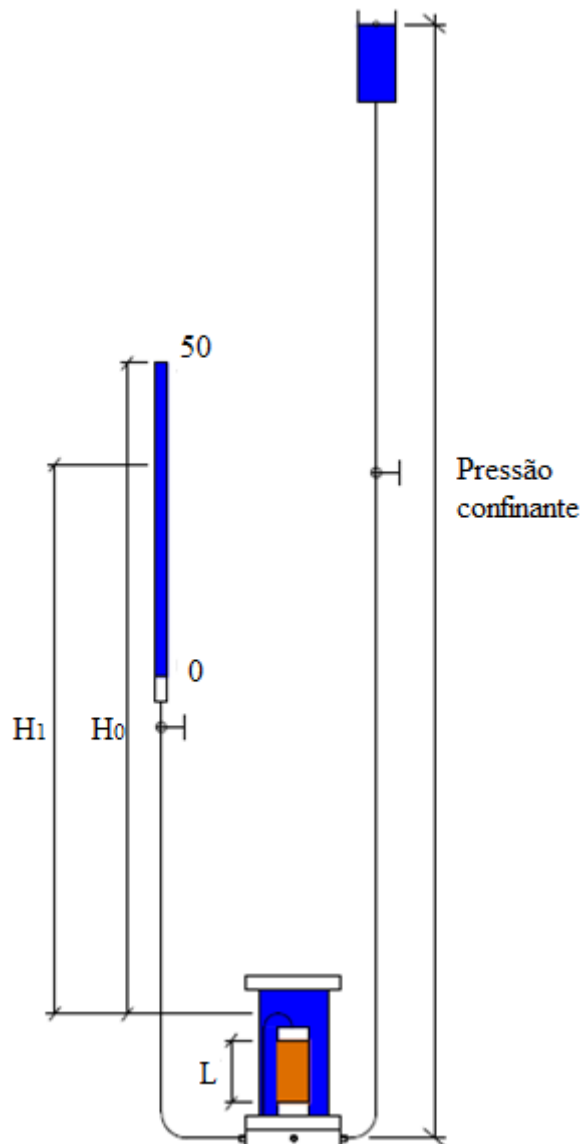


Figura 40: Esquema de montagem do ensaio de permeabilidade em célula triaxial.

O ensaio foi feito sob carga variável e o critério adotado para assegurar que o corpo de prova está saturado é o mesmo do permeâmetro de parede rígida, ou seja, quando a vazão se tornar constante para uma mesma carga hidráulica, determinada pela repetição de quatro leituras seguidas. As leituras foram feitas automaticamente na bureta que continha uma escala graduada e foi anotado o nível de água inicial, o final e o tempo entre uma leitura e outra, assim como a temperatura da água utilizada no ensaio. Para calcular o coeficiente de permeabilidade foi utilizada a Equação 46.

Assim como no permeâmetro de parede rígida foi calculado o coeficiente a 20°C, utilizando a Tabela 8 para a obtenção do fator (C_k). A carga máxima aplicada na base girou em torno de 1,2

mca (12 kPa), lembrando que uma elevada carga poderia promover o adensamento do corpo de prova, já que a saída no topo estava aberta para a atmosfera, necessitando neste caso da aplicação de uma terceira carga hidráulica no topo, sendo esta menor do que a da base que é menor do que (σ_3).

3.3 Realização dos ensaios de campo

Para realização dos ensaios de campo foram construídas plataformas nas áreas de estudo para o nivelamento do terreno, e nestes locais foram executados os ensaios com o permeâmetro Guelph, o infiltrômetro de anéis concêntricos e o permeâmetro de tubo. Para cada equipamento foram realizadas três repetições de ensaio para melhor representatividade.

3.3.1 Ensaios com o infiltrômetro de anéis concêntricos

Para a realização deste ensaio foi necessário primeiramente nivelar uma pequena área para garantir que a lâmina d'água seja a mesma em qualquer ponto do cilindro interno e externo; após esta etapa de nivelamento é feita a cravação do cilindro interno de 25 cm e depois do cilindro externo de 50 cm com um soquete metálico. Para a perfeita cravação, o soquete foi golpeado contra um sarrafo de madeira que distribuía a energia de forma uniforme para o anel. As bordas do anel que são cravadas no solo são biseladas para facilitar a cravação e causar menos perturbação no solo. O exemplo do cilindro cravado pode ser visto na Figura 41.



Figura 41: Instalação dos anéis.

Após a cravação dos cilindros prosseguiu-se com o enchimento do cilindro interno, até que se formasse uma lâmina d'água de 7 cm; para impedir que a água infiltre antes de iniciar o ensaio é colocado um plástico no seu interior. Com o cilindro interno cheio inicia-se o enchimento da área entre o cilindro externo e interno, até que forme uma lâmina de água de 5 cm, como visto na Figura 42. A água utilizada no ensaio deve ser livre de sólidos em suspensão e contaminantes, sendo recomendado ainda que durante o ensaio se utilize um guarda sol para impedir o contato direto do sol com a superfície da água, evitando erros na medição das leituras.



Figura 42: Preparação para iniciar o ensaio.

Assim que se finalizar o enchimento do cilindro externo, retira-se o plástico e iniciam-se as leituras do rebaixamento do nível de água do cilindro interno, mantendo o nível de água do cilindro externo constante. Para realizar as leituras foi feito um aparato com o auxílio de uma régua, um pedaço de madeira e uma boia como pode ser visto na Figura 43. As leituras foram feitas em intervalos de tempo de 0, 1, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60 min e assim sucessivamente, variando o intervalo de leitura dependendo da velocidade de rebaixamento do nível de água, nunca deixando que o nível de água fosse reduzido para um valor menor do que 5 cm, adotando-se como limite uma variação de apenas 2 cm. Os dados do ensaio foram anotados em um formulário, como pode ser visto no APÊNDICE A, e com eles puderam ser gerados as curvas de velocidade de infiltração e infiltração em função do tempo.

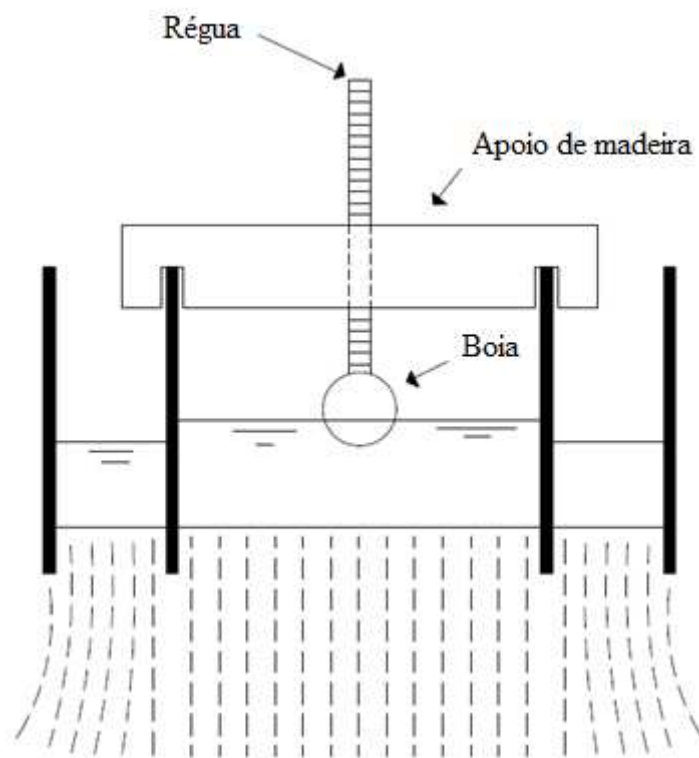


Figura 43: Esquema de realização do ensaio.

A partir destes dados podem ser geradas as equações de velocidade de infiltração pelos métodos de Kostiakov (1932), Kostiakov e Lewis e Horton (1940), assim como os valores da velocidade de infiltração básica obtida pelo método de Kostiakov (1932), através da Equação 26.

O valor da VIB foi estipulado também pelo modelo utilizado por Massad (1986), aplicado em estimativa de carga de ruptura em provas de carga. Para o cálculo da VIB por este modelo, inicialmente dividiu-se o tempo do gráfico de velocidade de infiltração em (n) valores igualmente espaçados, obtendo seus respectivos valores de velocidade de infiltração, VI, como pode ser observado na Figura 44.

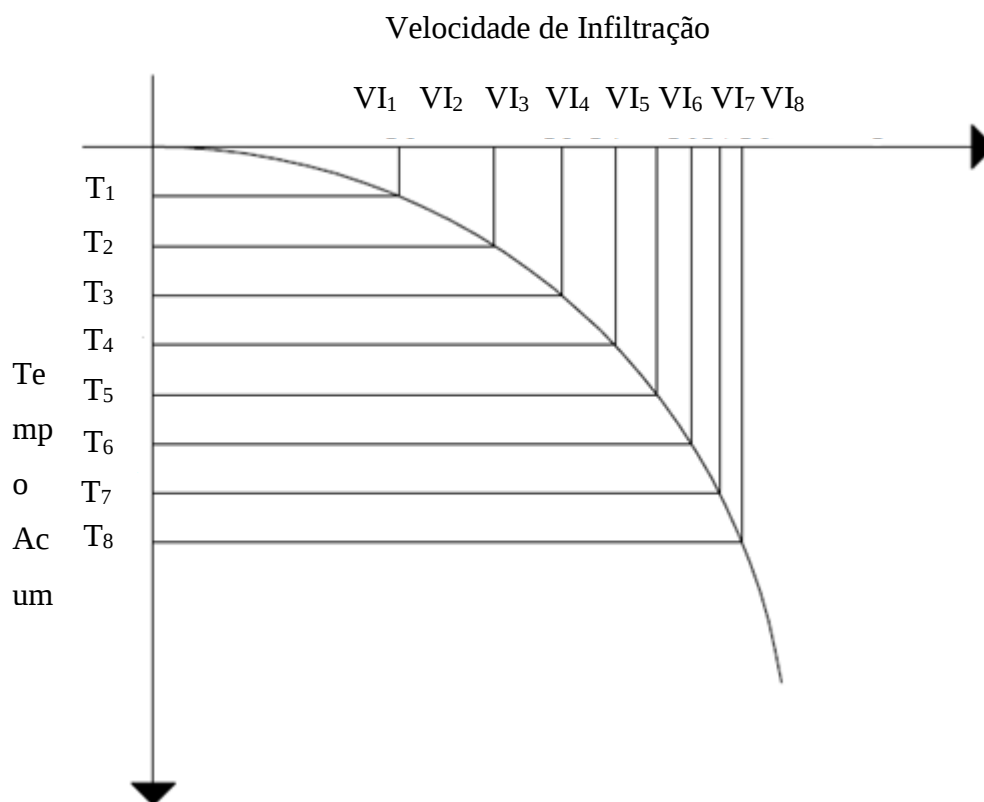


Figura 44: Tempos igualmente espaçados e as velocidade de infiltração correspondentes.

Com os dados das velocidades de infiltração encontradas, pode ser plotado um outro gráfico do tipo $VI_{i+1} \times VI_i$, como pode ser visto Figura 45.

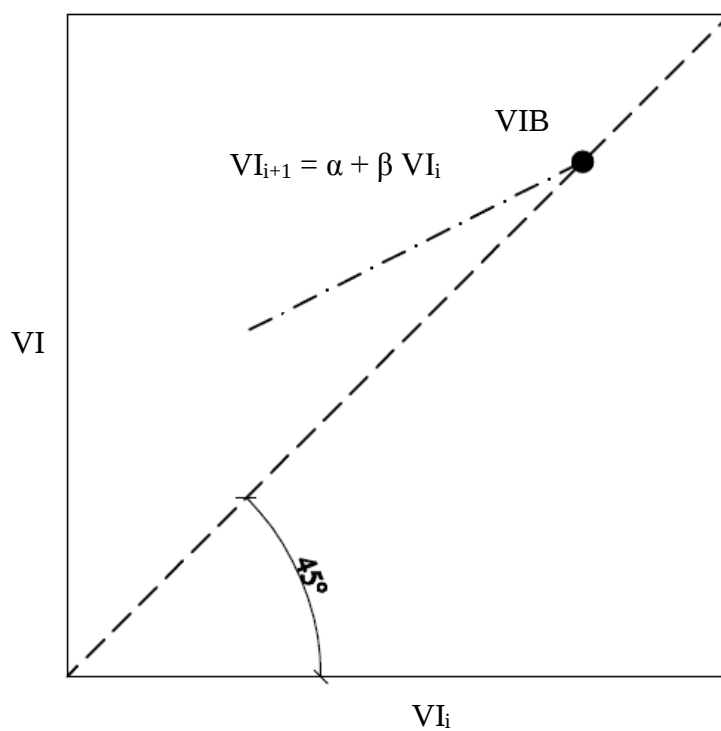


Figura 45: Gráfico para obtenção da VIB.

A VIB pode ser calculada utilizando a Equação 50.

$$VIB = \frac{\alpha}{1 - \beta} \quad \text{Equação 50}$$

Os coeficientes α e β são obtidos da equação gerada no gráfico da Figura 45.

3.3.2 Ensaios com o permeâmetro de tubo

A execução do ensaio com o permeâmetro de tubo aberto começa com a perfuração do furo, de aproximadamente 65 cm de diâmetro (que é o diâmetro do tubo) e 10 cm de profundidade (que é a profundidade que se deseja determinar o valor do coeficiente de permeabilidade), como visto na Figura 46. Após a perfuração do furo o tubo é cravado, para que o mesmo entre justo no furo. No momento desta cravação foi instalado uma luva metálica em sua ponta, para não danificar o tubo nesta etapa.



Figura 46: Preparação do furo.

Para impedir o retorno da água à superfície no momento do ensaio, criando um fluxo preferencial entre o tubo e a parede do furo, foi colocada uma bentonita seca ao redor do tubo no momento da cravação, criando uma camada impermeável quando se inicia o ensaio e se umedece a bentonita seca. Para garantir a verticalidade do tubo foi feito uma espécie de atirantamento do mesmo através de um elástico e fixadores metálicos. O exemplo de montagem pode ser visto na Figura 47.

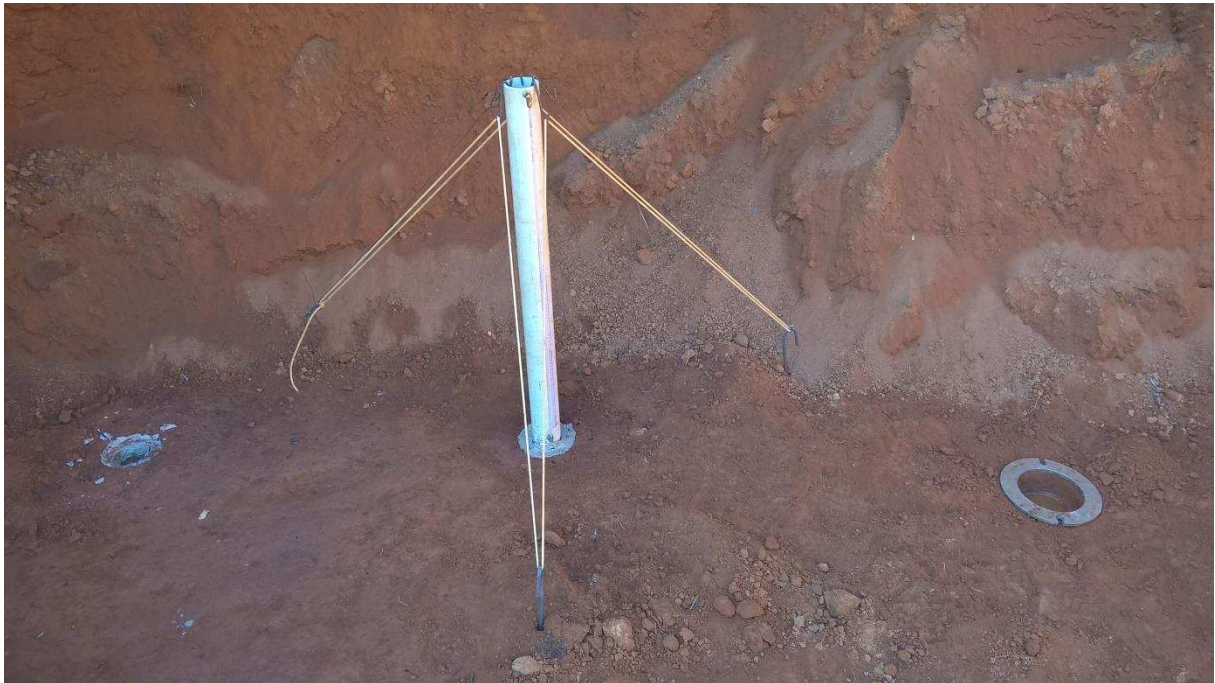


Figura 47: Ensaio Montado.

Após a montagem de todo o equipamento realiza-se o enchimento do tubo com água e deixa saturando por um certo período que, dependendo do tipo do solo, pode demorar dias ou até mesmo não ocorrer a saturação de campo. O solo é tido como saturado quando as leituras de rebaixamento do nível de água no tubo se repetam no mínimo quatro vezes, para um dado intervalo de tempo e para uma mesma carga inicial. Para realizar estas leituras foi instalada no tubo uma mangueira transparente que conectava a base e o topo do tubo marcando o nível de água no interior do mesmo e ao lado desta mangueira foi fixada uma régua graduada para a realização das leituras com precisão, como pode ser visto na Figura 48.

Durante a realização das leituras era feita a medição da temperatura da água dentro do tubo para que seja feita a correção do coeficiente de permeabilidade, convertendo o mesmo para uma temperatura de 20°C, multiplicando valor encontrado no ensaio pelo fator de correção que consta na Tabela 8. Para impedir o contato direto do sol equipamento é recomendado a utilização de um guarda sol, reduzindo a variação climática no decorrer do ensaio. A água utilizada no ensaio é livre de contaminantes e sólidos em suspensão que possam influenciar no ensaio.



Figura 48: Régua graduada para auxiliar na realização das leituras.

Os cálculos foram feitos utilizando a Equação 17, expressada por Hoek e Bray (1981).

A obtenção dos parâmetros do ensaio pode ser visto na Figura 49.

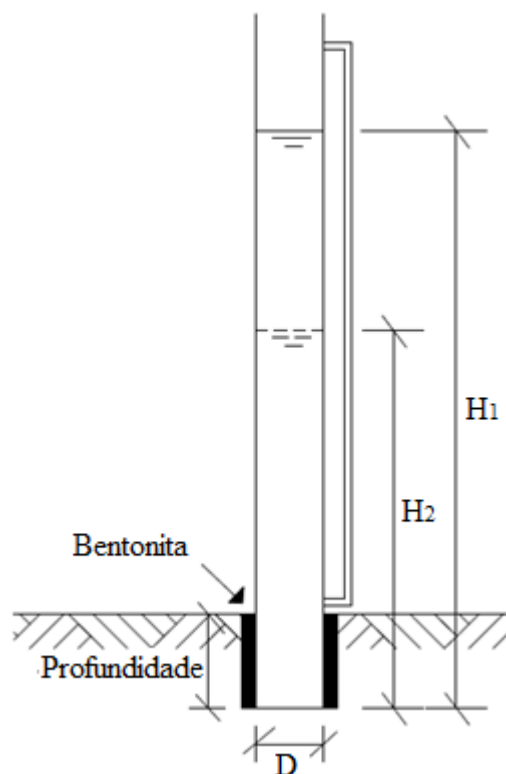


Figura 49: Detalhe do ensaio com o Tubo.

Com os dados do ($K_{méd}$) encontrado nos ensaios de laboratório foi recalculado um novo fator de forma (F) para comparar com o expressado na literatura.

3.3.3 Ensaios utilizando o permeâmetro Guelph

O permeâmetro Guelph utilizado foi um modelo 2800K1 vendido pela empresa Soilmoisture. Este permeâmetro vem com um kit que contém um permeâmetro, um tripé, uma broca para perfuração, uma broca para limpeza do furo e escova de aço para escarificar as paredes do furo evitando o fechamento dos poros, um recipiente com água e uma bomba de vácuo manual. O ensaio se reduz basicamente na escavação do furo, montagem do equipamento e realização das leituras.

A etapa de escavação é feita com trado manual, e o furo realizado até uma profundidade de 15 cm com 6 cm de diâmetro (diâmetro do trado que acompanha o equipamento), como pode ser visto na Figura 50. Após a escavação é feita a escarificação da parede do furo com a escova metálica para evitar o fechamento dos poros, geralmente acontece em solos argilosos, e depois se realiza o nivelamento da base com uma ponta do trado que é destinada a esta função.



Figura 50: Escavação do furo com o trado manual.

Depois de realizado o furo onde será feito o ensaio monta-se o equipamento, tomando os cuidados para não chocar a ponta do permeâmetro na parede do furo ocasionando o seu fechamento. No momento de conexão das partes do equipamento sempre verificar o perfeito encaixe das mangueiras e a vedação das mesmas. Após o equipamento montado no local inicia o enchimento do reservatório da garrafa Mariotte por um orifício situado na parte de cima da garrafa e no momento do enchimento a entrada de ar da garrafa deve estar aberta. A Figura 51 demonstra o equipamento montado e pronto para uso.

Antes de realizar o enchimento da garrafa mede-se a temperatura da água, para posterior correção da mesma através da Tabela 8. A água utilizada no ensaio não possui sólidos em suspensão, nem contaminantes que possam influenciar na medição. Durante o ensaio é recomendado a utilização de um guarda sol para impedir o contato do sol com o equipamento.



Figura 51: Instalação do equipamento no local.

Com a garrafa cheia prossegue-se com a escolha de qual dos reservatórios será usado, apenas o reservatório interno ou a combinação dos dois. Para o estudo em questão, como todos os solos apresentaram uma maior capacidade de absorção de água, houve a necessidade de usar os dois reservatórios combinados, sendo assim, a válvula ficou virada para cima para que os dois reservatórios contribuíssem com água para o ensaio, como pode ser visto na Figura 52.

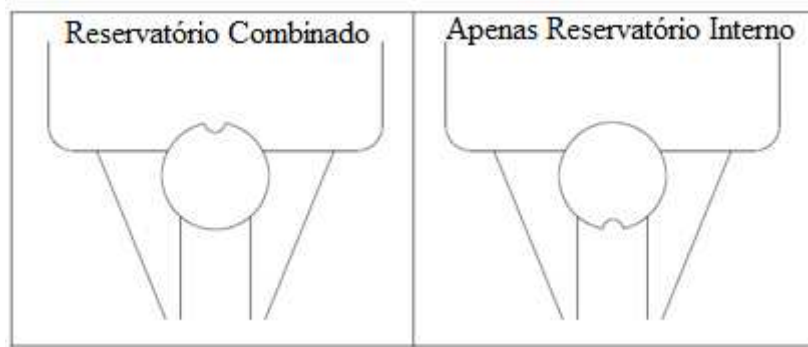


Figura 52: Válvula para escolha do reservatório.

Com o reservatório cheio e o equipamento posicionado iniciou-se a realização do ensaio com a aplicação da primeira carga de 5 cm. Para a aplicação da carga faz-se necessário levantar a ponteira até a altura referente à carga a ser aplicada; para controlar a altura de carga utiliza-se um tubo graduado como pode ser visto na Figura 53. Com a carga aplicada inicia-se as leituras em intervalos de tempo que variam de 30 segundos, para o solo arenoso da Vila Secundino (Área 3), até 2 minutos, para o solo argiloso do ETA (Área 1) e siltoso do aeroporto (Área 2). As leituras são feitas através da graduação impressa no reservatório interno e prosseguem até que se repetia quatro leituras iguais (condição de regime permanente).



Figura 53: Tubo com régua graduada que auxilia na aplicação da carga.

Após se atingir a condição de fluxo permanente para aquela carga, iniciou-se imediatamente a aplicação de outra carga, desta vez de 10 cm. A aplicação da carga e as condições para parar o ensaio são iguais à da primeira carga, sendo esta quando houver repetição das leituras por quatro vezes consecutivas. Para a anotação dos dados foi utilizado o formulário constante no APÊNDICE B.

Para os cálculos do coeficiente de permeabilidade, primeiramente, foi utilizado o método de duas cargas, calculado pela Equação 33. Para o cálculo do fluxo mátrico recorreu-se à Equação 38.

Para a determinação do fator forma (C), utilizado no cálculo dos parâmetros (G) e (J) que compõem a Equação 33 e a Equação 38, optou-se por recorrer inicialmente à curva C₃ presente na Figura 17, tendo como base que o parâmetro α^* é maior ou igual a 0,12 cm⁻¹, presente em solos estruturados e com presença de macroporos e fissuras. Com os valores de (K) e (Φ_m) é possível calcular o α^* através da Equação 51.

$$\alpha^* = \frac{K}{\Phi_m} \quad \text{Equação 51}$$

Com os valores de α^* calculados pelos ensaios, observou-se que, para os solos da Vila Secundino e do Aeroporto, os valores de ($\alpha^*_{\text{médio}}$) ficaram mais próximos de 0,04 cm⁻¹, não se enquadrando no valor inicialmente adotado de 0,12 cm⁻¹, logo foi recalculado o coeficiente de permeabilidade e o fluxo mátrico para os ensaios da VS e do AE utilizando a curva (C₂) presente na Figura 17, que representa solos com $\alpha^* = 0,04 \text{ cm}^{-1}$.

Foi também calculado o valor de (K) e (Φ_m) utilizando-se o método de uma carga, fazendo a média dos valores encontrados pela carga de 5 cm e de 10 cm. Para o cálculo de (K) utilizando-se o método de uma carga foi usada a Equação 44.

Para os solos do AE e da VS foram utilizados um $\alpha^* = 0,04 \text{ cm}^{-1}$ e a curva C₂ e no solo do ETA foi utilizada a curva C₃ e $\alpha^* = 0,12 \text{ cm}^{-1}$. O valor do fluxo mátrico foi calculado com base na Equação 51.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Resultados dos ensaios de laboratório

4.1.1 Resultados dos ensaios com o permeâmetro de parede rígida

Na Tabela 9 mostra-se os resultados obtidos através dos ensaios realizados em amostras indeformadas em permeâmetro de parede rígida.

Tabela 9: Resultados dos ensaios em permeâmetro de parede rígida.

Local	Propriedades	Corpos de Prova Verticais			Corpos de Prova Horizontais		
		1º	2º	3º	1º	2º	3º
ETA	K (cm/s)	3,55E-04	6,65E-04	6,21E-05	2,72E-05	1,42E-04	2,09E-05
	γ_d (kN/m³)	11,67	11,37	12,06	12,51	11,90	12,46
	CV	83,61%			107,56%		
	Kv méd/Kh méd	5,70					
AE	K (cm/s)	8,17E-05	9,09E-05	8,63E-05	3,74E-05	7,11E-05	7,71E-05
	γ_d (kN/m³)	10,80	11,18	10,69	11,09	10,82	10,71
	CV	5,34%			34,61%		
	Kv méd/Kh méd	1,40					
VS	K (cm/s)	2,73E-04	4,12E-04	4,04E-04	6,97E-04	3,98E-04	3,77E-04
	γ_d (kN/m³)	14,60	14,90	14,84	14,75	14,95	15,29
	CV	21,44%			36,53%		
	Kv méd/Kh méd	0,74					

Através dos resultados dos ensaios executados no permeâmetro de parede rígida é possível verificar que, para o solo do ETA, houve uma variação um pouco maior entre Kv/Kh, fato este que pode ter ocorrido devido à camada compactada presente na superfície. Como pode ser visto, o peso específico seco das amostras do solo do ETA variou entre 11,37 e 12,46 kN/m³, evidenciando uma redução do coeficiente de permeabilidade com o aumento do peso específico seco, passando de 10^{-4} para 10^{-5} cm/s, refletindo em um alto coeficiente de variação (CV). Esta variação do peso específico deve-se ao fato de no momento da retirada das amostras ter sido alcançada uma profundidade maior do que a da camada compactada, interferido na relação Kv/Kh.

Os ensaios no solo AE tenderam a apresentar uma relação K_v/K_h de 1,40, evidenciando uma condição quase isotrópica, pois se tratando-se de permeabilidade, uma variação tão pequena é considerada insignificante. Os valores de (K) ficaram entre $3,74 \times 10^{-5}$ e $9,09 \times 10^{-5}$ cm/s, para as amostras moldadas na vertical e na horizontal, permanecendo na mesma ordem de grandeza, refletindo em um menor coeficiente de variação, 5,34 e 34,61%, demonstrando uma condição bem homogênea para a área estudada.

No solo VS pode-se constatar que ele apresenta características de isotropia, apresentando uma relação K_v/K_h de 0,74 tendendo a 1. Os valores de (K) também variaram pouco de $2,73 \times 10^{-4}$ a $6,97 \times 10^{-4}$ cm/s, evidenciando uma quantidade maior de valores próximos de 4×10^{-4} cm/s, apresentando coeficiente de variação de 21,44% para as amostras moldadas na vertical e 36,53% para as moldadas na horizontal.

Esta relação K_v/K_h para os solos estudados sofre influência também da foliação dos mesmos, sendo que dependendo da sua orientação, nas amostras coletadas, podem oferecer caminhos preferências com menor resistência a passagem da água, tanto na horizontal como na vertical.

4.1.2 Resultados dos ensaios com o permeâmetro de parede flexível

A seguir apresenta-se, na Tabela 10, os resultados dos ensaios de permeabilidade no permeâmetro de parede flexível.

Tabela 10: Resultados dos ensaios de permeabilidade em permeâmetro de parede flexível.

Local	Propriedades	Corpos de Prova Verticais		
		1º	2º	3º
ETA	K (cm/s)	2,22E-04	5,94E-05	1,47E-04
	γ_d (kN/m³)	11,84	12,57	11,38
	CV	56,94%		
AE	K (cm/s)	8,34E-05	7,63E-05	9,41E-05
	γ_d (kN/m³)	10,71	10,99	10,84
	CV	10,60%		
VS	K (cm/s)	6,24E-04	5,96E-04	6,19E-04
	γ_d (kN/m³)	14,17	14,70	14,51
	CV	2,42%		

Como pode ser notado, os resultados, assim como no permeâmetro de parede rígida, variaram um pouco em função do peso específico seco, sendo esta variação evidenciada nos ensaios realizados no solo do ETA, em que a segunda amostra apresentou valor de (K) de $5,94 \times 10^{-5}$ cm/s, sendo este menor do que a das outras duas amostras, que resultaram em $2,22 \times 10^{-4}$ e $1,47 \times 10^{-4}$ cm/s. Para os outros solos estudados os valores encontrados foram bem próximos sendo que para o solo do AE variou entre $7,63 \times 10^{-5}$ e $9,41 \times 10^{-5}$ cm/s e no solo da VS entre $5,96 \times 10^{-4}$ e $6,24 \times 10^{-4}$ cm/s.

Os coeficientes de variação foram menores do que os encontrados com o permeâmetro de parede rígida, sendo que o solo do ETA apresentou um maior CV do que os demais, sendo este de 56,94%. O solo do AE e da VS apresentaram CV de 10,60% e 2,42%, demonstrando uma menor dispersão entre os resultados encontrados.

4.1.3 Comparação entre os resultados encontrados com o permeâmetro de parede rígida com os de parede flexível

Na Tabela 11 apresenta-se a comparação entre os resultados obtidos nos dois permeâmetros, rígido e flexível.

Tabela 11: Comparação entre os resultados obtidos com o permeâmetro de parede rígida e flexível.

Local	Permeâmetro de parede rígida			Permeâmetro de parede flexível			K 1 méd / K 2 méd	Variação (%)
	K 1 (cm/s)			K 2 (cm/s)				
	1º	2º	3º	1º	2º	3º		
ETA	3,55E-04	6,65E-04	6,21E-05	2,22E-04	5,94E-05	1,47E-04	2,52	152%
AE	8,17E-05	9,09E-05	8,63E-05	8,34E-05	7,63E-05	9,41E-05	1,02	2%
VS	2,73E-04	4,12E-04	4,04E-04	6,24E-04	5,96E-04	6,19E-04	0,59	-41%

Através dos resultados de (K) encontrados com os dois permeâmetros pode-se verificar que os dois apresentam resultados bem próximos, sendo que o permeâmetro de parede rígida, para o solo do ETA (argiloso), resultou em valores maiores do que os obtidos no permeâmetro de parede flexível, evidenciando uma maior eficácia no processo de saturação em solos finos no permeâmetro de parede flexível, embora a variação média não tenha sido grande, sendo esta de 152% para o ETA, o que se tratando de coeficiente de permeabilidade é muito pouco.

No solo da VS os resultados de (K) no permeâmetro rígido foram menores do que no flexível, cerca de 41 %, podendo ser avaliados como bem próximos. Estes resultados deram mais próximos para o solo do Vila Secundino, pois o solo presente nesta área é um arenoso, no qual, por possuir poros maiores e menor presença de finos o processo de saturação mesmo no permeâmetro de parede rígida é eficiente. O solo do AE não demonstrou discrepância entre os resultados encontrados com os dois permeâmetros, apresentando uma variação de apenas 2%.

4.1.4 Ensaios realizados em corpos de prova compactados

Nos corpos de prova compactados pode-se notar algo semelhante ao que acontece com as amostras retiradas de campo. Na Tabela 12 estão os resultados dos ensaios realizados em corpos de prova compactados para os permeâmetros de parede rígida e flexível.

Tabela 12: Resultado dos ensaios de Permeabilidade nos Corpos de Prova compactados.

Local	Permeâmetros de parede Rígida	Permeâmetros de parede Flexível	K 1 / K 2	Variação (%)
	K 1 (cm/s)	K 2 (cm/s)		
ETA	6,56E-07	2,70E-07	2,43	143%
AE	2,32E-06	2,10E-06	1,11	11%
VS	2,44E-05	2,33E-05	1,05	5%

Pode-se notar que, quando compactado, há uma redução significativa nos valores do coeficiente (K) para os solos estudados. Esta redução deve-se à uma diminuição do índice de vazios e rearranjo das estruturas do solo, como pode ser notado no solo ETA (solo argiloso) que em situação natural chegou a apresentar resultados próximos ao do Vila Secundino, que se trata de um solo arenoso, devido à presença de poros e maior índice de vazios.

Para o solo do ETA pode-se notar um coeficiente (K) 143% maior quando executado o ensaio em um permeâmetro de parede rígida do que quando executado em um permeâmetro de parede flexível, evidenciando assim, como nos ensaios executados com amostras indeformadas, um aumento de 2,43 vezes o valor de (K). Para os solos do AE e da VS os valores encontrados pelos dois permeâmetros foram quase que iguais. Logo pode-se contatar uma vantagem ao executar o ensaio em permeâmetro de parede flexível, por promover uma saturação melhor

como evidenciada no solo do ETA, comprovado por uma redução do valor de (K) e também pela facilidade de montagem e execução do ensaio.

4.1.5 Análise das correlações para determinar o coeficiente (K) em solos granulares

A Tabela 13 demonstra os resultados encontrados por meio das equações desenvolvidas por Hazen (1930) (Equação 1), Chapuis (2004) (Equação 2), Amer e Award (1974) (Equação 8) e a adaptação criada por Carrier (2003) (Equação 7) da equação de Carman-Kozeny. Estas equações foram criadas para solos granulares, logo foi aplicada para o solo do Vila Secundino, que apresenta características de um solo granular, e os resultados de (K) do laboratório foram obtidos por meio de ensaios em permeâmetros de parede rígida.

Tabela 13: Avaliação das equações empíricas para determinar o coeficiente (K) em solos arenosos.

Propriedades	Corpos de Prova Vertical			Corpos de Prova Horizontal		
	1º	2º	3º	1º	2º	3º
K Lab (cm/s)	2,73E-04	4,12E-04	4,04E-04	6,97E-04	3,98E-04	3,77E-04
Kx (Hazen, 1930) (cm/s)	1,23E-05	1,23E-05	1,23E-05	1,23E-05	1,23E-05	1,23E-05
K Lab méd/ Kx méd	34,856					
Kx (Chapuis, 2004) (cm/s)	1,56E-04	1,43E-04	1,45E-04	1,49E-04	1,41E-04	1,27E-04
K Lab méd/ Kx méd	2,974					
Kx (Amer e Award, 1974) (cm/s)	3,57E-04	3,19E-04	3,26E-04	3,38E-04	3,13E-04	2,75E-04
K Lab méd/ Kx méd	1,329					
Kx (Carrier, 2003) (cm/s)	1,68E-04	1,50E-04	1,54E-04	1,59E-04	1,48E-04	1,30E-04
K Lab méd/ Kx méd	2,820					

A equação proposta por Hazen (1930) foi a que demonstrou maior variação em relação aos ensaios de Laboratório, assim como no trabalho de Oliva *et al.* (2005), porém neste estudo refletindo resultados menores do que os demais analisados, tendo um (Kx méd) 35 vezes menor do que o (K Lab méd). Esta discrepância deve-se ao fato de que a equação de Hazen (1930) não leva em consideração fatores como índice de vazios, propriedades do líquido percolado e textura do solo, adotando que o que controla a permeabilidade em um meio granular é o diâmetro da fração fina (D_{10}), sem contar que, como expressado por Carrier (2003), a constante (C) pode variar significadamente. A equação proposta por Hazen é recomendada para areias com D_{10} entre 0,1 e 3 mm, sendo que para o solo em questão o D_{10} foi de 0,0035 mm, abaixo do intervalo em questão, podendo ter colaborado para a grande redução dos valores.

As equações propostas por Chapuis (2004) e Carrier (2003) resultaram resultados parecidos, o que era de se esperar, partindo do princípio que a equação de Carrier sugere que o valor de (K) seja aproximadamente igual a $[e^3/(1+e)]$, e Chapuis (2004) elaborou sua equação com base na relação anterior. Os valores encontrados pelas equações de Chapuis e Carrier aproximaram bem dos encontrados em laboratório, apresentando em média valores 3 vezes menores.

A equação que mais se aproximou dos resultados de laboratório foi a proposta por Amer e Award (1974), em que os autores adicionaram fatores como coeficiente de uniformidade (C_u) e a relação entre peso específico e viscosidade do líquido, assim como na equação de Carrier. Os resultados encontrados por esta equação apresentaram razão ($K_{\text{Lab méd}}/K_{\text{x méd}}$) bem próximo de 1, o que indicaria uma perfeita relação entre os resultados do laboratório e os da equação.

Com exceção da equação de Hazen (1930) as demais equações sugerem uma analogia de que a permeabilidade varia diretamente em função do índice de vazios. Lambe e Whitman (1969) relatam em seus experimentos que há uma relação linear entre o logaritmo de (K) e o índice de vazios, notando que quanto maior o valor de (e) maior o valor do coeficiente de permeabilidade. A Figura 54 demonstra a relação entre o índice de vazios e o coeficiente de permeabilidade, obtidos nos ensaios em permeâmetros de parede rígida.

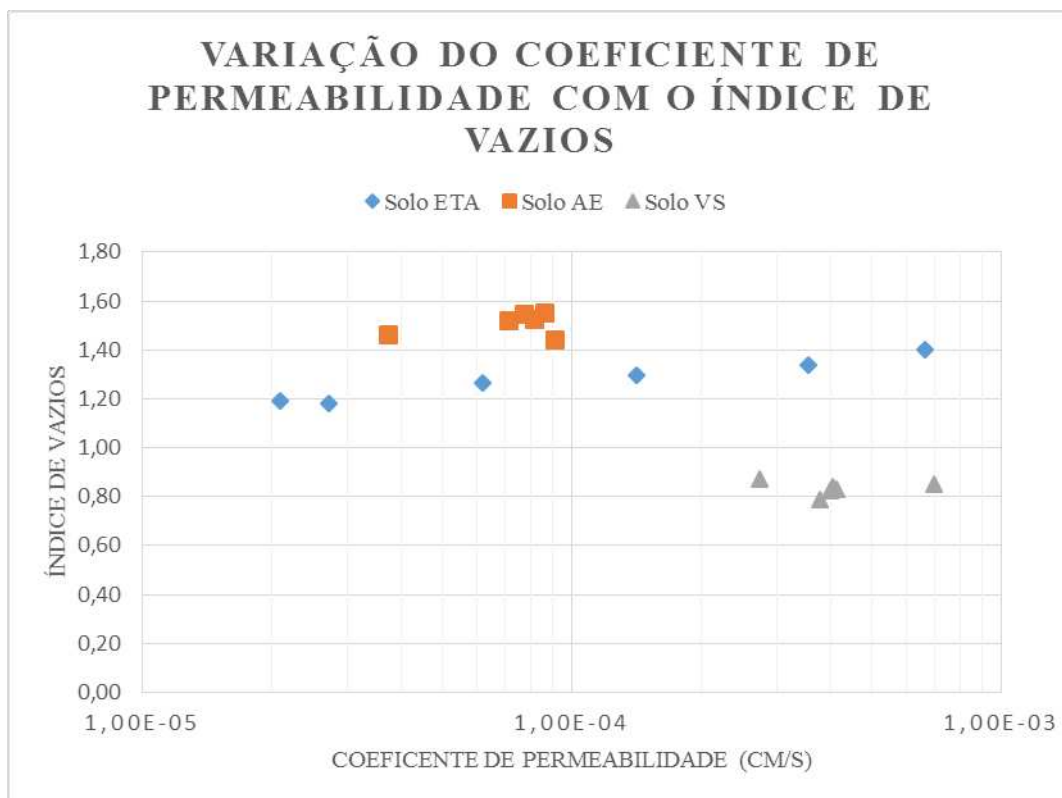


Figura 54: Relação entre índice de vazios e o coeficiente de permeabilidade.

Nos ensaios realizados no ETA, pode ser observado que houve uma variação entre os valores de permeabilidade, embora o índice de vazios ficasse em uma faixa de 1,2 e 1,4. O que pode ser notado é que houve uma tendência, mesmo que pequena, a um aumento do coeficiente (K) com o aumento do índice de vazios, constatando a analogia feita por Lambe e Whitman (1969), embora esta variação de (K) possa ser devido a outros fatores com fissuras.

Nas áreas do AE e da VS, observou-se que o índice de vazios variou pouco entre as amostras, refletindo em uma menor variação entre os coeficientes de permeabilidade, concentrando no solo do AE em torno de 8×10^{-5} cm/s e na VS próximo a 4×10^{-4} cm/s.

É possível notar uma relação entre coeficiente de permeabilidade e índice de vazios, contudo a comprovação da teoria clássica que refere a um aumento da permeabilidade com o índice de vazios não é evidente, pois a variação do índice de vazios em cada área foi pequena. O que deve ser observado é que arranjos estruturais distintos para um mesmo índice de vazios podem influenciar na não ligação entre os valores de (K) e de índice de vazios, e também a presença de macroporos e vazios não conectados. Logo, as correlações com índices de vazios valeria se

houvesse diferentes índices de vazios em arranjos estruturais similares, como citado por Silva (2000).

Mesquita e Moraes (2004) citam que descrever a porosidade somente a partir de (K), valendo também o contrário, pode levar a erros grotescos provenientes de causas não conhecidas, pois (K) é influenciado pela conectividade dos poros e sua forma, e também, variam com a orientação do solo podendo levar assim à assimetria. Além disso, como mencionado por Rodriguez *et al.* (2015), em certos tipos de solos mudanças no teor de umidade podem gerar mudanças nos macroporos que são um dos controladores de (K), como é o caso das argilas expansivas.

4.2 Resultados dos ensaios como o permeâmetro de Tubo

A Tabela 14 demonstra os resultados obtidos nos ensaios de campo realizados com o permeâmetro de tubo a carga variável.

Tabela 14: Resultado dos ensaios com o Permeâmetro de Tubo

Local	K (cm/s)			CV
	1º	2º	3º	
ETA	9,80E-05	2,64E-05	4,41E-05	66%
AE	4,73E-04	6,66E-04	2,75E-04	41%
VS	1,33E-03	1,19E-03	1,11E-03	9%

Com base nos resultados encontrados pode-se verificar que o solo do ETA e do AE apresentaram coeficientes de variação de 66 e 41%, sendo estes maiores do que o da VS que apresentou CV de 9%, podendo esse resultado ser devido à heterogeneidade dos solos estudados. Embora tenha sido observado um alto valor de CV nas áreas do ETA e do AE, todos os resultados se mantiveram na mesma ordem de grandeza.

4.2.1 Comparação dos resultados obtidos no campo com o permeâmetro de tubo com os de Laboratório

Por meio dos resultados dos ensaios realizados em campo, pode-se compará-los com os encontrados em laboratório. A Tabela 15 demonstra a comparação entre os resultados obtidos pelo permeâmetro de parede rígida, a partir de amostras moldadas na vertical, com os do permeâmetro de tubo.

Tabela 15: Comparação entre os resultados de (K) obtidos com o Permeâmetro de Tubo e o Permeâmetro de Parede Rígida.

Local	Permeâmetro de Tubo			Permeâmetro de parede rígida			K méd /	
	K (cm/s)			K Lab (cm/s)			K Lab	Variação (%)
	1º	2º	3º	1º	2º	3º		
ETA	9,80E-05	2,64E-05	4,41E-05	3,55E-04	6,65E-04	6,21E-05	0,16	-84%
AE	4,73E-04	6,66E-04	2,75E-04	8,17E-05	9,09E-05	8,63E-05	5,46	446%
VS	1,33E-03	1,19E-03	1,11E-03	2,73E-04	4,12E-04	4,04E-04	3,33	233%

Os resultados encontrados com o emprego do permeâmetro de tubo apresentaram discrepância em relação aos de laboratório em quase todas as amostras. Como pode ser visto, para o solo do ETA os ensaios de laboratório resultaram em valores de (K) 84% maiores do que os de campo, algo pouco comum, pois os ensaios de campo tendem a apresentar valores maiores do que os de laboratório. Esta discrepância pode ter ocorrido devido ao fato de haver uma camada compactada presente na superfície da área do ETA, como explicado anteriormente, ou devido ao fato de, no momento da retirada das amostras que, por se tratar de um solo argiloso, apresentou trincas devido à retração.

Nos solos da VS e do AE os ensaios de campo apresentaram valores de (K) maiores, o que era de se esperar, por se tratar de um ensaio onde o fluxo ocorre em todas as direções não somente em uma direção como nos de laboratório, por não se ter controle das propriedades do líquido percolado como a temperatura do mesmo, dentre outros fatores inerentes da execução do ensaio. No VS os valores de (K) de campo foram 3,33 vezes maiores (446%), enquanto que no AE este valor foi de 5,46 (446%). Esta variação pode ter ocorrido devido à distância entre a base do tubo e a superfície ser pequena, gerando um bulbo saturado que extrapole a superfície, e também, por não haver um trecho livre de ensaio, sendo a base do furo e do tubo a mesma,

devido à necessidade de se ensaiar uma camada superficial, podendo ter interferido na acurácia das leituras.

4.2.2 Comparação entre o fator (F) ajustado ao ensaio de laboratório com o da literatura.

No cálculo do coeficiente de permeabilidade (K) entra um fator (F) devido à forma, que depende das condições do ensaio. Para ajustar o fator (F), para que o valor de (K) encontrado em campo se aproxime do de laboratório, foi feita uma retroanálise a partir do valor de (K) médio encontrado em laboratório, como pode ser visto na Tabela 16.

Tabela 16: Fator (F) e coeficiente de permeabilidade (K x), calculado com o novo fator (F).

Local	Dados	Determinações		
		1º	2º	3º
ETA	K Lab méd (cm/s)	3,60E-04	3,60E-04	3,60E-04
	F	0,75 D	0,20 D	0,34 D
	F méd	0,43 D		
	K x (cm/s)	6,20E-04	1,68E-04	2,82E-04
AE	K Lab méd (cm/s)	8,63E-05	8,63E-05	8,63E-05
	F	15,09 D	21,21 D	8,76 D
	F méd	15,02 D		
	K x (cm/s)	8,67E-05	1,22E-04	5,03E-05
VS	K Lab méd (cm/s)	3,63E-04	3,63E-04	3,63E-04
	F	10,06 D	9,01 D	8,43 D
	F méd	9,17 D		
	K x (cm/s)	3,98E-04	3,57E-04	3,34E-04

Como visto na Tabela 16, todos os fatores de forma se mostraram diferentes do que o apresentado no livro de Hoek e Bray (1981), que é $F = 2,75 D$, sendo D o diâmetro do furo. Para o solo do ETA o fator de forma foi menor, devido ao coeficiente de permeabilidade de campo ter dado menor do que o de laboratório, sendo este de 0,43 D. Para o solo do AE e do VS estes fatores de forma foram maiores, sendo de 15,02 D para o AE e 9,17 D para a VS, pois ambos demonstraram um coeficiente de permeabilidade de campo maior do que o de laboratório. Apesar da quantidade de ensaios ser pequena pode ser notado que o fator (F) não varia apenas com as condições de ensaios, mas também com o solo e sua estrutura.

4.3 Resultados dos ensaios com o infiltrômetro de anéis concêntricos

4.3.1 Comparação entre as equações de velocidade de infiltração elaboradas por Kostiakov (1932), Kostiakov e Lewis e Horton (1940)

As figuras a seguir demonstram os resultados da velocidade de infiltração instantânea, obtidos através dos dados coletados dos ensaios com o infiltrômetro de anéis concêntricos, para as áreas do ETA, Vila Secundino (VS) e Aeroporto (AE). Nas figuras também foram plotadas as curvas das equações de velocidade de infiltração obtidas pelos métodos de Kostiakov (1932), Kostiakov e Lewis e Horton (1940).

A Figura 55, Figura 56 e a Figura 57, demonstram os resultados dos ensaios feitos no ETA.

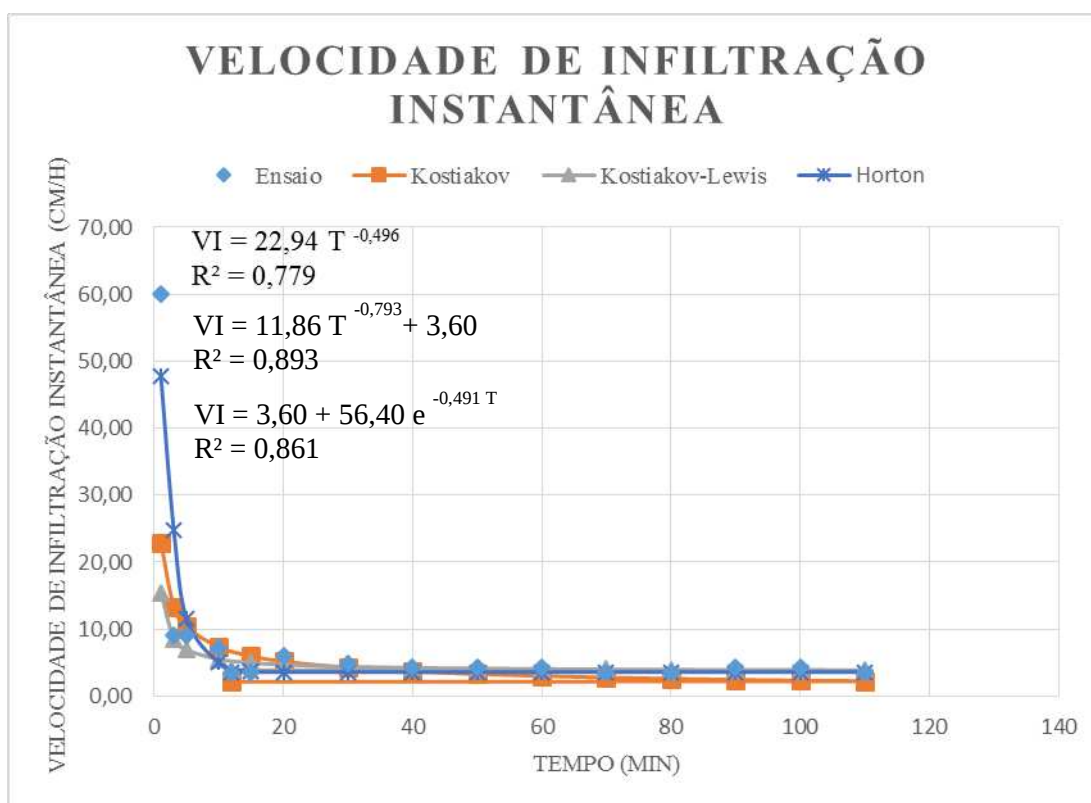


Figura 55: Velocidade de Infiltração da Primeira determinação (Solo ETA).

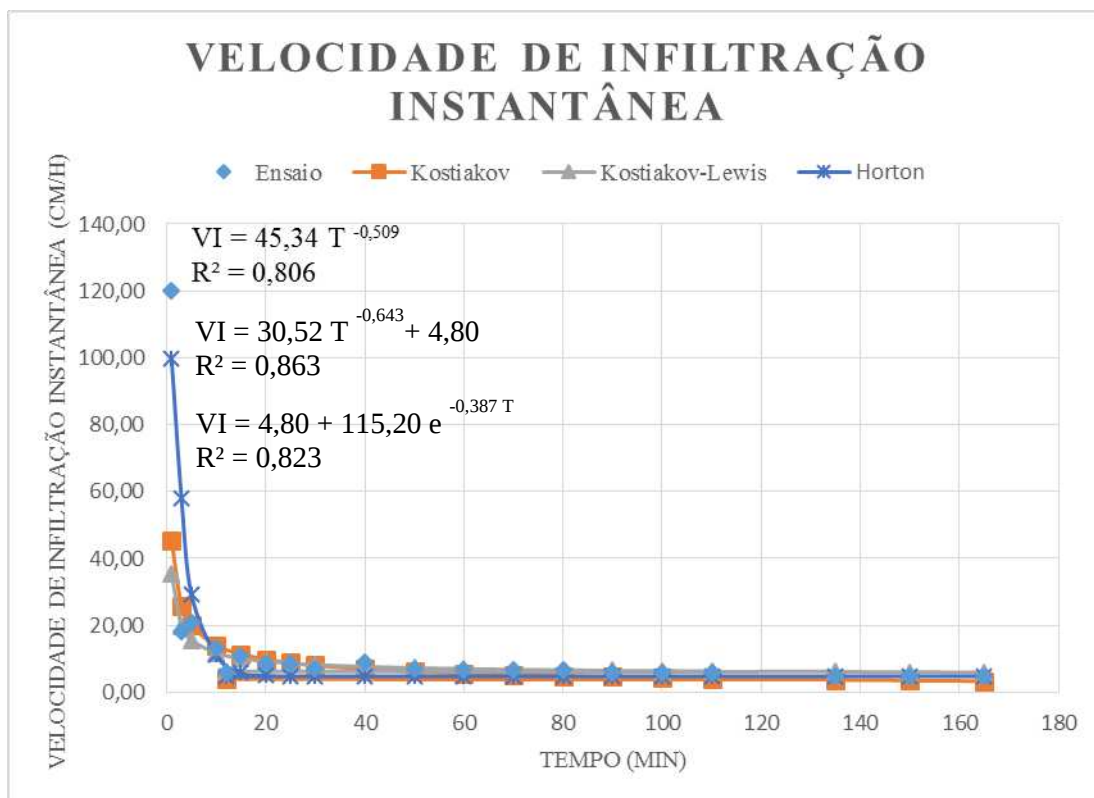


Figura 56: Velocidade de Infiltração da Segunda determinação (Solo ETA).

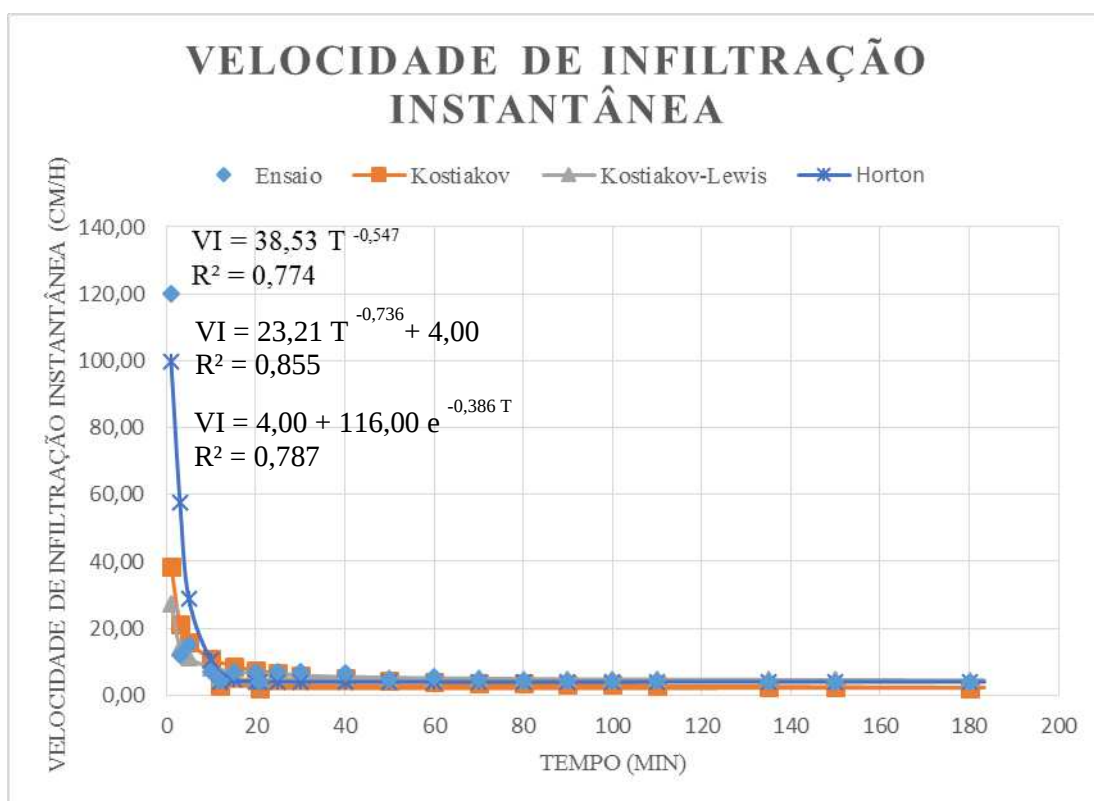


Figura 57: Velocidade de Infiltração da Terceira determinação (Solo ETA).

A Tabela 17 mostra as equações obtidas nos ensaios realizados na área do ETA. Como se pode notar, a formulação que obteve um coeficiente de determinação (R^2) mais próximo de 1 foi a desenvolvida por Kostiakov e Lewis. A equação desenvolvida por Horton (1940) apresentou um coeficiente de determinação maior do que a de Kostiakov (1932).

Tabela 17: Equações de velocidade de infiltração obtidas nos ensaios no ETA.

Determinações		
1º	2º	3º
(Kostiakov)		
$VI = 22,94 T^{-0,496}$	$VI = 45,34 T^{-0,509}$	$VI = 38,53 T^{-0,547}$
$R^2 = 0,779$	$R^2 = 0,806$	$R^2 = 0,774$
(Kostiakov-Lewis)		
$VI = 11,86 T^{-0,793} + 3,60$	$VI = 30,52 T^{-0,643} + 4,80$	$VI = 23,21 T^{-0,736} + 4,00$
$R^2 = 0,893$	$R^2 = 0,863$	$R^2 = 0,855$
(Horton)		
$VI = 3,60 + 56,40 e^{-0,491 T}$	$VI = 4,80 + 115,20 e^{-0,387 T}$	$VI = 4,00 + 116,00 e^{-0,386 T}$
$R^2 = 0,861$	$R^2 = 0,823$	$R^2 = 0,787$

Os resultados dos ensaios no AE podem ser vistos na Figura 58, Figura 59 e na Figura 60.

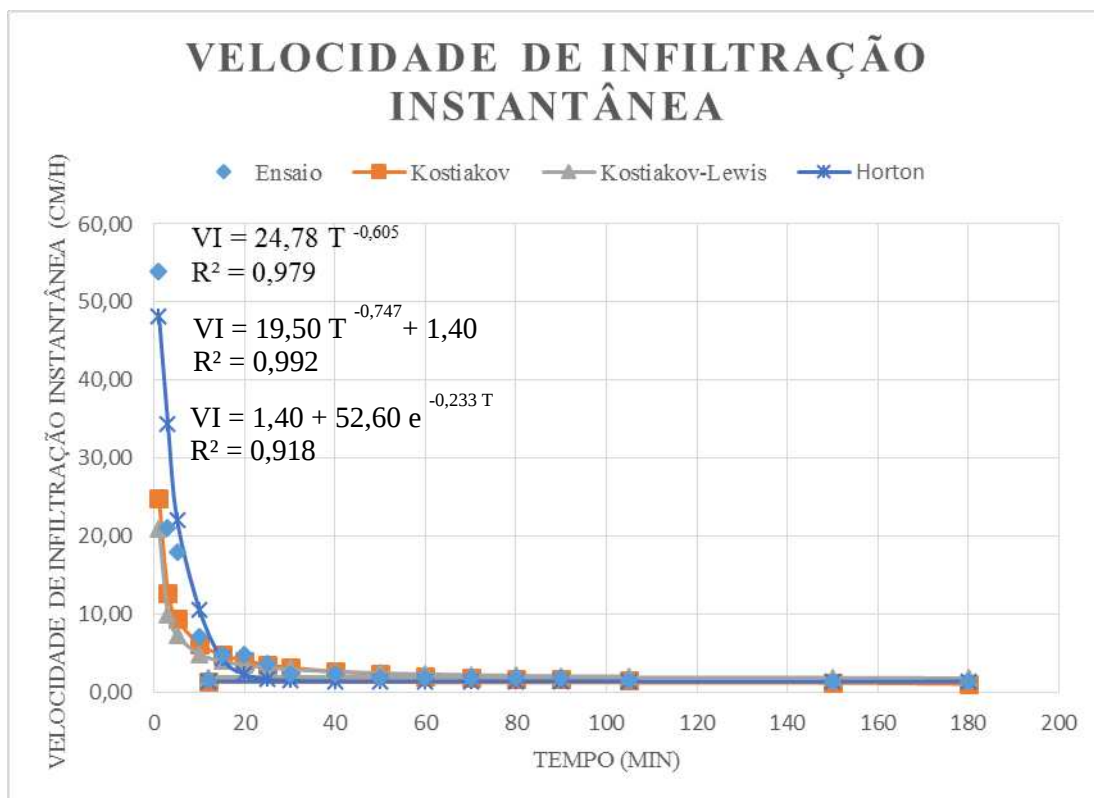


Figura 58: Velocidade de Infiltração da Primeira determinação (Solo AE).

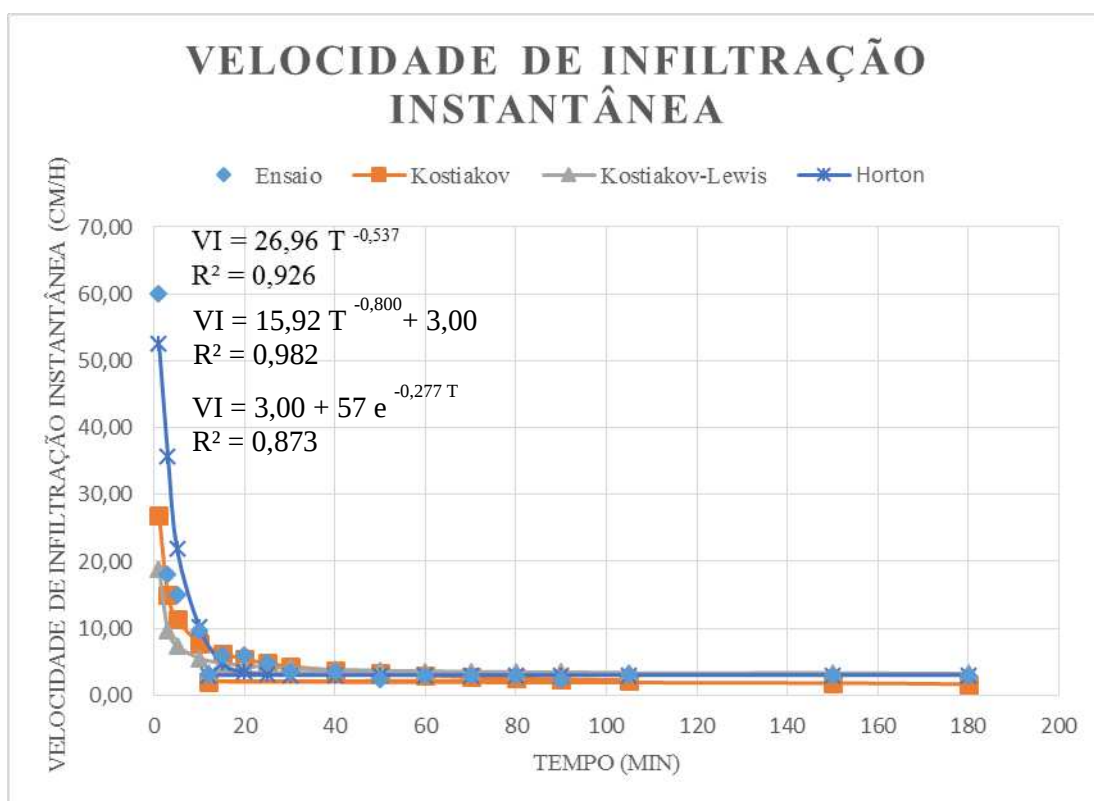


Figura 59: Velocidade de Infiltração da Segunda determinação (Solo AE).

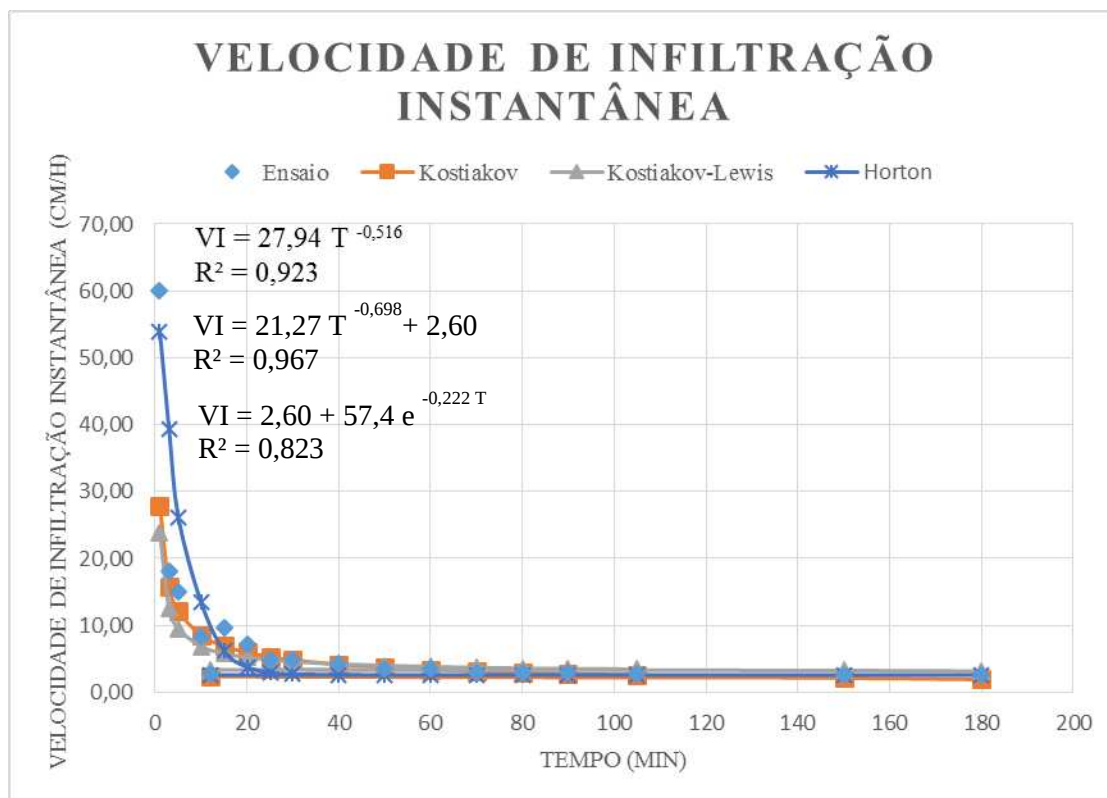


Figura 60: Velocidade de Infiltração da Terceira determinação (Solo AE).

Assim como nos ensaios realizados no ETA, no AE a equação que apresentou melhor coeficiente (R^2) foi o de Kostiakov e Lewis seguida pelo modelo elaborado por Kostiakov (1932) e por último a de Horton (1940). Estas equações para o solo do AE podem ser vistas na Tabela 18.

Tabela 18: Equações de velocidade de infiltração obtidas nos ensaios no AE.

Determinações		
1º	2º	3º
(Kostiakov)		
$VI = 24,78 T^{-0,605}$ $R^2 = 0,979$	$VI = 26,96 T^{-0,537}$ $R^2 = 0,926$	$VI = 27,94 T^{-0,516}$ $R^2 = 0,923$
(Kostiakov-Lewis)		
$VI = 19,50 T^{-0,747} + 1,40$ $R^2 = 0,992$	$VI = 15,92 T^{-0,800} + 3,00$ $R^2 = 0,982$	$VI = 21,27 T^{-0,698} + 2,60$ $R^2 = 0,967$
(Horton)		
$VI = 1,40 + 52,60 e^{-0,233 T}$ $R^2 = 0,918$	$VI = 3,00 + 57 e^{-0,277 T}$ $R^2 = 0,873$	$VI = 2,60 + 57,4 e^{-0,222 T}$ $R^2 = 0,823$

Na Figura 61, Figura 62 e Figura 63 estão os resultados para a Área da VS.

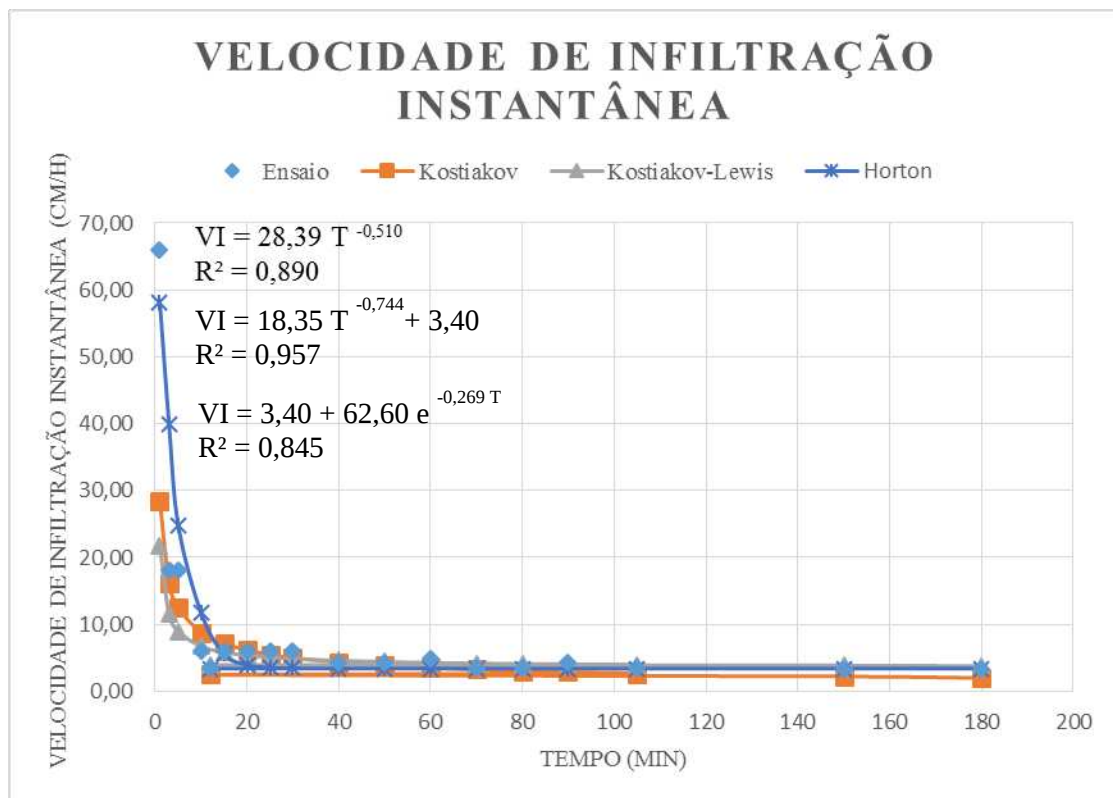


Figura 61: Velocidade de Infiltração da Primeira determinação (Solo VS).

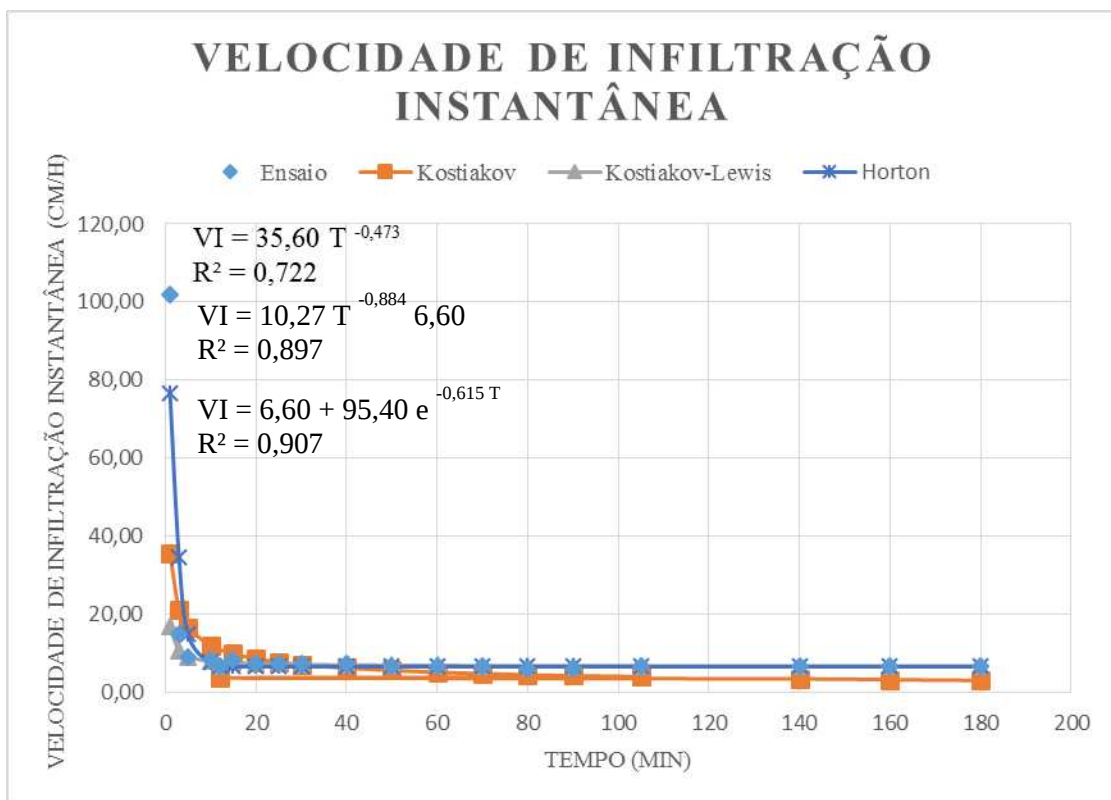


Figura 62: Velocidade de Infiltração da Segunda determinação (Solo VS).

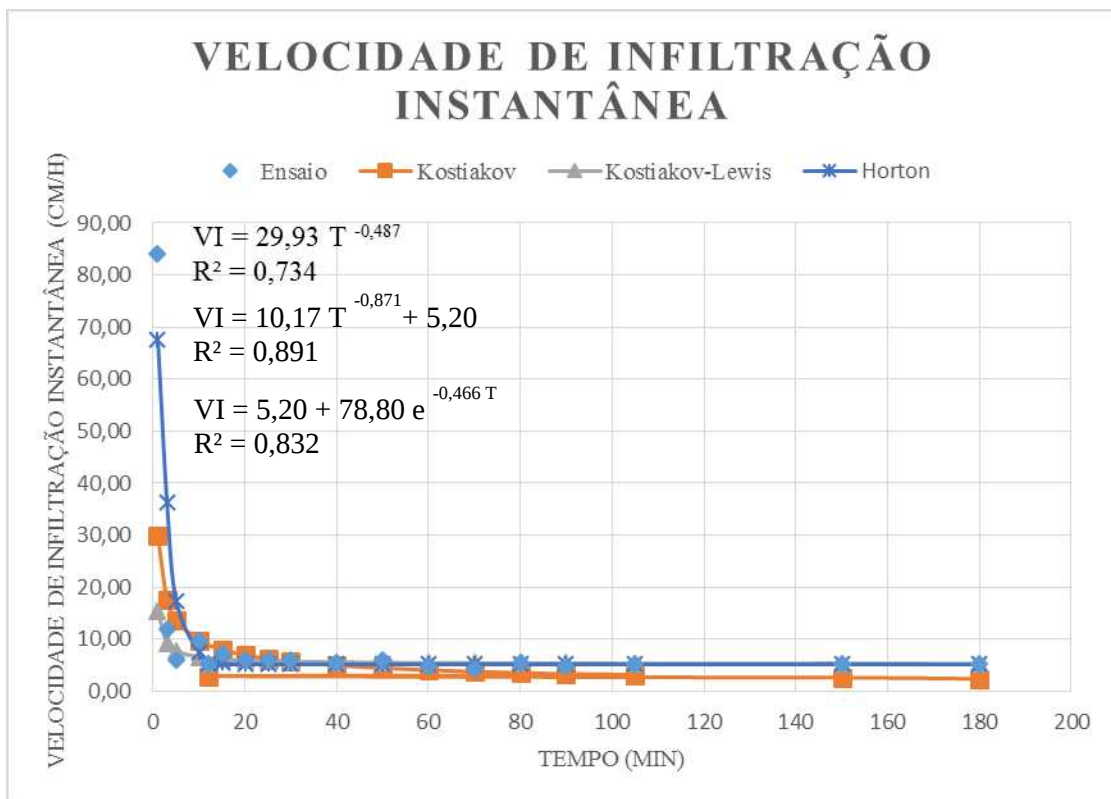


Figura 63: Velocidade de Infiltração da Terceira determinação (Solo VS).

Nos ensaios realizados na Vila Secundino, as equações de infiltração instantânea, assim como nos ensaios realizados nos demais locais, que demonstraram melhor ajuste foram as desenvolvidas por Kostiakov e Lewis, com exceção da segunda determinação, na qual o modelo proposto por Horton (1940) apresentou melhor ajuste. As equações e os coeficientes de determinação podem ser vistos na Tabela 19 .

Tabela 19: Equações de velocidade de infiltração obtidas nos ensaios no VS.

1º	2º	3º
(Kostiakov)		
$VI = 28,39 T^{-0,510}$	$VI = 35,60 T^{-0,473}$	$VI = 29,93 T^{-0,487}$
$R^2 = 0,890$	$R^2 = 0,722$	$R^2 = 0,734$
(Kostiakov-Lewis)		
$VI = 18,35 T^{-0,744} + 3,40$	$VI = 10,27 T^{-0,884} + 6,60$	$VI = 10,17 T^{-0,871} + 5,20$
$R^2 = 0,957$	$R^2 = 0,897$	$R^2 = 0,891$
(Horton)		
$VI = 3,40 + 62,60 e^{-0,269 T}$	$VI = 6,60 + 95,40 e^{-0,615 T}$	$VI = 5,20 + 78,80 e^{-0,466 T}$
$R^2 = 0,845$	$R^2 = 0,907$	$R^2 = 0,832$

Como pode ser observado nos gráficos, o modelo proposto por Horton (1940) representa melhor a fase inicial em solos mais secos, porém tende a apresentar valores maiores de velocidade de infiltração no trecho inicial, e atinge uma velocidade de infiltração constante (VIB) em um intervalo de tempo muito próximo ao do ensaio. O modelo proposto por Kostiakov (1932) tende a representar melhor esta fase de transição para uma velocidade constante, porém tende a reportar valores menores de velocidade de infiltração, sendo assim melhor adaptado a solos inicialmente úmidos, o que não é o caso dos solos estudados que demonstram uma curva bem acentuada de velocidade de infiltração e um trecho inicial com altos valores de infiltração em um curto intervalo de tempo. O modelo de Kostiakov e Lewis, assim como o de Kostiakov (1932), reportaram valores menores de (VI) no trecho inicial, porém corrigiu a tendência da VIB tender a zero para longos intervalos de tempo.

4.3.2 Determinação da VIB

Na Tabela 20 mostra-se a (VIB) determinada através dos dados coletados no ensaio e através da Equação 26, que reporta a VIB por meio do modelo proposto por Kostiakov (1932).

Tabela 20: Determinação da VIB pelo ensaio de infiltração e pelo modelo de Kostiakov (1932).

Local	Propriedade	VIB (cm/s)			VIB Kostiakov (cm/s)		
		1º	2º	3º	1º	2º	3º
ETA	VIB (cm/s)	1,00E-03	1,33E-03	1,11E-03	6,17E-04	9,24E-04	7,14E-04
	CV		15%			21%	
	VIB méd / VIB Kos. méd			1,53			
	Variação (%)			53%			
AE	VIB (cm/s)	3,89E-04	8,33E-04	7,22E-04	4,37E-04	5,88E-04	6,53E-04
	CV		36%			20%	
	VIB méd / VIB Kos. méd			1,16			
	Variação (%)			16%			
VS	VIB (cm/s)	9,44E-04	1,83E-03	1,44E-03	6,75E-04	9,08E-04	7,65E-04
	CV		32%			15%	
	VIB méd / VIB Kos. méd			1,79			
	Variação (%)			79%			

Como pode ser notado na Tabela 20, a velocidade de infiltração básica encontrada no ensaio tendeu a ser maior do que a reportada pela equação de Kostiakov, possuindo uma variação média de 53% para os ensaios realizados no ETA, 16% para o AE e 79% para os ensaios realizados na Vila Secundino.

O fato da velocidade de infiltração básica encontrada pelo modelo de Kostiakov ser menor do que a encontrada no ensaio deve-se ao fato de o modelo de Kostiakov ser limitado para curtos intervalos de tempo por tender a apresentar uma (VI) igual a zero para longos períodos de ensaio, como expressado por Philip (1957). Os coeficientes de variação não foram muito grandes, variando entre 15 e 36% para as áreas estudadas, demonstrando boa aproximação entre os resultados encontrados.

4.3.3 Apresentação de uma alternativa para determinar a (VIB) por meio do método de Massad (1986)

A apresentação dos resultados com os valores da VIB obtidas nos ensaios e os valores estimados pelo método de Massad (1986), para a previsão da VIB em casos onde o ensaio não foi realizado até atingir um regime permanente, podem ser vistos na Tabela 21.

Tabela 21: VIB estimada pelo Método de Massad (1986) e obtida no ensaio de Infiltração.

Local	VIB Massad (cm/s)			VIB Ensaio (cm/s)			VIB Mass. méd / VIB méd	Variação (%)
	1º	2º	3º	1º	2º	3º		
ETA	9,29E-04	1,48E-03	1,22E-03	1,00E-03	1,33E-03	1,11E-03	1,05	5%
AE	4,60E-04	8,57E-04	8,30E-04	3,89E-04	8,33E-04	7,22E-04	1,10	10%
VS	1,01E-03	1,74E-03	1,36E-03	9,44E-04	1,83E-03	1,44E-03	0,98	-2%

Como visto na Tabela 21, os valores da VIB estimada pelo método de Massad (1986), muito utilizado em previsão da carga de ruptura em prova de carga em fundações, apresentou uma razão bem próxima de um, quando comparada com o valor encontrado no ensaio, variando de -2% para o solo da Vila Secundino até 10% para o solo do AE, evidenciando uma aproximação muito boa para os resultados analisados.

Portanto, o método exposto é uma boa alternativa para a determinação da VIB em casos onde o ensaio não foi realizado até atingir uma velocidade de infiltração constante, seja por falta de água no reservatório para realizar o ensaio ou por outro motivo inerente à realização do mesmo. Os gráficos utilizados para determinar a VIB através do método de Massad (1986) podem ser vistos no APÊNDICE C.

4.3.4 Comparação entre a velocidade de infiltração básica (VIB) e o coeficiente de permeabilidade (K)

A Tabela 22 demonstra um comparativo entre os valores encontrados de velocidade de infiltração básica, a partir dos ensaios com o infiltrômetro de anéis concêntricos, com os valores de coeficiente de permeabilidade, obtidos através dos ensaios com o permeâmetro de parede rígida, para os três solos estudados.

Tabela 22: Comparação entre a (VIB) e o Coeficiente (K).

Local	Infiltrômetro de anéis concêntricos			Permeâmetro de parede rígida			VIB méd /	Variação (%)
	VIB (cm/s)			K Lab (cm/s)			K Lab	
	1º	2º	3º	1º	2º	3º	méd	
ETA	1,00E-03	1,33E-03	1,11E-03	3,55E-04	6,65E-04	6,21E-05	3,18	218%
AE	3,89E-04	8,33E-04	7,22E-04	8,17E-05	9,09E-05	8,63E-05	7,51	651%
VS	9,44E-04	1,83E-03	1,44E-03	2,73E-04	4,12E-04	4,04E-04	3,87	287%

Com esta análise pode-se notar que os valores da (VIB) tendem a ser maiores do que os do coeficiente de permeabilidade. Para a área do ETA observou-se uma (VIB) em média 3,18 vezes maior do que o coeficiente de permeabilidade, mesmo tratando-se de uma área com a presença de algumas trincas de contração, algo não muito grande em se tratando de permeabilidade. A influência da camada compactada também não foi muito grande devido à extensão com que este ensaio atinge.

Na área do AE a (VIB) foi 7,51 vezes maior do que o coeficiente (K), 651 % maior. Nos ensaios realizados na VS a média dos resultados demonstrou uma (VIB) 287% maior do que o coeficiente (K), algo muito próximo do que apresentou o solo do ETA.

Este maior valor da (VIB) demonstrado nos ensaios, quando comparado com o valor de (K), deve-se ao fato do método de realização do ensaio abranger uma área maior, além do método de medição da água infiltrada no intervalo de tempo, onde se permite uma variação do nível de água de até 2 cm, que influencia na carga que gera a infiltração. Este método, portanto, é um tanto o quanto grosseiro quando comparado com os demais métodos para determinação do coeficiente (K), sendo muito empregado na agronomia para a determinação da (VIB), que vai definir a capacidade que o solo suporta para a aplicação de determinado emissor.

4.4 Resultados dos ensaios com o permeâmetro Guelph

A Tabela 23 reporta os dados obtidos nos ensaios com o permeâmetro Guelph, utilizando a metodologia de execução de duas cargas para a obtenção do coeficiente de permeabilidade em campo (K).

Tabela 23: Resultado dos ensaios com o permeâmetro Guelph, utilizando o método de duas cargas.

Local	Propriedades	Determinações		
		1º	2º	3º
ETA	K (cm/s)	9,05E-04	6,57E-04	4,69E-04
	CV	32%		
	Φ_m (cm³/s)	3,11E-03	4,54E-03	4,10E-03
	α^* (cm⁻¹)	2,91E-01	1,45E-01	1,14E-01
AE	K (cm/s)	2,69E-04	2,34E-04	3,32E-04
	CV	18%		
	Φ_m (cm³/s)	7,15E-03	4,19E-03	6,79E-03
	α^* (cm⁻¹)	3,76E-02	5,59E-02	4,89E-02
VS	K (cm/s)	4,76E-04	6,71E-04	7,12E-04
	CV	20%		
	Φ_m (cm³/s)	2,89E-02	3,41E-02	1,49E-02
	α^* (cm⁻¹)	1,65E-02	1,97E-02	4,79E-02

Como pode ser visto na Tabela 23 os coeficientes de permeabilidade para o solo do ETA variaram de $4,69 \times 10^{-4}$ a $9,05 \times 10^{-4}$ cm/s, reportando um CV de 32%, o maior dentre as áreas estudadas, no entanto, todos os seus resultados se mantiveram na mesma ordem de grandeza.

No solo da Vila Secundino, que deveria reportar uma permeabilidade maior do que a do ETA por se tratar de um solo arenoso, obteve-se um coeficiente de permeabilidade menor, pois o solo do ETA apesar de se tratar de um solo argiloso que tem as características de oferecer uma maior resistência à passagem da água devido à sua maior força capilar, possui maior quantidade de poros e fendas que podem interferir neste coeficiente, constatando-se que o coeficiente de permeabilidade é mais influenciado pela estrutura do solo do que pela textura, evidenciando que solos argilosos podem ter permeabilidade próximos, ou até maiores, do que solos arenosos, se sua estrutura for semelhante, como mencionado por Mesquita e Moraes (2004).

O solo da VS apresentou valores de (K) variando de $4,76 \times 10^{-4}$ a $7,12 \times 10^{-4}$ cm/s, resultando em um (CV) de 20%, e o solo presente na área AE, que apresentou valores com menor variação entre as determinações demonstrando um (CV) de 18%, obteve valores de (K) que ficaram entre $2,34 \times 10^{-4}$ e $3,32 \times 10^{-4}$ cm/s.

Como se pode observar, o parâmetro α^* variou entre cada solo estudado, sabendo que o mesmo interfere diretamente no processo de cálculo por uma carga, como visto na Equação 44, optou-se por utilizar o que mais se aproxima do encontrado com o método de duas cargas. Para o solo

do ETA utilizou-se o $\alpha^* = 12 \text{ cm}^{-1}$, no solo do AE adotou-se o $\alpha^* = 4 \text{ cm}^{-1}$ e no solo da VS utilizou-se um $\alpha^* = 4 \text{ cm}^{-1}$. Os valores encontrados através do método de uma carga podem ser vistos na Tabela 24.

Tabela 24: Resultado do ensaio com o permeâmetro Guelph, utilizando o método de uma carga.

Local	Propriedades	Determinações		
		1º	2º	3º
ETA	K (cm/s)	6,31E-04	5,99E-04	4,81E-04
	CV	14%		
	Φ_m (cm ³ /s)	4,92E-03	4,92E-03	4,02E-03
	α^* (cm ⁻¹)	1,20E-01	1,20E-01	1,20E-01
AE	K (cm/s)	2,82E-04	1,84E-04	2,86E-04
	CV	23%		
	Φ_m (cm ³ /s)	7,07E-03	4,50E-03	7,07E-03
	α^* (cm ⁻¹)	4,00E-02	4,00E-02	4,00E-02
VS	K (cm/s)	9,91E-04	1,20E-03	6,23E-04
	CV	31%		
	Φ_m (cm ³ /s)	2,57E-02	3,08E-02	1,54E-02
	α^* (cm ⁻¹)	4,00E-02	4,00E-02	4,00E-02

4.4.1 Comparação entre o método de duas cargas e de uma carga para o cálculo de (K) com o permeâmetro Guelph

Na Tabela 25 há uma comparação entre os valores do coeficiente de permeabilidade, obtidos através do ensaio com o permeâmetro Guelph, aplicando-se no cálculo o método de uma carga e duas cargas.

Tabela 25: Comparação entre o método de uma carga e duas cargas.

Local	Método de duas cargas			Método de uma carga			K 2 méd / K 1 méd	Variação (%)
	K 2 (cm/s)			K 1 (cm/s)				
	1º	2º	3º	1º	2º	3º		
ETA	9,05E-04	6,57E-04	4,69E-04	6,31E-04	5,99E-04	4,81E-04	1,19	19%
AE	2,69E-04	2,34E-04	3,32E-04	2,82E-04	1,84E-04	2,86E-04	1,11	11%
VS	4,76E-04	6,71E-04	7,12E-04	9,91E-04	1,20E-03	6,23E-04	0,66	-34%

Como visto na Tabela 25, a variação da aplicação do método de uma carga não é muito grande quando comparado com o método de duas cargas. Com exceção dos ensaios realizados na área

do VS, os demais resultados demonstraram um valor médio de (K) maior, quando aplicado o método de duas cargas do que quando aplicado o método de apenas uma carga, este fato é devido ao valor adotado do parâmetro α^* para o cálculo com o método de uma carga, pois o mesmo é um pouco menor do que o encontrado com o método de duas cargas.

Mesmo tendo apresentado um valor um pouco maior, cerca de 19% para o solo do ETA e 11% para o solo do AE, esta variação não é significativa em se tratando de coeficiente de permeabilidade. No solo do VS houve um aumento de (K) da ordem de 34% quando aplicado o método de uma carga, e este aumento se dá pelo mesmo motivo da redução observada nas outras áreas estudadas, o parâmetro α^* , porém neste solo o α^* adotado no método de uma carga é um pouco maior do que o encontrado com método de duas cargas.

O que pode ser observado é que o valor adotado para o parâmetro α^* implica no resultado encontrado, e que o ajuste através de alguns ensaios utilizando o método de duas cargas pode se traduzir em fatores mais conservadores do que estimando o parâmetro somente através de uma análise tátil visual do solo em estudo, sendo que determinar como o solo se comporta somente através da sua estrutura é de difícil determinação.

Soto *et al.* (2009) também ressalta que a entrada de ar no momento de aplicação do segundo estágio de carga compromete os valores de (K) do mesmo, devido à criação de obstáculos que reduzem a permeabilidade neste estágio, evidenciando que condições de isotropia $K_2/K_1 = 1$ e $\Phi_{m2}/\Phi_{m1} = 1$, dificilmente são encontradas devido à heterogeneidade natural do meio poroso.

O que deve ser levado em consideração é que o método de duas cargas pode reportar resultados negativos, embora no estudo em questão não tenha se observado, até mesmo pelo pequeno número de ensaios realizados. Soto *et al.* (2009) constatou que 25% dos seus ensaios resultam em valores negativos, enquanto Reynolds e Elrick (1985) relataram uma porcentagem maior, entre 47 e 68% para siltes e argilas. Em geral o método de duas cargas reporta resultados negativos devido à heterogeneidade do meio e presença de macroporos (AGUIAR, 2001).

4.4.2 Comparação entre os valores de (K) obtido através do permeâmetro Guelph com o valor de (K) encontrado pelo permeâmetro de parede rígida

A Tabela 26 demonstra os resultados dos coeficientes de permeabilidade encontrados com a utilização do permeâmetro Guelph, comparando-os com os obtidos através de ensaios de laboratório em permeâmetro de parede rígida, com amostras moldadas na vertical.

Tabela 26: Comparação entre os resultados encontrados com o permeâmetro Guelph e os obtidos em laboratório.

Método de duas cargas								
Local	Permeâmetro Ghelph			Permeâmetro de parede rígida			K méd / K Lab méd	Variação (%)
	K (cm/s)			K Lab (cm/s)				
	1º	2º	3º	1º	2º	3º		
ETA	9,05E-04	6,57E-04	4,69E-04	3,55E-04	6,65E-04	6,21E-05	1,88	88%
AE	2,69E-04	2,34E-04	3,32E-04	8,17E-05	9,09E-05	8,63E-05	3,23	223%
VS	4,76E-04	6,71E-04	7,12E-04	2,73E-04	4,12E-04	4,04E-04	1,71	71%
Método de uma carga								
Local	Permeâmetro Ghelph			Permeâmetro de parede rígida			K méd / K Lab méd	Variação (%)
	K (cm/s)			K Lab (cm/s)				
	1º	2º	3º	1º	2º	3º		
ETA	6,31E-04	5,99E-04	4,81E-04	3,55E-04	6,65E-04	6,21E-05	1,58	58%
AE	2,82E-04	1,84E-04	2,86E-04	8,17E-05	9,09E-05	8,63E-05	2,90	190%
VS	9,91E-04	1,20E-03	6,23E-04	2,73E-04	4,12E-04	4,04E-04	2,58	158%

Como pode se notar os resultados dos coeficientes de permeabilidade encontrados em campo não foram muito distantes dos encontrados em laboratório, em geral estes se mostraram maiores do que os obtidos em laboratório.

Os resultados obtidos aplicando-se a metodologia de duas cargas com o permeâmetro Guelph para o solo do ETA, resultaram em uma variação de 88% maior do que os de laboratório, o que se tratando de coeficiente de permeabilidade é insignificante. No solo da VS aconteceu algo semelhante ao do ETA encontrando um coeficiente de permeabilidade de campo 71% maior do que o de laboratório, com uma razão (K méd/K Lab méd) bem próxima de um. Os ensaios realizados no AE demonstram uma variação um pouco maior do que os das outras áreas estudadas, reportando um valor de (K) médio 223% maior do que o (K) médio encontrado em laboratório. Mesmo com esta variação maior os valores não são distantes dos obtidos em laboratório.

A aplicação do método de uma carga reduz ainda mais esta variação para os solos do ETA e do AE, sendo que para o ETA esta porcentagem de aumento reduziu para 58% e para o AE reduziu para 190%. Ao contrário do que aconteceu nos solos das outras duas áreas estudadas, na área da VS houve um aumento dos valores de (K) ao se aplicar o método de uma carga, aumentando a variação entre os resultados de campo quando comparado com os de laboratório, mesmo tendo este aumento a variação não foi muito grande, em se tratando de coeficiente de permeabilidade, passando de 1,71 para 2,58 vezes maior do que os resultados de laboratório. Esta redução, no caso do solo do ETA e do AE, e aumento, no caso da VS, dos valores entre os resultados de campo e de laboratório quando aplicado o método de uma carga deve-se ao mesmo fator mencionado anteriormente, a adoção do parâmetro α^* , que influencia no valor de (K), embora Regalado e Carpena (2004) e White e Sully (1987) tenham relatado que erros na escolha do (α^*) não são relevantes, podendo ser desconsiderado, no trabalho em questão pode-se notar que, principalmente no método de uma carga, o valor adotado para (α^*) pode gerar um certo impacto no valor de (K).

4.4.3 Extrapolação do bulbo de saturação e tempo gasto para se atingir o regime permanente

A Figura 64, demonstra a razão entre a vazão final do ensaio e a inicial, em conjunto com o tempo gasto para atingir a vazão final nas três áreas estudadas e com a aplicação das duas cargas de 10 e 5 cm, sendo a carga de 10 cm instalada assim que se estabilizou o regime permanente para a carga de 5 cm.

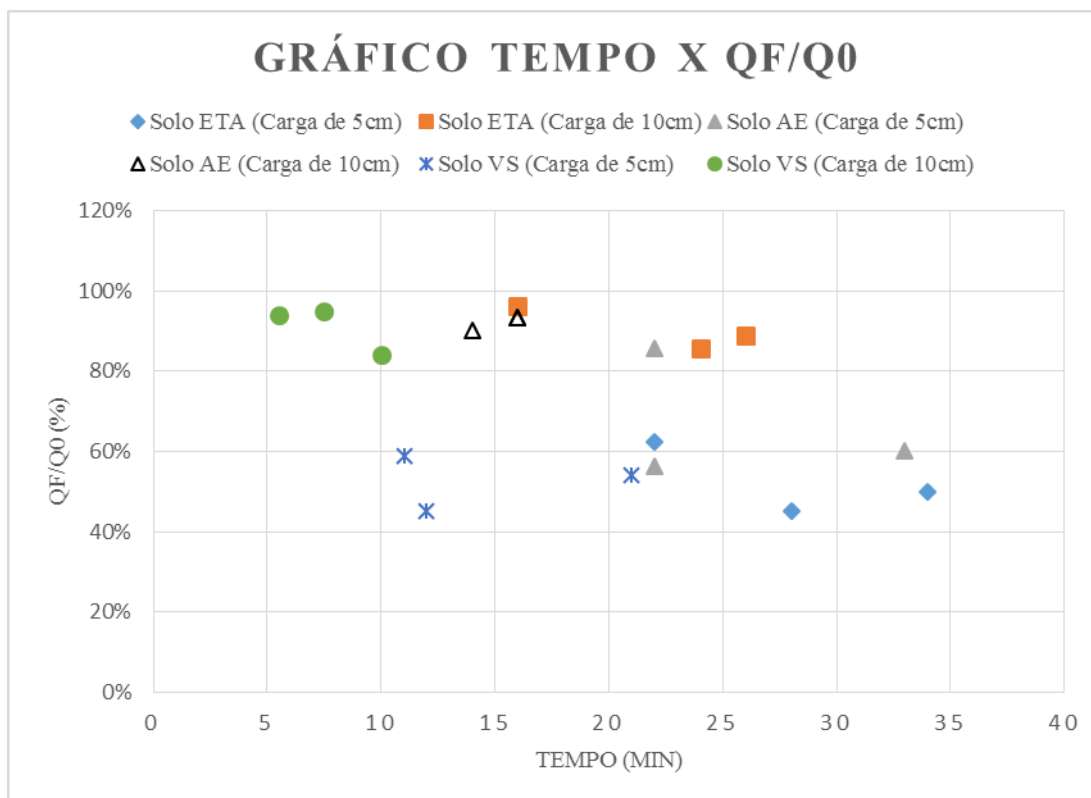


Figura 64: Razão entre vazão final e inicial em função do tempo, para cargas de 5 cm e 10 cm.

Como pode ser visto na Figura 64, o tempo para atingir o regime permanente girou em torno de 10 a 35 min após o início de ensaio, para a carga de 5 cm, e 5 a 26 min para a carga de 10 cm. Observou-se que este tempo também variou com cada solo estudado, enquanto o solo arenoso (VS) estabeleceu um regime permanente com aproximadamente 12 a 22 min de ensaio, no solo do ETA e AE que são constituídos basicamente de argila e silte este tempo foi de 23 a 34 min, devido à maior resistência capilar oferecida no processo de saturação e menor presença de macroporos.

Pode-se observar que a carga de 5 cm atinge uma vazão constante com cerca de 40 a 60% da vazão inicial enquanto a carga de 10 cm atinge este regime permanente com cerca de 80 a 90% da vazão inicial e em um tempo menor, este efeito deve-se ao fato da carga de 10 cm ser aplicada imediatamente após a aplicação da carga de 5 cm, encontrando assim um solo parcialmente úmido ou saturado, logo pode-se constatar que o bulbo de saturação da carga de 10 cm por onde determina-se o coeficiente de saturação vai se expandir, porém se estabelecendo no bulbo de umedecimento da zona não saturada, fato este também evidenciado pelo menor tempo gasto para atingir a vazão constante quando comparam-se a carga de 10 cm e a de 5 cm. Constatou-se, assim como mencionado por Soto *et al.* (2009) que em alguns instantes do ensaio ocorreu

uma relação Q/Q_0 crescente, principalmente no segundo estágio de carga no qual, como mencionado anteriormente, pode haver entrada de ar, levando a crer que esta relação crescente se deve a deslocamentos de bolhas de ar geradas pela introdução da água.

4.5 Comparação entre os valores de (K) reportados por cada equipamento

A Figura 65, Figura 66 e a Figura 67 demonstram os resultados dos coeficientes de permeabilidade encontrados nos ensaios de campo e de laboratório, com seus respectivos valores médios, para as áreas do ETA, AE e VS.

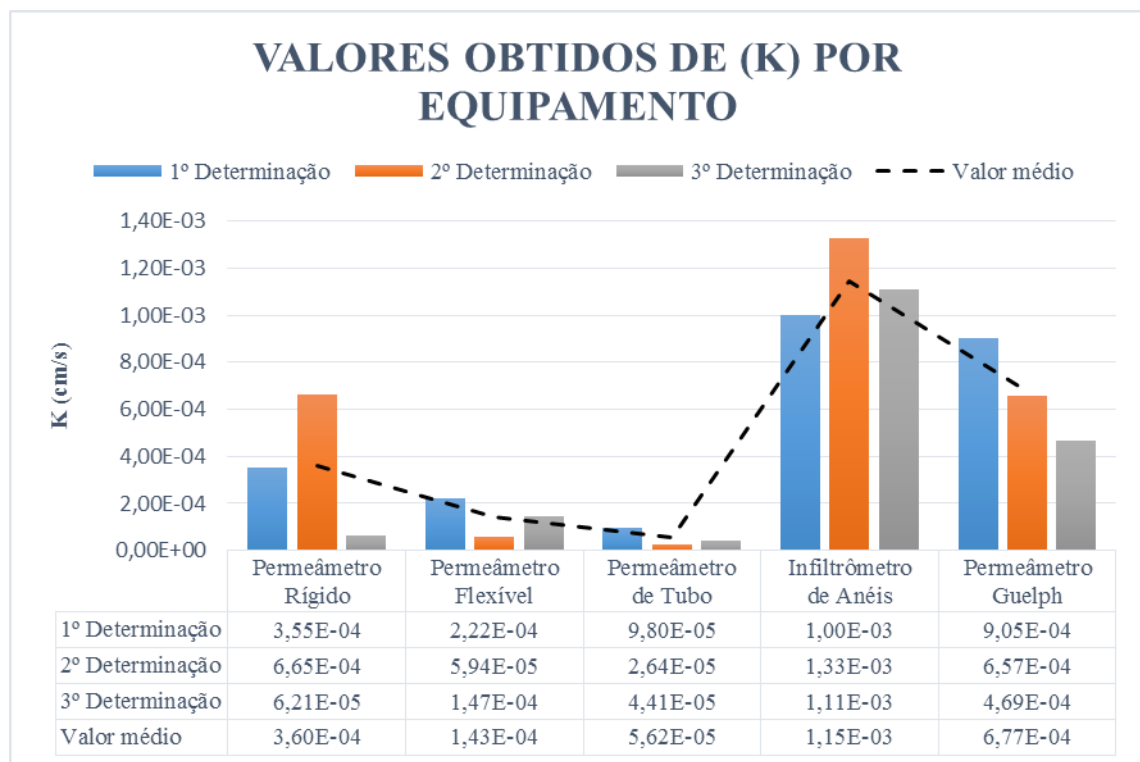


Figura 65: Valores de (K) obtidos por cada equipamento para a área do ETA.

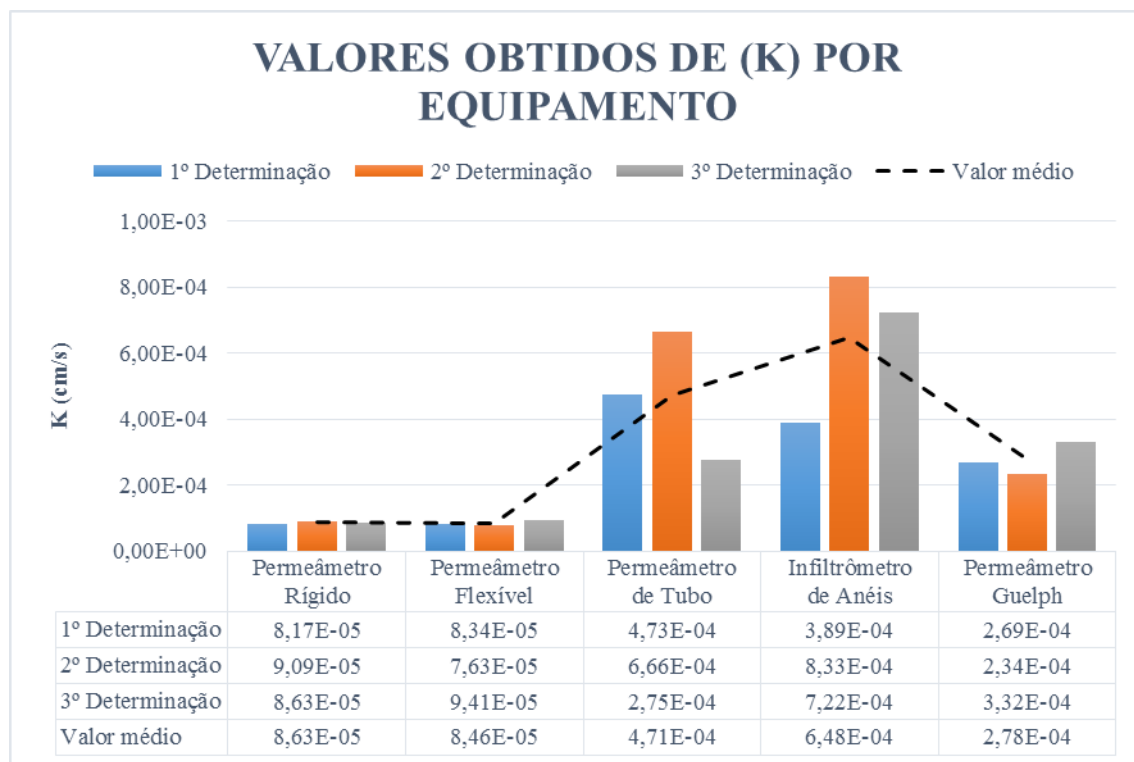


Figura 66: Valores de (K) obtidos por cada equipamento para a área do AE.

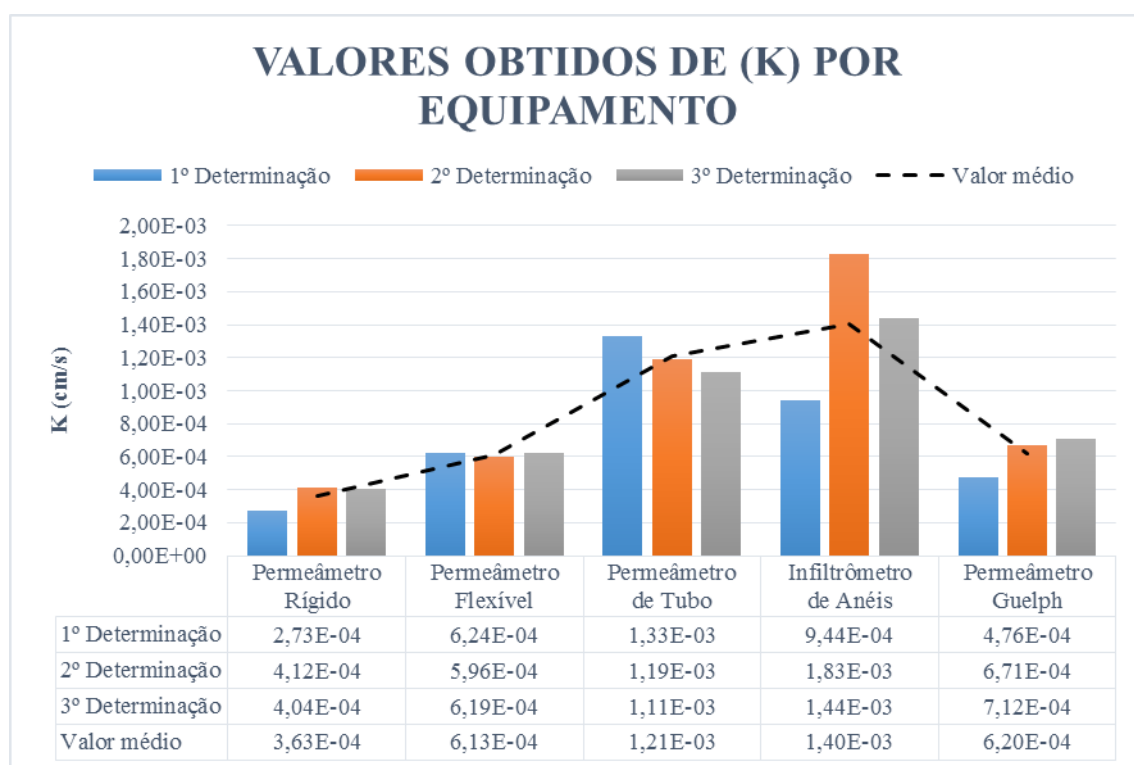


Figura 67: Valores de (K) obtidos por cada equipamento para a área do VS.

Pode-se notar nas figuras que os ensaios de laboratório com o permeâmetro de parede rígida e com o permeâmetro de parede flexível apresentaram resultados bem próximos, para todas as áreas estudadas. Os ensaios de campo, com exceção dos ensaios com o permeâmetro de tubo no solo do ETA, apresentaram resultados maiores do que os de laboratório, embora estes resultados não sejam muito distantes dos de laboratório, destacando-se que nenhum dos equipamentos de campo reportaram valores médios de (K) dez vezes maiores do que os de laboratório.

Os fatores principais que levaram aos resultados de campo a expressar valores maiores do que os de laboratório são as condições de realização dos ensaios e as condições de escoamento, pois em laboratório consegue-se ter um maior controle da saturação e da temperatura da água, como expressado por Aguiar (2001), e em campo dificilmente consegue-se atingir um grau de saturação igual ao de laboratório. Outro fator é que em campo o fluxo ocorre em todas as direções, ao contrário do laboratório onde se limita o fluxo a apenas uma direção.

Rodriguez *et al.* (2015) relata que um dos fatores que mais interfere ao se comparar a permeabilidade de laboratório e a de campo é a dimensão da amostra que, muitas vezes, pode não demonstrar caminhos preferenciais de percolação devido à heterogeneidade, dentre outros fatores. Mesquita e Moraes (2004) também relatam a influência do tamanho da amostra, onde a pequena altura e presença de macroporos conectados podem gerar altos valores de (K), além de fatores como geometria do fluxo e qualidade das amostras.

Dentre os ensaios de campo o que apresentou o melhor desempenho para os solos estudados foi o permeâmetro Guelph. O fato do permeâmetro Guelph reportar os menores valores de (K), quando comparado com os demais ensaios de campo, deve-se a ele medir o coeficiente de permeabilidade em uma região menor (bulbo saturado é menor) do que a dos outros ensaios de campo, e também pelo fato de a equação utilizada para calcular o valor do coeficiente de permeabilidade levar em consideração efeitos de forças capilares e pressão inicial no solo, que são fatores que interferem no valor de (K).

Os ensaios com o infiltrômetro tenderam a reportar os maiores valores de (K), dos ensaios executados em campo, porque a área estudada é maior (um círculo de 25 cm de diâmetro) e também porque o ensaio não leva em consideração fatores como gradiente hidráulico, analisado pelas teorias de escoamentos em solos como a de Darcy, que não se englobam no cálculo. O

infiltrômetro pode apresentar muitos erros de medição ocasionados pela variação do nível d'água e também pela evaporação da água no momento do ensaio, embora a área exposta à insolação seja pequena.

O permeâmetro de tubo, com exceção da área do ETA, reportou valores mais elevados que o do Guelph, porque o bulbo de saturação é maior do que o do Guelph e o mesmo influencia diretamente no cálculo. Não também, não é apresentado por Hoek e Bray (1981) nenhuma correlação entre o tipo de solo e a forma e abrangência do bulbo, fato este, que pode levar no procedimento de cálculo a um erro no valor do coeficiente de permeabilidade.

O motivo que levou o permeâmetro de tubo a reportar valores menores do que o do Guelph, e até mesmo menores do que os de laboratório, no solo do ETA, é que neste solo havia a presença de uma camada compactada de aproximadamente 10 cm na superfície e, como, os ensaios com o permeâmetro de tubo foram executados a uma profundidade de 7,5 cm, teve a influência desta camada, ao contrário do Guelph que foi executado a 15 cm de profundidade, se estabelecendo em uma região menos compactada, e portando, com maior índice de vazios. Os demais solos estudados não mostraram esta interferência, pois os mesmos se mostraram bem homogêneos e isotrópicos, como pode ser visto nos ensaios com o permeâmetro rígido que apresentou uma razão K_v/K_h bem próximo de 1.

Com exceção do fato mencionado anteriormente na área do ETA, não foi possível evidenciar uma diferença de comportamento de cada equipamento com o tipo de solo, devido ao fato dos coeficientes de permeabilidade para os solos estudados se manterem entre 10^{-4} e 10^{-5} cm, obtendo em alguns casos um coeficiente próximo de 1×10^{-3} , sendo. Portando a aplicação dos permeâmetros estudados nos solos em questão se mostraram de grande eficiência.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

Notou-se que a realização dos ensaios de permeabilidade em câmaras triaxiais mostrou-se tão eficiente quanto à realização em permeâmetros de parede rígida, reportando resultados muito próximos, como visto na área do AE onde a variação foi de apenas 2% para amostras indeformadas e 11% para amostras compactadas. Concluiu-se portanto, que a realização dos ensaios em células triaxiais possui como maior ponto forte a montagem dos ensaios e um pequeno ganho no processo de saturação em certos tipos de solos como constatado no solo do ETA.

Ao analisar as formulações empíricas para determinação de (K) em solos arenosos, observou-se que a equação que demonstrou melhor desempenho para o solo estudado, presente na VS, foi a de Amer e Award (1974) refletindo uma razão $(K \text{ Lab méd}/K \times)$ de 1,329, bem próxima de 1. As equações de Carrier (2003) e Chapuis (2004) apresentaram resultados quase que idênticos, sendo os valores reportados por estas equações 2,820 e 2,974 vezes menor do que os de laboratório, sendo considerados satisfatórios. A equação de Hazen não se mostrou eficiente devido a fatores como o não enquadramento do solo em condições pré-estabelecidas, como D_{10} entre 0,1 e 3 mm, e a não consideração de certas propriedades, como o índice de vazios. Logo pode-se concluir que a utilização de equações empíricas em solos arenosos, pode refletir em uma ótima estimativa para o valor de (K) .

Ao correlacionar índice de vazios e coeficiente de permeabilidade não se notou uma relação evidente de aumento do coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios, pois a taxa de variação do índice de vazios foi pequena para o mesmo tipo de solo, embora pode ser notado uma relação estre os valores de índice de vazios e coeficiente de permeabilidade, devido ao agrupamento dos valores de coeficiente de permeabilidade para uma faixa de índice de vazios. Foi possível notar que houve coeficientes de permeabilidade próximos para diferentes índices de vazios em solos diferentes, evidenciando a importância não somente do índice de vazios, mas também da estrutura do solo estudado no valor do coeficiente (K) .

Avaliando o coeficiente de permeabilidade encontrado com o permeâmetro de tubo, foi possível constatar que, com exceção da área do ETA, o mesmo se mostrou maior do que os obtidos com o permeâmetro de parede rígida. Na área do ETA, os resultados foram 84 % menor do que os de laboratório, podendo ser esta redução ocasionada por fatores como geração de trincas no momento de retirada da amostra, e na área do AE e da VS os valores foram 446% e 233% maiores, evidenciando que a baixa profundidade do ensaio pode ter levado a estes altos valores de K, gerados pela extrapolação do bulbo saturado à superfície.

Ao comparar o fator de forma (F), calculado a partir de uma retroanálise feita com os resultados de laboratório, com o da literatura, notou-se que em todos os solos estudados, os fatores (F) calculados se apresentam diferentes do da literatura, retratando que a adoção deste fator baseado apenas nas condições de ensaio pode gerar erros, sendo constatado que este varia também com a estrutura do solo.

Nos ensaios com o infiltrômetro de anéis concêntricos, foi possível observar que o modelo que melhor representa a velocidade de infiltração nos solos estudados é o proposto por Kostiakov e Lewis, constatado pelo maior valor do coeficiente (R^2), seguido pelo modelo de Horton (1940) e Kostiakov (1932). Embora o modelo de Kostiakov e Lewis tenha demonstrado maior valor de R^2 , os demais modelos se mostraram também eficientes por também relatarem valores altos de coeficiente de determinação.

A velocidade de infiltração básica encontrada pela equação de Kostiakov (1932) se mostrou menor do que a obtida no ensaio, devido ao fato da VIB tender a zero para longos períodos de infiltração, embora a variação entre os valores não foram muito distantes sendo de 16% para a área do AE, 53% para o solo do ETA e 79% para o solo da VS. Os valores das VIB encontrados nos ensaios foram maiores do que os valores dos coeficientes de permeabilidade obtidos com o permeâmetro de parede rígida, atingindo sua maior diferença no solo do AE, sendo 651% maior. Mostrando-se eficiente para a determinação da capacidade de infiltração para fins agrônomos, onde estes parâmetros permitem uma taxa de variação maior. Também referente à VIB, o modelo de Massad (1986), aplicado na previsão de capacidade de carga, se mostrou muito eficiente para a obtenção da VIB em casos onde não se realizou o ensaio até atingir um regime de fluxo constante, reportando valores bem próximos aos do ensaio.

Nos resultados com o permeâmetro Guelph foi possível notar que a aplicação do método de uma carga não reporta valores distantes do método de duas cargas, sendo que a adoção do método de duas cargas para a obtenção do parâmetro (α^*), que influencia nos resultados, é crucial para esta aproximação entre os dois métodos e melhor resposta nos cálculos. A adoção de alguns ensaios para obter o valor de (α^*) através do método de duas cargas, é mais eficiente do que estipular um fator apenas com base na análise tátil visual do solo.

Ao analisar as vazões de início e final dos ensaios em cada estágio de carga aplicado com o Guelph, foi possível notar que o solo arenoso atinge regime permanente mais rápido do que o solo argiloso, fato este devido à maior presença de macroporos e menor força capilar envolvida. Foi constatado também que o tempo para atingir o regime permanente ao se aplicar a carga de 10 cm foi menor devido ao fato de o bulbo de saturação desta carga se expandir por uma área dentro do bulbo úmido que se forma na carga anterior, e que vazões maiores do que a inicial pode ocorrer durante o ensaio, devido a deslocamento de ar.

Os resultados dos coeficientes de permeabilidade encontrados em campo com o Guelph não foram muito distantes dos de laboratório, em geral, estes resultados foram maiores, apresentando sua maior variação no solo do AE, quando aplicado o método de duas cargas, sendo 223% maior.

Ao final destas análises, pode-se observar que quando comparado os resultados de campo com os de laboratório, o permeâmetro Guelph demonstrou resultados mais satisfatórios para os solos estudados, por medir o coeficiente de permeabilidade em uma área menor e levar em consideração no cálculo fatores inerentes de força capilar e pressão inicial no solo. O permeâmetro de tubo reportou valores um pouco maiores que os do Guelph, fato este, devido à abrangência do bulbo ser maior e erros pela adoção do fator forma, que não leva em consideração o tipo de solo. Os resultados encontrados com o infiltrômetro de anéis concêntricos demonstraram os maiores valores dentre os ensaios analisados, devido à área ensaiada ser maior e erros inerentes do método de execução e cálculo.

Mesmo tendo apresentados altos valores de (K), em se tratando de permeabilidade onde variabilidade dos resultados é alta, para determinados fins, como o dimensionamento de filtros de barragens onde se emprega um fator de segurança de 10 ao coeficiente de permeabilidade, os ensaios de campo analisados podem ser bem empregados, pois não apresentaram valores

médios de K que ultrapassassem dez vezes o valor obtido em laboratório. Outro ponto a se levar em consideração é o alto valor dos coeficientes de variação (CV) encontrados nos ensaios, também relatado no trabalho de Guimarães (2013), que dificulta análises estatísticas destes ensaios pela grande variabilidade. Como citado por Fonseca e Martins (2011), coeficientes de variação maiores do que 30% indicam alta dispersão.

Ao se comparar os coeficientes de permeabilidade de campo com os de laboratório, deve-se atentar para o método de execução de cada ensaio e a medição que os mesmos reportam, além da finalidade para que se destinaram, pois, como citado por Reynolds *et al.*, (1992), Silva e Kato (1997), Moura *et al.* (1999), Mesquita (2001) e Mesquita e Moraes (2004), determinar um valor de (K) que possa representar uma área é uma das tarefas mais difíceis, porque se deve levar em consideração as variáveis que possam influenciar na mesma, dependendo portanto da relação entre elas e das condições presentes no solo desta área.

5.2 Sugestões para futuros trabalhos

Com base nos estudos realizados sugere-se:

- Determinar parâmetros (α^*) para os solos da região de Viçosa-MG, visando à melhor interpretação da influência destes na obtenção do coeficiente de permeabilidade com o permeâmetro Guelph;
- Estudos referentes ao fator forma expresso na fórmula de Hoek e Bray (1981), buscando o entendimento da influência do tipo de solo na formação do bulbo saturado e a expansão do mesmo;
- Estudos referentes à interferência da porosidade efetiva, relacionada aos poros interconectados, no coeficiente de permeabilidade; e
- Realizar uma quantidade maior de ensaios visando uma redução do coeficiente de variação e o tratamento estatísticos dos dados coletados nos ensaios;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, A.B.O. (2001). **Emprego Do Permeâmetro De Guelph Na Determinação Da Permeabilidade Do Solo De Camadas De Lixo E Sua Cobertura**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 90p.
- AMER, A. M.; AWAD, A. A. (1974). **Permeability of Cohesionless Soils**, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. ASCE, vol. 100, n. GT12, p. 1309-1316.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2003). **ASTM D 5084-03 – Standard Test Method For Measurement Of Hydraulic Conductivity Of Saturated Porous Materials Using A Flexible Wall Permeameter**. ASTM, 23p.
- ANDERSON, D. C.; JONES, S. G. (1983). **Clay Barrier-Leachate Interaction**. National Conference on Management of Uncontrolled Hazardous Waste Sites, Washington DC, Hazardous Materials Control Research Institute. Maryland, USA, p. 154-160.
- ANDERSON, J. L.; BOUMA, J. (1973). **Relationships Between Saturated Hydraulic Conductivity And Morphometric Data Of An Argillic Horizon**. Soil Science Society of America Proceedings, Madison, v. 37, n. 3, p. 408-413.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL (2013). **Ensaio De Permeabilidade Em Solos – Orientação Para A Sua Execução No Campo**. 4ª edição. ABGE, São Paulo, SP, 80p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 6459 – Solo – Determinação Do Limite De Liquidez**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 6508 – Grãos De Solos Que Passam Na Peneira De 4,8 Mm - Determinação Da Massa Específica**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 7180 – Solo – Determinação Do Limite De Plasticidade**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). **NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 13p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2000). **NBR 14545 – Solo – Determinação Do Coeficiente De Permeabilidade De Solos Argilosos A Carga Variável**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 12p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). **NBR 7182 – Solo – Ensaio De Compactação**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 10p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). **NBR 9604 – Abertura De Poço E Trincheira De Inspeção Em Solo, Com Retirada De Amostras Deformadas E Indeformadas – Procedimento**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 9p.
- BAGARELLO, V.; PROVENZANO, G. (1996). **Factors Affecting Field And Laboratory Measurement Of Saturated Hydraulic Conductivity**. Transactions of the ASAE, v. 39, n°1, p. 153-159.
- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. (2005). **Técnicas Compensatórias Em Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 318p.
- BARBASSA, A. P; JUNIOR, C. X. O.; GUTIERREZ, L. A. R. (2009). **Coeficiente De Permeabilidade Em Ensaio De Poço Invertido: Efeito Do Tempo De Umedecimento Prévio E Métodos De Cálculo**. XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 16p.
- BARBOZA, A. C. L.; SILVA JR, G. C.; MELLO, C. L. (2007). **Caracterização de Parâmetros Hidráulicos em Depósitos Fluviais Paleogênicos na Bacia de Volta Redonda**, RJ. Anuário do Instituto de Geociências – Universidade Federal do Rio de Janeiro, v. 30, p. 118-132.
- BELTRAN, J. M. (1986). **Drenaje Agrícola**. Madrid: Iryda, v. 1, 239 p.
- BERNARDO, S; SOARES, A. A.; MANTOVANI, E. C (1989). **Manual De Irrigação**. 5 Ed. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 596 p.
- BETIM, L. S. (1988). **Caracterização Da Condutividade Hidráulica Dos Solos E Estudo Da Vulnerabilidade À Contaminação Dos Aquíferos Da Sub-Bacia Do Córrego Palmital – Viçosa/MG**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 186 p.

- BIELSCHOWSKY, C. (2005). **Aplicação E Comparação De Métodos De Campo Para Estimativa Da Ondutividade Hidráulica Do Solo**. Monografia, Programa de Graduação em Geologia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 82p.
- BRANDÃO, V. S. (2003). **Infiltração Da Água No Solo**. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG.
- BUENO, B. S.; VILAR, O. M. (1980). **Mecânica Dos Solos**. Apostila 69. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 131p.
- CARRIER III, W. D. (2003). **Goodbye, Hazen, Hello, Kozeny-Carman, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**. ASCE, v. 129, n. 11, p. 1054-156.
- CAUDURO, F. A.; DORFMAN, R. (s/d). **Manual De Ensaio De Laboratório E De Campo Para Irrigação E Drenagem**. PRONI/IOH, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 216p.
- CHAPUIS, R. P. (2004). **Predicting The Saturated Hydraulic Conductivity Of Sand And Gravel Using Effective Diameter And Void Ratio**, Canadian Geotechnical Journal, v. 41, n. 5, p. 787-795.
- CHILDS, E. C.; COLLIS-GEORGE, N. (1950). **The Permeability Of Porous Materials**. Proceedings of the Royal Society of London Series A-Mathematical and Physical Sciences, London, v. 201, n. 1066, p. 392-405.
- CRUCIANI, D. E. (1983). **A Drenagem Na Agricultura**. 2 Ed. Nobel, São Paulo, SP, 337 p.
- CUNHA LINS, J.L.X.; ALBUQUERQUE, A. W.; SILVA, C. A.; ARAÚJO, E. DE. JUNIOR, R. B. S. (2009). **Velocidade De Infiltração Da Água Em Um Latossolo Amarelo Submetido Ao Sistema De Manejo Plantio Direto**. Revista Caatinga, Mossoró, v22, n.1, p. 199-205.
- DANE, J. H.; PUCKETT, W. E. (1992). **Field Soil Hydraulic Properties Based On Physical And Mineralogical Information**. In: VAN GENUCHTEN, M. T.; LEJI, F. J.; LUND, L. J. (Ed.). Indirect methods for estimating the hydraulic properties of unsaturated soils. Riverside, University of California, p. 389-403.

- DANIEL, D. E.; TRAUTWEIN, S. J. (1994). **State Of The Art: Laboratory Hydraulic Conductivity Test For Saturated Soils**. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. ASTM STP 1142, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 30-77.
- DAS, B. M. (2013). **Fundamentos De Engenharia Geotécnica**. 7 Ed. Cengage Learnin. Tradução, São Paulo, SP, 632p.
- DOURADO, K. A. (2003). **Condutividade Hidráulica De Materiais De Baixa Permeabilidade: Desenvolvimento, Construção E Teste De Um Sistema De Medida**. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 89p.
- ELRICK, D. E.; REYNOLDS, W. D. & TAN, K. A. (1989). **Hydraulic Conductivity Measurements In The Unsaturated Zone Using Improved Well Analysis**. Groundwater Monitoring Review, 9, p. 184-193.
- FEITOSA, F. A .C.; FILHO, J. M. (2000). **Hidrogeologia: Conceitos E Aplicações**. 2 Ed. Serviço Geológico do Brasil, Laboratório de Hidrogeologia, Universidade Federal de Pernambuco, Fortaleza, CE, 412 p.
- FERRAZ, A. P. F.; SOUZA, E. G. F.; SOUZA, R. M. S.; MARTINS, B. N. M.; SÁ, M. K. N.; CALADO, T. B.; JÚNIOR, L. F.; SANTANA, F. M. S.; LIMA, P. C. B.; SOUZA, E. S. (2010). **Avaliação da taxa de Infiltração da água no solo a partir de Modelos Empíricos**. X Jornada de Ensino, Pesquisa e Extensão – JEPEX 2010 – Universidade Federal Rural de Pernambuco, Recife.
- FERRAZ, A. S.; SOARES, V. P.; SOARES, C. P. B.; RIBEIRO, C. A. A. S.; BINOTI, D. H. B.; LEITE, H. G. (2014). **Estimativa do Estoque de Biomassa em um Fragmento Florestal Usando Imagens Orbitais**. Floresta e Ambiente, jul./set., 21(03), p. 286-296.
- FETTER, C.W. (1994). **Applied Hydrogeology**. New Jersey, Prentice Hall. 691 p.
- FONSECA, J. S.; MARTINS, G. A. (2011). **Curso de Estatística**. 6. ed. São Paulo: Atlas, 320p.

- FRANCO, M. R. (1980). **Estudos De Correlação Entre Determinações Da Capacidade De Infiltração De Solos, Com Auxílio De Um Simulador-De-Chuva-Infiltrômetro E, Infiltrômetro De Anéis Concêntricos**. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Piracicaba, SP.
- GHILDYAL, B. P.; TRIPATHI, R.P. (1987). **Soil Physics**. John Wiley & Sons, New York, 656 p.
- GOLDMAN, L. J.; GREENFIELD, L. I.; DAMLE, A. S.; KINGSBURY, G. L.; NORTHEIM, C. M.; TRUESDALE, R. S. (1988). **Design, Construction And Evaluation Of Clay Liners For Waste Management Facilities**, U.S.E.P.A., Washington D.C, 540p.
- GRIFFIN, R. A.; ROY, W. R. (1985). **Interaction of Organic Solvents With Saturated Soil-Water Systems**. Open File Report 3, Environmental Institute for Waste Management Studies, Alabama, 86p.
- GUIMARÃES, W. D. (2013). **Caracterização Da Condutividade Hidráulica Dos Solos E Estudo Da Vulnerabilidade À Contaminação Dos Aquíferos Da Sub-Bacia Do Córrego Palmital – Viçosa/MG**. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 60 p.
- HAZEN, A. (1930). **Water Supply, n. American Civil Engineers Handbook**. Wiley, New York.
- HEAD, K. H. (1981). **Manual Of Soil Laboratory Testing**. Pentech Press, London, cp. 10, v.2, p. 396-458.
- HEAD, K. H. (1986). **Manual Of Soil Laboratory Testing**. ELE international limited, cp. 20, v.3, p. 1001-1027.
- HOEK, E.; BRAY, J. W. (1981). **Rock Slope Engineering**. Revised third edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, p. 137-140.
- HORTON, R.E. (1940). **An Approach Toward A Physical Interpretation Of Infiltration Capacity**. Soil Science Society of America Proceedings, v. 5, p. 399-417.
- JAYNES, D. B.; TYLER, E. J. (1984). **Using Soil Physical Properties to Estimate Hydraulic Conductivity**. Soil Science, Baltimore, v. 138, n. 4, p. 298-305.

- JESUS, L. S. (2012). **Estudo Da Permeabilidade Dos Solos De Fundação Do Aterro De Resíduos Sólidos Urbanos De Bauru/SP**. Dissertação Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP. 190p.
- KAMRA, S. K.; RAO, K. V. G. K. (1985). **Selection Of Representative Hydraulic Conductivity Value For Drainage System Design**. Irrigation and Power, New Delhi, v. 42, n. 4, p. 355-359.
- KOSTIAKOV, A. N. (1932). **On The Dynamics Of The Coefficient Of Water-Percolation In Soils And On The Necessity Of Studding It From A Dynamic Point Of View For Purposes Of Amelioration**. Transactions of 6th Congress of International Soil Science Society, Moscow, Part A, p. 17-21.
- KOZENY, J. (1927). **Ueber Kapillare Leitung des Wassers im Boden**. Wien, Akad. Wiss., v. 136, n. 2a, p. 271.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. (1969). **Soil Mechanics**. John Wiley e Sons, Inc. 553p.
- MACAMBIRA, I. Q. (2002). **Comportamento Hidráulico De Alguns Solos Lateríticos Para Uso Como Barreira Impermeável**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 117p.
- MADSEN, F. T.; MITCHELL, J. K. (1987). **Chemical Effects On Clay Hydraulic Conductivity And Their Determination**. Open File Report 13 Environmental Institute for Waste Management Studies, Alabama, 70p.
- MAHLER, C. F.; AGUIAR, A. B. (2001). **Determinação Da Permeabilidade In Situ Em Aterros De Resíduos Sólidos**. 21º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 9p.
- MARSHALL, T. J. (1958). **A Relation Between Permeability And Size Distribution Of Pores**. Journal of Soil Science, Oxford, v. 9, n. 1, p. 1-8.
- MASSAD, F. (1986). **Notes Of The Interpretation Of Failure Load From Routine Pile Load Test**. Solos e Rochas, v. 9, n. 1, p. 33-36.
- MESQUITA, M. G. B. F. (2001). **Caracterização Estatística da Condutividade Hidráulica Saturada do Solo**. Tese (Doutorado em Agronomia) – Curso de Pós-graduação em

Solos e Nutrição de Plantas, Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo. 110p.

MESQUITA, M. G. B. F.; MORAES, S. O. (2004). **A Dependência Entre A Condutividade Hidráulica Saturada E Atributos Físicos Do Solo**. Ciência Rural, Santa Maria, v. 34, n. 3, p. 963-969.

MILLAR, A. A. (1988). **Drenagem De Terras Agrícolas: Bases Agronômicas**. Editerra, São Paulo, SP 306 p.

MILLINGTON, R. T.; QUIRCK, J. P. (1959). **Permeability Of Porous Media**. Nature, London, v. 183, p. 387-388.

MILLINGTON, R. T.; QUIRCK, J. P. (1960). **Transport In Porous Media**. International Congress of Soil Science, Madison, 1960. v. 1, n. 3, p. 97-106.

MITCHELL, J. K. (1976). **Fundamentals Of Soil Behavior**. John Wiley e Sons, New York, 422p.

MITCHELL, J. K. (1993). **Fundamentals Of Soil Behavior**. John Wiley e Sons, Inc, 437p.

MITCHELL, J. K.; MADSEN, F. T. (1987). **Chemical Effects On Clay Hydraulic Conductivity**. Geotechnical Practice for Waste Disposal 87, University of Michigan, Ann Arbor, ASCE Geotechnical Special Publication, n. 13, p. 87-116.

MOHANTY, B. P.; KANVAR, R. S.; EVERTS, C. J. (1994). **Comparison Of Saturated Hydraulic Conductivity Measurement Methods For A Glacial-Till Soil**. Soil Science Society of America Journal, v.58, p.672-677.

MOURA, M. V. T.; LEOPOLDO, P. R.; MARQUES JÚNIOR, S. (1999). **Uma alternativa para caracterizar o valor da condutividade hidráulica em solo saturado**. Irriga, v.4, n.2, p. 83-91.

MUALEM, Y. (1976). **A New Model For Predicting The Hydraulic Conductivity Of Unsaturated Porous Media**. Water Resources Research, Washington, v. 12, n. 3, p. 513-522.

- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995). **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo-SP. Ed. Villibor, 213p.
- OLIVA, A.; Kiang, C.H.; Chang, M. R. C. (2005). **Determinação da condutividade hidráulica da formação rio claro: análise comparativa através de análise granulométrica e ensaios com permeâmetro guelph e testes de slug**. Águas Subterrâneas, v. 19, n. 2, p. 1-17.
- PAIXÃO, F. J. R.; ANDRADE, A. R. S.; AZEVEDO, C. A. V.; COSTA, T. L.; GUERRA, H. O. C. (2009). **Ajuste da curva de infiltração por meio de diferentes modelos empíricos**. Pesquisa Aplicada e Agrotecnologia, v. 2, n. 1, p. 107-112.
- PARR, J. F.; BERTRAND, A. R. (1960). **Water Infiltration into Soils**. Advances in Agronomy, San Diego, v. 12, p. 311-363.
- PHILIP, J. R. (1957). **The Theory of Infiltration: 1. The Infiltration Equation and Its Solution**. Soil Science, Baltimore, v. 83, p. 345-357.
- PIMENTA, H. S. (1991). **Efeito do sódio trocável, da concentração salina e da relação de adsorção de sódio na condutividade hidráulica de um solo aluvial**. Dissertação (Mestrado em Irrigação e Drenagem) – Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Piracicaba, 95 p.
- PINTO, C. S. (2006). **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/3ª Edição**, Oficina de Textos, São Paulo-SP, 354p.
- QUEIROZ, J. E. (1995). **Parâmetros hidrodinâmicos de um solo de várzea para fins de drenagem subterrânea**. Tese (Doutorado em Irrigação e Drenagem) - Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Piracicaba. 167 p.
- RAGAB, R.; COOPER J. D. (1990) **Variability of unsaturated zone water transport parameters: Implications for hydrological modelling.1. In situ measurements**. Journal of Hydrology. v.148, p.109-131.
- RAWLS, W. J.; AHUJA, L. R.; BRAKENSIEK, D. L. (1992). **Estimating soil hydraulic properties from soil data**. In: VAN GENUCHTEN, M. T.; LEJI, F. J.; LUND, L. J.

- (Ed.). Indirect methods for estimating the hydraulic properties of unsaturated soils. Riverside: University of California, p. 329-340.
- REGALADO, C. M.; CARPENA, R. M. (2004). **Estimating the saturated hydraulic conductivity in a spatially variable soil with different permeameters: a stochastic Kozeny-Carman relation.** Soil Tillage Research, n. 77, p. 189-202.
- REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. (1985). **In situ measurement of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the α -parameter using the Guelph permeameter.** Soil Science, v.140, n° 4, p. 292–302.
- REYNOLDS, W.D., ELRICK, D. E., TOPP, G. C., (1983), **A Reexamination Of The Constant Head Well Permeameter Method For Measuring Saturated Hydraulic Conductivity Above The Water Table.** Soil Science, v. 136, p. 250-268.
- REYNOLDS, W.D., VIEIRA, S. R., TOPP, G. C., (1992). **An Assessment Of The Single – Head Analysis For The Constant Head Well Permeameter.** Canadian Journal of Soil Science, v.72, p. 489-501.
- RODRIGUEZ, T. T.; WEISS, L. A.; TEIXEIRA, R. S.; BRANCO, C. J. M. C. (2015). **Permeabilidade De Solo Laterítico Por Diferentes Métodos.** Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 36, n. 2, p. 17-32.
- SALGUEIRO, S.R. (2005). **Aplicação E Avaliação De Metodologias Laboratoriais E Empíricas Para A Determinação Da Condutividade Hidráulica De Sedimentos.** Monografia, Programa de Graduação em Geologia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 68 p.
- SHACKELFORD, C. D. (1994). **Waste-Soil Interactions That Alter Hydraulic Conductivity.** Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 111-166.
- SILVA, C. L.; KATO, E. (1997). **Efeito do selamento superficial na condutividade hidráulica saturada da superfície de um solo sob cerrado.** Pesquisa Agropecuária Brasileira, v.32, n.2, p. 213-220.

- SILVA, T. R. M. (2000). **Caracterização E Erodibilidade Dos Solos De Uma Voçoroca Da Região De Ouro Preto, MG**. Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP. (2008). **Guelph Permeameter. Operating – Instructions**. Soilmoisture manual, 51 p.
- SOTO, M. A. A. (1999). **Estudo Da Condutividade Hidráulica Em Solos Não Saturados**. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Brasil, p. 123.
- SOTO, M. A.; CHANG, K. H.; VILAR, O. M. (2009). **Análise Do Método Do Permeâmetro Guelph Na Determinação Da Condutividade Hidráulica Saturada. Águas Subterrâneas**. v. 23, n. 01, p. 137-152.
- STEPHENS, D. B. (1996) **Vadose Zone Hydrology**. Lewis Publishers, 339p.
- TAYLOR, D. (1948). **Fundamentals Of Soil Mechanics**. John Wiley e Sons, New York, 700p.
- WHITE, I.; SULLY, M. J. (1987). **Macroscopic And Microscopic Capillary Length And Time Scales From Field Infiltration**. Water Resources Research, v. 23, nº8, p. 1514-1522.
- ZWIRTES, A. L.; SPOHR, R. B.; BARONIO, C. A.; MENEGOL, D. R.; ROSA, G. M.; MORAES, M. T. (2013). **Utilização Do Infiltrômetro De Cornell E Dos Anéis Concêntricos Para Determinação Da Infiltração De Água Em Um Latossolo Vermelho**. Semina: Ciências Agrárias, Londrina, v. 34, n. 6, suplemento 1, p. 3489-3500.

APÊNDICE A

A Figura 1 contém o formulário utilizado na anotação e cálculo do ensaio com o infiltrômetro de anéis concêntricos.

[illegible]

Figura 1: Formulário utilizado na coleta e cálculo dos ensaios com o infiltrômetro de anéis concêntricos.

A Figura 1 contém o formulário utilizado na anotação e cálculo do ensaio com o permeâmetro Guelph.

Figura 1: Formulário para anotação e cálculo dos ensaios com o permeâmetro Guelph.

APÊNDICE C

Nas figuras 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15 e 17 estão os gráficos com os recalques igualmente espaçados e suas respectivas velocidades de infiltração e nas figuras 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 estão os gráficos VI i x VI i+1, construídos para a obtenção da VIB pelo método de Massad (1986).

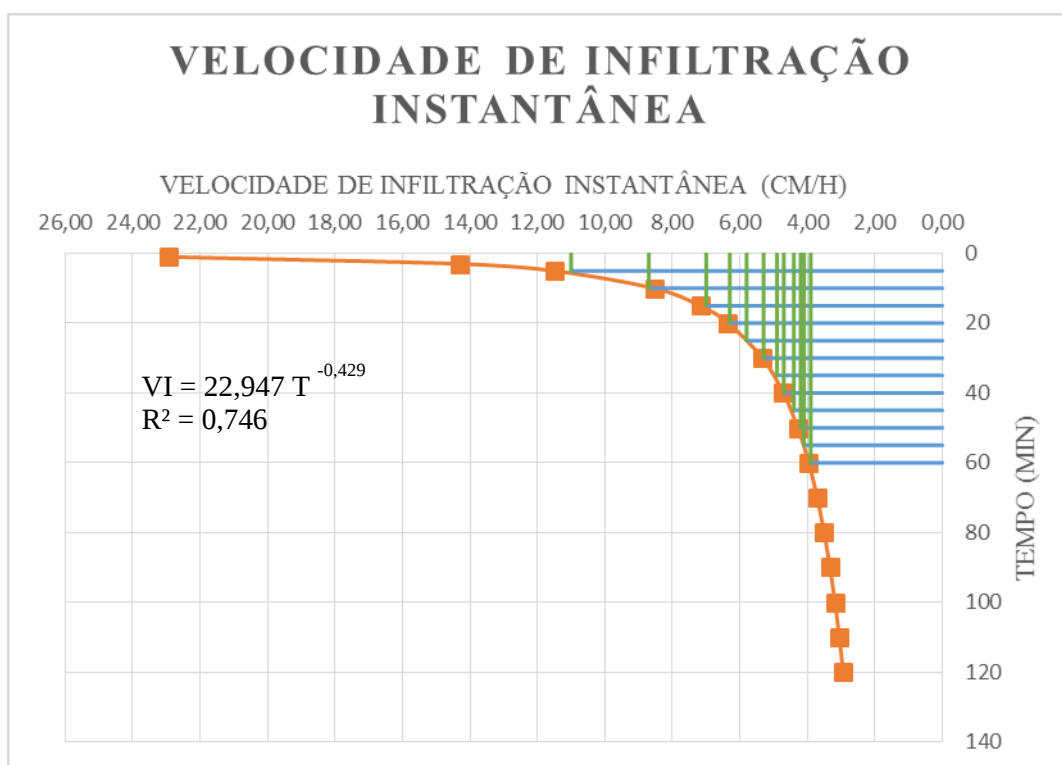


Figura 1: Determinação das VI em função do tempo (1º Determinação para a área do ETA).

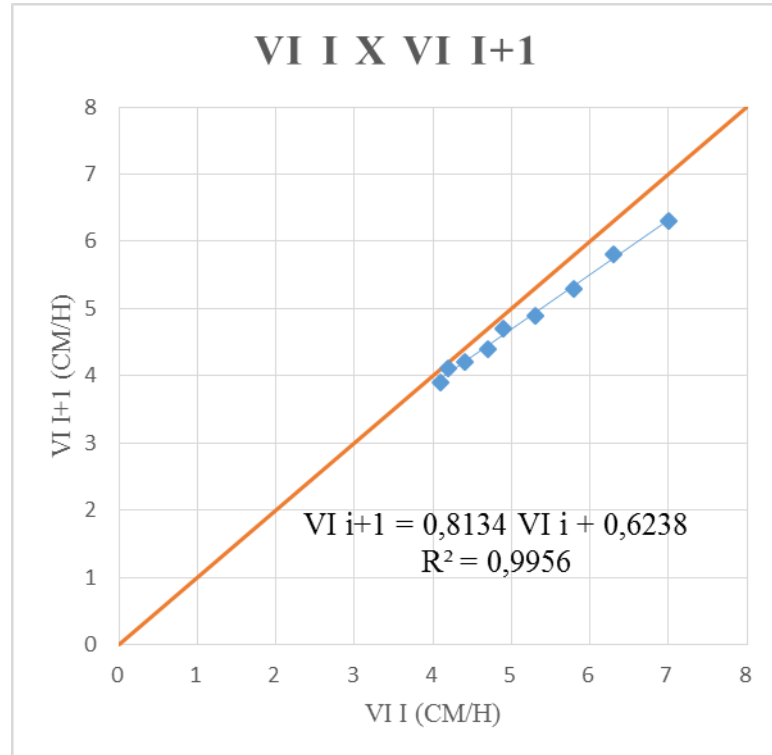


Figura 2: Determinação da Equação VI i+1 (1º Determinação para a área do ETA).

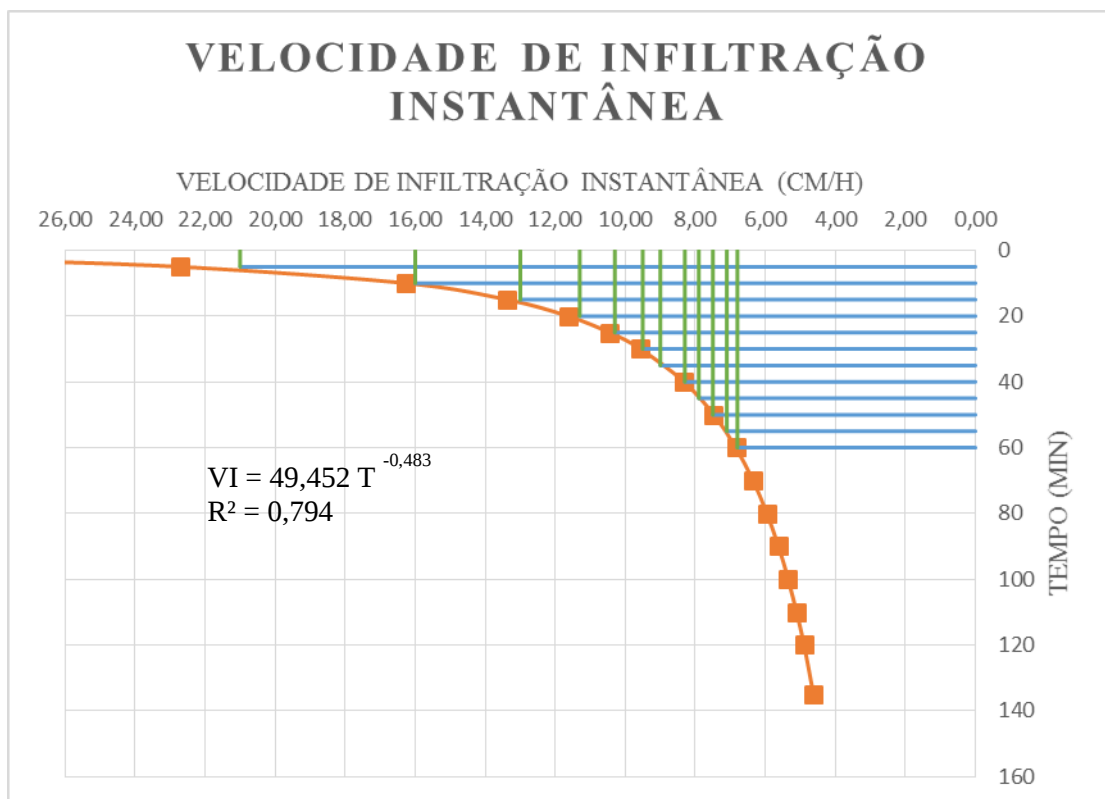


Figura 3: Determinação das VI em função do tempo (2º Determinação para a área do ETA).

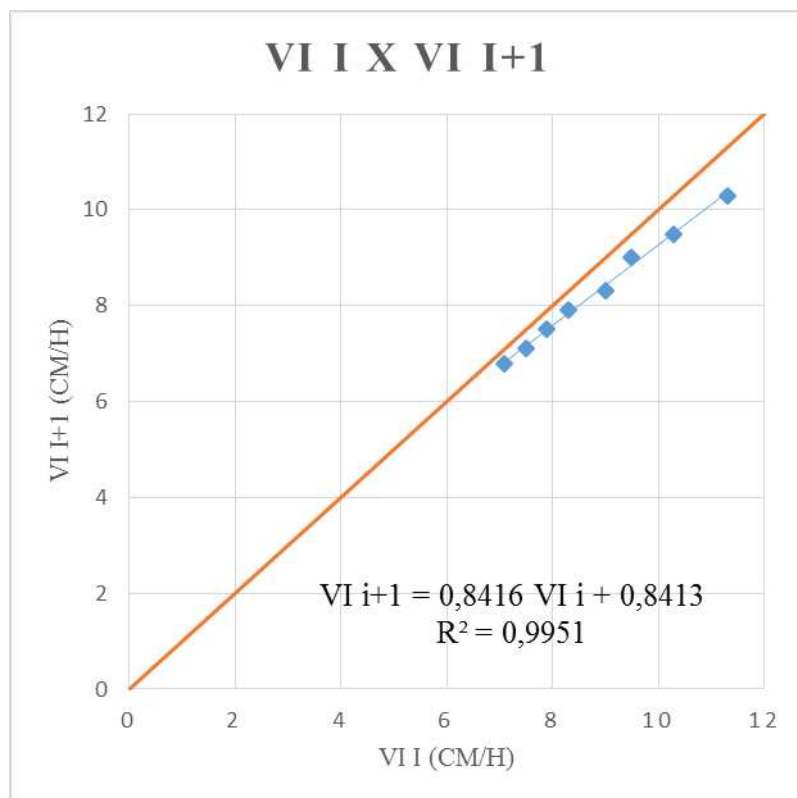


Figura 4: Determinação da Equação VI i+1 (2º Determinação para a área do ETA).

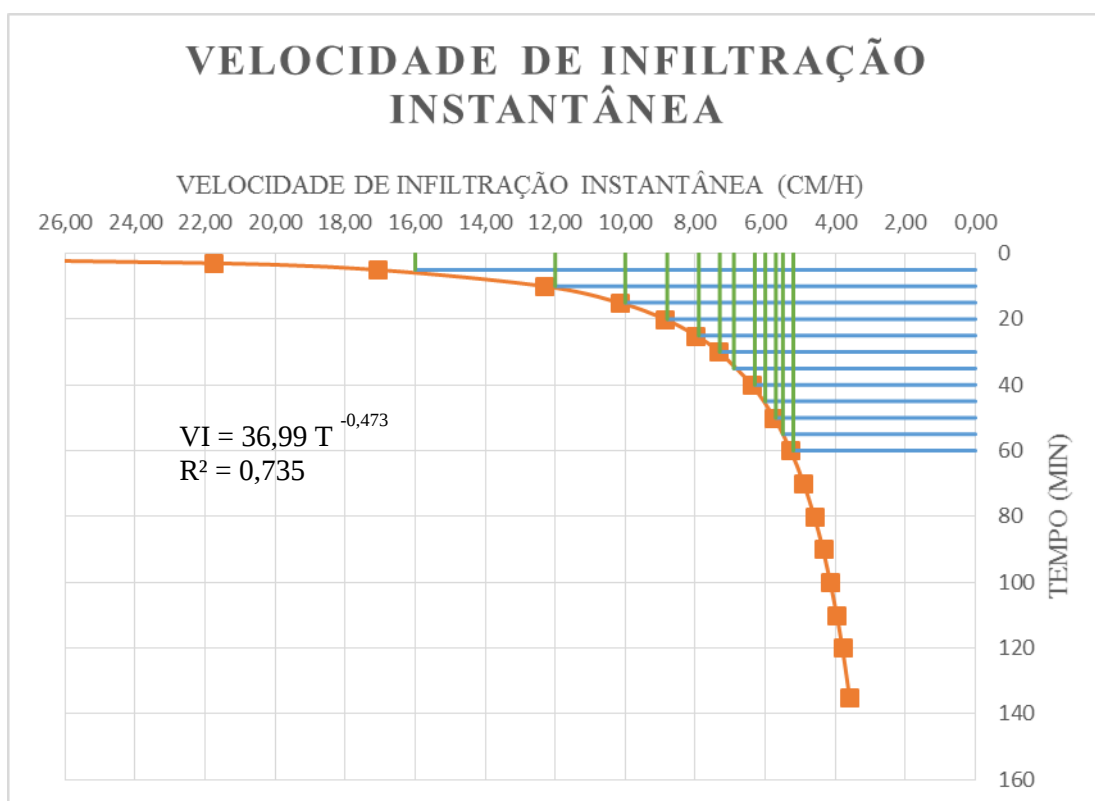


Figura 5: Determinação das VI em função do tempo (3º Determinação para a área do ETA).

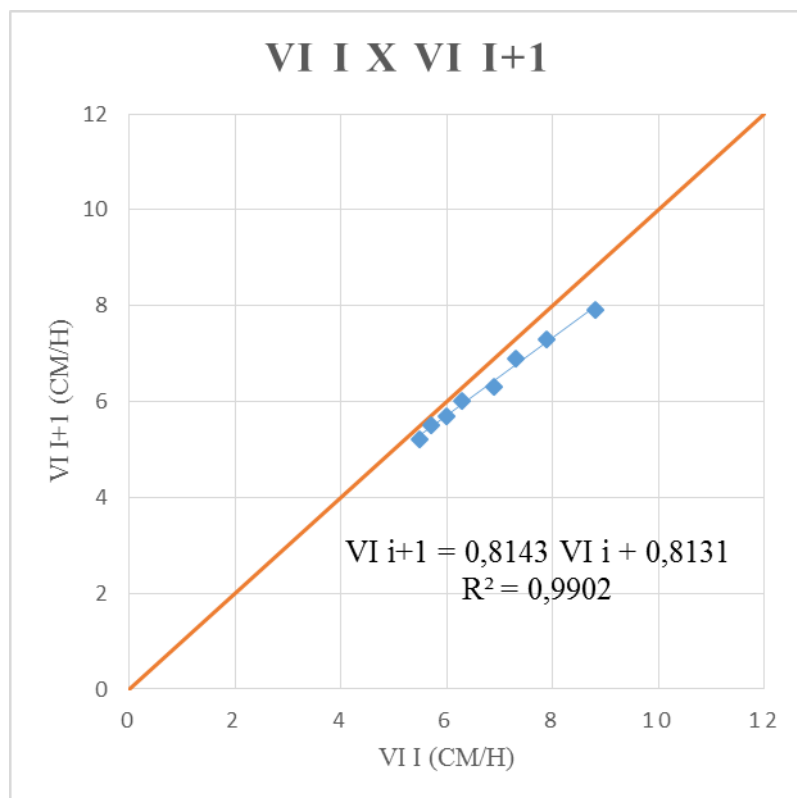


Figura 6: Determinação da Equação VI i+1 (3º Determinação para a área do ETA).

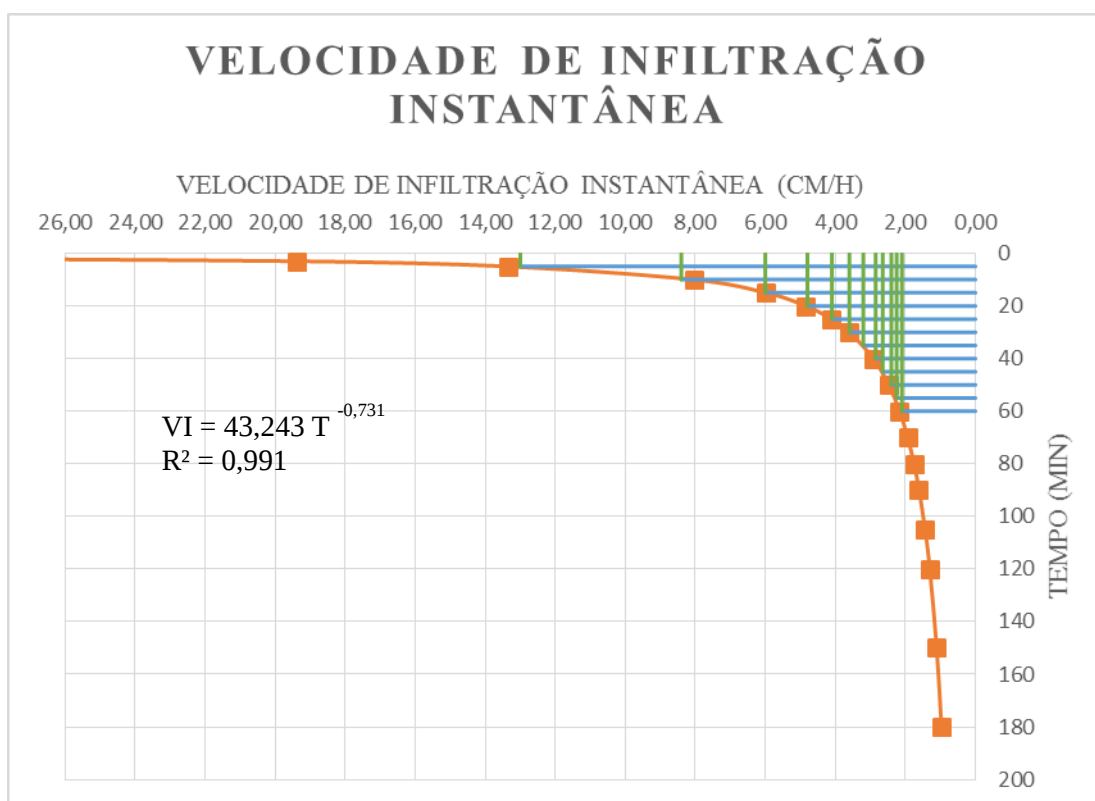


Figura 7: Determinação das VI em função do tempo (1º Determinação para a área do AE).

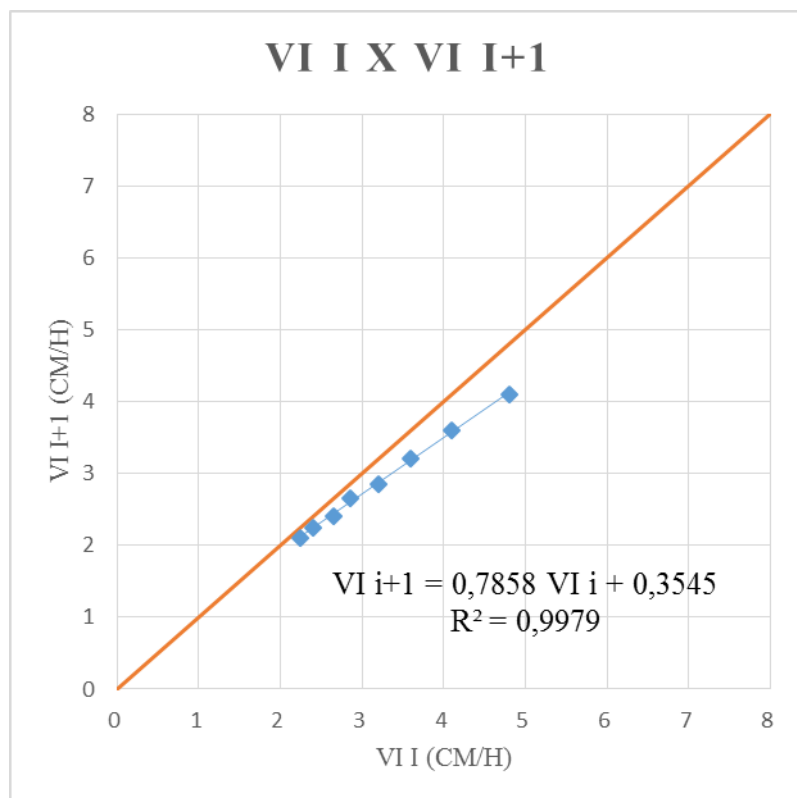


Figura 8: Determinação da Equação VI i+1 (1º Determinação para a área do AE).

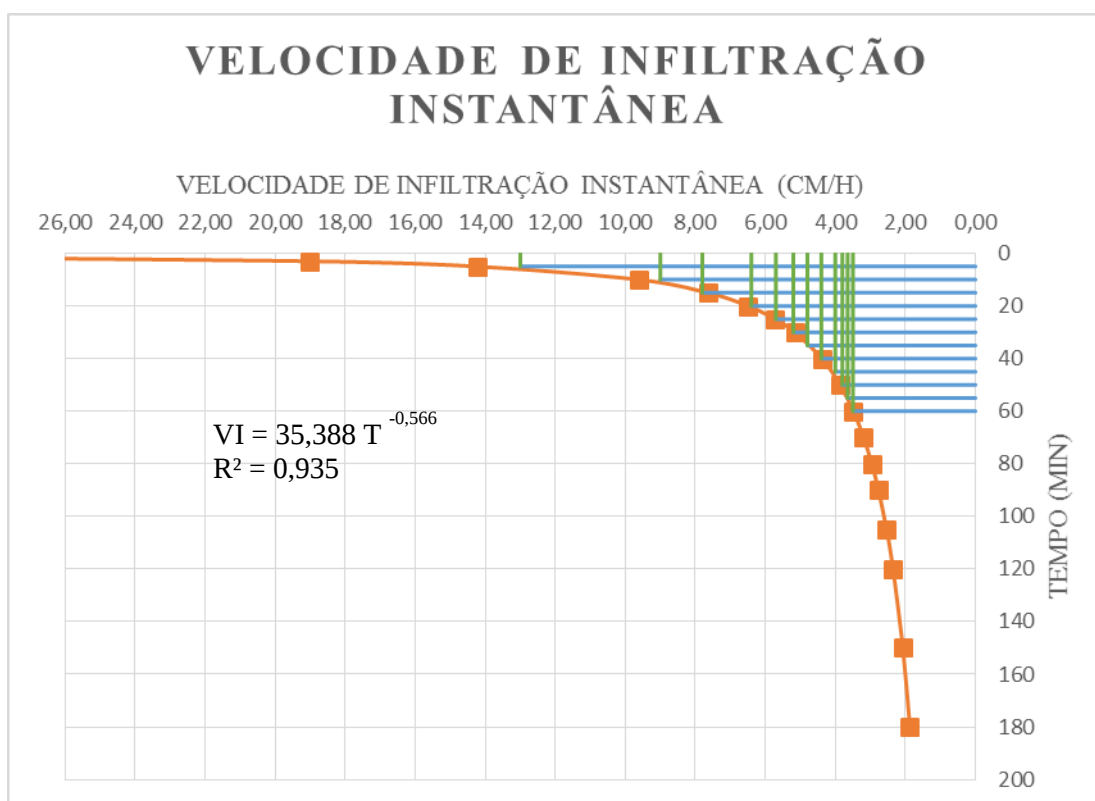


Figura 9: Determinação das VI em função do tempo (2º Determinação para a área do AE).

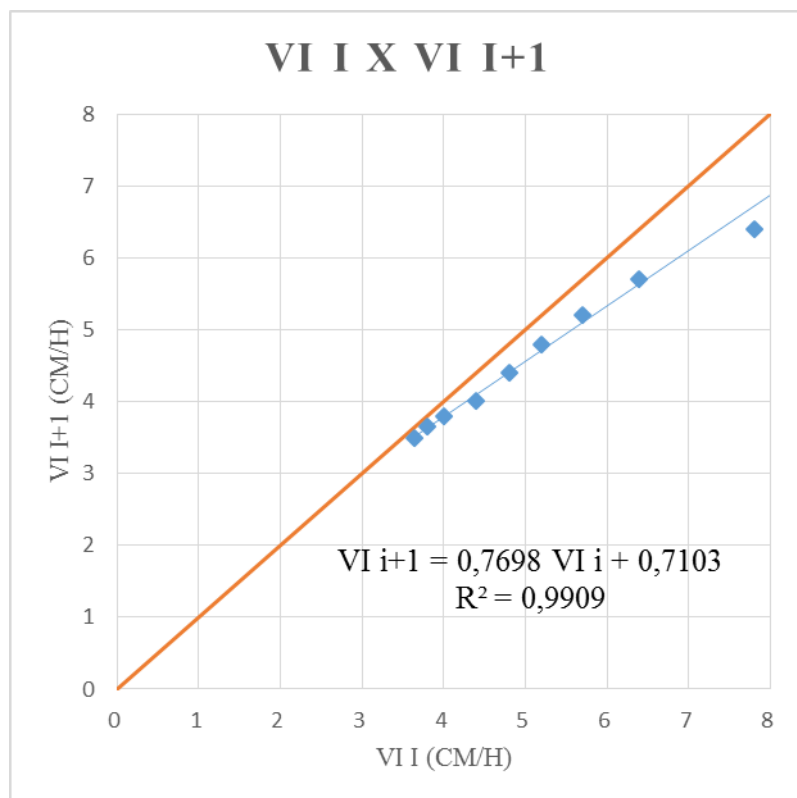


Figura 10: Determinação da Equação VI i+1 (2º Determinação para a área do AE).

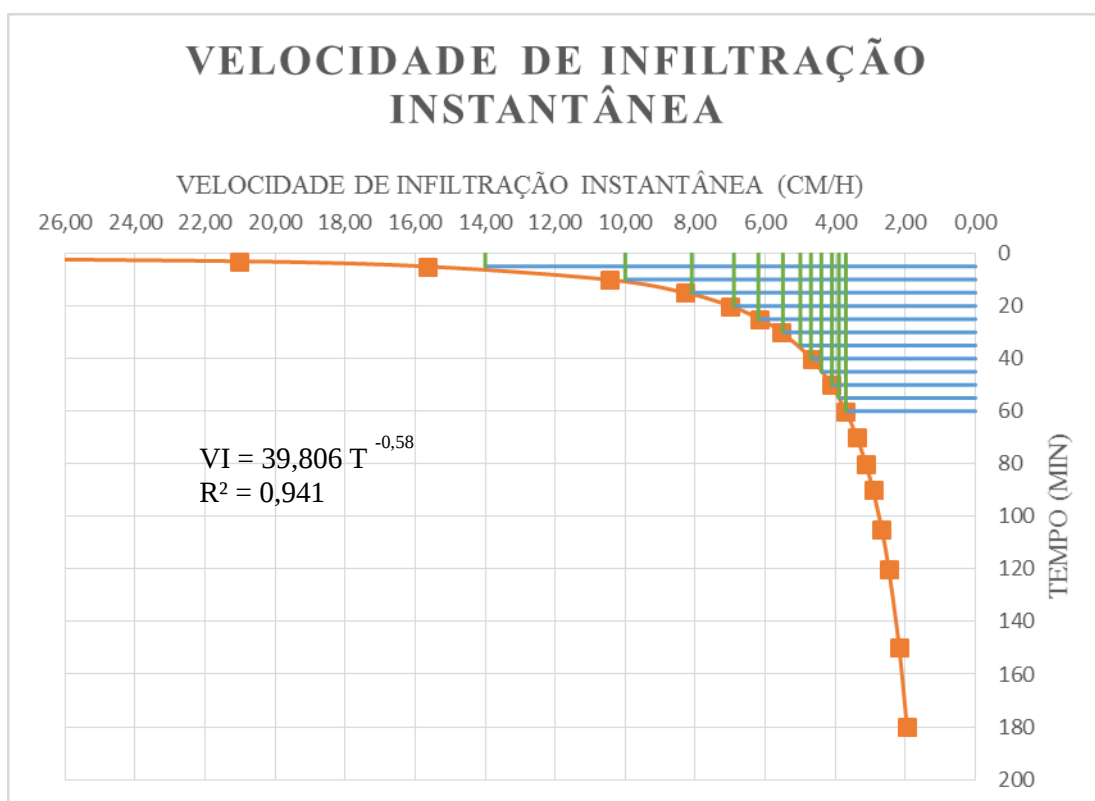


Figura 11: Determinação das VI em função do tempo (3º Determinação para a área do AE).

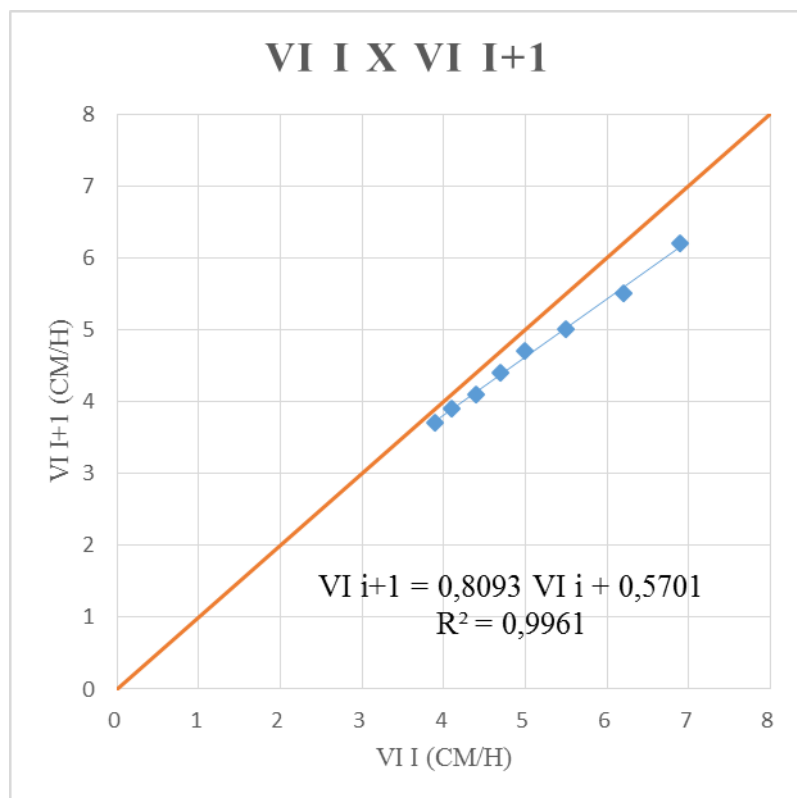


Figura 12: Determinação da Equação VI i+1 (3º Determinação para a área do AE).

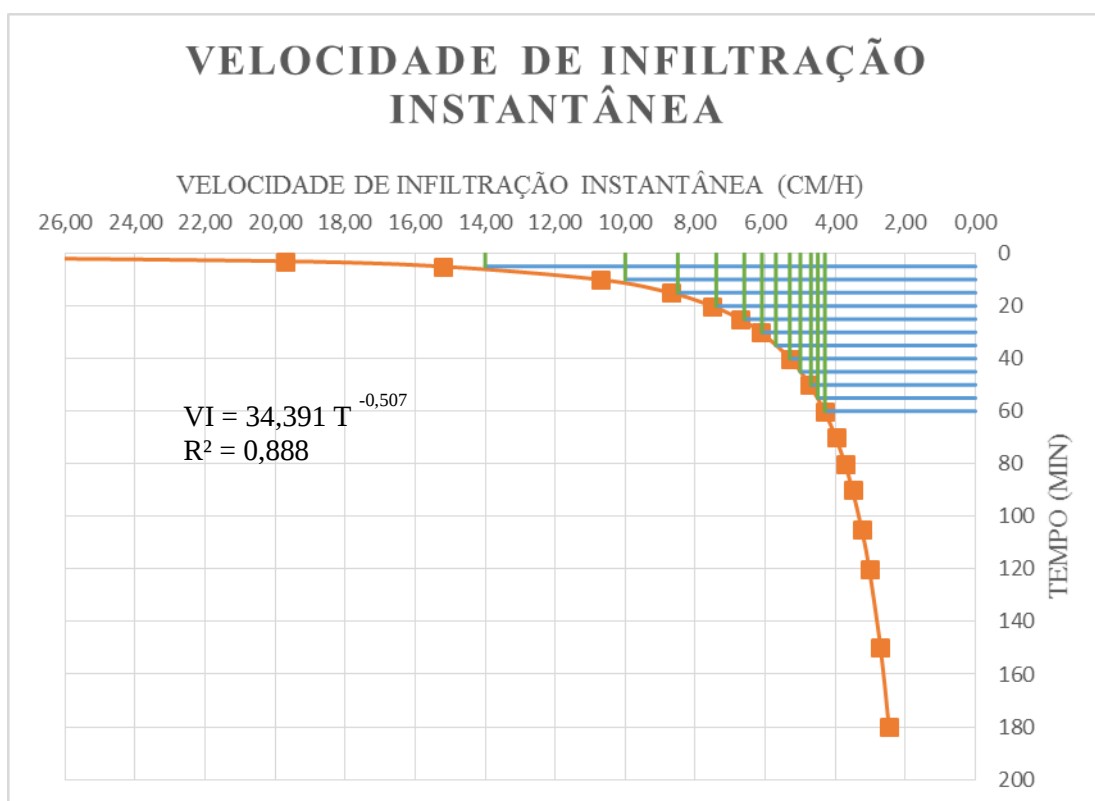


Figura 13: Determinação das VI em função do tempo (1º Determinação para a área do VS).

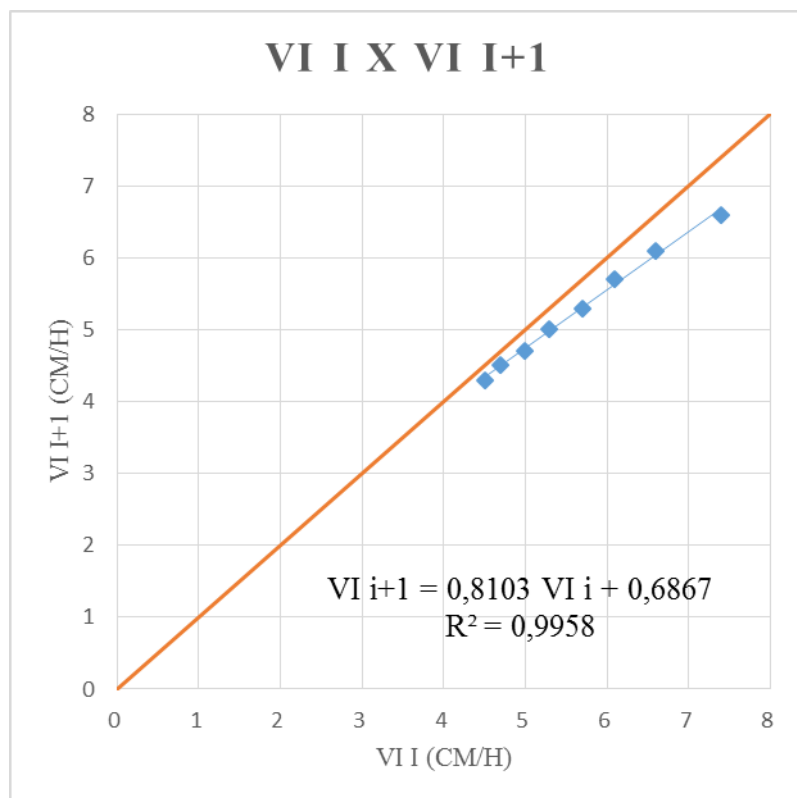


Figura 14: Determinação da Equação VI_{i+1} (1º Determinação para a área do VS).

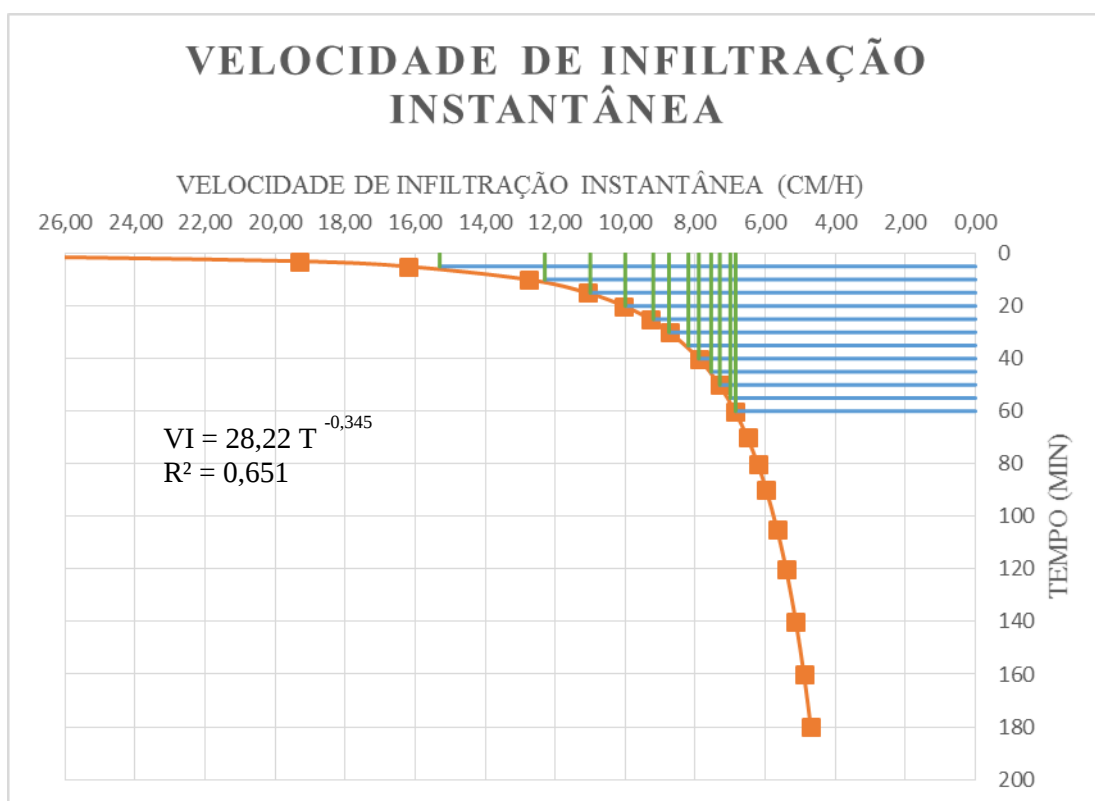


Figura 15: Determinação das VI em função do tempo (2º Determinação para a área do VS).

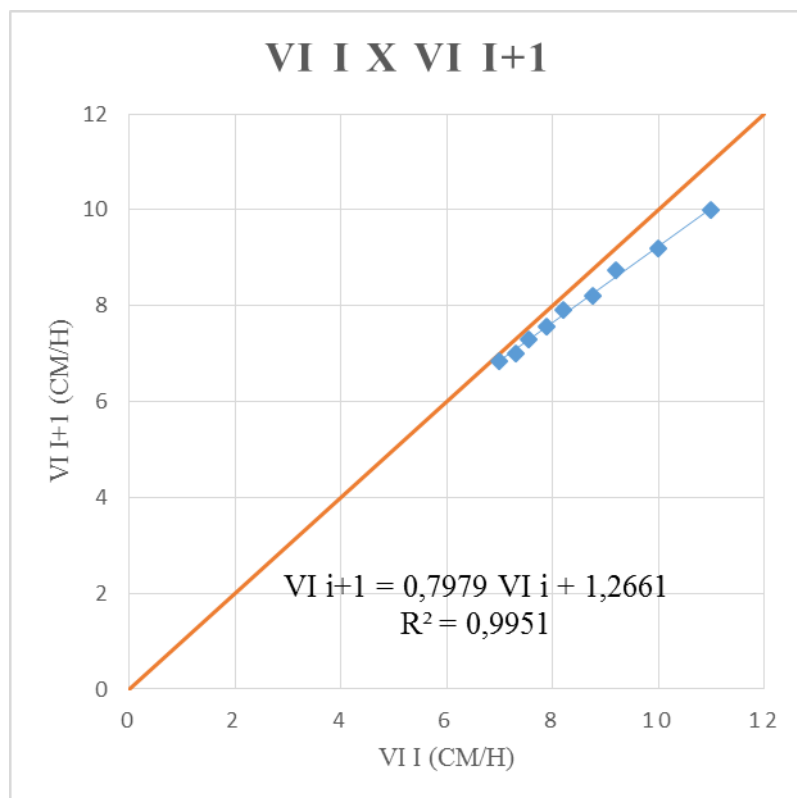


Figura 16: Determinação da Equação VI i+1 (2º Determinação para a área do VS).

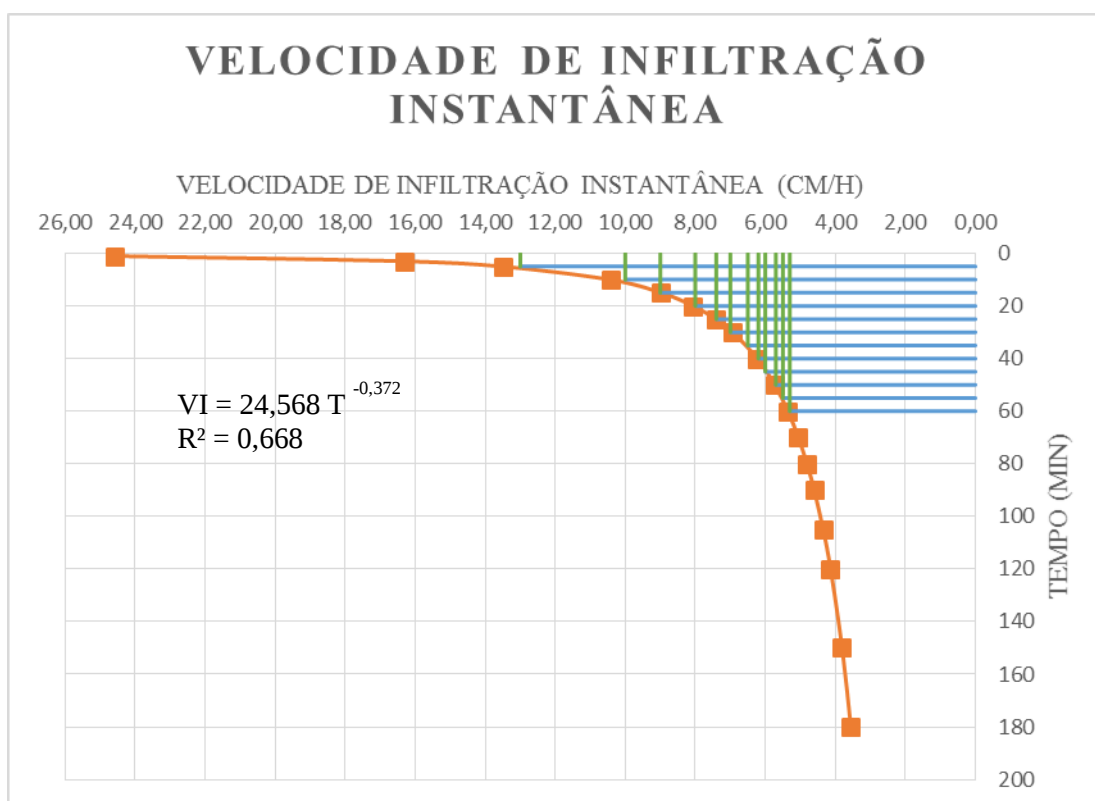


Figura 17: Determinação das VI em função do tempo (3º Determinação para a área do VS).

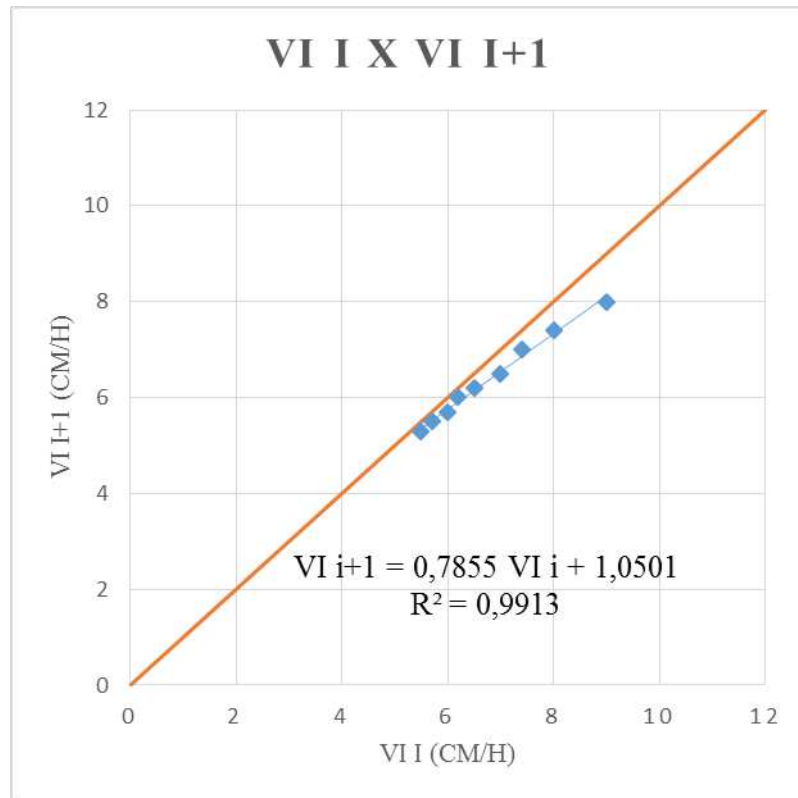


Figura 18: Determinação da Equação VI i+1 (3º Determinação para a área do VS).