

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

ESTUDOS PRELIMINARES PARA IMPLANTAÇÃO DE
TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO

JOSELEIDE PEREIRA DA SILVA

ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM - 154/07

BRASÍLIA/DF: 28/MARÇO/2007

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDOS PRELIMINARES PARA IMPLANTAÇÃO DE
TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO

JOSELEIDE PEREIRA DA SILVA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADO POR:

JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)

MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

MARIA EUGÊNIA GIMENEZ BOSCOV, D.Sc. (USP)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA, 28 DE MARÇO DE 2007.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, JOSELEIDE PEREIRA

Estudos Preliminares para a implantação de trincheiras de infiltração. [Distrito Federal] 2007.

xxi, 155p., 297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, engenharia Civil, 2007)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Trincheiras de Infiltração

2. Solos Colapsíveis

3. Ensaio de Campo

4. Ensaio de Laboratório

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, J. P. 2007. Estudos Preliminares para Implantação de Trincheiras de Infiltração. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 154 /07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 155p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Joseleide Pereira da Silva

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudos Preliminares para Implantação de Trincheiras de Infiltração.

GRAU: Mestre

ANO: 2007

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado, emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Joseleide Pereira da Silva

Av: Capitão Julio Bezerra, nº 2271 - Bairro 31 de Março.

CEP 69300-000 - Boa Vista/RR – Brasil.

silvajoseleide@yahoo.com.br

DEDICATÓRIA

*Dedico esta conquista aos
responsáveis por minhas vitórias:*

*Deus, minha mãe Silda,
meu pai José Ribamar e
meus irmãos: Gloneide,
Gldeban e Josineide,
pelo amor, incentivo e
apoio em todos os momentos.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, meu pai maior, amigo e Senhor, que sempre esteve presente em minha vida.

A toda minha família, que sempre me deu apoio, carinho e incentivo.

Ao Professor José Camapum de Carvalho, pela oportunidade, orientação, disponibilidade, paciência, apoio, incentivo, sugestões, críticas e idéias durante o desenvolvimento deste trabalho e principalmente pelo exemplo de pessoa que és.

Ao Professor Nestor Aldo Campana, pelas sugestões e preciosas contribuições dadas a este trabalho.

Ao Professor Manoel Porfírio Cordão Neto, pelos conselhos, apoio, disponibilidade e constantes sugestões dadas a este trabalho.

A Professora Consuelo Alves da Frota, pela amizade, apoio, conselhos e incentivo para ingressar no meio Geotécnico.

Aos Professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, por todo o conhecimento transmitido e pelas sugestões e críticas.

Aos técnicos do Laboratório de Geotecnia Alessandro, Ricardo, Thiago, Vanilson, Oswaldo e Gilson, pelo apoio na realização dos ensaios de campo e laboratório.

Aos grandes amigos que estiveram sempre ao meu lado Graça, Cássio, Salomé, Daniel, Elza, Lorena, Carmem, Petrônio, Enio e Cláudia, pelo carinho, paciência e incentivo. Meu muito obrigado pela amizade constante e risadas necessárias.

Aos amigos Suzana (*in memoriam*), Geovanni, Líris, Ângela, Marcos, Ary, Lucho, Jaqueline, Priscila, Marianna, Wallace, Bella, Tatiana e a todos os amigos do curso de Pós-Graduação em Geotecnia que não citei mais que ocupam um espaço no meu coração, pela amizade, apoio e incentivo. Obrigada!

Aos amigos de sala Adriano, Petrucio e Diego, pelas sugestões, apoio, amizade e principalmente paciência.

As famílias Luz e Cardoso, pela amizade, carinho, apoio e por ter tornado a distância dos meus, menos dolorosa.

As minhas grandes amigas-irmãs, Carol, Joelma, Polly, Lilica, Naná, Joicy, Aliny, Lene, Vevé e Narja, pelo incentivo, amizade, carinho e apoio, sempre nas horas mais difíceis. Meu muito obrigado!

A todas as pessoas aqui não citadas, mas que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

ESTUDOS PRELIMINARES PARA IMPLANTAÇÃO DE TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO

Esta pesquisa visa aspectos econômicos e ambientais, como, reciclagem de garrafas PET, recarga de aquíferos e redução do risco de inundações próximas aos centros urbanos, investigando a possibilidade de substituir parte dos agregados granulares usados em trincheiras de infiltração, por garrafas recicladas PET. A proposta tenta mitigar riscos técnicos e problemas ambientais, utilizando alternativas de baixo custo quando se comparado à sistemas de drenagem convencionais. O material PET além de ser abundante, barato e reciclável, devido seu peso, pode prevenir a perda da capacidade escoamento proveniente do colapso do solo natural subjacente a trincheira e da erosão interna ocasionada pelo aumento do volume da água captada. Isto é possível, devido a diminuição do peso aplicado pelas garrafas quando comparando-se ao peso próprio dos agregados no interior das mesmas, reduzindo assim a sobrecarga sob o solo colapsível de fundação, típico da região de Distrito Federal. Construíram-se 4 trincheiras; com 0%, 21%, 40% e 73 % de garrafas PET, completando o volume de enchimento com brita 2. Ensaíram-se três tipos de garrafas para a determinação de suas resistências a compressão caracterizando boa capacidade de suporte em ambas as amostras, no entanto apenas uma pôde ser selecionada devido a geometria de acomodação no interior da trincheira, o tipo escolhido foi a garrafa verde. As garrafas foram cortadas ao meio, a parte superior inserida na parte inferior com furos na face inferior. Estes elementos foram empilhados com finalidade de se formar colunas para o escoamento da água captada. Avaliaram-se os resultados por meio de ensaios oedométricos, índices físicos, sucção e do pinhole test no solo de fundação. Para os modelos adotados, as substituições dos agregados por garrafas PET, resultaram em uma redução da sobrecarga e do colapso esperado no solo de fundação de 4,4% até 2,0%, com reduções mais altas para maiores porcentagens de garrafas usadas nas trincheiras. Porém, o uso de garrafas PET aumentou os custos de construção das trincheiras de infiltração. Este aumento de custos é relacionado principalmente ao processamento manual das garrafas PET. Espera-se que estes custos sejam reduzidos significativamente com a mecanização do processo. Além disso, não foram avaliados os benefícios ambientais gerados pela retirada das garrafas PET do meio ambiente, o que com certeza diminuiria os custos finais da implantação da trincheira.

PRELIMINARY STUDIES FOR THE CONSTRUCTION OF INFILTRATION TRENCHES

Therefore this research targets both economical and environmental aspects, such as, recycling of PET bottles, recharge of aquifers and reduction of the risk of floods near urban centers, investigating the possibility of substitute part of the granular aggregates used in infiltration trenches, by recycled PET bottles. The proposal tries to mitigate both technical risks and environmental problems, using a low cost solution when compared to conventional drainage systems. Besides being abundant, recyclable and cheap, PET bottles may be used in infiltration trenches to help preventing the loss of draining capacity due to the collapse of the underlying natural soil and of the erosion of regional soils. This is possible due to the light weight of the bottles if compared to the weight of the aggregates, thus reducing the surcharge over the collapsible foundation clay, typical of the Federal District region. Four infiltration trench were built with 0%, 21%, 40% e 73 % of PET bottles, sand and granular aggregates #2. Three types of PET bottles were tested for evaluate their resistance, in spite of only one could be chosen. The PET bottle it present the best geometry for the accommodation in the trench and well capacity of support was the green one. The PET bottles are cut in two halves and the upper part is inserted in the lower part, which in turn is perforated. These draining elements are piled together to make drainage columns that substitute part of the granular aggregates. This reduction is assessed by means of oedometer and pinhole tests in the foundation soil. For the adopted models, the substitution of the surcharge of aggregates by that of PET bottles resulted in a reduction of volumetric collapse in the foundation clay from 4,4 % up to 2,0 %, with higher reductions for higher percentages of bottles used in the trenches. However, the use of PET bottles also increased the costs of construction of infiltration trenches. This increase of costs is primarily related to manual processing of the PET bottles. It is believed that these costs can be significantly reduced if the process becomes mechanized. Besides, the environmental benefits of recycling bottles that would be otherwise disposed in solid waste deposits also must be taken into considering, thus reducing the overall costs of trench construction.

ÍNDICE

Página

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 JUSTIFICATIVA	3
1.3 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	3
1.3.1 OBJETIVOS GERAIS	3
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	4
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO	5
2.2 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA	8
2.2.1 SISTEMAS TRADICIONAIS DE DRENAGEM	10
2.2.2 SISTEMAS ALTERNATIVOS DE DRENAGEM	11
2.3 TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO	15
2.3.1 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO USO DE TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO	18
2.3.2 ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA	18
2.3.3 DIMENSIONAMENTO	19
2.3.3.1 Volume afluente à trincheira	20
2.3.3.2 Volume de saída da trincheira	21
2.3.3.3 Determinação das dimensões da trincheira	22
2.3.3.4 Determinação dos Coeficientes adotados	26
2.4 SOLOS COLAPSÍVEIS	28
2.4.1 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS	30
2.4.2 SUCÇÃO	32
2.5 OS SOLOS DO DISTRITO FEDERAL	33
2.6 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	34
2.7 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO PET	37

2.8	DEFINIÇÃO DO GEOTÊXTIL	37
	CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS	40
3.1	ENSAIOS DE CAMPO	40
3.1.1	INFILTRÔMETRO DE CILINDROS CONCÊNTRICOS (MÉTODO DE MÜNTZ)	43
3.1.2	ENSAIO DE PERMEABILIDADE POR REBAIXAMENTO EM FURO DE SONDAGEM	46
3.1.3	ENSAIO PANDA: PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE COM ENERGIA VARIÁVEL	48
3.2	ENSAIOS EM LABORATÓRIO	51
3.2.1	UMIDADE NATURAL E UMIDADE HIGROSCÓPICA	52
3.2.2	PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS OU DOS SÓLIDOS (γ_s , KN/M ³)	52
3.2.3	PESO ESPECÍFICO NATURAL (γ_N , KN/M ³)	52
3.2.4	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	52
3.2.4.1	Granulometria por Peneiramento e Sedimentação	52
3.2.4.2	Granulometria no Granulômetro a Laser	53
3.2.5	ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA	54
3.2.5.1	Limite de Plasticidade	54
3.2.5.2	Limite de Liquidez	54
3.2.6	METODOLOGIAS DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	54
3.2.6.1	Classificação para Solos Tropicais (MCT Expedita)	55
3.2.7	METODOLOGIA PARA A MEDIÇÃO DE SUCCÃO PELO MÉTODO DO PAPEL FILTRO	57
3.2.8	PERMEABILIDADE À CARGA CONSTANTE E VARIÁVEL	59
3.2.9	PINHOLE TEST (ENSAIO DO FURO DE AGULHA)	62
3.2.10	ENSAIOS OEDOMÉTRICOS	63
3.3	ANÁLISE DOS MATERIAIS DE PREENCHIMENTO	65
3.3.1	MATERIAL GRANULAR DE ORIGEM NATURAL	66
3.3.2	CARACTERIZAÇÃO DAS GARRAFAS PET	66
3.3.2.1	Seleção de Amostras das garrafas PET	66
3.3.2.2	Metodologia do Ensaio de Compressão Simples	67
3.3.2.3	Metodologia de Produção	69
3.3.3	DEFINIÇÃO DO GEOTÊXTIL	71

3.4	DIMENSIONAMENTO DAS TRINCHEIRAS	72
3.5	MONTAGEM DAS TRINCHEIRAS	73
3.6	DEFINIÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO	74
3.6.1	PIEZÔMETROS TIPO CASAGRANDE	75
3.6.2	MÉTODOS TOPOGRÁFICOS	76
3.6.3	TENSIÔMETROS	77
3.6.4	TASSÔMETROS DE PLACA	78

CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS . 79

4.1	ENSAIOS DE CAMPO	79
4.1.1	ENSAIO DE INFILTRAÇÃO POR REBAIXAMENTO EM FURO DE SONDAGEM A TRADO	79
4.1.1.1	Ensaio de Infiltração com e sem Bentonita	80
4.1.1.2	Infiltrômetro de Cilindros concêntricos	83
4.1.2	ENSAIO PANDA	84
4.2	DEFINIÇÃO DO LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DAS TRINCHEIRAS	87
4.3	ENSAIOS EM LABORATÓRIO	88
4.3.1	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	88
4.3.1.1	Granulometria	88
4.3.1.2	Plasticidade	93
4.3.1.3	Índices Físicos	95
4.3.1.4	Curvas Características de Retenção de Água.	96
4.4	PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL E À CARGA CONSTANTE	101
4.5	PINHOLE TEST (ENSAIO DE FURO DE AGULHA)	105
4.6	ADENSAMENTO	107
4.7	ESCOLHA DOS MATERIAIS DE PREENCHIMENTO.	110
4.7.1	COMPRESSÃO SIMPLES NAS GARRAFAS PET	110
4.8	DIMENSÕES DAS TRINCHEIRAS	113
4.9	SELEÇÃO DOS FILTROS	115

CAPÍTULO 5 - MONTAGEM DAS TRINCHEIRAS

5.1	DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ENCHIMENTO	118
5.1.1	DISPOSIÇÃO DOS MATERIAIS NAS TRINCHEIRAS	118
5.1.1.1	Trincheira 01	119

5.1.1.2 Trincheira 02	120
5.1.1.3 Trincheira 03	121
5.1.1.4 Trincheira 04	123
5.1.2 ÍNDICE DE VAZIOS NO INTERIOR DA TRINCHEIRA	124
5.2 MONTAGEM DAS TRINCHEIRAS	125
5.3 CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DAS TRINCHEIRAS	132
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	136
6.1 CONCLUSÕES	136
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	138
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	140
APÊNDICE A	149
APÊNDICE B	151
APÊNDICE C	152

LISTA DE TABELAS

	<i>Página</i>
Tabela 2.1 – Causas e efeitos da urbanização sobre as inundações urbanas. Porto et al. (1997).	6
Tabela 2.2 – Porosidade efetiva de materiais de enchimento (Urbonas e Stahre, 1993).....	26
Tabela 2.3 – Valores do Coeficiente de escoamento (C) com base em superfícies (Tucci, 1995).....	27
Tabela 2.4 – Valores do coeficiente de escoamento (C) por tipo de ocupação (Tucci, 1995).	27
Tabela 2.5 – Períodos de Retorno para diferentes ocupações (DAEE/CETESB, 1980).	28
Tabela 2.6 – Características Mecânicas do PET (Callister, 1994; Mano, 1991; ABEPET, 2002 apud Santos, 2005).	37
Tabela 2.7 – Características mecânicas, hidráulicas e físicas dos geotêxteis. (Bidim, 2007).	39
Tabela 3.1 – Planilha de ensaio do Infiltrômetro de Cilindros Concêntricos (Dados do ensaio realizado na área 03).....	45
Tabela 3.2 - Classificação MCT Expedita.(Nogami e Villibor ,1994).....	57
Tabela 3.3 – Planilhas de Cargas Aplicadas no Carregamento.	65
Tabela 3.4 – Características das garrafas PET.	67
Tabela 4.1 – Coeficientes de Permeabilidade em campo.	82
Tabela 4.2 – Resultados de resistência à profundidade.....	85
Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de caracterização geotécnica da trincheira 1.....	92
Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de caracterização geotécnica da trincheira 4.....	93
Tabela 4.5 – Índices de Plasticidade na Trincheira 1 nas profundidades.....	94
Tabela 4.6 – Índices de Plasticidade na Trincheira 4 nas profundidades.....	94
Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios de permeabilidade das trincheiras 1 e 4.....	102
Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios de adensamento oedométrico.....	108
Tabela 4.9 – Resistências garrafas PET.....	112
Tabela 4.10 – Planilha do dimensionamento das trincheiras.....	114
Tabela 4.11 - Resumo de critérios para seleção de geotêxteis tipo OP-20.....	116
Tabela 4.12 - Resumo de critérios para seleção de geotêxteis tipo OP-40.....	117
Tabela 5.1 – Dimensões, pesos e volumes da trincheira 01.	119

Tabela 5.2 – Dimensões, pesos e volumes da trincheira 02.	121
Tabela 5.3 – Dimensões, pesos e volumes da trincheira 03.	122
Tabela 5.4 – Dimensões, pesos e volumes da trincheira 04.	123
Tabela 5.5 - Custo de implantação da trincheira 1.	132
Tabela 5.6 - Custo de implantação da trincheira 2.	132
Tabela 5.7 - Custo de implantação da trincheira 3.	133
Tabela 5.8 - Custo de implantação da trincheira 4.	133
Tabela C1 - Resultados de <i>Pinhole Test</i> para a trincheira 01, nas profundidades 1,00m e 1,80m.	155
Tabela C2 - Resultados de <i>Pinhole test</i> para a trincheira 04, nas profundidades 1,00m e 1,80m.	155

LISTA DE FIGURAS

Página

Figura 2.1 – Efeito da urbanização sobre o sistema de drenagem (aspecto quantitativo) (Tucci, 1995).	9
Figura 2.2 – Ilustração de trincheiras de infiltração.	12
Figura 2.3 – Ilustração de valas ou valetas (Urbonas e Stahre, 1993).	13
Figura 2.4 – Ilustração de Bacias de retenção (Urbonas e Stahre, 1993).	13
Figura 2.5 – Ilustração de poços de infiltração.	14
Figura 2.6 – Ilustra a acumulação de uma água de telhado (Castro, 2002).	15
Figura 2.7 – Modelo de Trincheiras de Infiltração e retenção. (Azzout et al, 1994).	15
Figura 2.8 - Modelo típico de trincheiras de infiltração. Schueler ,(1987) apud Souza (2002).	16
Figura 2.9 – Representação esquemática das lâminas d'água de entrada (H_E), saída (H_S) e da trincheira (H).	26
Figura 2.10 – Ocorrência de colapso em prova de carga realizada com inundação do solo durante o ensaio (Cintra, 1998).	29
Figura 2.11 – Curvas típicas de ensaio duplo oedométricos. (Araki, 1997).	31
Figura 2.12 - Localização do Distrito Federal (Baptista, 1997).	35
Figura 2.13 – Localização do Campus Darcy Ribeiro.	36
Figura 3.1 – Localização das áreas no Campus UnB.	41
Figura 3.2 – Área 1 – Localizada nas proximidades da Faculdade de Música – UnB.	42
Figura 3.3 – Área 2 – Localização próxima ao prédio da Sismologia UnB.	42
Figura 3.4 – Área 3 – Localização adjacente à Via L3.	42
Figura 3.5 – Posicionamento dos cilindros (Segerer et al. 2006).	44
Figura 3.6 – Esquema de montagem do Infiltrômetro de Cilindros Concêntricos. (Souza, 2002).	44
Figura 3.7 – Gráfico do ensaio de Cilindros Concêntricos.	45
Figura 3.8 – Furo de sondagem para o ensaio e régua graduada.	47
Figura 3.9 – Modelo do ensaio de permeabilidade pelo método de rebaixamento (Boletim nº 4 ABGE 1996).	47

Figura 3.10 – Representação dos componentes do equipamento PANDA (Camapum de Carvalho et. al, 2006).	50
Figura 3.11 – Foto da montagem do PANDA.....	50
Figura 3.12 – Procedimento de ensaio (cravação). (a) – posicionamento da haste; (b) – aplicação dos golpes.....	51
Figura 3.13 – (a) - Equipamento Granulômetro da UnB; (b) - Deposição do material para a realização do ensaio.....	53
Figura 3.14 – (a) Materiais utilizados (Solo e defloculante); (b) – Dispersão do material após 12 horas.....	54
Figura 3.15 - (a) – Materiais utilizados no ensaio MCT expedito; (b) – Homogeneização e umedecimento do solo.....	56
Figura 3.16 – (a) – Esferas e pastilhas do solo ensaiado; (b) – Imersão das esferas para a observação de desagregação.....	56
Figura 3.17 –(a) – Desagregação do solo; (b) – ensaio de absorção nas pastilhas.....	56
Figura 3.18 –(a) – Moldagem dos corpos-de-prova; (b) – Pesagem dos corpos-de-prova; (c) – Embalagem dos corpos-de-prova.....	58
Figura 3.19- (a) – Corpos-de-prova no processo de secagem e de umedecimento; (b) – Corpos-de-prova com parafina, para a determinação do e_f	59
Figura 3.20 – Direções dos ensaios nas profundidades.....	60
Figura 3.21- (a) – Moldagem do corpo de prova; (b) – Materiais utilizados na montagem do permeâmetro.....	60
Figura 3.22- (a) – Colocação do papel filtro; (b) – Colocação das borrachas e fechamento.....	61
Figura 3.23 –(a) – Início do processo de saturação; (b) – Equipamento de aplicação e medição de carga hidráulica.....	61
Figura 3.24 – (a) - 0 Equipamento de aplicação de carga hidráulica; (b) – Ensaio de Pinhole.....	62
Figura 3.25 – Superfície com parafina.....	63
Figura 3.26 – Pré-seleção das garrafas a serem ensaiadas.....	67
Figura 3.27 – Formatos das amostras ensaiadas; (a) Garrafa Inteira, (b) Garrafa cortada e (c) Garrafas cortada-acoplada.....	68
Figura 3.28 – Procedimento do ensaio de Compressão Simples. (a) – Montagem na prensa; (b) – Detalhe do suporte de metal.....	68

Figura 3.29 – Processo de produção e montagem das garrafas cortadas e cortada-acoplada; (a) – Marcação da linha de corte; (b) – Corte com tesoura ou estilete; (c) Posicionamento da parte superior sobreposta na inferior; (d) – Encaixe da parte superior na inferior; (e) – Acoplagem das garrafas cortadas, formando colunas.	70
Figura 3.30 – Furos na face inferior da garrafa.	71
Figura 3.31 – Processo de queima, determinando os furos na parte inferior da garrafa cortada.	71
Figura 3.32 – Sistema de montagem das Trincheiras.	74
Figura 3.33 – Procedimento de Montagem do Piezômetro tipo Casagrande.	75
Figura 3.34 – Procedimento de Montagem do Piezômetro tipo Casagrande (fechamento).	76
Figura 3.35 – (a) -Localização dos marcos topográficos e (b) Topografia do terreno utilizando a estação total.	76
Figura 3.36 – (a) Sensor; (b) Pedra porosa e (c) Tensiômetros.	77
Figura 4.1 – Perfil de Permeabilidade nas condições com e sem bentonita da área 1.	80
Figura 4.2 – Perfil de Permeabilidade nas condições com e sem bentonita da área 2.	81
Figura 4.3 – Perfil de Permeabilidade na condição sem bentonita da área 3.	81
Figura 4.4 – Perfis comparativos de permeabilidade das áreas estudadas.	82
Figura 4.5 - Resultados do ensaio de cilindros concêntricos para a área 3.	83
Figura 4.6 – Perfil de Permeabilidade <i>in situ</i> para área 3 - Campo Experimental – UnB... ..	84
Figura 4.7 - Resistências obtidas para o perfil de solo da área 1 (Música).	85
Figura 4.8 – Resistências obtidas para o perfil de solo da área 2 (Campo Experimental) ..	86
Figura 4.9 – Resistências obtidas para o perfil de solo da área 3 (Campo Experimental) ..	86
Figura 4.10 – Resultados do ensaio Panda, obtidos para as áreas (1, 2 e 3).	87
Figura 4.11 – Curvas granulométricas das trincheiras 1 e 4, à 1,00 m de profundidade.	90
Figura 4.12 – Curvas granulométricas das trincheiras 01 e 04, à 1,50 m de profundidade.	90
Figura 4.13 – Curvas granulométricas das trincheiras 1 e 4, à 1,80 m de profundidade.	91
Figura 4.14 – Caracterização física do solo do Campo Experimental de Geotecnia UnB (Área 3).	94
Figura 4.15 – Caracterização física do solo do Campo Experimental de Geotecnia UnB (Área 3). (Índice de vazios, porosidade e peso específico dos sólidos)	95
Figura 4.16 – Caracterização física do solo do Campo Experimental de Geotecnia UnB (Área 3). (Umidade e saturação).	96
Figura 4.17 – Curvas características da trincheira 1 nas profundidades 1,00 m e 1,80m. ..	99
Figura 4.18 – Curvas características da trincheira 2 nas profundidades 1,00 m e 1,80m. ..	99

Figura 4.19 – Curvas características da trincheira 4 nas profundidades 1,00 m e 1,80m.	100
Figura 4.20 – Curvas características da trincheira 1, 2 e 4, na profundidade 1,00m.....	100
Figura 4.21 – Curvas características da trincheira 1, 2 e 4, na profundidade 1,80m.....	101
Figura 4.22 - Curvas umidade versus sucção das trincheiras 1, 2 e 4.	101
Figura 4.23 – Resultados dos ensaios de permeabilidade.	103
Figura 4.24 – Resultados dos ensaios de permeabilidade $k_{lab} \times k_{campo}$	104
Figura 4.25 – <i>Pinhole test</i> para a trincheira 1 nas profundidades 1,00, 1,80 e 2,50.....	105
Figura 4.26 – <i>Pinhole test</i> para a trincheira 4 nas profundidades 1,00, 1,80 e 2,50.....	106
Figura 4.27 – <i>Pinhole test</i> na profundidade 1,00m, para as trincheiras 1 e 4.....	106
Figura 4.28 – <i>Pinhole test</i> na profundidade 1,80m, para as trincheiras 1 e 4.....	107
Figura 4.29 – Curvas de Compressibilidade do ensaio na umidade natural.....	108
Figura 4.30 – Curvas de Compressibilidade do ensaio inundado.....	109
Figura 4.31 – Curvas de Compressibilidade Natural e Inundado.....	109
Figura 4.32 – Compressão simples nas garrafas inteiras incolor e verde.....	110
Figura 4.33 – Compressão simples nas garrafas cortadas incolor e verde.	111
Figura 4.34 – Compressão simples nas garrafas cortada-acopladas incolor e verde.....	111
Figura 4.35 – Compressão simples nas garrafas incolor e verde.....	112
Figura 5.1 – Curvas de adensamento representativas do Campo Experimental para a profundidade 1,80m.....	119
.Figura 5.2 – Esquema de montagem da trincheira 01.	120
Figura 5.3 – Esquema de montagem da trincheira 02.	121
Figura 5.4 – Esquema de montagem da trincheira 03.	122
Figura 5.5 – Esquema de montagem da trincheira 04.	123
Tabela 5.5 – Índice de vazios global das trincheiras.	124
Figura 5.6 – Índice de vazios pela porcentagem de garrafas PET.....	125
Figura 5.7 – Seqüência dos materiais utilizados na montagem das trincheiras.....	126
Figura 5.8 – Escavação e retirada de blocos.....	127
Figura 5.9 – Disposição das trincheiras 1, 2, 3 e 4 após escavação	127
Figura 5.10 –(a) - Colocação dos Piezômetros tipo Casagrande e do Tassômetro; (b) – Colocação da lâmina de brita de fundo.	128
Figura 5.11 – (a) Aplicação da manta geotêxtil; (b) - Início do envelopamento.....	129
Figuras 5.12 – (a) - Implantação das colunas PET; (b) – Finalização da implantação das colunas PET.....	129

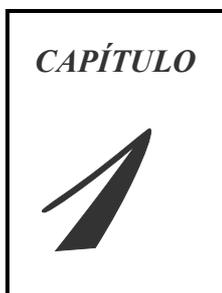
Figura 5.13 – (a)- Aplicação da Camada de Georrede; (b) – Manta de Georrede sob a brita.	130
Figura 5.14 –(a) - Deposição das Brita; (b) – Lançamento da brita na trincheira.	130
Figura 5.15 – (a) - Fechamento do envelope de Geotêxtil; (b) – Finalização do fechamento do Geotêxtil.	131
Figura 5.16 – (a) - Deposição da areia sob o Geotêxtil; (b) - Finalização do processo de enchimento da trincheira.	131
Figura 5.17 – Porcentagens de economia da implantação das trincheiras com utilização de garrafas PET.	134
Figura 5.18 – Custos de Implantação das Trincheiras.....	135
Figura A1 - MAPA PEDOLÓGICO	149
Figura B1 - Localização dos pontos de Instrumentação – Campo Experimental –UnB... ..	151
Figura C1 – Ensaio de Adensamento trincheira 1.....	153
Figura C2 – Ensaio de Adensamento trincheira 2.....	153
Figura C3 – Ensaio de Adensamento trincheira 3.....	154
Figura C4 – Ensaio de Adensamento trincheira 4.....	154

LISTA DE ABREVIACÕES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

#	Abertura das peneiras;
A	rea de contribuio;
a,b,c	Parâmetros da equao β ;
ABGE	Associao Brasileira de Geologia de Engenharia;
ABNT	Associao Brasileira de Normas Técnicas;
Al	Alumínio;
A_{perc}	área total dos lados da estrutura de percolao;
A_T	rea em planta da trincheira;
B	Largura da trincheira;
β	Coefficiente de substituio;
C	Coefficiente de escoamento;
c'	Coeso efetiva do solo no estado saturado;
Ca	Cálcio;
CD	Com Defloculante;
cm/s	Centímetro por segundo;
CP	Potencial de colapso ou Corpo de Prova;
CU	Com Ultra-som;
DF	Distrito Federal;
e	ndice de Vazios;
e_o	ndice de Vazios inicial;
Fe	Ferro;
g	Gravidade;
H	Profundidade da trincheira;
H_E	Lâmina d'água de entrada acumulada rebatida sobre a área em planta da trincheira;
H_S	Lâmina d'água de saída acumulada rebatida sobre a área em planta da trincheira;
i	Intensidade da chuva;
IDF	Intensidade durao e freqncia;

I_T	Intensidade da precipitação de T anos de retorno;
K	Potássio;
k	Condutividade hidráulica saturada do solo;
k_{campo}	Permeabilidade em campo;
k_{eq}	Permeabilidade equivalente;
kg	Kilograma;
k_H	Permeabilidade horizontal;
k_{lab}	Permeabilidade de laboratório;
km^2	Kilometro quadrado;
kN/m^2	Kilo-Newton por metro quadrado;
kN/m^3	Kilo-Newton por metro cúbico;
kPa	Kilo-Pascal;
k_v	Permeabilidade Vertical;
L	Comprimento da trincheira;
m	Metro;
m^2	Metro quadrado;
m^3	Metro cúbico;
MG	Minas Gerais;
Mg	Magnésio;
mm	Milímetro;
MPa	Mega-Pascal;
mm/div	Milímetro por divisão;
mm/h	Milímetro por hora;
m/s	Metro por segundo;
η	Porosidade;
n°	Número;
NA	Nível do lençol freático;
NBR	Normas Brasileiras;
PET	Politereftalato de Etileno;
q_s	Vazão de saída constante do dispositivo;
R	Raio de influência;
r	Raio;
RS	Rio Grande do Sul;
S	Sul;

SD	Sem Defloculante;
Sr	Saturação;
SU	Sem Ultra-som;
T	Período de retorno;
t	Duração da precipitação;
tp	Tempo de percolação;
T1	Trincheira 1;
T2	Trincheira 2
T3	Trincheira 3
T4	Trincheira 4
u_a	Pressão no ar existentes nos poros;
UNB	Universidade de Brasília;
u_w	Pressão na água existentes nos vazios do solo;
$V_{máx}$	Volume de máxima diferença entre os volumes de entrada e de saída;
V_{perc}	Volume de água percolado no solo;
V_T	Volume total escoado no tempo t para uma precipitação de T anos de retorno;
w	Umidade;
w_L	Limite de liquidez;
w_p	Limite de Plasticidade;
γ_n	Peso específico Natural;
γ_s	Peso específico das partículas sólidas;
γ_H	razão entre a área de percolação e a área do dispositivo em planta;
ϕ'	Ângulo de atrito interno às variações no termo $(\sigma - u_a)$, quando $(u_a - u_w)$ é mantido constante;
ϕ^b	Ângulo de atrito interno relativo às variações no termo $(u_a - u_w)$, quando $(\sigma - u_a)$ é mantida constante;
$\nabla \phi$	Gradiente hidráulico;
Δ_e	Variação do índice de vazios na inundação;
Δ_h	Variação da coluna d'água;
Δ_t	Variação do tempo;
$(\sigma - u_a)$	Tensão normal;



INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O crescimento da urbanização no Brasil observado nas últimas décadas tem sido acompanhado por problemas em praticamente todos os aspectos da infra-estrutura urbana, tais como os setores de: saneamento, transporte, habitação, abastecimento, dentre outros. Os mais graves decorrem das necessidades básicas do ser humano e podem ser verificados principalmente em alterações no ciclo hidrológico e na destinação dos efluentes das águas pluviais e servidas oriundas do meio urbano.

Com a urbanização, vem a impermeabilização da superfície do solo e uma parcela da água que infiltrava passa a compor o volume de escoamento superficial, ocasionando o aumento dos volumes escoados e das vazões de pico, que provocam o crescimento na frequência e na magnitude das inundações. O qual pode ser visto todos os anos, nos principais jornais do país, que relatam alagamentos decorrentes das águas das chuvas no meio urbano.

Com o conceito ambiental de drenagem, em substituição ao higienista, aparecem soluções alternativas, compensatórias ou ambientais, agindo em conjunto com as estruturas convencionais, que procuram compensar sistematicamente os efeitos da urbanização em termos quantitativos e qualitativos.

A alternativa do uso da infiltração procura favorecer os processos hidrológicos alterados durante a urbanização (infiltração, intercepção, amortecimento), objetivando a

reconstituição das condições de pré-ocupação. Essas estruturas denominadas técnicas compensatórias buscam ressarcir na fonte os volumes não infiltrados decorrentes dos efeitos da urbanização, ou seja, propiciam a infiltração antes que a água atinja a rede de drenagem convencional. São alternativas a priori apropriadas devendo-se no entanto, atentar para a sua concentração e riscos dela oriundos como o de colapso e erosão interna do solo.

Fujita (1996), Kampfmann e Wegner (1996) defendem que um aspecto importante a ser pensado quando da concepção de medidas de controle do escoamento superficial é a valorização da água no meio urbano. Nesse sentido, os dispositivos alternativos desempenham papel fundamental no que se refere à melhorias ambientais no ciclo da água em meio urbano. No Japão os dispositivos de infiltração têm sido usados para controle do escoamento de rios e condutos, com os objetivos principais de manutenção de escoamento de base, sustentabilidade dos recursos hídricos, recarga das águas subterrâneas e prevenção contra a salinização dos aquíferos (através da sua renovação-recarga).

O solo é geralmente visto como condicionante para implantação destes tipos de alternativas pela sua capacidade de infiltração, ou seja, por sua condutividade hidráulica. No entanto, outros aspectos ligados aos riscos devem ser avaliados tais como a possibilidade de contaminação, subsidência, expansão e erosão interna.

No Distrito Federal, as principais preocupações estão ligadas ao risco de colapso e erosão interna dada as características meta-estáveis dos solos regionais.

A técnica de infiltração na região deve ser tratada com atenção na solução e no risco devido: a necessidade de drenagem de volumes cada vez maiores de águas superficiais de origem pluvial; um solo com características particulares que necessita de condições favoráveis para a implantação de alternativas drenantes sem risco de ruptura estrutural; elevado potencial erosivo do solo. Essa dissertação de mestrado apresenta os estudos iniciais objetivando a implantação da técnica de infiltração por meio do uso do sistema compensatório de trincheiras de infiltração. Optou-se por essa técnica devido à facilidade de construção e baixo custo de implantação.

O estudo contém a formulação de uma metodologia que permita a avaliação e a seleção de materiais alternativos de preenchimento do tipo PET, levando em consideração as características de meta-estabilidade estrutural do solo.

1.2 JUSTIFICATIVA

O uso sistemático dos dispositivos de infiltração como elemento de drenagem urbana no Brasil ainda é muito restrita. Como referências de utilização podem ser citados: Souza (2002) em Porto Alegre - RS e Baptista et al. (1998) em Belo Horizonte - MG. Os trabalhos relatados em publicações científicas internacionais trazem exemplos de aplicação em regiões com características hidrológicas bastante diferentes das encontradas no Brasil, principalmente no que se refere ao regime de precipitação e as características dos solos tropicais, o que implica na necessidade de estudos que trarão mais informações para o emprego de tais tecnologias.

Vários autores (Fujita 1996, Ishizaki 1996 e Yamada 1993, no Japão; Zimmer et al, 1999 e Bettess 1996, na Alemanha; Argue 1999 na Austrália; Wamaars et al, 1998; Balades et al, 1998, Barraud 2000 e Gautier et al. 1999, na França, dentre outros) são exemplos de autores que têm desenvolvido trabalhos com dispositivos de infiltração em outros países.

- O conhecimento do funcionamento dos dispositivos ditos "alternativos" envolve pesquisas em um campo extremamente vasto e abrangente, tal é a diversidade dos dispositivos aqui compreendidos (bacias, poços, valas, planos, trincheiras de infiltração; pavimentos permeáveis; micro reservatórios de retenção, dentre outros), as solicitações às quais os dispositivos podem estar sujeitos (escoamento pluvial em rede unitária ou separativa) e as configurações de funcionamento que podem ser utilizadas (a montante ou a jusante da rede, na parcela, com ou sem tratamento, etc.) (Bardin, 1999). Dessa forma, fez-se necessário restringir o campo de trabalho, sendo que a escolha do tema "trincheiras de infiltração" se deu objetivando aprofundar a discussão desse assunto no Brasil, contribuindo para ampliar o conhecimento sobre o funcionamento desses sistemas de infiltração e os reflexos dos mesmos nas propriedades e comportamento do solo.

1.3 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

1.3.1 OBJETIVOS GERAIS

O objetivo geral do estudo é avaliar a utilização de materiais reciclados nos fatores econômicos e de capacidade suporte, na implantação de trincheiras de infiltração em solos lateríticos porosos.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Em termos específicos este trabalho pretende:

- Avaliar a capacidade de infiltrabilidade de um solo poroso;
- Avaliar a viabilidade técnica e econômica do uso de garrafas PET em trincheiras de infiltração;
- Avaliar o potencial de colapso e erosão do solo em consequência da infiltração.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação está dividida em seis capítulos com o objetivo de permitir uma melhor compreensão dos assuntos tratados. Os quais serão brevemente comentados a seguir, numa síntese feita de cada capítulo.

No **Capítulo 01** é feita uma introdução apresentando o trabalho, abordando as justificativas e os objetivos desta pesquisa.

No **Capítulo 02** uma revisão bibliográfica abordando os conceitos gerais dos principais temas citados na dissertação: trincheiras de infiltração, solos colapsíveis e materiais reciclados (PET).

No **Capítulo 03** é apresentada a metodologia utilizada nos diversos ensaios de laboratório e de campo, de caracterização do solo e dos materiais de preenchimento das trincheiras.

No **Capítulo 04** é feita a apresentação e análise dos resultados dos ensaios realizados para: a seleção da área (*in situ*), obtenção das propriedades hidráulicas e mecânicas do solo e o dimensionamento das trincheiras.

O **Capítulo 05** apresenta a escavação, a montagem e as composições de custo de cada trincheira.

No **Capítulo 06** estão descritas as principais conclusões obtidas nesta pesquisa e as sugestões para as pesquisas futuras



REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, serão abordados alguns conceitos e fundamentos teóricos de grande relevância para o entendimento deste trabalho, além de citar alguns estudos recentemente realizados no Brasil relacionados com os temas tratados.

Abordando: os sistemas de drenagem urbana, os meios causadores dos processos de enchentes e da degradação da qualidade da água, os impactos destes processos, a utilização de trincheiras de infiltração como alternativa de drenagem urbana, as medidas de dimensionamento de sistemas de infiltração e os critérios adotados. Enfoca-se também: a mecânica do colapso, os meios de identificação e quantificação de colapso no solo, e o fator sucção do solo.

2.1 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO

O crescimento populacional acelerado e os avanços da urbanização podem provocar impactos ambientais, que modificam profundamente as condições naturais de uma determinada região. As principais conseqüências desse processo podem ser observadas nas características hidrológicas locais, cujo efeito mais evidente está no aumento do escoamento superficial devido a diminuição da infiltração que é causada pela ocupação do solo.

O desenvolvimento urbano aumenta significativamente a frequência de inundações, a produção de sedimentos e a deterioração da qualidade da água. O aumento da produção de sedimentos na bacia hidrográfica é considerável, principalmente devido às construções, limpeza de terrenos para novos loteamentos e construção de ruas, avenidas, rodovias, etc.

A urbanização como toda obra que interpõe estruturas pouco permeáveis entre o solo e a chuva, faz com que o escoamento seja incrementado e que a infiltração diminua, numa mudança de regime de escoamento localmente mais drástica do que aquela provocada pelo desmatamento, (Fendrich e Iwasa, 1998).

O crescimento desordenado da população urbana acentua os problemas de falta de planejamento adequado no que se refere às instalações de sistemas de esgotos sanitário e pluvial e a inexistência de restrições quanto a ocupação das áreas de risco quando da formulação dos Planos Diretores de Desenvolvimento Urbano. Esses problemas culminam invariavelmente no aumento do escoamento superficial pelas variadas causas e, conseqüentemente, na ocorrência de enchentes urbanas (Brito, 2006).

Com relação ao processo de risco de inundação, os impactos principais devido à urbanização sobre um sistema de drenagem urbana são: o aumento da vazão máxima, a antecipação do tempo ao pico e o aumento do volume do escoamento superficial, (Tucci, 1994). Porto et al. (1997) citam causas e efeitos da urbanização sobre as inundações urbanas (Tab. 2.1).

Tabela 2.1 – Causas e efeitos da urbanização sobre as inundações urbanas. Porto et al. (1997).

Causas	Efeitos
Impermeabilização Redes de drenagem	Maiores picos de vazões e volumes Maiores picos à jusante
Lixo	Degradação da qualidade da água Entupimento de bueiros e galerias
Redes de esgotos deficientes	Degradação da qualidade da água Moléstias de veiculação hídrica Inundações: conseqüências mais sérias
Desmatamento e desenvolvimento indisciplinado	Maiores picos e volumes Mais erosão Assoreamento em canais e galerias
Ocupação das várzeas	Maiores prejuízos de inundações Maiores picos Maiores custos de utilidades públicas

O impacto da urbanização pode produzir um aumento sensível nos coeficientes de escoamento de uma bacia. Devido ao crescimento urbano não planejado, algumas bacias apresentam altos índices de impermeabilização, o que tem provocado aumento nos volumes de escoamento superficial, enchentes, erosões e assoreamento da macrodrenagem. Isto concorda com as afirmações de Tucci (2000) acerca da relação entre aumento da área impermeável e aumento nos índices de cheias e no volume do escoamento superficial.

Tucci (2002) aponta outros impactos em decorrência da urbanização, como:

- Aumento das vazões máximas e de sua frequência devido ao aumento da capacidade de escoamento através de condutos e canais e impermeabilização das superfícies;
- Aumento da produção de sedimentos devido à desproteção das superfícies e à produção de resíduos sólidos (lixo);
- Deterioração da qualidade da água superficial e subterrânea, devido à lavagem das ruas, ao transporte de material sólido e às ligações clandestinas de esgoto cloacal ao pluvial e contaminação de aquíferos;

Conhecidos os problemas decorrentes da urbanização, fica claro que o fenômeno das enchentes pode trazer sérios danos à população afetada. Nesse sentido, deve haver uma preocupação com o conhecimento de medidas de controle desse fenômeno.

Genz e Tucci (1995) classificam as medidas de controle de enchentes de acordo com sua atuação na bacia, podendo ser:

- Distribuída ou na fonte (é o tipo de controle que atua sobre o lote, as praças e os passeios);
- Na microdrenagem (é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamentos);
- Na macrodrenagem (é o controle sobre os principais riachos urbanos).

Tucci e Genz (1995) classificam as medidas de controle conforme o seu mecanismo, que pode ocorrer por:

- Infiltração e percolação - normalmente cria espaço para que a água tenha maior infiltração e percolação no solo, utilizando o armazenamento e o fluxo subterrâneo para retardar o escoamento superficial;
- Armazenamento - por meio de reservatórios que podem ser de tamanho adequado para uso numa residência (1-3 m³) até na macrodrenagem urbana (alguns milhares de m³). O efeito do reservatório urbano é o de reter parte do volume do escoamento superficial, reduzindo o seu pico e distribuindo a vazão no tempo;
- Aumento da eficiência do escoamento - por meio de condutos e canais, drenando áreas inundadas. Esse tipo de solução tende a transferir enchentes de uma área para outra, mas pode ser benéfico quando utilizado em conjunto com reservatórios de detenção;
- Diques e estações de bombeamento - solução tradicional de controle localizado de enchentes em áreas urbanas que não possuem espaço para amortecimento da inundação.

Os mecanismos de infiltração, são atualmente, entre os meios citados, os mais requeridos, por ocuparem uma menor área e por favorecerem a recarga de aquíferos possibilitar pelo menos em parte restabelecimento do balanço hídrico pré-existente. O processo de infiltração requer, no entanto, o controle sistemático e rigoroso dos níveis de eventual contaminação do solo e do lençol freático.

2.2 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

Por volta dos anos 70, nasce o conceito ambiental em substituição ao higienista, que surgiu a partir da maior conscientização ecológica e da utilização de novas tecnológicas. Nessa nova visão, procurou-se estabelecer alternativas ao conceito de evacuação rápida, reconheceu-se a poluição do esgoto pluvial e desenvolveu-se uma crescente pressão para que todos os esgotos fossem tratados. Essa nova concepção teve maior impulso a partir dos anos 80 até os dias atuais (Silveira, 1998).

Esse novo conceito significou uma mudança radical na filosofia das soluções estruturais em drenagem urbana, pois anteriormente implantavam-se obras de canalização que promovessem a aceleração do escoamento e o afastamento rápido dos picos de cheias para corpos d'água de jusante. Essa visão "higienista" era adotada pelos responsáveis pela drenagem de águas pluviais. A exemplo dos esgotos sanitários, os projetos preconizavam a

rápida retirada das águas drenadas dos locais onde haviam sido originadas, o que ocasionava a sobrecarga de córregos receptores, ou seja, da macrodrenagem. Atualmente, a vertente “conservacionista”, que busca reter os escoamentos pluviais nas proximidades de suas fontes, constitui-se no paradigma da moderna drenagem urbana.

Durante muitos anos, tanto no Brasil como em outros países, a drenagem urbana das grandes metrópoles foi abordada de maneira acessória, dentro do contexto do parcelamento do solo para usos urbanos. Na maior parte dessas grandes metrópoles, o crescimento das áreas urbanizadas se processou de forma acelerada e somente em algumas a drenagem urbana foi considerada fator preponderante no planejamento da sua expansão (Canholi, 2005).

O problema das cheias urbanas é tratado considerando-se os trechos críticos de forma isolada, sem análises das conseqüências para a bacia como um todo; nem sequer são previstos os horizontes de ocupação. Dessa forma, ao solucionar o problema de inundações de um trecho, o problema pode ser transferido para as seções a jusante, como apresentado na Fig. 2.1(Tucci, 1995).

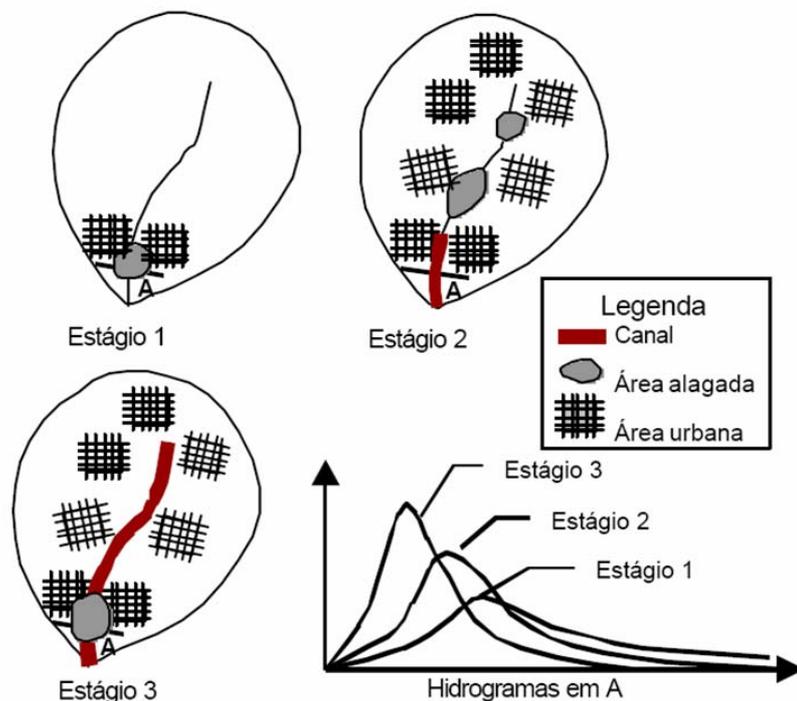


Figura 2.1 – Efeito da urbanização sobre o sistema de drenagem (aspecto quantitativo) (Tucci, 1995).

Seguindo os conceitos higienistas, as práticas tradicionais de drenagem, largamente utilizadas no Brasil, procuram conduzir as águas pluviais de forma mais rápida possível para fora das áreas urbanas, utilizando galerias, canais, etc. Estas estruturas, no entanto, se tornam insuficientes à medida que a cidade se desenvolve.

Até algum tempo, os sistemas de drenagem normalmente utilizados eram aqueles conhecidos hoje como sistemas clássicos, concebidos de forma a afastar rapidamente as águas pluviais das cidades, de modo a evitar enchentes e inundações. Porém, com a evolução e desenvolvimento urbano, esses sistemas mostraram limitações na eficiência hidráulica, além de negligenciarem os aspectos de qualidade da água. Nesse contexto, surgiram as técnicas compensatórias ou alternativas, que são técnicas de drenagem que trabalham com estratégias de retenção e/ou infiltração, procurando reproduzir as condições de pré-urbanização. Essas técnicas apresentam diversas vantagens em relação à solução clássica não só em termos quantitativos pela redução das vazões a jusante, mas também em termos qualitativos, colaborando com a melhoria da qualidade das águas superficiais (Brito, 2006).

A escolha e a concepção de projetos de drenagem tornou-se uma tarefa complexa, exigindo dos agentes responsáveis maior rigor na consideração dos critérios, de eficiência hidráulica, econômico, ambiental, social e etc.

2.2.1 Sistemas tradicionais de drenagem

Segundo Souza (2002) a implantação de sistemas de drenagem das águas pluviais se iniciou pelo desenvolvimento do sistema unitário, onde os esgotos domésticos, industriais, etc., eram conduzidos juntamente com as águas pluviais, evoluindo a seguir, para o separador, sistema no qual as águas pluviais são conduzidas separadamente. Hoje, com os conceitos ambientalistas, adotam-se sistemas compensatórios nos quais se busca a valorização da água no meio urbano.

No sistema tradicional, baseado nos conceitos higienistas, as soluções são baseadas na rápida condução das águas de escoamento superficial para fora dos centros urbanos, por meio da execução de obras hidráulicas “eficientes”, como retificações de rios, canalizações, execução de condutos subterrâneos, dentre outras medidas.

Com a intensificação do processo de urbanização, observada ao longo da segunda metade do século XX, os sistemas de drenagem então conhecidos como clássicos, começaram a apresentar limitações em relação a sua eficiência. O princípio de funcionamento pela transferência das águas para jusante o mais rápido possível, era uma das causas de inundações a jusante; o que sugeria a construção de novas obras de drenagem, em geral de elevado custo. Além disso, as obras de canalização dos cursos d'água sugeriam uma falsa idéia de segurança contra inundações, fazendo com que as pessoas de baixa renda ocupassem as áreas ribeirinhas, resultando em perdas de vidas e prejuízos econômicos (Batista et al., 2005).

Nascimento et al. (1997) afirmam que os sistemas clássicos tendem a amplificar os impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos. Citam como consequência dos impactos a obsolescência das redes de drenagem, o aumento na frequência de inundações e a poluição dos corpos d'água, com repercussões econômicas, sociais, ambientais e políticas.

2.2.2 Sistemas alternativos de drenagem

Os sistemas de drenagem conhecidos como alternativos ou compensatórios, diferentemente dos sistemas clássicos, funcionam basicamente pela retenção e infiltração das águas precipitadas, visando a diminuição ou inócuência de inundações, procurando reproduzir as condições de pré-urbanização. Segundo Souza (2002) os dispositivos alternativos em geral, e os de infiltração em particular, desempenham importante papel no que se refere à qualidade da água no meio urbano.

A adoção dos sistemas alternativos está condicionada a um grande número de fatores, ligados às características hidrológicas locais, ao seu efetivo impacto sobre os processos hidrológicos na bacia, à sua integração com o planejamento urbanístico, à adoção de novas práticas de manutenção, aos custos de implantação e de manutenção, etc (Nascimento et al. 1997). Segundo Brito (2006), essas técnicas apresentam diversas vantagens em relação à solução clássica não só em termos quantitativos pela redução das vazões a jusante, mas também em termos qualitativos, colaborando com a melhoria da qualidade das águas superficiais.

Baptista et al. (2005) classificam essas técnicas em três tipos distintos, conforme sua posição de implantação, que podem ser:

- **Técnicas de controle na fonte** - implantadas junto a parcelas ou pequenos conjuntos de parcelas, associadas a pequenas superfícies de drenagem. São exemplos os poços de infiltração, valas ou valetas de armazenamento ou infiltração, os telhados armazenadores, etc.
- **Técnicas lineares** - implantadas usualmente junto aos sistemas viários, como em pátios, estacionamentos e arruamentos. São exemplos desse grupo de técnicas os pavimentos porosos, as trincheiras de infiltração, etc.
- **Técnicas de controle centralizado:** são usualmente associadas a áreas de drenagem de grande porte. São exemplos basicamente as bacias de detenção e retenção, ou infiltração.

As estruturas de infiltração se diferem principalmente pela geometria e pela capacidade de captação do volume escoado. No tocante a esses aspectos tem-se:

✓ **Trincheiras:**

As trincheiras de infiltração (percolação ou/e drenantes) (Fig. 2.2) são estruturas lineares nas quais o comprimento prepondera sobre a largura e profundidade. A geometria depende da infiltrabilidade do solo e da própria área disponível para que se proceda à infiltração. Dependendo das condições locais e do volume a infiltrar o projeto pode priorizar a infiltração, o armazenamento ou ambos. Geralmente as trincheiras se destinam a grandes volumes de água a serem infiltrados, são fechadas e permitem o uso paisagístico em harmonia com as demais estruturas.

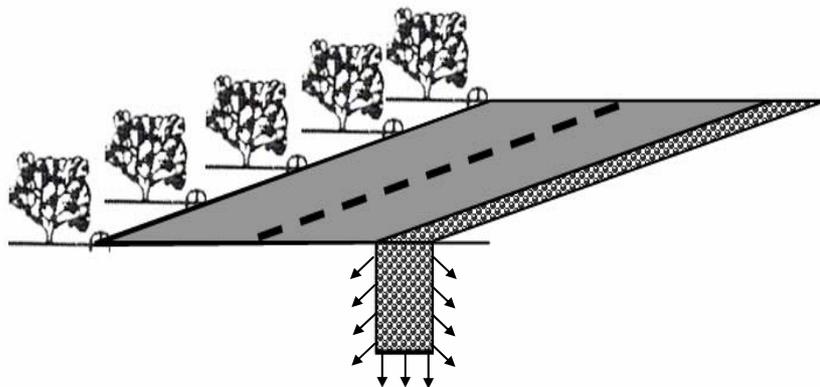


Figura 2.2 – Ilustração de trincheiras de infiltração.

✓ **Valas:**

As valas e valetas são técnicas compensatórias constituídas por simples depressões escavadas no solo (Fig. 2.3), com o objetivo de recolher águas pluviais, efetuar o seu armazenamento temporário e favorecer sua infiltração.

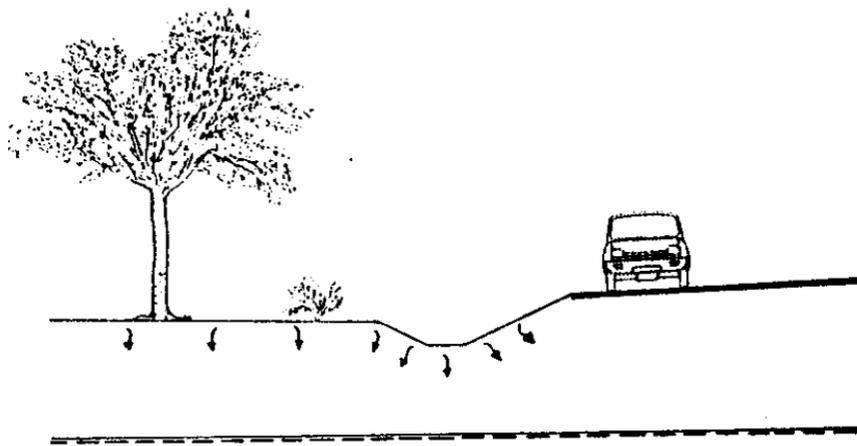


Figura 2.3 – Ilustração de valas ou valetas (Urbonas e Stahre, 1993).

✓ **Bacias de retenção:**

As bacias de retenção também conhecidas por bacias de retenção ou infiltração (Fig. 2.4) são estruturas de acumulação temporária utilizadas para atender funções diretamente relacionadas com a drenagem urbana de águas pluviais ou para conter o fluxo superficial em direção a ravinas e voçorocas. Embora sejam geralmente a céu aberto podem ser enterradas.

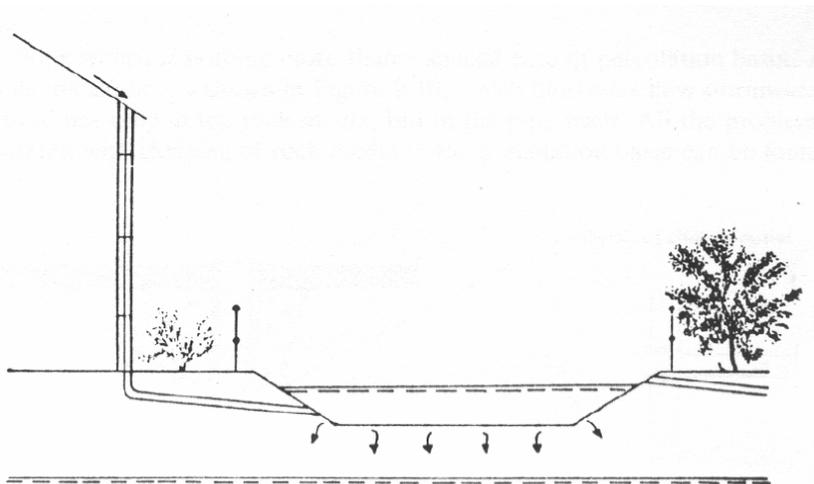


Figura 2.4 – Ilustração de Bacias de retenção (Urbonas e Stahre, 1993).

✓ **Poços de infiltração:**

São dispositivos pontuais e verticais (Fig. 2.5), que possibilitam a infiltração principalmente na direção radial, ocupando uma pequena área superficial. Em alguns países são utilizados na recarga de aquíferos, podendo ser denominados poços de absorção ou de injeção. Os poços de infiltração se destinam a menores volumes de água a serem infiltrados.

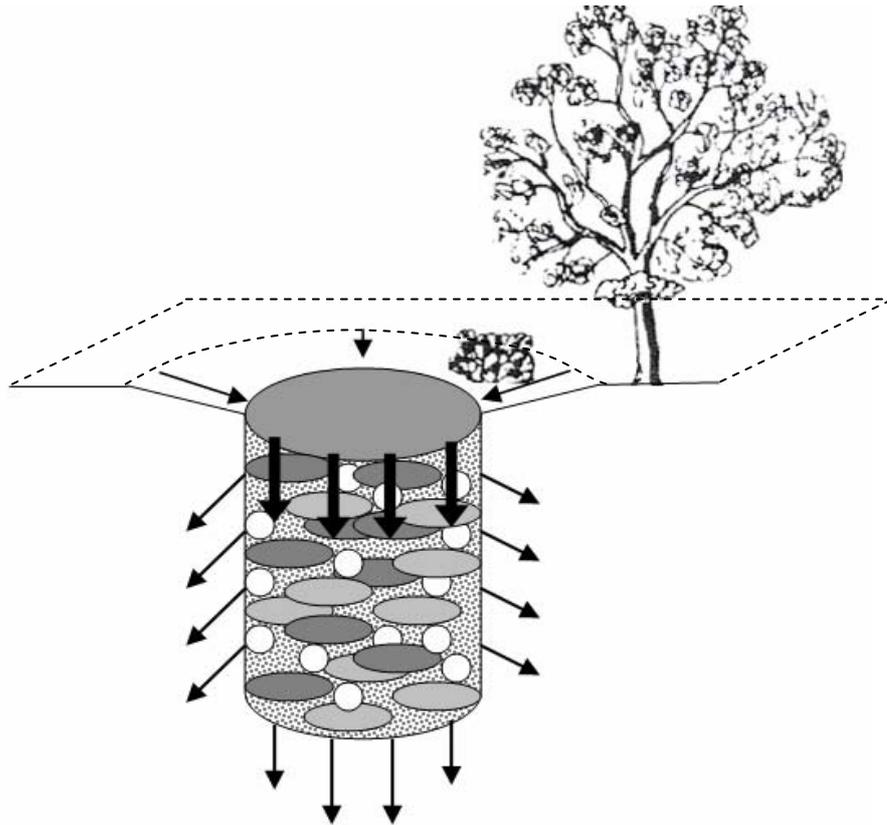


Figura 2.5 – Ilustração de poços de infiltração.

✓ **Planos de infiltração:**

Caracterizadas geralmente por áreas naturais de pequeno rebaixamento (Fig. 2.6), revestidas com gramados laterais. Utilizadas para a disposição da precipitação sobre uma área impermeável.

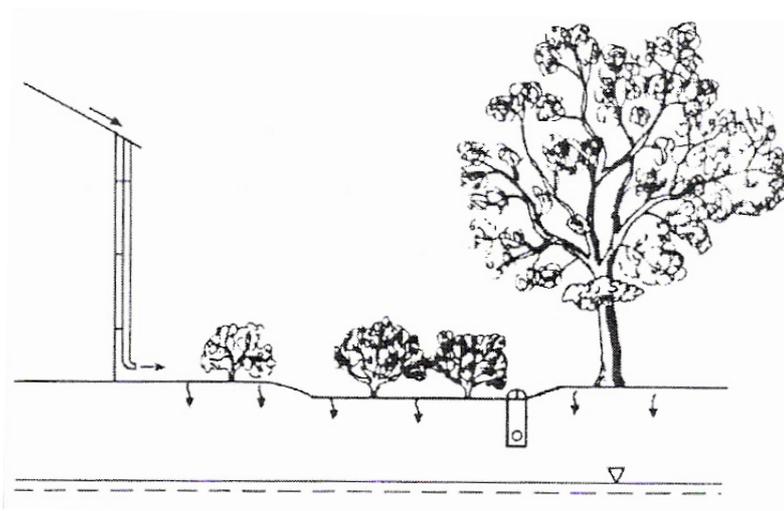


Figura 2.6 – Ilustra a acumulação de uma água de telhado (Castro, 2002).

Nesta pesquisa a geometria utilizada foi definida com o objetivo de permitir o estudo da infiltrabilidade horizontal e vertical em condições semelhantes as que ocorrem em trincheiras de infiltração.

2.3 TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO

Funcionam como sistemas semelhantes a reservatórios convencionais de amortecimento de cheias, apresentando melhor desempenho (em relação ao reservatório) uma vez que favorecem a infiltração da água no solo, com conseqüente redução dos volumes escoados e das vazões máximas de enchentes (Azzout et al., 1994; Balades et al., 1998) citados por Souza (2002).

Existe uma variante, denominada trincheira de retenção (Fig. 2.7), que é adaptada para solos pouco permeáveis, que direciona a saída de água para um exutório localizado ou para uma canalização interna.



Figura 2.7 – Modelo de Trincheiras de Infiltração e retenção. (Azzout et al, 1994).

A trincheira é escavada no solo e preenchida com material granular (seixos rolados, brita, dentre outros) com porosidade em torno de 35%, podendo estar descobertas, ou mesmo cobertas com grama ou com um revestimento permeável (é possível projetá-las de forma a serem 'invisíveis' no arranjo urbanístico). As paredes e o topo são revestidos por um filtro geotêxtil para evitar a penetração de sedimentos, devendo todo o material estar envolto no filtro geotêxtil, impedindo assim, a entrada de material fino na estrutura, além de servir como anticontaminante (no caso de resíduos sólidos suspensos).

Segundo Souza (2002), os limites para os valores mínimos e máximos de condutividade hidráulica saturada são discutidos por vários autores (Urbonas e Stahre, 1993; Bettess, 19996; Schueler, 1997; Hamacher *et al.*, 1999; Argue, 1999; dentre outros), não havendo consenso. O valor mínimo se refere à capacidade de drenagem do solo, que não deve ser muito baixa, e o valor máximo se refere ao potencial de remoção de poluentes e ao risco de contaminação do aquífero. Se a condutividade hidráulica for muito alta, o solo não terá tempo de filtrar os poluentes. A água coletada infiltra pelas paredes e o pela base, exigindo que o solo tenha uma taxa de infiltração não inferior a 8 mm/h, para que o tempo de esvaziamento não seja elevado, e também não muito elevado (lançamento direto no lençol) a ponto de contaminar o freático, por falta de filtragem no solo. Ver modelo típico de trincheira na Fig. 2.8.

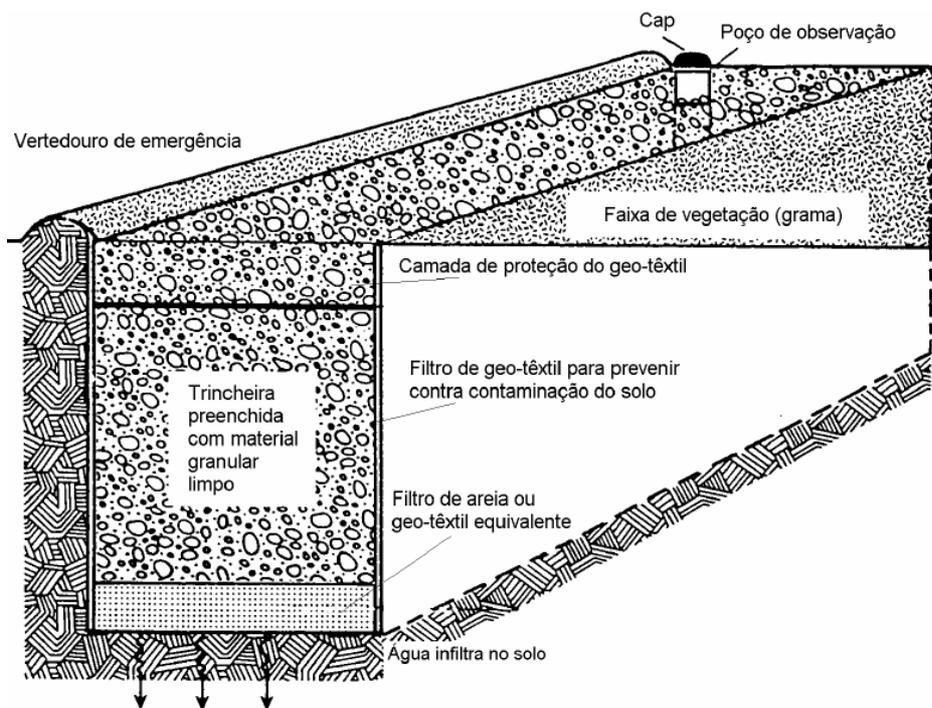


Figura 2.8 - Modelo típico de trincheiras de infiltração. Schueler ,(1987) apud Souza (2002).

De acordo com Schueler (1987) apud Souza (2002), as trincheiras de infiltração estão divididas em dois grupos: superficiais e subterrâneas. As trincheiras superficiais são tipicamente aplicadas em áreas residenciais, onde a carga de sedimentos e óleos é pequena, podendo ser retida pela grama, podendo receber contribuição difusa. As trincheiras subterrâneas podem receber escoamento mais concentrado, de canalizações e estruturas de drenagem, mas devem ser providas de estruturas especiais de entrada, que devem reter sedimentos e óleos.

A trincheira de infiltração tem, portanto, a função de abater descargas de pico de um escoamento superficial e promover a recarga do aquífero, no entanto, uma outra importante função é a de promover o tratamento do escoamento pela infiltração no solo.

Estes dispositivos não toleram uma captação de escoamentos com cargas altas de sedimentos, devido ao risco de colmatação do solo e do filtro geotêxtil. Uma alta carga de poluição, de esgotos, por exemplo, não pode ser disposto diretamente na trincheira devido à sua incapacidade em tratá-la por meio da infiltração no solo. Nestes casos, as trincheiras devem possuir à montante, estruturas de remoção de sedimentos, como: de bacias de decantação ou faixas gramadas. E os escoamentos muito poluídos devem ser desviados para conveniente tratamento ou despejo sem passar pelas trincheiras.

As trincheiras de infiltração devem ser dispostas a montante do sistema pluvial convencional, como contorno de estacionamentos, por exemplo. Devem ser longas e estreitas, sua utilização não é recomendada próximas a captações de água de poços, em áreas industriais ou comerciais; devido o perigo de contaminação com substâncias químicas, pesticidas e derivados de petróleo.

As maiores restrições ao seu emprego ocorrerão em locais com movimentos excessivos de terra (aporte significativo de sedimentos não previstos) e afluência indesejada de esgotos carregados com matéria orgânica o que é, infelizmente, comum em loteamentos, cujo tempo para as construções ficarem prontas e disporem de convenientes redes pluviais e cloacais é muitas vezes longo.

A realidade urbana dos países em desenvolvimento tende a limitar o uso das trincheiras de infiltração a estacionamentos externos de edifícios residenciais e de empreendimentos comerciais como supermercados e shopping centers consolidados. Elas consistem, em tipicamente, um dispositivo de controle de escoamento e poluição para áreas consolidadas.

Temos como exemplos de implantação deste sistema no Brasil: as trincheiras de infiltração no controle do escoamento superficial em um estudo experimental realizado em Porto Alegre-RS, por Souza (2002), que concluiu que as estruturas de infiltração têm capacidade de controlar todo o volume de escoamento gerado; e a utilização relatada por Baptista et al. (1998), de trincheiras de infiltração ao longo do sistema viário, em um loteamento na região metropolitana na cidade de Belo Horizonte - MG.

2.3.1 Vantagens e desvantagens do uso de trincheiras de infiltração

As trincheiras de infiltração apresentam as seguintes vantagens e desvantagens (Azzout et al. 1994):

Vantagens:

- Redução das vazões de pico de escoamento a jusante;
- Ganho financeiro, pela redução das dimensões das tubulações das drenagens de águas pluviais à jusante;
- Baixo custo;
- Redução dos riscos de inundação;
- Fácil construção;
- Boa interação com o meio urbano;
- Recarga do aquífero.

Desvantagens:

- A possibilidade de colmatção do sistema;
- Necessidade de manutenção regular;
- Risco de contaminação do lençol subterrâneo no caso de captação poluidora.

2.3.2 Área de implantação do sistema

A utilização desse tipo de estrutura deve obedecer a alguns cuidados. Sendo apresentados a seguir alguns critérios para a escolha do local de implantação do sistema (Urbonas e Stahre, 1993; Werf, 1999; Schueler, 1987; Bettess, 1996) apud Souza (2002):

- Profundidade do lençol freático e da camada impermeável;
- Declividade do solo;

- Tipo de solo (superfície e sub-superfície);
- Usos do solo e cobertura vegetal;
- Relação entre superfície impermeabilizada da bacia e a superfície disponível para infiltração;
- Este tipo de solução é adequado para pequenas áreas de drenagem, tais como lotes individuais ou quarteirões.

De acordo com os critérios acima apresentados, se uma das situações abaixo citadas for encontrada, ou se for comum sua ocorrência no terreno, Urbonas e Stahre (1993) não recomendam a disposição da água de escoamento superficial em estruturas de infiltração:

- Se o NA máximo sazonal do lençol estiver a menos de 1,2m abaixo do fundo da trincheira;
- Se a camada impermeável estiver a menos de 1,2m abaixo do fundo da trincheira;
- Se o solo estiver na classificação C ou D do *Soil Conservation Service* ou se a taxa de infiltração do solo saturado for inferior a 8 mm/h ou $2,22 \text{ e}^{-2} \text{ cm/s}$;
- Se a superfície de infiltração for um aterro.

2.3.3 Dimensionamento

Zimmer *et al.* (1998) apresentam um método de dimensionamento de trincheiras de infiltração, utilizando elementos finitos. Métodos mais simples são relacionados por Leeflang *et al.* (1998), que incluem curvas de dimensionamento, ou por Jonasson (1984) e Urbonas e Stahre (1993), que utilizam o “*rain-envelope-method*”.

Um método clássico que promove um balanço hídrico simplificado para dimensionamento de estruturas com armazenamento é o método envelope de chuva, tradicionalmente usado no dimensionamento expedito de bacias de detenção (DAEE/CETESB, 1980). O qual é recomendado para o dimensionamento das estruturas de percolação quando os critérios para utilização de dispositivos de infiltração (apresentados anteriormente) são atendidos.

Para o desenvolvimento deste trabalho experimental foi utilizado o “*rain-envelope-method*”, ou “método envelope de chuva”, por ser simples, de aplicação direta a partir dos dados de caracterização do local de implantação e da curva IDF (intensidade-duração-frequência).

O método baseia-se na determinação dos volumes acumulados de entrada e saída do dispositivo. A curva de valores acumulados, no tempo, dos volumes afluentes ao dispositivo que é construída com base nas vazões obtidas a partir na curva IDF local, é comparada com a curva de valores dos volumes dele efluentes determinados a partir das vazões obtidas nas características de infiltração do solo. A máxima diferença entre as duas curvas é o volume de dimensionamento. Considerando a porosidade do material de preenchimento da trincheira.

Para a utilização dos dados de precipitações pluviais para finalidades hidrológicas, é necessário o estabelecimento de uma relação analítica entre a intensidade, a duração e a frequência das chuvas intensas. Obtém-se assim, uma equação intensidade-duração-frequência (IDF) da região para um determinado período de retorno (T), expressão geral análoga a de Talbot (Azzout et al, 1994), dita equação de chuva que permitirá uma solução explícita da intensidade de chuva, conforme a (Eq. 2.1).

$$i = \frac{aT^b}{t + c} \quad (2.1)$$

Onde:

i = Intensidade da chuva em mm/h

T = período de retorno em anos

t = duração de chuva em minutos

a, b, c = parâmetros da equação.

Moura (2005) apresentou a equação da curva IDF para a região do Distrito Federal (Eq. 2.2).

$$i = \frac{21,7.T^{0,16}}{(t_c + 11)^{0,815}} \quad (2.2)$$

2.3.3.1 Volume afluente à trincheira

O Método Racional é um procedimento de cálculo que determina a vazão de pico de escoamento, podendo ser utilizado em estruturas de infiltração (percolação) por serem usadas, principalmente, para pequenas bacias. Desta forma, determina-se o volume afluente acumulado pela multiplicação da vazão pelo tempo (Eq. 2.3).

$$V_T(t) = 3600.C \left(\frac{I_T}{1000} \right) t.A \quad (2.3)$$

Onde:

V_T = volume total escoado no tempo t para uma precipitação de T anos de retorno (m^3)

C = coeficiente de escoamento

I_T = Intensidade da precipitação de T anos de retorno (l/s/ha)

t = duração da precipitação (h)

A = Área da bacia de contribuição (ha)

Sjoberg e Martensson (apud Urbonas e Stahre, 1993) concluíram, a partir de um estudo onde obtiveram resultados distintos de uma comparação entre o escoamento de blocos únicos de precipitação e os resultados obtidos usando simulação contínua, que o volume calculado pelo método racional com um acréscimo em torno de 25% pode ser mais preciso vendo que representam melhor o processo natural. Logo a Eq. 2.3 é alterada para a Eq. 2.4.

$$V_T(t) = 1,25 \left[3600.C \left(\frac{I_T}{1000} \right) t.A \right] \quad (2.4)$$

2.3.3.2 Volume de saída da trincheira

A Lei de Darcy será considerada para se estimar a taxa de água percolada. Considerando-se o tempo de enchimento e esvaziamento da estrutura, pode-se aproximar a taxa média de saída de água como a média entre as vazões de saída para o enchimento e o esvaziamento da estrutura. Simplificando esta média, pode-se considerar o nível d'água constante na altura média da estrutura. Considerando-se o solo saturado (situação crítica para o funcionamento do dispositivo), obtém-se um gradiente hidráulico unitário e a Lei de Darcy resulta na seguinte expressão para a determinação da vazão de saída da estrutura (Eq. 2.5) (Urbonas e Stahre, 1993).

$$V_{perc}(t) = k.\nabla\phi.\frac{A_{perc}}{2}.3600.t_p \quad (2.5)$$

Onde:

$V_{perc}(t)$ = Volume de água percolado no solo (m^3);

k = Condutividade hidráulica saturada do solo (m/s);

A_{perc} = Área total dos lados da estrutura de percolação (m^2);

t_p = tempo de percolação (h);

$\nabla\phi$ = gradiente hidráulico = 1,0

2.3.3.3 Determinação das dimensões da trincheira

Citam-se nesta pesquisa dois procedimentos para a determinação das dimensões das trincheiras: o de Mikkelsen (1991) apud Souza (2002) e o de Silveira (2003). Sendo que ambas as determinações partiram das mesmas equações de volume afluente e de volume efluente da trincheira pelo método racional.

Segundo Mikkelsen (1991)

O volume (V) da trincheira e a duração crítica da chuva serão obtidos pela máxima diferença entre os volumes afluente e o efluente à trincheira (Eq. 2.6), por meio da derivação da equação obtida pela diferença das equações de volumes do método racional, de acordo com a curva IDF local (Mikkelsen, 1991) apud Souza (2002).

$$V = \text{máx}[V_T(t) - V_{perc}(t)] \quad (2.6)$$

$$V = \text{máx}\left[1,25.3600.C.\frac{I_T}{1000}.t.A - k.1,0.\frac{A_{perc}}{2}.3600.t\right] \quad (2.7)$$

Dividindo-se a equação por (C.A), obtêm-se:

$$D = \text{máx}[4,5.I_T.t - 3,6.E.t] \quad (2.8)$$

Onde:

C = coeficiente de escoamento

A = Área da bacia de contribuição (ha)

$$D = \frac{V}{(C.A)}$$

$$E = \frac{1000.k.\left(\frac{A_{perc}}{2}\right)}{(C.A)}$$

O parâmetro D é o volume específico de percolação, que representa o volume de armazenamento em m^3 por hectare de área impermeável de contribuição. O parâmetro E é a vazão específica de saída, em l/s por hectare de área impermeável de contribuição.

$$V_d = \text{máx}(V_e - V_s)$$

$$\Rightarrow V_d = V_e - V_s \quad \text{Se } \frac{d(V_e - V_s)}{dt} = 0$$

Segundo Silveira

De acordo com Silveira (2003), o método pode ser adaptado para qualquer medida de controle (MC) com algum volume de armazenamento. O que se apresenta a seguir é uma adaptação deste método, considerando-se os volumes expressos em lâminas de água equivalentes sobre a área em planta do dispositivo (Fig. 2.9). O Volume máximo, ou de dimensionamento, pode ser calculado pela maximização da diferença entre H_E e H_s pelo tempo (Eq. 2.18), sendo o cálculo efetuado por um processo iterativo, no qual se estima dimensões iniciais de largura e comprimento. Efetua-se em seguida uma verificação destas dimensões, considerando-se os volumes de entrada e saída na estrutura. De acordo com o resultado desta verificação, reduz-se ou aumenta-se as dimensões, até que valores compatíveis sejam encontrados.

Substituindo na Eq. 2.4, V_T pela relação $A_T \times H_E$ (Eq. 2.9) e $\frac{C.A}{A_T}$ pelo coeficiente β (Eq. 2.10), determina-se H_E (lâmina d'água de entrada acumulada rebatida sobre a área em planta da trincheira) em função da curva IDF. Conforme descrita nas Eq. 2.11, 2.12 e 2.13.

$$V_T(t) = A_T \cdot H_E \quad (2.9)$$

Onde:

A_T = Área em planta da trincheira (B = largura da trincheira x L = comprimento da trincheira).

H_E = lâmina d'água de entrada acumulada rebatida sobre a área em planta da trincheira.

Denominou-se β , o coeficiente que caracteriza a razão da área contribuinte à trincheira vezes o coeficiente de escoamento da mesma área, dividido pela área em planta da trincheira, sendo este adimensional. Logo:

$$\beta = \left(\frac{C.A}{A_T} \right) \quad (2.10)$$

Obtemos:

$$A_T.H_E = 3600.C \left(\frac{I_T}{1000} \right) t.A \quad (2.11)$$

$$H_E = \left(\frac{C.A}{A_T} \right) i. \frac{t}{60} \quad (2.12)$$

$$H_E = \beta. \frac{aT^b}{t+c} \cdot \frac{t}{60} \quad (2.13)$$

Substituindo na equação 2.5, $k.\nabla\phi$ pelo coeficiente q_s (Eq. 2.14) e $V_{perc}(t)$ pela relação $A_T.H_S$, com o objetivo de se isolar H_S (lâmina d'água de saída acumulada rebatida sobre a área em planta da trincheira) determinando-o. Conforme descrita nas Eq. 2.15, 2.16 e 2.17.

$$q_s = k.\nabla\phi \quad (2.14)$$

Onde:

q_s = Vazão de saída constante do dispositivo(mm/h)

k = Condutividade hidráulica saturada (m/s)

$\nabla\phi$ = gradiente hidráulico (m/m) = 1,0

A função H_S por sua vez, é obtida pela multiplicação da vazão de saída constante pelo tempo, conforme segue:

$$A_T.H_S = q_s \cdot \frac{A_{perc}}{2} \cdot \frac{t_p}{60} \quad (2.15)$$

$$H_S = q_s \cdot \frac{A_{perc}}{2.A_T} \cdot \frac{t}{60} \quad (2.16)$$

$$H_S = \alpha H. q_s \cdot \frac{t}{60} \quad (2.17)$$

Onde:

t = duração de chuva em min.

αH = razão entre a área de percolação e a área do dispositivo em planta (H é a profundidade média, em mm, do volume de acumulação do dispositivo);

O volume máximo, ou de dimensionamento, é obtido por meio da maximização da diferença entre H_E e H_S , pelo tempo, de cujo desenvolvimento resulta:

$$\beta \frac{caT^b}{(t+c)^2} - \alpha H q_s = 0 \quad (2.18)$$

Portanto, é possível explicitar o tempo do volume máximo, o qual, aplicado à diferença entre H_E e H_S fornece a expressão do volume máximo (Eq. 2.19).

$$V_{m\acute{a}x} = \left(\sqrt{\frac{a}{60}} \sqrt{\beta T^{\frac{b}{2}}} - \sqrt{\frac{c}{60}} \sqrt{\alpha} \sqrt{H} \sqrt{q_s} \right) \quad (2.19)$$

Onde:

$$k_1 = \sqrt{\frac{a}{60}} \sqrt{\beta T^{\frac{b}{2}}}$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{c}{60}} \sqrt{\alpha} \sqrt{q_s}$$

Logo:

$$V_{m\acute{a}x} = (k_1 - k_2 \sqrt{H})^2 \quad (2.20)$$

A expressão de α , independente de H , introduzida na de $V_{m\acute{a}x}$ (Eq. 2.19), estabelece uma equação do tipo:

$$V_{m\acute{a}x} = nH \quad (2.21)$$

Onde:

n = porosidade do material de enchimento da trincheira.

A solução do sistema das equações de $V_{\text{máx}}$ (Eq. 2.20 e 2.21) estabelece uma equação que determina H (Profundidade da trincheira em cm) (Eq. 2.22).

$$H = \frac{1}{10} \left[\frac{k_1 (k_2 - \sqrt{n})}{n - k_2^2} \right]^2 \quad (2.22)$$

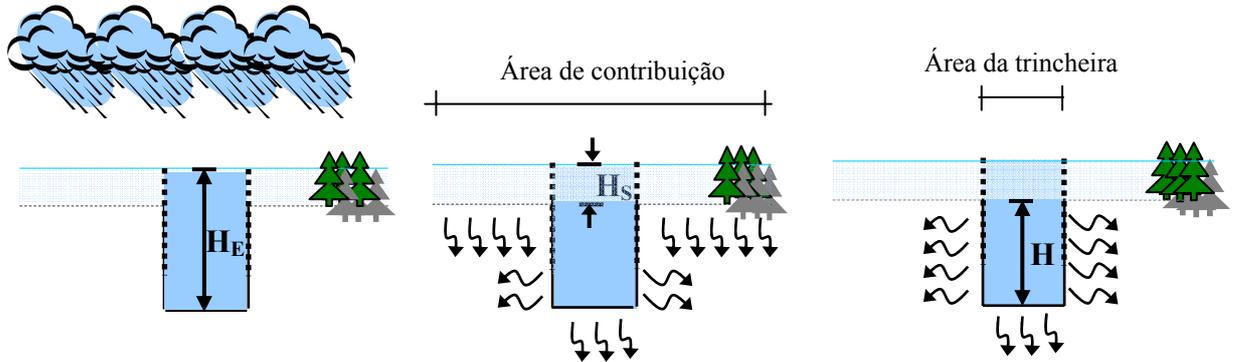


Figura 2.9 – Representação esquemática das lâminas d'água de entrada (H_E), saída (H_S) e da trincheira (H).

2.3.3.4 Determinação dos Coeficientes adotados

O cálculo do volume da estrutura de infiltração (percolação) é feito considerando-se a porosidade efetiva do material de enchimento. Sendo assim, o volume útil para armazenamento será referente aos vazios da trincheira. A Tab. 2.2 apresenta valores típicos de porosidade para alguns materiais de enchimento.

Tabela 2.2 – Porosidade efetiva de materiais de enchimento (Urbonas e Stahre, 1993).

Material	Porosidade Efetiva (%)
Brita grossa	30
Cascalho de granulometria uniforme	40
Brita graduada (menores que 1/4")	30
Areia	25
Seixo rolado	15-25

O Coeficiente de escoamento superficial é função de uma série de fatores, entre os quais o tipo de solo, a ocupação da bacia, a umidade antecedente, a intensidade de chuva e outros como a possibilidade de realização de planos urbanísticos municipais e da legislação local referente ao zoneamento e ocupação do solo (Andrade Filho et. al., 2000). A adoção,

portanto, de um valor constante para o coeficiente, é hipótese pouco realista e deve ser feita com cautela. Geralmente o coeficiente de escoamento é determinado em função da superfície ou da ocupação do solo, conforme as Tab. 2.3 e 2.4.

Segundo Urbonas e Stahre (1993) para o dimensionamento das trincheiras pode-se considerar que apenas as áreas impermeáveis contribuirão para a estrutura.

Tabela 2.3 – Valores do Coeficiente de escoamento (C) com base em superfícies (Tucci, 1995).

Superfície	C	
	Intervalo	Valor esperado
Pavimento		
Asfalto	0,70 – 0,95	0,83
Concreto	0,80 – 0,95	0,88
Calçadas	0,75 – 0,85	0,80
Telhado	0,75 – 0,95	0,85
Cobertura: grama, arenoso		
Plano (2%)	0,05 – 0,10	0,08
Médio (2 a 7%)	0,10 – 0,15	0,13
Alta (7%)	0,15 – 0,20	0,18
Gramma, solo pesado		
Plano (2%)	0,13 – 0,17	0,15
Médio (2 a 7%)	0,18 – 0,22	0,20
Declividade alta (7%)	0,25 – 0,35	0,30

Tabela 2.4 – Valores do coeficiente de escoamento (C) por tipo de ocupação (Tucci, 1995).

Descrição da área	C
Área comercial	
Central	0,70 – 0,90
Bairros	0,50 – 0,70
Área residencial	
Residências isoladas	0,35 – 0,50
Unidades múltiplas (separadas)	0,40 – 0,60
Unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 – 0,65
Lotes com > 2.000 m ²	0,30 – 0,45
Áreas com apartamentos	0,50 – 0,70
Área industrial	
Indústrias leves	0,50 – 0,80
Indústrias pesadas	0,60 – 0,90
Parques, cemitérios	0,10 – 0,25
Playgrounds	0,20 – 0,35
Pátios ferroviários	0,20 – 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 – 0,30

Segundo Jonasson (1984) os sistemas de infiltração devem ser dimensionados com considerável margem de segurança devido à dificuldade de se determinar a condutividade hidráulica (k), à variabilidade espacial de k , ao risco de colmatção do sistema e à incerteza nos métodos de dimensionamento. Uma vez que os solos tendem a se tornar gradualmente colmatados com o tempo, reduzindo sua condutividade hidráulica disponível, é recomendado que a condutividade de campo (obtida nos testes) seja reduzida por um fator de segurança (2 ou 3) para o projeto de estruturas de percolação (infiltração) (Urbonas e Stahre, 1993).

O período de retorno utilizado na microdrenagem varia de dois a dez anos. Para áreas pouco densas e residenciais, utilizam-se dois anos e, para áreas comerciais, onde as perdas podem ser maiores, pode-se adotar até dez anos de acordo com a Tab. 2.4. (Andrade Filho et. al., 2000)

Tabela 2.5 – Períodos de Retorno para diferentes ocupações (DAEE/CETESB, 1980).

Tipo de obra	Tipo de ocupação da área	Período de retorno (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Área com edifícios de serviço público	5
	Aeroportos	2 - 5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 – 10
Macro drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50 – 100
	Áreas com importâncias específicas	500

2.4 SOLOS COLAPSÍVEIS

O fenômeno da colapsibilidade está intimamente relacionado ao aspecto estrutural dos solos. Podem apresentar diferentes origens como: residuais ou transportados; nos transportados o colapso pode ocorrer em solos de formação Eólica, Aluvionares, Coluvionares e segundo alguns autores, de origem Compactada. Além deste fator origem, a textura do solo, os agentes cimentantes e de ligação, as condições de drenagem e o clima (Araki, 1997) são importantes para a formação de diferentes estruturas.

Segundo Conciani (1997) a maior parte dos solos colapsíveis encontra-se em regiões tropicais. Blight (1981) fez um estudo sobre a ação do clima na formação dos solos colapsíveis, concluindo que o clima tipo úmido a sub-úmido altera os granitos conduzindo

a formação de areias siltosas, micáceas porosas (com vazios parcialmente preenchidos com feldspato caulínizado e micas). Algumas vezes o material dos vazios é totalmente lixiviado resultando em uma estrutura muito mais porosa que a inicial.

Vargas (1993) ressalta que após a formação do solo, os processos intempéricos continuam a atuar. Desta forma os solos podem sofrer uma evolução pedogenética. Neste processo estão envolvidas ações como lixiviação, eluviação, cimentação, etc; as quais geram estruturas porosas ou cimentadas.

O solo colapsível apresenta uma estrutura instável, porem com uma rigidez temporária mantida pela tensão de sucção ou cimentação. Esse estado resistente é instável diante do aumento do teor de umidade, pois quando esse ultrapassa um limite crítico sobrevém o colapso, desde que a carga atuante também esteja acima de um certo limite. Portanto, os solos susceptíveis ao colapso apresentam uma grande sensibilidade à ação da água, sendo o aumento do teor de umidade o mecanismo detonador ou o efeito gatilho do colapso (Cintra, 1998).

O colapso provoca, portanto, uma descontinuidade na curva tensão x deformação, conforme ilustrado pela Fig. 2.10, a qual representa uma prova de carga com inundação do solo durante o ensaio.

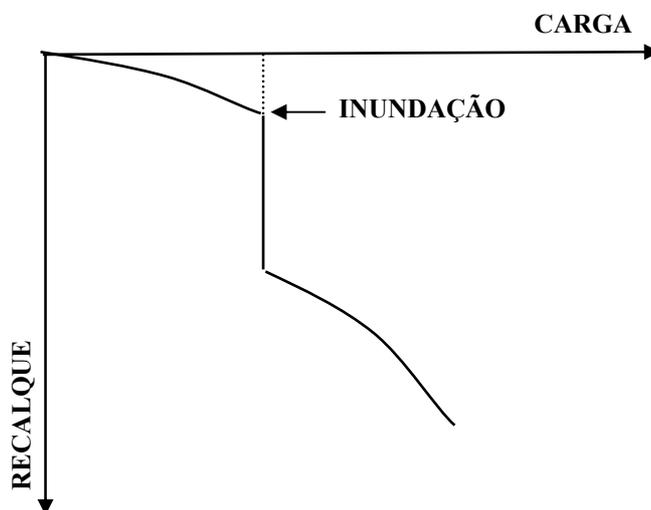


Figura 2.10 – Ocorrência de colapso em prova de carga realizada com inundação do solo durante o ensaio (Cintra, 1998).

O colapso ocorre quando a magnitude das tensões cisalhantes entre os grãos excede a resistência dos agentes estabilizantes, para um certo valor de umidade e estado de tensões.

A perda da ação cimentante pode dar-se também pelo aumento do grau de saturação do solo, onde os vínculos de silte/argila ou cimentos sofrem enfraquecimento ou dissolução. Camapum de Carvalho et al., (1987), citam que para os solos porosos do Distrito Federal o grau de instabilidade estrutural, quando do aumento do grau de saturação depende também da composição do fluido de inundação, onde a agressividade ou pH do fluido determina a magnitude do ataque às ligações cimentíceas.

Os requisitos básicos para o desenvolvimento da colapsibilidade em solos naturais são: uma estrutura macroporosa, caracterizada por um alto índice de vazios, e a condição não saturada, representada por um baixo teor de umidade. A estrutura porosa pode estar associada à presença de um agente cimentante que, aliado a uma sucção suficientemente elevada, estabiliza o solo na condição não saturada, conferindo-lhe uma resistência “aparente” ou temporária.

2.4.1 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

O ensaio oedométrico procura reproduzir as condições de campo, ou seja, pretende seguir a trajetória de tensões K_0 . Apesar de não simular a maioria das condições críticas de aumento de sobrecarga sobre o solo colapsível, devido à sua simplicidade e confiabilidade dos resultados, a utilização de ensaios oedométricos como critério de identificação e quantificação da colapsibilidade e também para estudo da deformabilidade de solos tem-se consagrado no meio geotécnico mundial.

A primeira aplicação do ensaio oedométrico para a medida do colapso encontrada na literatura é de Abelen (1931) apud Rogers et al. (1994). Este pesquisador utilizou uma amostra indeformada que foi inundada na tensão de 300 kPa. O potencial de colapso foi definido pelo índice de compressibilidade para esta condição de carregamento pela Eq. 2.23.

$$CP = \frac{\Delta e}{1 + e_o} \quad (2.23)$$

Onde:

CP = Potencial de colapso;

Δe = Variação do índice de vazios na inundação;

e_o = Índice de vazios inicial (antes da inundação).

Reginatto & Ferrero (1973) classificam os solos colapsíveis a partir de ensaios oedométricos, definindo **solos realmente colapsíveis**, aqueles que apenas com o aumento do grau de saturação apresentam redução de volume; enquanto que **solos condicionalmente colapsíveis**, os que além do aumento do grau de saturação necessitam que ocorra um carregamento externo para que apresentem colapso.

Jennings & Knight (1957), introduziram um procedimento de ensaio para a quantificação do colapso de solos, chamado ensaio duplo edométrico. Trata-se de dois ensaios realizados em corpos de prova indeformados provenientes de um mesmo solo, onde é feita uma comparação entre um ensaio com o corpo de prova na umidade natural e outro corpo de prova inundado no início do ensaio (Fig. 2.11). Este método de análise baseia-se na hipótese de que a magnitude da deformação de colapso resultante do umedecimento é a mesma, sem levar em consideração se o solo foi umedecido antes ou depois da aplicação de sobrecarga. Embora não seja válida para todos os casos, esta hipótese é conveniente para uso em estimativas de engenharia (Araki, 1997).

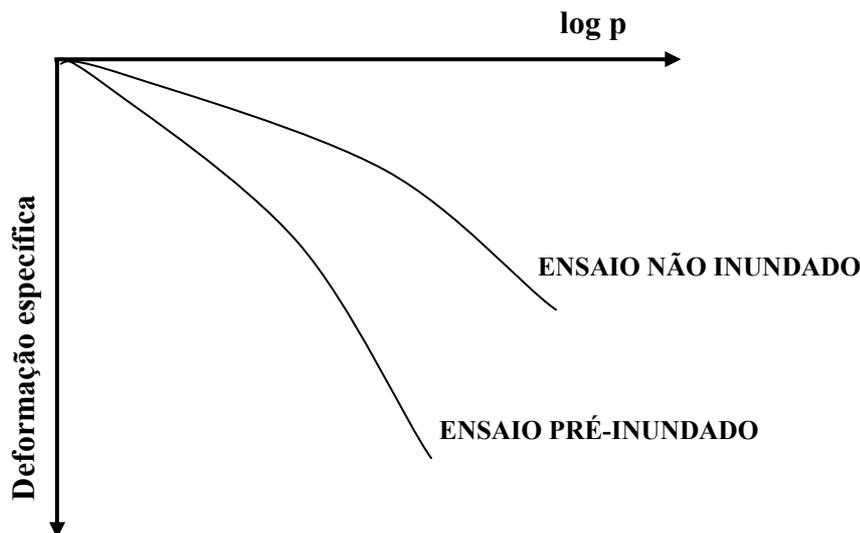


Figura 2.11 – Curvas típicas de ensaio duplo oedométricos. (Araki, 1997).

A vantagem de se realizar ensaios duplo oedométricos reside no fato de se poder estimar o colapso para um grande intervalo de tensões a partir de apenas dois ensaios. Porém, estes ensaios possuem o inconveniente da inevitável existência de heterogeneidade entre os dois corpos de prova e também do problema do ajuste de curva, além de representarem trajetórias de tensões distintas daquelas que ocorreriam ao se saturar o solo para níveis

definidos de tensões. A perda de umidade do corpo de prova natural e o procedimento de ensaio neste caso, também pode ser um ícone da distinção destes valores.

2.4.2 SUCCÃO

Vários problemas geotécnicos estão relacionados com o comportamento de solos não saturados. Nessa condição o teor de umidade e o grau de saturação são em função da pressão negativa da água dos poros (sucção).

Um fator muito discutido no estudo da permeabilidade é a curva característica de retenção de água no solo. A histerese apresentada pelo solo no comportamento perda/ganho de umidade versus sucção faz com que a condutividade hidráulica apresente valores diferenciados quando o solo é inundado ou drenado. (Conciani, 1997).

Segundo Ceratti et. al (1996), como os solos têm seus poros preenchidos parcialmente por água, devido às variações ambientais constantes nos países tropicais, a pressão de água nos mesmos será menor que a pressão atmosférica, portanto negativa. Logo, a redução da água livre no solo (secagem) resultaria em um aumento na pressão negativa, até valores superiores a 10 MPa. Esta pressão negativa é definida como sucção ou energia livre da água e, apresenta-se como função da temperatura, umidade relativa, pressão de vapor, dentre outros fatores.

A sucção é composta de duas componentes, a matricial (S_m - relacionada com a matriz de solo é a combinação do tipo de partícula e arranjo estrutural, definida como a diferença entre a pressão do ar e a pressão da água ($u_a - u_w$)) e a osmótica (S_o - devida a concentração química da água do solo). A soma da sucção matricial com a osmótica resulta na sucção total (S_t), sendo que a determinação de cada uma depende da técnica utilizada para medi-las.

Fredlund et al (1978), considerando a água contida nos poros como quimicamente inerte, formularam uma equação para a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados (Eq. 2.24).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.24)$$

Onde:

c' = coesão efetiva do solo no estado saturado;

ϕ^a = ângulo de atrito interno relativo às variações no termo $(\sigma - u_a)$, quando $(u_a - u_w)$ é mantido constante;

ϕ^b = ângulo de atrito interno relativo às variações no termo $(u_a - u_w)$, quando $(\sigma - u_a)$ é mantida constante;

$(\sigma - u_a)$ = tensão normal;

u_a = pressão no ar existentes nos poros;

u_w = pressão na água existentes nos vazios do solo.

Portanto, a coesão nos solos não saturados teria duas componentes:

$c = c' + (u_a - u_w) \text{tg} \phi^b$, onde o segundo termo é a parcela da resistência ao cisalhamento devido a sucção matricial.

Camapum de Carvalho et al., (2000), também destaca a importância de se avaliar a influência da sucção no comportamento desses solos. Segundo os autores, a elevada porosidade dos solos do DF aliada a baixa capacidade de retenção de água dos minerais nele presentes faz com que as variações de teor de umidade em uma dada profundidade sejam importantes ao longo do ano. De acordo com Walsh & Houston (1997), o interesse na determinação da sucção consiste basicamente em se determinar o impacto das variações de umidade (saturação ou redução de pressão negativa e da secagem) na resistência dos solos, visto que em solos não saturados esta resistência é controlada pela tensão normal e a sucção matricial (Fredlund & Rahardjo, 1993) apud Delgado (2002).

2.5 OS SOLOS DO DISTRITO FEDERAL

Os solos do Distrito Federal representam bem os solos da região do cerrado. Uma das melhores fontes de informação sobre os solos encontrados no DF, é o trabalho realizado pelo Serviço Nacional de Levantamento de Solos (EMBRAPA, 1978), de onde se obtêm o mapa pedológico do DF, na escala 1:100.000, identificando-se na região a presença de três tipos básicos que representam um total de 86% da região do DF: Latossolo Vermelho, Latossolo Amarelo e Cambissolo. (Apêndice A).

O Distrito Federal é coberto por um manto de solo resultante de intemperismo, principalmente químico, associado a processos de lixiviação de idade Terciária/Quartenária (Mendonça et al., 1994). A espessura desta cobertura é bastante irregular, função da topografia, das condições de drenagem, cobertura vegetal, rocha-mãe e estrutura geológica

locais, sendo que as maiores espessuras correspondem a preenchimento de paleodepressões. A profundidade média do manto de solo é da ordem de 15 a 30 m, podendo chegar até cerca de 200m (Cardoso, 1995).

Estes solos caracterizam-se pela pouca diferenciação entre os horizontes em termos texturais. Fatores de grande importância são devido ao processo de lixiviação, a quase ausência das bases (Ca, Mg, K, Na) e os elevados teores de Fe e Al, restando materiais em estado avançado de intemperismo que apresentam uma estrutura porosa com partículas geralmente ligadas por pontes de argila (Paixão & Camapum de Carvalho, 1994; Cardoso, 1995 e Araki, 1997). Apesar do alto teor de argila estes solos apresentam elevada porosidade e comportamento similar ao dos solos arenosos no que se refere a permeabilidade (EMBRAPA, 1978). Resulta deste processo de intemperismo, o que é conhecido pelos geotécnicos da região, como camada de “argila porosa” vermelha, com baixa resistência (SPT < 4) e alta permeabilidade, similar aos solos granulares finos (10^{-3} a 10^{-4} cm/s), cobrindo grandes extensões do Distrito Federal.

A gênese residual dos solos porosos do Distrito Federal manteve-se quase que unanimemente defendida pelos pesquisadores locais. Porém, trabalhos como os de Martins et al.(1994) e Mortari (1994) mostraram que parte destes é de origem alóctone, onde o solo poroso colapsível pode ser encontrado em contatos bruscos com os metassedimentos inferiores. (Araki, 1997)

Segundo Camapum de Carvalho et al. (1993), a “argila porosa” é constituída por argilas, siltes e areias combinadas em diferentes proporções dependendo do domínio geológico local, apresentando geralmente as seguintes características:

- SPT inferior a 6 golpes;
- Limite de liquidez entre 25 e 78%;
- Limite de plasticidade entre 58 e 18%;
- Índice de plasticidade entre 4 e 38%;
- Índice de Vazios entre 1,2 e 2,2.

2.6 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O Distrito Federal possui uma área de 5.814 km². É limitado ao norte e ao sul pelos paralelos de 15° 30' e 16° 03' e ao leste e oeste pelos rios Preto e Descoberto,

respectivamente. Região compreendida entre as altitudes de 750m e 1344m. A cidade de Brasília está localizada no Distrito Federal, na região Centro-Oeste do Brasil, como localizado na Fig. 2.12.

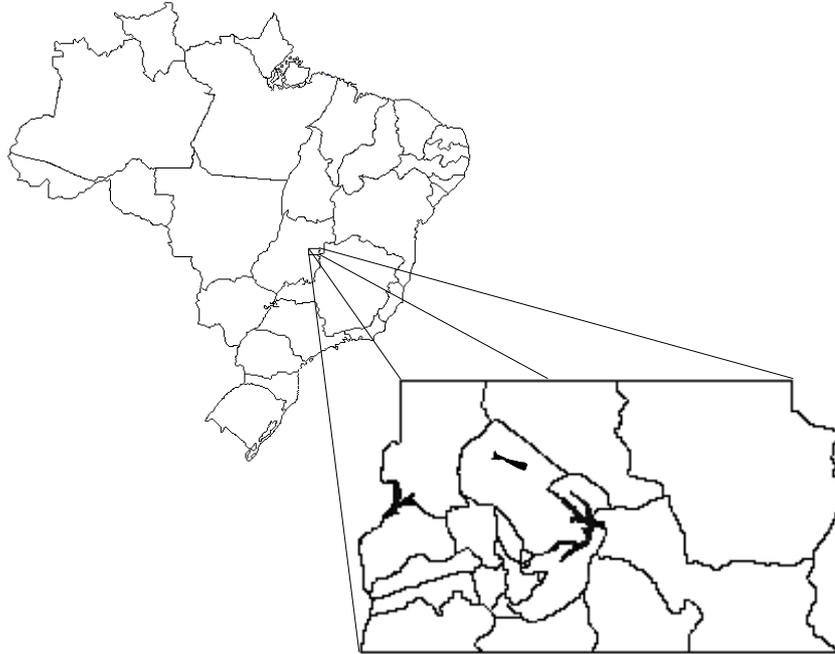


Figura 2.12 - Localização do Distrito Federal (Baptista, 1997).

O Local escolhido para dar início a este estudo, foi definido de forma estratégica, devido às características do perfil de solo serem representativos dos solos regionais e pela proximidade de implantação, construção e monitoramento da estrutura do laboratório do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

As áreas estudadas localizam-se no Campus Universitário Darcy Ribeiro da Universidade de Brasília, situada na Asa Norte do Plano piloto de Brasília – Distrito Federal conforme Fig. 2.13. Suas coordenadas geográficas são: 15° 45' 56" de latitude sul; 47° 52' 20" de longitude Oeste e altitude de 1044 metros acima do nível do mar.

A região do Distrito Federal tem relevo com características predominantemente de grandes superfícies planas e suavemente ondulada, conhecida como chapadas, situada acima da cota 1.000m (Novaes Pinto, 1993). É drenada por rios que pertencem a três das mais importantes bacias fluviais da América do Sul: bacias do Paraná, São Francisco e Araguaia-Tocantins. Os rios que drenam essas bacias são de pequenos portes e as outras opções de drenagem perenes de médio porte não são muitas: rios Preto e Descoberto, e rio

Maranhão no entorno. Os rios mais caudalosos, como o São Bartolomeu, têm uma vazão de apenas 40 l/s no limite sul do Distrito Federal (Barros, 1993 apud Lima, 2003).

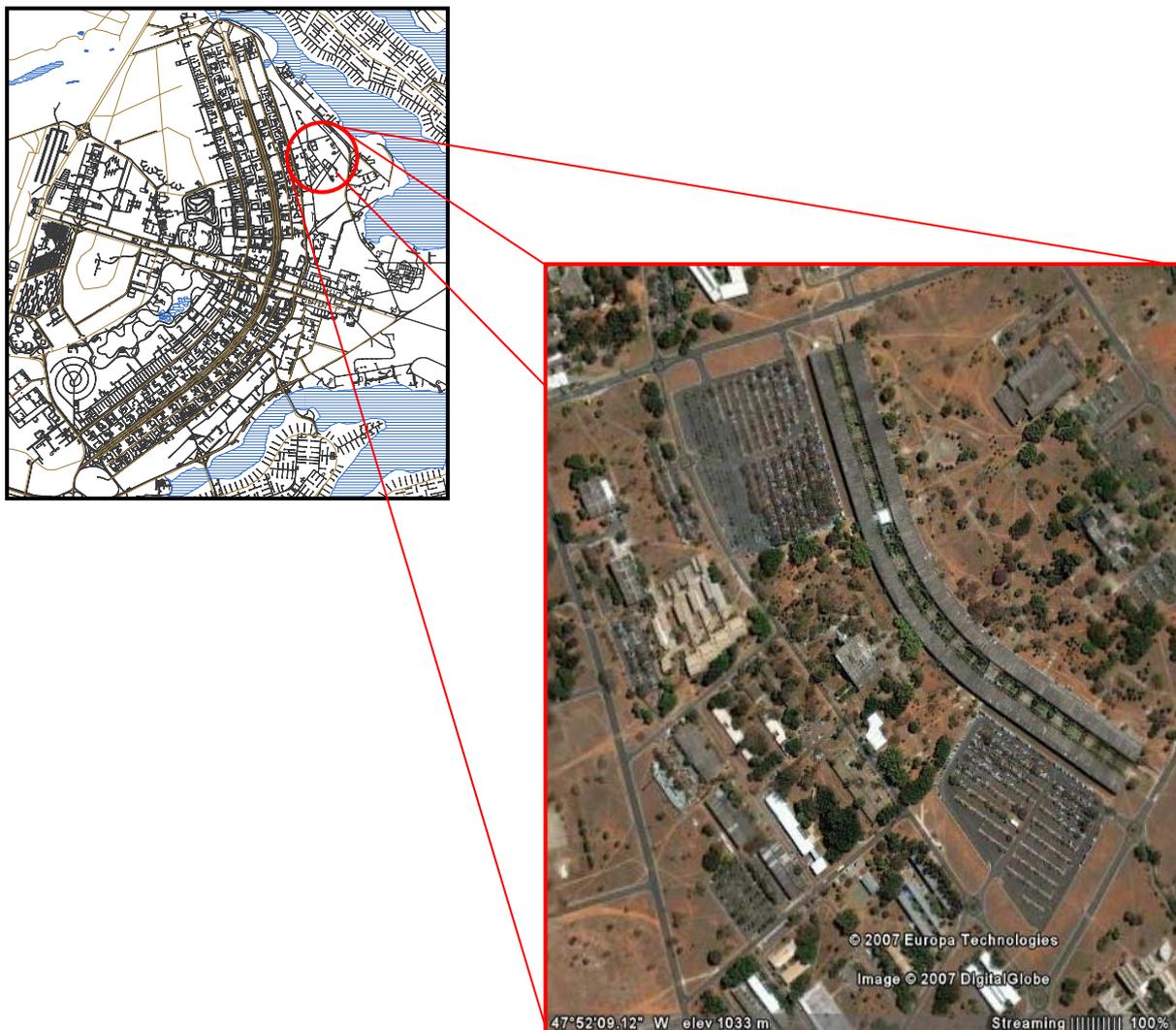


Figura 2.13 – Localização do Campus Darcy Ribeiro.

O perfil geológico-geotécnico do solo da cidade de Brasília - DF, possuem características típicas de solos tropicais. É um perfil intemperizado, onde o lençol freático quando presente, encontrado geralmente profundo, determina que boa parte do perfil do solo nunca se encontra saturado naturalmente. Devido a essas boas condições de drenagem este solo apresenta nos horizontes A e B argila com estrutura macroporosa com elevado índice de vazios.

2.7 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO PET

Segundo Santos (2005), o Politereftalato de Etileno (PET) é um polímero formado a partir de uma reação química entre o ácido carboxílico e um álcool, pertencente ao grupo dos materiais (poliester) que se obtém por meio de reações de condensação. Este é um material quimicamente inerte, termoplástico e semicristalino, desenvolvido em 1941 pelos químicos ingleses J.R. Whinfield e J.T. Dickson. A Tab. 2.6 mostra alguns valores das características mecânicas do PET em contraposição ao PVC e ao aço, materiais consagrados na engenharia.

Tabela 2.6 – Características Mecânicas do PET (Callister, 1994; Mano, 1991; ABEPET, 2002 apud Santos, 2005).

Materiais	Resistência Impacto (kgf.mm/mm)	Resistência Tração (MPa)	Resistência Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Along. Ruptura (%)
PET	3,00 – 6,00	166 – 906,3	109,3 – 110,7	4,1 – 14,0	6,1 – 52,3
PVC	3,75 – 4,55	31,2 – 40,7	53,0 – 68,2	2,77 – 8,6	4,6 – 41,6
AÇO	545,30	140,1 -1000	1002 -1167	20,0	21,5 – 24,6

As características mecânicas do PET podem sofrer forte influência da temperatura, condicionando a sua aplicabilidade em algumas situações. As temperaturas, as quais definem o limite superior e inferior de aplicação, especialmente nos caso de polímeros semicristalinos, são as temperaturas vítreas e de fusão. A temperatura vítrea é a temperatura de amolecimento ou de transição entre o estado rígido e o elástico, onde as propriedades dos polímeros começam a serem influenciadas, enquanto a temperatura de fusão é a transição entre um estado sólido ordenado de cadeias moleculares alinhadas, em um líquido viscoso, onde a estrutura é altamente aleatória. Estas temperaturas estão em torno de 80 e 260°, respectivamente (Santos, 2005).

2.8 DEFINIÇÃO DO GEOTÊXTIL

Segundo Farias (2005), o dimensionamento de um filtro de geotêxtil exige que certos critérios sejam atendidos para que se atinja um desempenho satisfatório. Tais critérios basicamente comparam a granulometria do solo com a abertura de filtração do geotêxtil.

Autores como Christopher et al. (1993), Akagi (1994) e Matheus (1997), citados por Farias (2005), apresentam 3 critérios para o desempenho de filtros de geotêxtil, tais como: retenção, permeabilidade e colmatção. Entretanto, alguns autores limitam apenas aos critérios de retenção e de permeabilidade, por serem considerados os mais importantes.

O critério de retenção estabelece as condições para que o filtro retenha partículas o suficiente para manter o solo protegido e internamente estável, permitindo a migração de algumas partículas para o geotêxtil ou através dele.

O critério de permeabilidade estabelece basicamente que o geotêxtil deve possuir uma adequada capacidade de fluxo e uma permeabilidade suficientemente alta a fim de evitar inesperados acréscimos de poro-pressão no dreno/filtro.

O critério de colmatção é considerado por alguns autores como o mais problemático. Os principais mecanismos de colmatção em geotêxtil são: cegamento – quando ocorre a formação de uma fina camada de solo sobre o geotêxtil, e apenas uma pequena parcela de solo migra pra seu interior, e bloqueamento – ocorrendo quando há uma obstrução das aberturas do geotêxtil pelas partículas de solo retidas sobre este ou em seu interior. Em solos tropicais é comum ainda a colmatção por precipitação do ferro em sua superfície e em seu interior.

A Tab. 2.7, relaciona alguns geotêxteis e suas principais características: físicas, hidráulicas e mecânicas.

Tabela 2.7 – Características mecânicas, hidráulicas e físicas dos geotêxteis. (Bidim, 2007).

NOMENCLATURA ANTIGA		OP 15			OP 20			OP 40			OP 60	
		NOVA NOMENCLATURA		RT 07	RT 08	RT 09	RT 10	RT14	RT 16	RT 21	RT 26	RT 31
PROPRIEDADES MECÂNICAS	Resistência a tração Grab	ASTM D 4632										
	Tração na ruptura – L	N	425	520	680	750	960	1150	1550	1960	2350	
	Alongamento – L	%	> 60	> 60	> 60	> 60	> 60	> 60	> 60	> 60	> 60	
	Tração na ruptura – T	N	375	450	580	660	830	980	1320	1650	1980	
	Alongamento – T	%	>70	>70	> 70	> 70	> 70	> 70	> 70	> 70	> 70	
	Resistência a tração Faixa larga	ABNT NBR 12824										
	Valor na ruptura – L	kN/m	7	8	9	10	14	16	21	26	31	
	Alongamento – L	%	45 – 55	45 – 55	45 – 55	45 – 55	45 – 55	45 – 55	45 – 55	45 – 55	45 – 55	
	Valor na ruptura – T	kN/m	6	7	8	9	12	14	19	23	27	
	Alongamento – T	%	50 – 60	50 – 60	50 – 60	50 – 60	50 – 60	50 – 60	50 – 60	50 – 60	50 – 60	
	Rasgo Trapezoidal	ASTM D 4533										
	Valor na ruptura – L	N	190	220	270	300	370	440	560	680	800	
	Valor na ruptura – T	N	180	220	240	270	350	400	520	640	750	
	Puncionamento	ASTM D 4833	N	245	280	340	380	465	550	700	850	1000
	Puncionamento CBR	ABNT NBR 13359	kN	1,1	1,3	1,7	2,0	2,6	3,1	4,1	5,1	6,0
Estouro	ASTM D 3786	mPa	1,0	1,2	1,5	1,7	2,2	2,6	3,4	4,2	5,0	
PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	Permissividade	ASTM D 4491	s ⁻¹	2,5	2,4	2,1	2,0	1,8	1,5	1,2	1,0	0,9
	Flixo de água		l/s/m ²	120	115	105	100	88	75	57	46	39
	Permeabilidade normal		cm/s	4 x 10 ⁻¹								
	Transmissibilidade	ASTM D 4716	Cm ² /s	0,06	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12	0,15	0,18	0,21
	Permeabilidade planar	Pressão 20 kPa	cm/s	6 x 10 ⁻¹								
	Abertura aparente	Máx	ASTM D 4751	mm	0,26	0,25	0,24	0,23	0,21	0,19	0,16	0,14
– AOS (O ₉₅)	Min		mm	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,09	0,07	0,06
PROPRIEDADES FÍSICAS	Retenção de asfalto – Task Force 25 #8		l/m ²	1,3	1,5	1,8	2,0					
	Comprimentos		m	200	200	200	200	150	150	150	150	100
	Larguras		m	2,15 / 3,70 e 4,30								
	Matéria prima			100% poliéster								
	Ponto de fusão			260°C								

CAPÍTULO

3

MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é apresentada de forma sucinta a metodologia utilizada nos ensaios de campo e de laboratório.

Os critérios de seleção de área para implantação das trincheiras, caracterização dos materiais a serem utilizados no preenchimento das mesmas e a caracterização do solo, serão baseados em metodologias padronizadas ou nelas fundamentadas.

3.1 ENSAIOS DE CAMPO

Para a seleção da área de implantação das trincheiras foram realizados ensaios de campo para determinação dos valores médios de infiltração superficial e em profundidade. Tal procedimento baseou-se em alguns critérios que obedecem a valores de infiltração do solo, que satisfazem a condições mínimas para a utilização das trincheiras com boa eficiência de funcionamento, conforme critérios citados no item 2.1 para a implantação das trincheiras.

Por critério de disponibilidade e acesso, as seguintes áreas pertencentes ao Campus Universitário da Universidade de Brasília – UnB (Fig. 3.1), foram pré-selecionadas para a referida pesquisa:

1. Área localizada próxima à Faculdade de Música, cuja principal vantagem consiste na calha do telhado da edificação, utilizada como área de contribuição, conforme pode ser observado na Fig. 3.2 (Coordenadas: 15° 45' 54,84" S e 47° 52' 19,15" W);
2. Área localizada próxima a Via L3, em frente ao prédio da Sismologia UnB, cujo ponto de captação é a própria pista de rolamento (Fig. 3.3) (Coordenadas: 15° 45' 54,91" S e 47° 52' 23,92" W);
3. Área localizada no Campus Experimental de Programa de Pós Graduação em Geotecnia, próximo a Via L3 e lateralmente ao prédio da sismologia UnB (Fig. 3.4) (Coordenadas: 15° 45' 59,84" S e 47° 52" 22,51" W);



Figura 3.1 – Localização das áreas no Campus UnB.

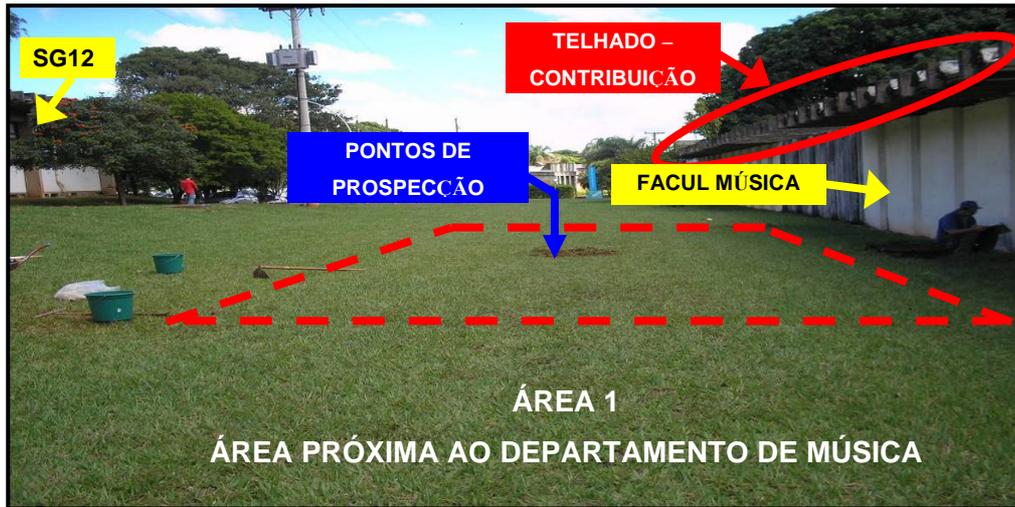


Figura 3.2 – Área 1 – Localizada nas proximidades da Faculdade de Música – UnB.

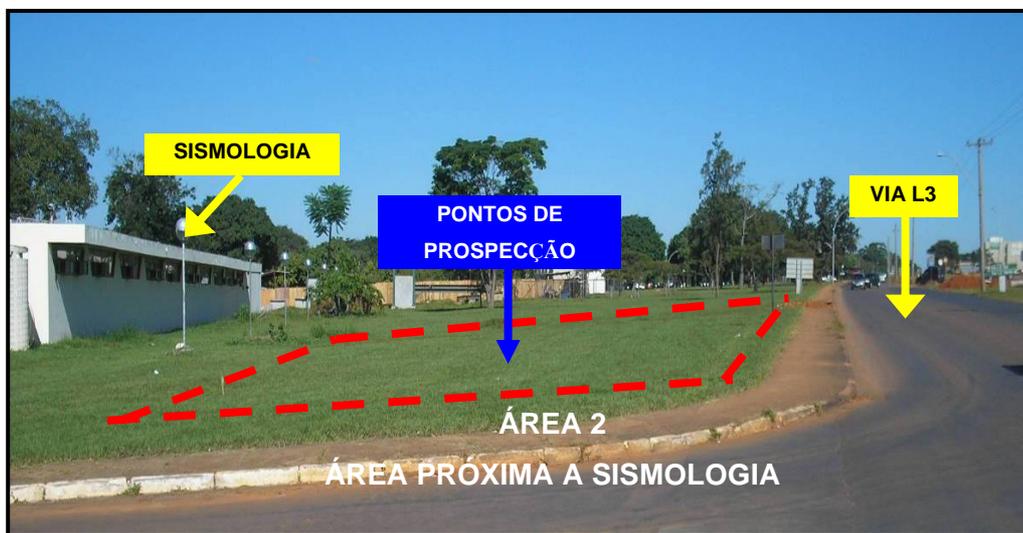


Figura 3.3 – Área 2 – Localização próxima ao prédio da Sismologia UnB.

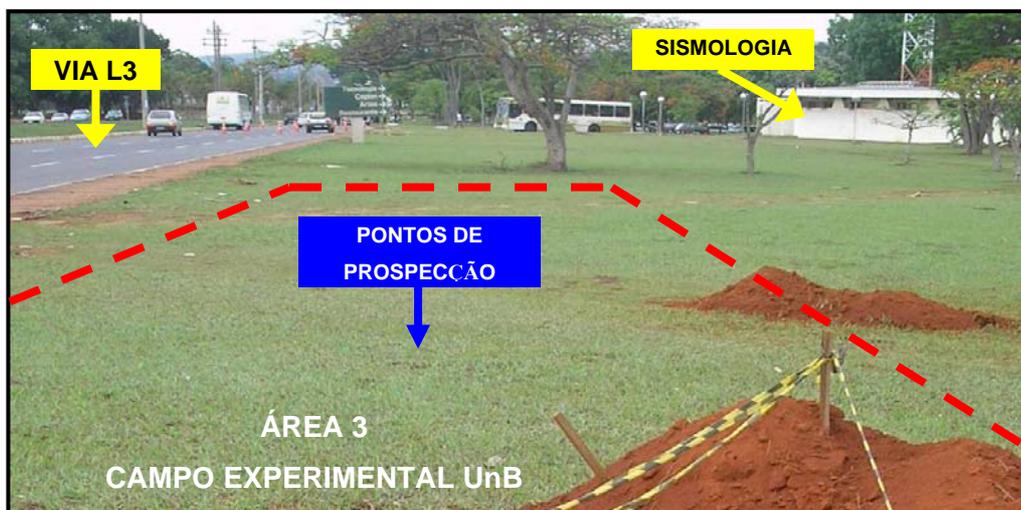


Figura 3.4 – Área 3 – Localização adjacente à Via L3

Para a determinação da capacidade de infiltração de campo, foram executados: ensaios de infiltração em profundidade pelo método do rebaixamento em furo de sondagem à trado. Conforme preconiza o Boletim N^o 4 ABGE (1996). Em superfície, seguiu-se o método do infiltrômetro de cilindros concêntricos prescrito no manual de irrigação da UFV Viçosa – MG, 1995.

Para complementar os dados de caracterização em campo, foram realizados ensaios do Penetrômetro Dinâmico Leve com Energia Variável, denominado PANDA, no qual determina-se pela penetração de uma haste, a resistência do solo ao longo da profundidade.

3.1.1 INFILTRÔMETRO DE CILINDROS CONCÊNTRICOS (MÉTODO DE MÜNTZ)

O ensaio do Infiltrômetro de cilindros concêntricos tem por objetivo a obtenção da taxa de infiltração na superfície do solo. Sendo caracterizado por ser realizado com auxílio de dois cilindros, um interno e um externo (Fig. 3.5). A finalidade do externo é direcionar verticalmente o fluxo da lâmina d'água infiltrada pelo cilindro interno (Fig. 3.6). Os cilindros foram construídos em chapas de aço de 1,5mm de espessura, com diâmetros de 28 cm e 53 cm, interno e externo respectivamente e alturas iguais a 20 cm. O externo deve apresentar diâmetro suficiente para garantir que a infiltração ocorra verticalmente. O experimento requer a presença de uma fonte ou depósito de água, nas proximidades do local da realização do ensaio.

Os cilindros são cravados verticalmente com o devido cuidado até uma profundidade entre 5 e 10 cm. Para facilitar a cravação o local pode ser previamente umedecido.

Após a cravação dos cilindros, despeja-se a água, formando uma lâmina de aproximadamente 5 cm; retirando-se, em seguida, o “papel ou palha” depositada anteriormente na superfície do solo, para que se dê início ao processo de infiltração. Procede-se então à realização do ensaio controlando-se a infiltração ao longo do tempo

Anota-se o tempo (Δt) que a água leva para infiltrar cerca de 2 ou 3 cm. Com o auxílio de uma régua graduada (mm) verifica-se a altura de coluna d'água, completando-se o restante do volume com água até o nível superior do medidor, anotando-se o tempo que a água leva do nível superior ao nível inferior.

Nos primeiros momentos a taxa de infiltração é relativamente rápida, pois se considera que o solo esteja inicialmente ressecado e atue a sucção presente no solo não saturado. Tal taxa é reduzida ao longo do tempo até sua estabilização, sendo feitos vários controles de infiltração até que se obtenha vazão constante. Os valores constantes obtidos no ensaio de infiltração caracterizam a taxa de infiltração média.

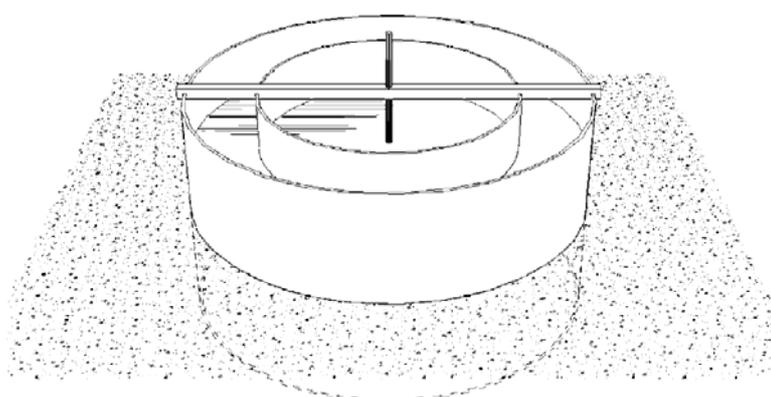


Figura 3.5 – Posicionamento dos cilindros (Segerer et al. 2006).

Cabe destacar que embora a sucção atue inicialmente aumentando a infiltração, o ar presente na frente de saturação pode ser colocado sob pressão, dificultando a infiltração em fase posterior.

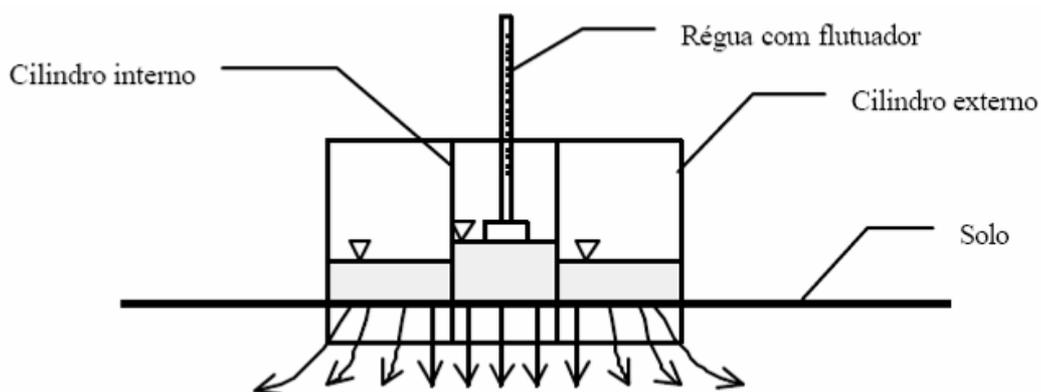


Figura 3.6 – Esquema de montagem do Infiltrômetro de Cilindros Concêntricos. (Souza, 2002).

A Tab. 3.1 e a Fig. 3.7, indicam as leituras realizadas durante o ensaio, o qual é finalizado ao verificar-se igualdade entre os tempos de infiltração sucessivos para o mesmo rebaixamento de nível. A curva de infiltração acumulada representada pela Eq. 3.1 (Kostiakov-Lewis) é mostrada na Fig. 3.7.

Tabela 3.1 – Planilha de ensaio do Infiltrômetro de Cilindros Concêntricos (Dados do ensaio realizado na área 03).

Nível De referência	Altura Lâmina (mm)	Infiltração acumulada Lai (mm)	Tempo Δt^* (min)	Tempo acumulado t (horas)	Log t X (t hora)	Log (Lai - f _o t) Y (q mm/h)
100	Início	0	0	0	0,00	0
80	39	39	97,78	1,630	0,21	0,960
80	39	78	103,18	3,349	0,52	1,220
80	39	117	104,72	5,095	0,71	1,373
80	39	156	105,05	6,846	0,84	1,484
80	39	195	111,02	8,696	0,94	1,551
80	39	234	111,18	10,549	1,02	1,609
80	39	273	111,20	12,402	1,09	1,659
80	39	312	113,05	14,286	1,15	1,700
80	39	351	127,65	16,414	1,22	1,700

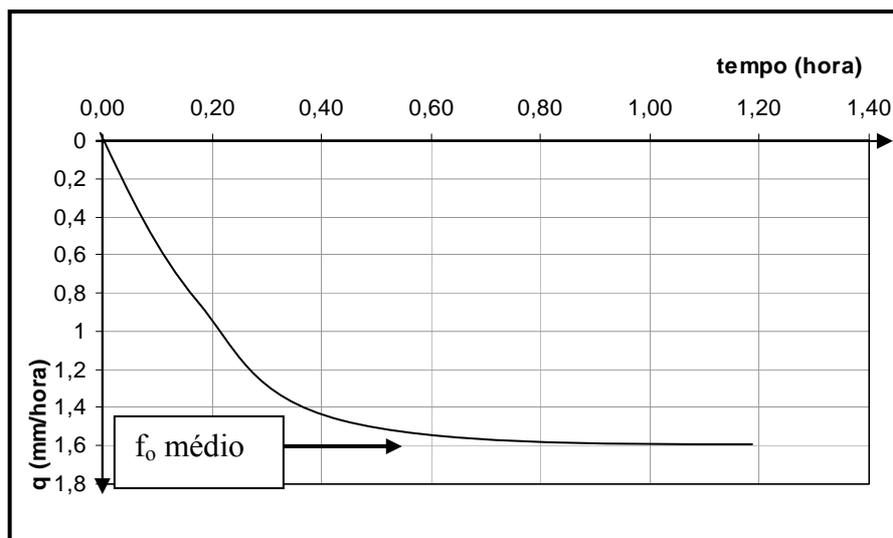


Figura 3.7 – Gráfico do ensaio de Cilindros Concêntricos.

$$Lai = kt^a + f_o t \quad (3.1)$$

$$f_o = \frac{\text{Lâmina média infiltrada (mm)}}{\text{Intervalo de tempo } \Delta t \text{ (horas)}} \quad (3.2)$$

Onde:

Lai = Lâmina total de água infiltrada no solo ou infiltração acumulada, mm;

t = Tempo acumulado ou de oportunidade para infiltrar a lâmina de água no solo, hrs;

a e k = Coeficientes empíricos dependentes do tipo de solo;

f_0 = Taxa de infiltração básica (TIB), mm.h^{-1} . Para três valores de $\Delta t \approx$ constante (final do teste) é obtida pela Equação 3.2.

3.1.2 ENSAIO DE PERMEABILIDADE POR REBAIXAMENTO EM FURO DE SONDAGEM

O ensaio em furo à trado tem o objetivo de obter o coeficiente de permeabilidade *in situ* (k) ao longo da profundidade. Seguiu-se “Orientações para execução no campo” do Boletim n° 4 de Junho de 1996 da ABGE. Optou-se pelo ensaio de rebaixamento pelo fato de se dispor de uma área onde o lençol freático encontra-se abaixo de 1,0 m, conforme descrito por Guimarães (2002).

O ensaio por rebaixamento em furo de sondagem foi realizado por trechos de escavação de 0,50 m de profundidade, escavados com equipamento de trado manual de 7 cm de diâmetro e hastes rosqueáveis de 1,0 m. Para cada trecho preencheu-se o furo com água até o topo superior (instante inicial), mantendo-se tal nível durante cerca de 10 min para a “saturação” do solo e em seguida fazendo-se o ensaio. Para cada trecho, após o ensaio convencional, selava-se com bentonita o fundo do furo e procedia-se ao ensaio de infiltração lateral. Esse procedimento não é previsto na norma de ensaio.

O ensaio era realizado com o auxílio de uma régua fixando-se um nível superior e um inferior, com intervalos de 5 cm entre eles. (Fig. 3.8).

Ao término dos 10 min iniciais interrompeu-se o fornecimento de água, tomando-se este instante como zero para a primeira medida e o tempo correspondente à infiltração de 50 mm como final.

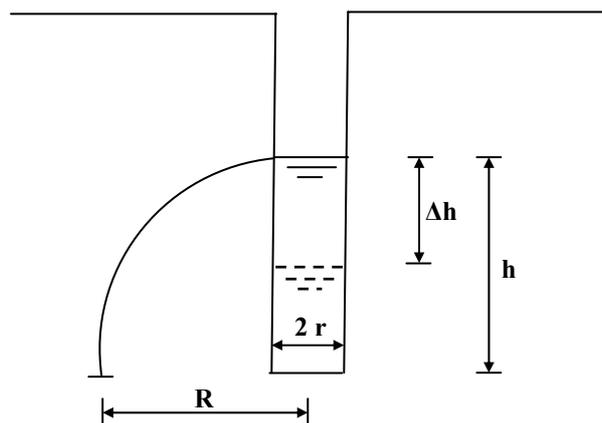
Em seguida repunha-se o nível d’água e repetia-se o procedimento até obter-se tempo de infiltração aproximadamente constantes. Concluindo o ensaio para o primeiro trecho de 50 cm, repetia-se o mesmo procedimento de ensaio para o furo de sondagem executado até as profundidades de 100 cm, 150 cm, 200 cm, 250 cm e 300 cm.

Cabe destacar a variação da coluna d’água à medida em que se aprofundava o furo de sondagem. Com isso, conhecendo-se a taxa de infiltração dos trechos anteriores é possível determinar a infiltração para cada 50 cm posteriormente escavados.



Figura 3.8 – Furo de sondagem para o ensaio e régua graduada

Essa relação entre R e h , foi obtida supondo que o escoamento se faz segundo uma parábola cujo vértice está no centro do furo, na altura do nível d'água inicial ($t = 0$). Conforme a Fig. 3.9, na qual exemplifica o ensaio por rebaixamento onde o lençol freático e camada impermeável localizam-se em profundidades inferiores a do ensaio e os mesmos não interferem no processo de infiltração. Estes coeficientes são utilizados em ensaios onde que não possua camisa impermeabilizadora, em que as duas direções (H e V) atuam na infiltração da água.



N.A.

Figura 3.9 – Modelo do ensaio de permeabilidade pelo método de rebaixamento (Boletim nº 4 ABGE 1996).

A Equação 3.1 determina o coeficiente de permeabilidade pelo método de rebaixamento.

$$k = \frac{\Delta h}{\Delta t} \left(\frac{r}{R} \right)^2 \quad (3.1)$$

Onde:

R = Raio de Influência, (determinado pela equação $R^2 + R - h = 0$);

r = Raio do furo de sondagem;

Δh = Variação da coluna d'água;

h = Altura da coluna d'água

3.1.3 ENSAIO PANDA: PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE COM ENERGIA VARIÁVEL

O equipamento PANDA, desenvolvido pela *Soil Solution Company*, localizada na França, tem seu uso fundamentado na fórmula dos holandeses usada em ensaios de cone.

O ensaio fornece a medida da energia cinética durante o processo de cravação do cone, o que permite obter diretamente a resistência de ponta do solo (q_d) no ensaio PANDA, por meio da Eq. 3.2, na qual tem-se:

$$q_d = \frac{1}{A} \cdot \frac{\frac{1}{2} MV^2}{e} \cdot \frac{1}{1 + \frac{P}{M}} \quad (3.2)$$

Onde:

A = área da ponta (m^2);

M = massa do martelo (kg);

V = velocidade do impacto (m/s);

e = penetração da ponta (m);

P = massa das hastas e ponta (kg).

No presente estudo o ensaio Panda foi utilizado na identificação das camadas que compõe o perfil de solo por meio da associação com a resistência medida.

O ensaio é descrito pela SN 670/02, realizado por meio da cravação de uma haste de aço com ponta cônica por golpes de um martelo de peso fixo. Tal equipamento possui um

dispositivo cônico conectado a extremidade inferior da haste, cujo diâmetro exterior é ligeiramente maior que o da haste.

A maior possibilidade de adesão da haste, de área igual a 2 cm^2 , com o solo circundante em materiais argilosos tem conduzido ao uso de pontas de diâmetro um pouco maior com área igual a 4 cm^2 , que se desprendem durante a remoção das hastes ao final do ensaio. Para os solos arenosos utilizam-se pontas fixas de área igual 2 cm^2 . A opção por usar ponta de menor diâmetro ou que se desprende de maior diâmetro está, portanto, ligada à possibilidade de atrito lateral, com isso mesmo em solos arenosos se utiliza pontas removíveis para profundidades que possibilitam o aparecimento de atrito lateral.

As hastes são unidas uma a outra, de modo a obter uma série contínua e rígida durante a penetração. A altura de golpe do martelo não segue nenhuma regra, pois varia constantemente com o operador, apenas limita-se às energias de impacto registradas no microprocessador a profundidade de cravação da haste. Com essas informações ele fornece em tempo real resistência dinâmica ao longo da profundidade na tela do microprocessador. A fricção lateral entre as hastes e o solo é aceitável se a cada adição de haste, com profundidades acima de 2m, o conjunto de hastes for rotacionado manualmente em 360° , caso contrário a fricção lateral majora os resultados.

Os valores registrados pelo microprocessador durante o ensaio podem ser transferidos para um computador onde os dados são tratados utilizando-se o *software* PANDA.

A Fig. 3.10 representa os componentes do equipamento PANDA utilizado, a Fig. 3.11 demonstra esquema de montagem e as Fig. 3.12a e 3.12b ilustram a realização de um ensaio.

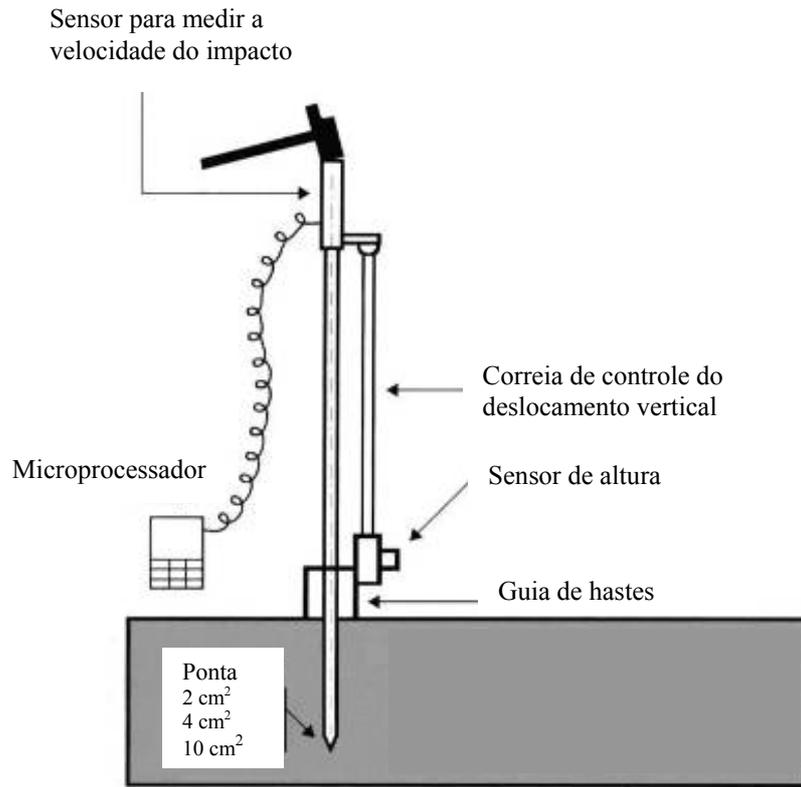


Figura 3.10 – Representação dos componentes do equipamento PANDA (Camapum de Carvalho et. al, 2006).



Figura 3.11 – Foto da montagem do PANDA.

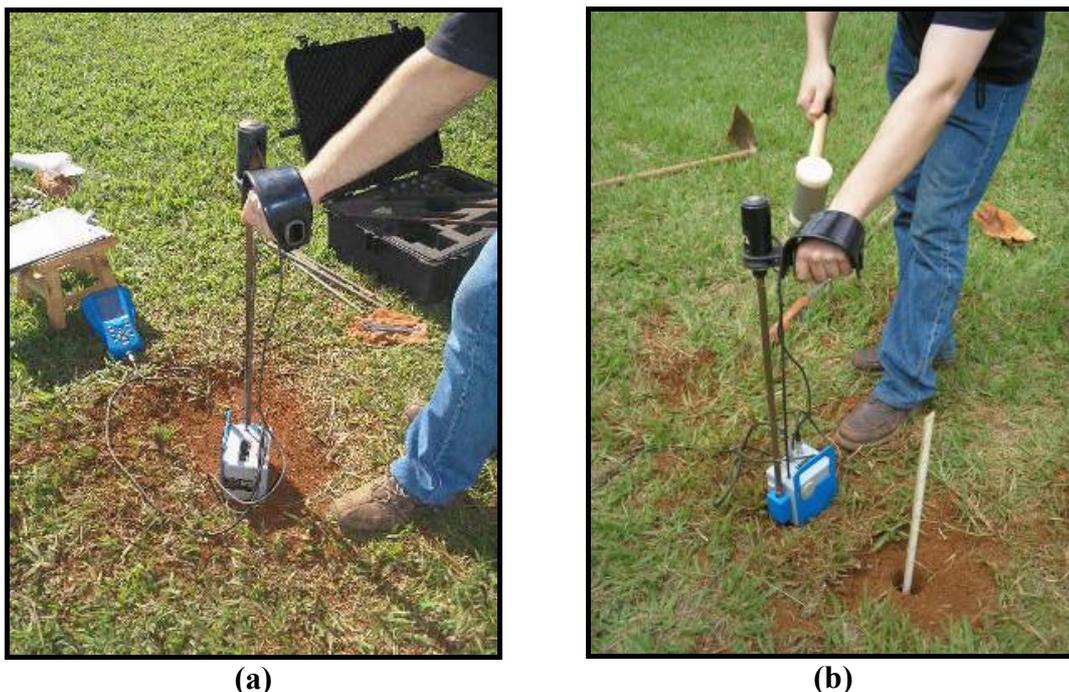


Figura 3.12 – Procedimento de ensaio (cravação). (a) – posicionamento da haste; (b) – aplicação dos golpes.

3.2 ENSAIOS EM LABORATÓRIO

As limitações e imprecisão dos ensaios de Campo tornam relevantes os ensaios de laboratório para o conhecimento das características físicas, mecânicas e hidráulicas do solo onde determinam e justificam muitos critérios aplicados no dimensionamento de sistemas convencionais e alternativos de drenagem. O desconhecimento do solo conduz a coeficientes de segurança maiores, fazendo com que os sistemas sejam mal dimensionados. Salienta-se a necessidade do reconhecimento do solo nas condições solicitadas pelos sistemas.

Nesta pesquisa os ensaios de laboratório foram realizados, conforme as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

As amostras para ensaio foram obtidas por meio de sondagens, amostras deformadas, e da escavação das trincheiras de infiltração, amostras indeformadas que consistiram em blocos medindo de 30 cm x 30 cm. No momento da retirada dos blocos os mesmos foram envolvidos com parafina para a proteção contra perda de umidade conforme a NBR 9604/86 “Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas”. Ao todo foram retirados 21 blocos distribuídos nas 4 trincheiras. Os blocos

indeformados foram usados na realização dos ensaios de permeabilidade e adensamento para obtenção das curvas características.

As amostras amolgadas foram previamente secas ao ar, destorroadas e homogeneizadas, preparadas assim conforme prescrição da NBR 6457/1986.

3.2.1 UMIDADE NATURAL E UMIDADE HIGROSCÓPICA

As determinações dos teores de umidade foram realizadas de acordo com a norma da ABNT NBR 6457/1986. Para a determinação da umidade natural utilizou-se solo nas condições de amostragem, e para a umidade higroscópica utilizou-se solo seco ao ar após 24 horas.

3.2.2 PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS OU DOS SÓLIDOS (γ_s , kN/M³)

O peso específico dos sólidos se determina a partir da razão do peso das partículas sólidas e o seu volume. Conforme prescrição da norma ABNT, NBR 6508/1984, utilizou-se a fração que passou na peneira N^o 10 (# 2mm), sendo γ_s determinado pela média dos três valores obtidos.

3.2.3 PESO ESPECÍFICO NATURAL (γ_n , kN/M³)

O peso específico natural foi determinado seguindo a NBR 2887/1988, que prescreve o método de determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas de solo, onde se utiliza o emprego da balança hidrostática e se determina pela moldagem de corpos esféricos irregulares, obtendo-se o volume por meio do peso imerso em água, do corpo envolto por parafina. O valor final é obtido pela média aritmética dos três valores encontrados no ensaio. O peso específico é resultado da multiplicação dessa massa específica aparente seca pela gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

3.2.4 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

3.2.4.1 Granulometria por Peneiramento e Sedimentação

A análise granulométrica de solos foi realizada seguindo a norma da ABNT, NBR – 7181/1984, por meio de peneiramento ou pela combinação de sedimentação e peneiramento.

3.2.4.2 Granulometria no Granulômetro a Laser

O granulômetro permite a execução de ensaios utilizando-se do dispositivo de ultrassom, cujo objetivo é o de desagregar as partículas aglomeradas ou por ligações cimentícias ou por outro mecanismo de ligação.

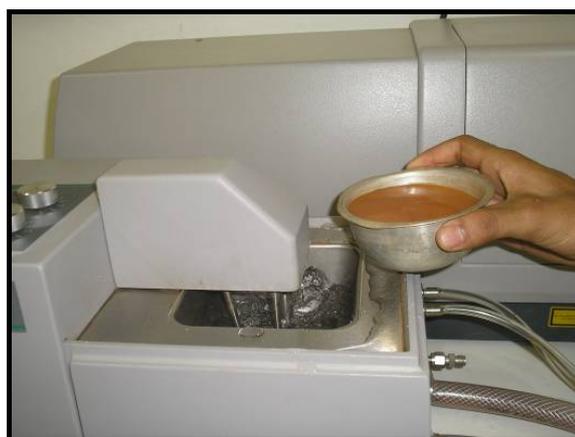
Como característica principal do equipamento utilizado, tem-se a operação em faixa granulométrica variando de 0,5 a 900 μm . O procedimento de ensaio consiste basicamente na introdução de uma pequena quantidade de solo em meio dispersante com volume máximo de 1000 cm^3 (Fig. 3.13). As leituras das medidas dos diâmetros dos grãos são feitas pela passagem da mistura por um par de lentes que recebe um feixe de raios laser.

Para efeitos comparativos entre dos resultados no referido equipamento e a análise dos dados de granulometria convencional, acrescentou-se adicionalmente defloculante ao solo usado no ensaio, obtendo-se assim curvas com ação química, ação mecânica e química-mecânica.

A preparação do material para esta técnica de ensaio foi realizada de maneira similar a do ensaio convencional de sedimentação. Utilizaram-se 3 g de solo, acrescentando 18 ml de defloculante com hexametáfosfato de sódio. Após um período entre 12 e 24 horas de repouso, o material foi submetido ao processo de dispersão por 15 min (Fig. 3.14). Após este processo foi realizado o procedimento normal de ensaio no granulômetro a laser.



(a)



(b)

Figura 3.13 – (a) - Equipamento Granulômetro da UnB; (b) - Deposição do material para a realização do ensaio.

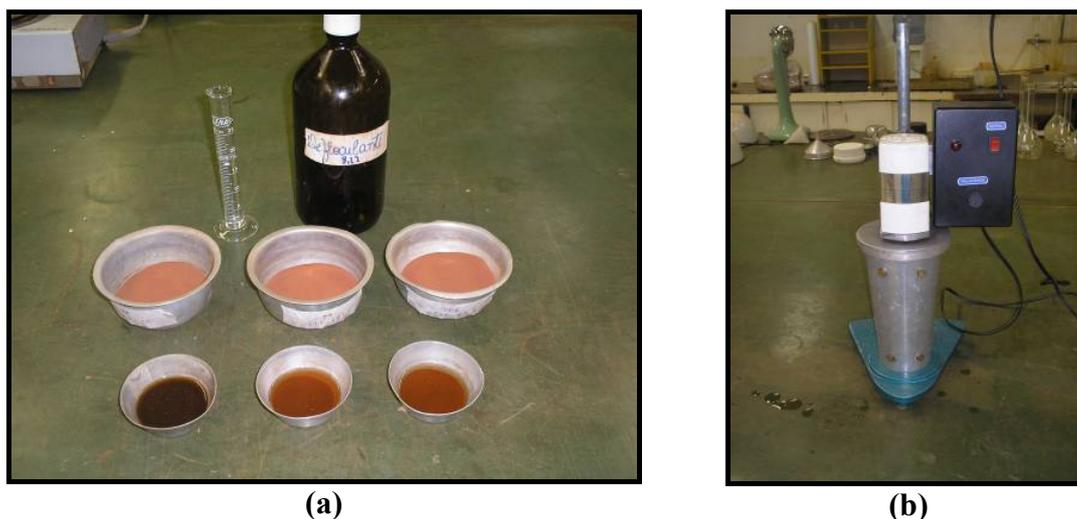


Figura 3.14 – (a) Materiais utilizados (Solo e defloculante); (b) – Dispersão do material após 12 horas.

Os resultados serão armazenados em um sistema de aquisição de dados acoplado ao microcomputador conectado à unidade de ensaio. A utilização do *software* pelo sistema permite o pós-processamento dos dados e a definição da curva granulométrica das partículas.

3.2.5 ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA

Da mesma forma que o índice de vazios, não é um parâmetro suficiente para indicar a compactidade das areias, o teor de umidade não indica o estado das argilas. Portanto, é necessário analisá-los em relação aos teores de umidade correspondentes a comportamentos semelhantes. Estes teores são os limites de consistência (Limite Liquidez e Limite de Plasticidade).

3.2.5.1 Limite de Plasticidade

Prescrito pela NBR 7180/84, que indica como determinar o limite de plasticidade e efetuar o cálculo do índice de plasticidade dos solos.

3.2.5.2 Limite de Liquidez

Prescrito pela NBR 6459/84, na qual o limite de liquidez é obtido por meio de uma curva que relaciona as umidades e o número de golpes obtidos no equipamento de Casagrande.

3.2.6 METODOLOGIAS DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

3.2.6.1 CLASSIFICAÇÃO PARA SOLOS TROPICAIS (MCT EXPEDITA)

Realizada de acordo com prescrição da Norma Técnica DNER-ME 063 “Descrição e Identificação Expedita (Visual e Táctil) de Solos, na qual mesmo tendo sido submetida à diversas alterações desde sua proposição, foi bem aceita por ter sido desenvolvida a partir das limitações nos métodos tradicionais que não eram bem aplicados na caracterização do comportamento dos solos tropicais (Matheus, 2006). A metodologia MCT expedita é uma proposta simples de classificação cujos resultados se correlacionam com os obtidos na metodologia convencional. O método de ensaio é de rápida aplicação.

Nogami e Villibor (1994) apresentaram a metodologia expedita adotada para esta identificação dos solos, como consistindo na utilização da porção de solo passante na # 40 (0,42 mm) (Fig. 3.15a), a qual é posteriormente umedecida e espatulada até a consistência de uma pasta facilmente moldável e com penetração de 1 mm (Fig. 3.15b). Essa umidade corresponde de modo aproximado ao limite de liquidez. Após a espatulagem moldam-se 2 esferas com massa aproximada de 10 g. Com a mesma pasta umedecida moldam-se em anéis de PVC três pastilhas com diâmetro aproximado de 20 mm e 5 mm de altura (Fig. 3.16a). Após 10 horas de exposição ao ar, procede-se ao esmagamento manual de uma das esferas, e a imersão da outra, observando neste caso o tempo de desagregação (Fig. 3.16b). Pastilhas contidas nos anéis de PVC são submetidas na fase inicial ao ensaio de contração e em seguida ao ensaio de absorção. Na de contração mede-se a retração diametral (C_t) das pastilhas que corresponde à máxima distância entre a borda interna do anel e a borda externa da pastilha de solo. Em seguida, depositando-as sobre uma pedra porosa saturada recoberta com papel filtro (Fig. 3.17b), anota-se o tempo de absorção de água, e quando saturada determina-se a resistência à penetração de uma agulha na pastilha após 2 horas de absorção. Determina-se o coeficiente c' pelas Eq. 3.2 ou 3.3, segundo a contração medida. Este valor de c' é utilizado no processo de classificação do solo conforme a Tab. 3.2

$$\text{Contração } C_t \text{ de } 0,1 \text{ a } 0,5 \text{ mm} \quad c' = (\log_{10} C_t + 1) / 0.904 \quad (3.2)$$

$$\text{Contração } C_t > 0,6 \text{ mm} \quad c' = (\log_{10} C_t + 0,7) / 0,5 \quad (3.3)$$



Figura 3.15 - (a) – Materiais utilizados no ensaio MCT expedito; (b) – Homogeneização e umedecimento do solo.



Figura 3.16 – (a) – Esferas e pastilhas do solo ensaiado; (b) – Imersão das esferas para a observação de desagregação.



Figura 3.17 –(a) – Desagregação do solo; (b) – ensaio de absorção nas pastilhas.

Tabela 3.2 - Classificação MCT Expedita.(Nogami e Villibor ,1994).

Determinação do Grupo MCT		
c'	Penetração (mm)	Grupo MCT
< 0,5	< 3,0	LA
	3,1 a 3,9	NA
	>=4,0	NA / NS'
0,6 a 0,9	< 2,0	LA – LA'
	2,1 a 3,9	NA' - NS'
	> = 4,0	NS' - NA'
1,0 a 1,3	< 2,0	LA'
	2,1 a 3,9	NA'
	> = 4,0	NS'
1,4 a 1,7	< 2,0	LA' - LG'
	2,1 a 3,9	NA' / NG' - NS'
	> = 4,0	NS' - NG'
> = 1,8	< 2,0	LG'
	2,1 a 3,9	NG'
	> = 4,0	NG'
Significado de – e /		
- separa	opção	equivalente
/ separa	opção	decrecente

NA = Areia não laterítica

NA' = Arenoso não laterítico

NS' = Siltoso não laterítico

NG = Argila não laterítica

LA = Areia laterítica

LA' = Arenoso laterítico

LG' = Argiloso laterítico

3.2.7 METODOLOGIA PARA A MEDIÇÃO DE SUCCÃO PELO MÉTODO DO PAPEL FILTRO

Esta metodologia prescreve o procedimento de ensaio para a determinação da relação entre umidade e sucção das amostras indeformadas de solo conhecida como curva característica de retenção de água, por meio da técnica do papel-filtro.

A técnica do papel filtro consiste em colocar o papel filtro em contato com o solo e aguardar que a sucção entre os dois entre em equilíbrio, o que segundo Marinho (1994), acontece em torno de 10 a 14 dias. Após esse período de tempo é feita a determinação da umidade do papel, o valor é lançado na curva de calibração, donde se obtém o valor da sucção. É uma técnica muito simples e de baixíssimo custo. Atualmente, nos Estados

Unidos, o ensaio é padronizado pela norma de ensaio ASTM D 5298-92. A faixa de medida do papel é bastante ampla e pode variar de 10 kPa a 10MPa.

O ensaio é iniciado com a moldagem de corpos-de-prova (CP) com 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura, utilizando-se como gabarito um anel de PVC ou o anel de adensamento. Moldam-se 11 corpos-de-prova, admitindo-se que os mesmos estarão em uma escala decrescente de umidade desejada. Tais CP são pesados e depositados em cima de um papel filme de PVC, conforme apresentado nas Fig. 3.18 e 3.19. Com o objetivo de seguir trajetórias semelhantes a de campo utiliza-se, partindo da umidade no estado natural seca-se 5 CP e umedece-se 5 CP, determinando uma trajetória mista..

Depositam-se três papéis filtro sobrepostos na superfície do CP, os quais são ajustados às dimensões do CP; envolvendo-os com as pontas excedentes do papel filme e posteriormente com papel laminado. Após este processo, depositam-se os CP em um recipiente fechado e com temperatura estável, para evitar evaporação e perda de umidade.

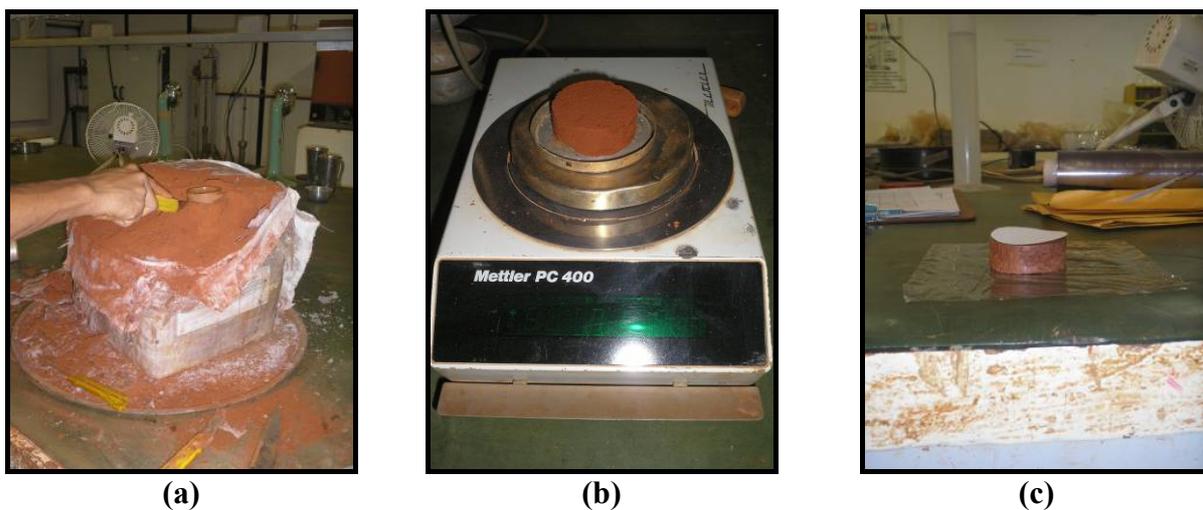


Figura 3.18 –(a) – Moldagem dos corpos-de-prova; (b) – Pesagem dos corpos-de-prova; (c) – Embalagem dos corpos-de-prova.

Recomenda-se de 10 a 14 dias para o equilíbrio da sucção do papel filtro em contato com a amostra de solo. Após este tempo, retiram-se os papéis-filtro superior e central, pesando-os e levando-os em seguida à estufa por um período de 3 horas para a secagem. Pesando-os em seguida em uma balança com precisão mínima de 0,0001g.

Calcula-se a umidade do papel filtro e por meio da sua curva de calibração, determina-se a sucção do papel filtro que é a mesma do solo.

Após a retirada dos papéis filtro, determina-se o índice de vazios final destes corpos de prova pelo método da balança hidrostática para se obter a saturação.



Figura 3.19- (a) – Corpos-de-prova no processo de secagem e de umedecimento; (b) – Corpos-de-prova com parafina, para a determinação do e_f .

3.2.8 PERMEABILIDADE À CARGA CONSTANTE E VARIÁVEL

A determinação dos coeficientes de permeabilidade em laboratório encontram-se prescritos pela ABNT nas NBR 14.545/00 e NBR 13.292/95, pelos métodos da “carga variável” e da “carga constante” respectivamente. Optou-se pela realização dos dois métodos devido ao fato de se dispor de um solo com características texturais e estruturais distintas, sendo interessante comparar os resultados pelos dois métodos.

Realizaram-se ensaios de permeabilidade nas trincheiras 01 e 04 com o objetivo de determinarem-se os coeficientes de permeabilidade horizontal nas profundidades 1,00 m e 1,80 m, e na direção vertical na profundidade 2,50 m (Fig. 3.20). A definição dessas condições de ensaio fixou-se a direção do fluxo proveniente das trincheiras.

Os ensaios foram realizados moldando-se os CP com 15 cm de altura e 10 cm de diâmetro, em amostras indeformadas (Fig. 3.21a). Após a retirada das medidas e pesagem, insere-se o CP no permeômetro para montagem do aparato do ensaio (Fig. 3.21b). Utilizou-se bentonita para impermeabilização das paredes evitando assim o fluxo lateral.

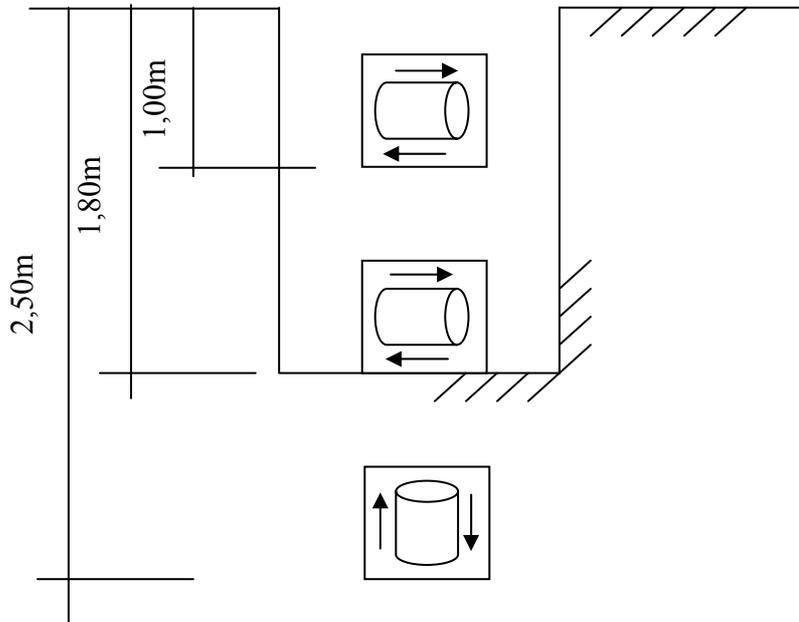


Figura 3.20 – Direções dos ensaios nas profundidades.



(a)



(b)

Figura 3.21- (a) – Moldagem do corpo de prova; (b) – Materiais utilizados na montagem do permeâmetro.

Insere-se na base do permeâmetro uma tela de aço, um geotêxtil do tipo OP 40 e um papel filtro de alta permeabilidade, com o objetivo de diminuir o impacto da água no solo.

As laterais do permeâmetro são preenchidas com bentonita, compactando-se levemente para não deixar espaços vazios o que facilitaria o fluxo preferencial (Fig. 3.22a). Não pode-se, contudo, descartar nesse procedimento que a bentonita venha durante o ensaio a exercer certo confinamento horizontal na amostra devido a suas características expansiva.

Na face superior inseri-se um papel filtro e um geotêxtil, completando o fechamento do permeâmetro. A partir dessa etapa inicia-se o processo de saturação, que nestes tipos de solos levam entre 12 e 24 horas (Fig. 3.22b). Após a saturação dá-se início as medições de vazões, pelo método de carga constante, e medições de variações da coluna d'água pelo método de carga variável (Fig. 3.23).

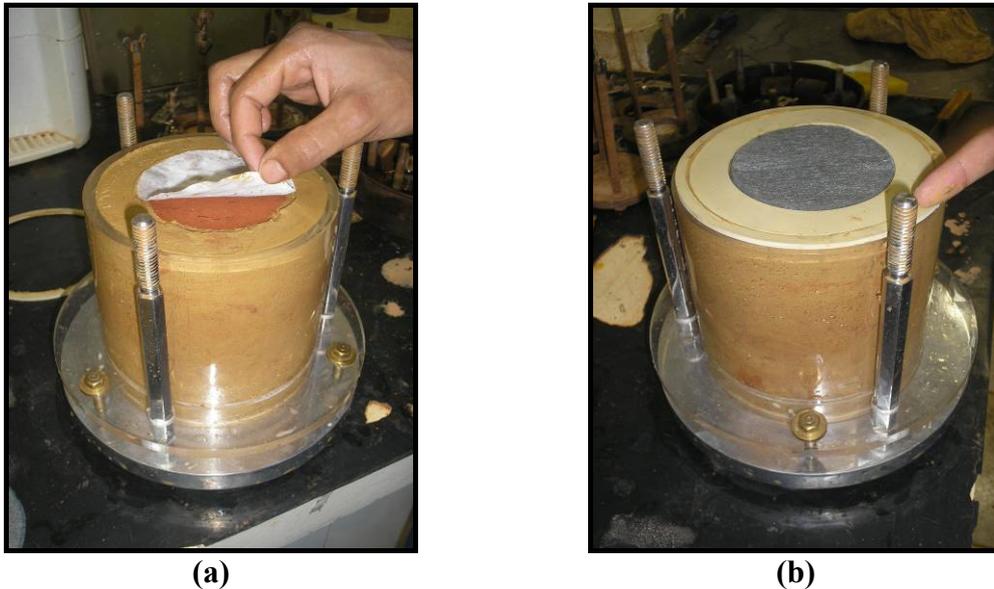


Figura 3.22- (a) – Colocação do papel filtro; (b) – Colocação das borrachas e fechamento.

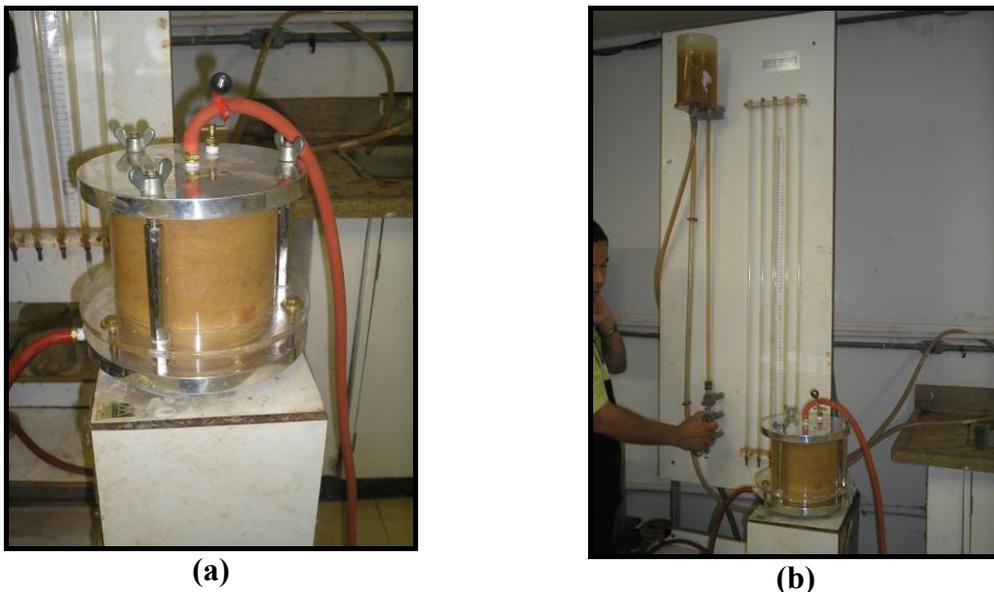


Figura 3.23 –(a) – Início do processo de saturação; (b) – Equipamento de aplicação e medição de carga hidráulica.

3.2.9 PINHOLE TEST (ENSAIO DO FURO DE AGULHA)

A metodologia proposta por Sherard et al (1976), classifica o solo quanto à dispersibilidade baseada na aparência do efluente e na medição das vazões e das dimensões finais do furo. O procedimento de ensaio usado encontra-se descrito na NBR 14.114 Jun/1998 “Solo – Solos argilosos dispersivos – Identificação e classificação por meio do ensaio do furo e agulha (*pinhole test*)”. Trata-se de um método para a medição direta e qualitativa da dispersibilidade de solos argilosos, pelo fluxo de água destilada através de um pequeno furo feito axialmente através do corpo-de-prova, com imposição de uma diferença de carga hidráulica inicial de 50 mm. Tal ensaio fornece a diferenciação básica entre argilas altamente dispersivas e não dispersivas.

A carga hidráulica iniciada em 50 mm foi ampliada por estágios para: 180 mm, 380 mm e 1020 mm. O descarregamento foi feito com as mesmas cargas em ordem decrescente. (Fig. 3.24a e 3.24b)

No caso de argilas altamente dispersivas, o efluente será marcadamente turvo e o furo feito no corpo-de-prova se alargará rapidamente, resultando em um aumento de vazão. Em argilas não dispersivas, o efluente será límpido e o furo permanecerá inalterado, ao passo que em argilas leves a moderadamente dispersivas o furo e a vazão também não se alterarão, porém o efluente resultará levemente turvo.



(a)



(b)

Figura 3.24 – (a) - 0 Equipamento de aplicação de carga hidráulica; (b) – Ensaio de Pinhole.

Para evitar o fluxo lateral, que falsearia os resultados das vazões e de modo a evitar o eventual carreamento do solo, impermeabilizou-se lateralmente o contato solo-cilindro, com a aplicação de uma película de vaselina nas laterais internas do cilindro e parafina na interface solo-cilindro na face montante do ensaio (Fig. 3.25). Com isso o fluxo é direcionado para o furo de agulha realizado no centro do corpo de prova e realiza-se o ensaio conforme prescrito em norma.



Figura 3.25 – Superfície com parafina.

3.2.10 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

A utilização de ensaios oedométricos é clássica na identificação e quantificação da colapsibilidade de solos. Além da simplicidade de realização, estes ensaios permitem simular a maioria dos níveis de tensões encontrados no campo.

A primeira aplicação do ensaio oedométrico para a medida do colapso encontrada na literatura é de Abelen (1931) apud Rogers et. al (1994). Este pesquisador empregou uma amostra indeformada que foi inundada na tensão de 300 kPa. O potencial de colapso foi definido pelo índice de compressibilidade para esta condição de carregamento.

Um ensaio utilizado na medida do colapso em laboratório é o conhecido como “duplo adensamento” ou oedométrico duplo proposto por Jennings e Knight (1957). Este ensaio consiste em submeter duas amostras indeformadas obtidas de um mesmo bloco ao ensaio de adensamento, sendo que um ensaio é feito com o solo em seu estado natural de umidade

e o outro com amostra de solo submetida a inundação prévia ou após o primeiro carregamento (5kPa).

Segunda Araki (1997) o ensaio oedométrico procura reproduzir as condições de campo, ou seja, pretende seguir a trajetória de tensões k_0 . Para fins de engenharia é necessário, porém conhecer os níveis de tensões e variações de sucção que o solo é capaz de suportar, sem que o mesmo sofra colapso. Ou seja, é necessário utilizar-se de critérios quantitativos que consideram a magnitude das tensões e sucções na massa de solo, capazes de destruir as ligações ou cimentações “intergranulares”. Apesar de não simular a maioria das condições críticas de aumento de sobrecarga sobre o solo colapsível, devido à sua simplicidade e à confiabilidade dos resultados, a utilização de ensaios oedométricos como critério de identificação e quantificação da colapsibilidade e também para estudo de deformabilidade de solos tem-se consagrado no meio geotécnico.

Os ensaios foram realizados nos blocos de fundo das trincheiras, pois são as camadas receptoras da carga (peso de preenchimento) e, portanto, a camada mais afetada pelo processo de colapso e/ou adensamento.

O ensaio procedeu-se da seguinte forma:

1. Moldaram-se dois corpos de prova de um bloco indeformado, com 7,5 cm de diâmetro e 2,0 cm de altura, e obtiveram-se suas medidas e pesos iniciais. Após este processo monta-se o anel com corpo-de-prova na célula de adensamento, onde aplica-se as cargas verticais.
2. Iniciaram-se o ensaio com aplicação de 5 kPa em cada célula, ao final do período de 24 horas de leituras, na célula a ser inundada, despeja-se água até imergir todo corpo de prova, repete-se o processo de leituras com esta mesma carga e após as 24 de aplica-se uma nova carga.
3. No corpo-de-prova natural, dá-se prosseguimento ao carregamento sem o estágio de saturação.
4. Este processo de carregamento é repetido a cada 24 horas. As cargas seguiram estágios de carregamentos conforme seqüência mostrada na Tab. 3.3. Com o término do processo de carregamento inicia-se o processo de descarregamento.

5. Plotam-se curvas de compressibilidade, que relacionam o índice de vazios com a tensão aplicada, do solo natural e do solo saturado. A diferença entre as duas curvas corresponde ao colapso do solo que é determinado seguindo a Eq. 3.2.

$$CP = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \times 100 \quad (3.2)$$

Onde:

CP = potencial de colapso (%);

Δe = variação do índice de vazios do corpo-de-prova (devido ao colapso);

e_i = índice de vazios antes da inundação.

Tabela 3.3 – Planilhas de Cargas Aplicadas no Carregamento.

Massa (g)	Tensão (kPa)
250	5,5
500	11
1150	25
2300	50
4600	100
9200	200
18400	400

3.3 ANÁLISE DOS MATERIAIS DE PREENCHIMENTO

Convencionalmente utiliza-se pedra de mão ou brita no preenchimento das trincheiras drenantes. No presente estudo, dada a natureza colapsível dos solos regionais optou-se por estudar também a possibilidade de uso de garrafas PET e destas combinadas com os enchimentos convencionais com brita.

As garrafas PET além de apresentarem carga sobre o solo suporte permitem ampliar a capacidade de armazenamento de água das trincheiras. A análise de seu uso passa evidentemente por uma série de estudos como capacidade de armazenamento, drenagem e resistência ao esforço normal.

Inicialmente, prevendo-se a colocação das garrafas em posição vertical, realizaram-se ensaios de compressão simples para definir o tipo de garrafa PET mais apropriada para ser utilizada no enchimento de trincheiras.

Para proteção das trincheiras contra desmoronamentos e perda de permeabilidade, estabeleceu-se a utilização de geotêxtil envelopando o material de enchimento.

Na seleção do geossintético, particularmente o geotêxtil não-tecido, adotou-se a metodologia de dimensionamento de filtros de geotêxtil citada por Farias (2005), que leva em consideração alguns critérios relacionados ao solo.

3.3.1 MATERIAL GRANULAR DE ORIGEM NATURAL

Para o preenchimento das trincheiras são indicados materiais granulares de alta porosidade como as britas nº. 02, 03 e 04.. Optou-se pela brita nº 02, com porosidade em torno de 47%. As britas 03 e 04 apresentam respectivamente porosidades de 40 a 60% e índice de vazios entre 0,8 a 0,9. As porosidades aqui apresentadas se referem aos vazios existentes entre os elementos granulares e foram determinados colocando-se cada um deles em estado fofo em um recipiente de 5000 cm³.

Utilizou-se areia na cobertura da trincheira com intuito de evitar o fator contaminação ou colmatação do dreno por materiais carreados, pela água pluvial capitada no pavimento rodoviário existente à montante.

3.3.2 CARACTERIZAÇÃO DAS GARRAFAS PET

3.3.2.1 Seleção de Amostras das garrafas PET

Pré-selecionaram-se três tipos de garrafas PET devido a grande variedade desses materiais existentes no mercado e da demanda de resíduos a serem destinados. Esta escolha foi essencialmente devido ao interesse político-social pelo reuso. Suas dimensões finais foram obtidas a partir de médias aritméticas dos valores registrados na Tab. 3.4.

- a) Garrafa PET de coloração verde - possui seu formato superior mais arredondado e extremidades mais uniformes e volume igual a 2 litros (Fig. 3.26a);
- b) Garrafa PET incolor - possui seu formato superior arredondado e extremidades mais uniformes e volume igual a 2 litros (Fig. 3.26b);
- c) Garrafa PET incolor – com características distintas pelo formato da parte superior afilando-se a partir de 2/3 de seu comprimento e com extremidades com frisos intercalados e volume igual a 2 litros (Fig. 3.26c);

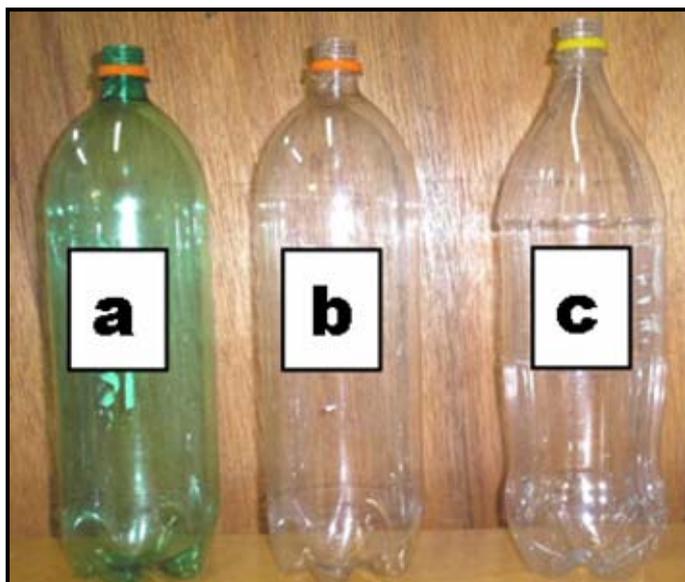


Figura 3.26 – Pré-seleção das garrafas a serem ensaiadas.

Tabela 3.4 – Características das garrafas PET.

Tipo	Altura (cm)	Diâmetro (mm)		Área (cm ²)		Volume (cm ³)	Espessura da parede (mm)	Peso (g)
		Superior	Inferior	Externa	Interna			
A	34	9,7	9,7	83,3	80,2	2000	0,1	50,0
B	33,7	9,6	9,6	82,8	80,1	2000	0,1	52,0
C	34,5	10,7	9,2	83,3	86,59	2000	0,1	55,0

3.3.2.2 Metodologia do Ensaio de Compressão Simples

Para a análise das garrafas PET e do melhor modo de utilizá-las, foram realizados ensaios de compressão simples nas garrafas inteiras (Fig. 3.27a), cortadas (Fig. 3.27b) e cortadas-acopladas (Fig. 3.27c). As mesmas foram adaptadas a uma prensa convencional do ensaio de compressão simples realizado em solo, com o objetivo de prover a classe de menor deformação vertical e a posição de utilização nas trincheiras.

Inicialmente realizaram-se leituras para deformações de até 20 mm nas garrafas inteiras. Para uma melhor observação do comportamento das amostras cortadas e cortadas-acopladas realizaram-se leituras até atingir o limite de sua deformação. Recomenda-se por precauções de segurança, que esses valores não sejam máximos, pois as amostras posicionam-se no eixo da prensa sem confinamento lateral (Fig. 3.28), podendo assim quando com altas cargas aplicadas, causar algum tipo de acidente ao executor do ensaio, se a mesma for expelida da prensa.

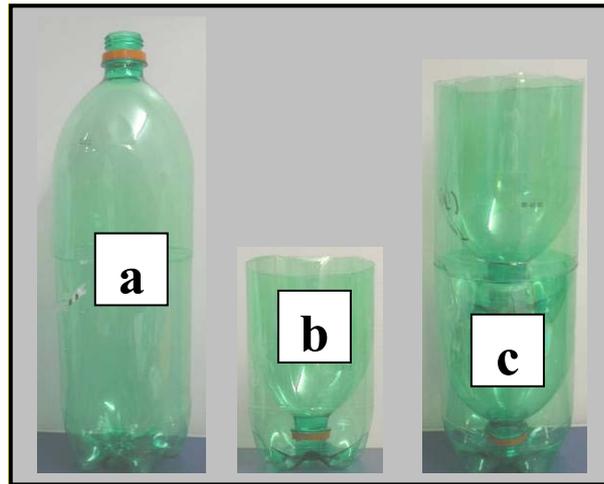


Figura 3.27 – Formatos das amostras ensaiadas; (a) Garrafa Inteira, (b) Garrafa cortada e (c) Garrafas cortada-acoplada.

Devido à geometria das garrafas PET, que apresenta forma irregular em suas extremidades, foi necessária a utilização de um suporte de metal para melhor distribuição da carga evitando concentrações de tensões nestas regiões durante o ensaio (Fig. 3.28b).

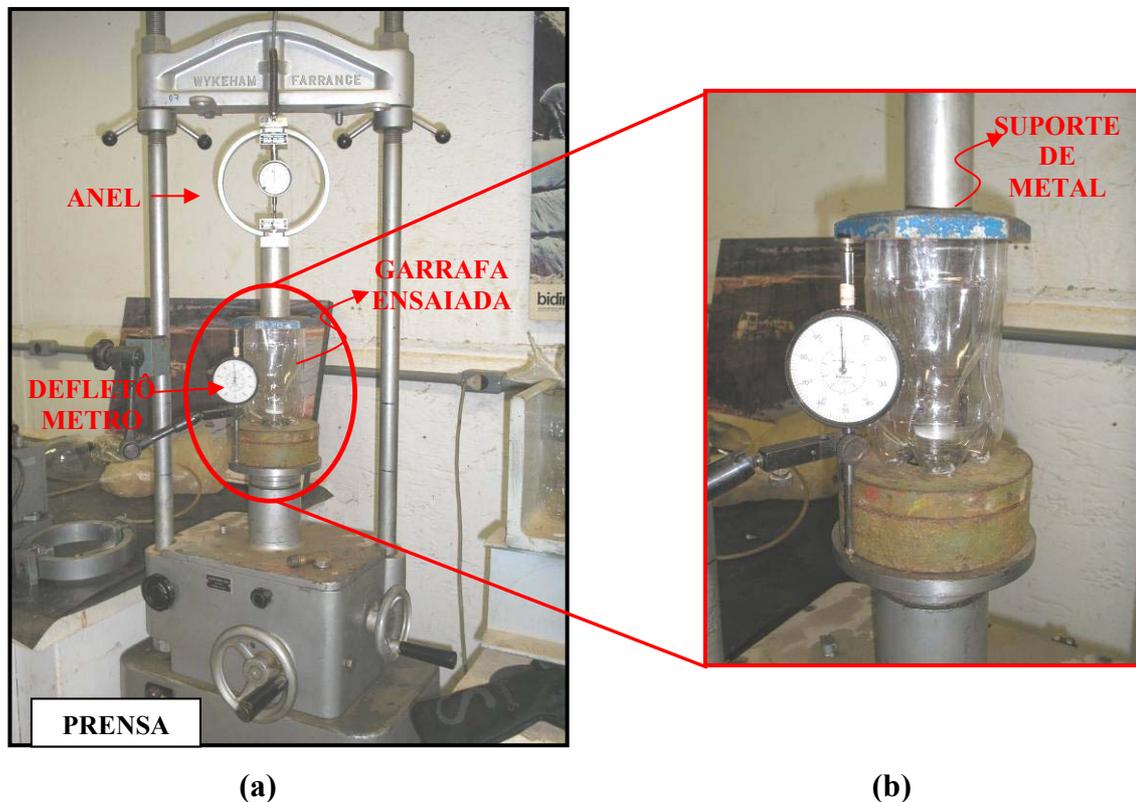


Figura 3.28 – Procedimento do ensaio de Compressão Simples. (a) – Montagem na prensa; (b) – Detalhe do suporte de metal.

Com a finalidade de facilitar a drenagem dentro da trincheira utilizou-se a alternativa de furos na face inferior das garrafas.

As garrafas foram submetidas a uma carga aplicada axialmente por uma prensa munida de anel com capacidade máxima de 500 Kg. Um defletômetro de 0,01mm/div foi posicionado no prato inferior da prensa, para a realização das leituras de deformação axial das amostras.

3.3.2.3 Metodologia de Produção

Para a implantação deste tipo de alternativa é necessário se verificar na região a oferta disponível de material PET, em fábricas de reciclagem e aterros controlados. Uma indústria formada e mantida por cooperativas de catadores de rua, foi responsável pelo fornecimento dos materiais em quantidades apropriadas e separadas devidamente para reciclagem ao custo unitário de R\$ 1,00 por kilo de garrafa com aproximadamente 20 garrafas por kilo. Destaca-se que no sistema montado consumiu-se 1100 garrafas por m³ de trincheira, totalizando de 5000 unidades de garrafas PET utilizadas.

O arranjo escolhido para as garrafas, dispondo-as verticalmente resulta em preferência de fluxo vertical no interior da trincheira, no entanto, tendo em vista a grande permeabilidade do sistema como um todo em relação ao solo, acredita-se que o mesmo não propague para o maciço os efeitos de sua provável anisotropia.

No processo de produção das garrafas cortadas e cortadas-acopladas, realizaram-se cortes e medidas que determinaram as dimensões mais apropriadas para o encaixe, não permitindo perda de material nem mesmo bordas extras que poderiam influenciar negativamente na resistência. Nesta fase, a geometria é rigorosa e necessária para que a produção resulte o mais próximo possível de produtos homogêneos. É evidente que em situações onde não haja preocupação com deformações no topo das trincheiras outras situações podem e devem ser analisadas, como a se refere ao simples lançamento das garrafas inteiras sem qualquer preocupação com distribuição. Não se pretendendo usar o espaço interno das garrafas para acumular água as garrafas com tampa serão também pouco compressíveis.

Com a altura média de 34 cm nas garrafas e a parte inferior 17,5 cm após o corte. As medidas não foram iguais devido à elevação no eixo central do fundo (Fig. 3.29b) na parte inferior, o que não permite o contato do “topo da garrafa” com a superfície inferior, deixando assim a parte superior desta com dimensões menores.

Determinadas as dimensões, optou-se por construir um gabarito com a altura igual da parte inferior, servindo de base para um pincel anatômico posicionado horizontalmente. Este conjunto fica em uma posição fixa para que se utilize o marcador; localizando a garrafa no mesmo plano do gabarito e rotacionando-a em 360° forma-se uma marca em todo seu cilindro com a posição exata de corte (a). Após este processo com auxílio de tesouras e estiletes, cortou-se as garrafas nas medidas marcadas (b), conforme indica na Fig. 3.29. Em grande escala deve-se buscar uma automatização de todo processo, por ser extremamente laborioso.

A montagem tornou-se fácil a partir dos cortes realizados, encaixando-se a parte superior na parte inferior da garrafa, sendo que o “topo da garrafa” ficará direcionado para baixo (Fig. 3.29c) e (Fig. 3.29d). Nas garrafas cortadas-acopladas, apenas encaixaram-se as partes, formando assim colunas de PET (Fig. 3.29e), ver todo o procedimento descrito na Fig. 3.29, que possui a seqüência assinalada de (a) a (e).

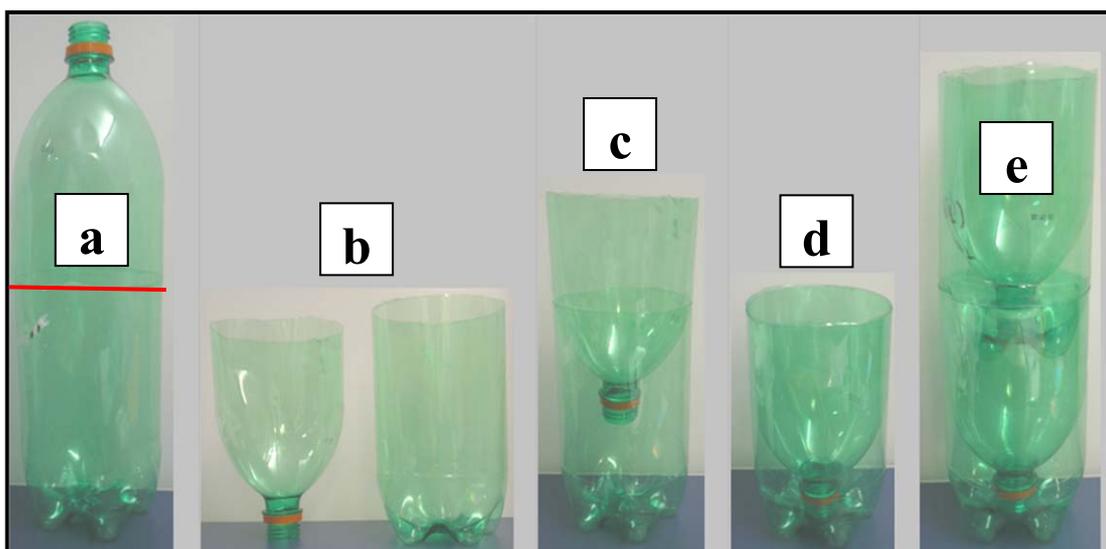


Figura 3.29 – Processo de produção e montagem das garrafas cortadas e cortada-acoplada; (a) – Marcação da linha de corte; (b) – Corte com tesoura ou estilete; (c) Posicionamento da parte superior sobreposta na inferior; (d) – Encaixe da parte superior na inferior; (e) – Acoplagem das garrafas cortadas, formando colunas.

Para se utilizar as garrafas PET como dreno e volume de acumulação de água, realizaram-se furos em processo manual, com diâmetros aproximados de 15 mm (Fig. 3.30). Os furos foram localizados na face inferior das garrafas, cujo conjunto servirá de dreno e a coluna composta servirá de estacas de sustentação. Em caso de utilização de cortes nas faces

laterais da garrafa sua resistência à compressão é diminuída. Portanto, foram feitos furos na face inferior da garrafa utilizando um sistema à quente, que tem como característica não facilitar caminhos preferenciais ao rasgo.



Figura 3.30 – Furos na face inferior da garrafa.

Os furos foram localizados na face inferior das garrafas, onde se concentram os maiores esforços devido ao peso próprio e empilhamento de garrafas, sendo o local que apresenta maior resistência, e onde se observa uma maior espessura da parede. Foram feitos 5 furos: um no eixo da garrafa, ponto de injeção, e os demais nas extremidades das pontas nela existentes (Fig. 3.31).



Figura 3.31 – Processo de queima, determinando os furos na parte inferior da garrafa cortada.

3.3.3 DEFINIÇÃO DO GEOTÊXTIL

O dimensionamento do geotêxtil segue a metodologia dos critérios de filtros em geotêxteis,

conforme a Tab. 3.5. Adotou-se na pré-seleção a verificação dos geotêxteis dos tipos: OP-20 e OP-40, com massa por unidade de área em torno de 200 e 400 g/m², respectivamente, selecionando o mais propício a cada finalidade para utilização na área de estudo.

Tabela 3.5 - Resumo de critérios para seleção de geotêxteis (modificado - Holtz et al., 1997, apud Farias, 2005).

I. Critério de Retenção (Resistência a <i>piping</i>)¹		
Solos	Fluxo permanente	Fluxo dinâmico e cíclico (se o geotêxtil pode mover-se)
< 50% passando ² 0,075 mm	AOS ou $O_{95} \leq B D_{85}$ $C_u \leq 2$ ou ≥ 8 : $B = 1$ $2 < C_u \leq 4$: $B = 0,5 C_u$ $4 < C_u < 8$: $B = 8/ C_u$	$O_{95} \leq 0,5 D_{85}$
$\geq 50\%$ passando 0,075 mm	Tecido: $O_{95} \leq D_{85}$ Não tecido: $O_{95} \leq 1,8 D_{85}$	$O_{95} \leq 0,5 D_{85}$
Para solos coesivos ($IP > 7$)	O_{95} (geotêxtil) $\leq 0,3$ mm	
II. Critério de Permeabilidade/ Permissividade³		
A) Aplicações Críticas e Severas $k_{\text{geotêxtil}} \geq 10 k_{\text{solo}}$		
B) Aplicações Pouco Críticas e Pouco Severas (com areia média a grossa e cascalho) $k_{\text{geotêxtil}} \geq k_{\text{solo}}$		
C) Permissividade Requerida $\psi \geq 0,7 \text{ s}^{-1}$ para < 15% passando 0,075 mm; $\psi \geq 0,2 \text{ s}^{-1}$ para 15 a 50% passando 0,075 mm; $\psi \geq 0,1 \text{ s}^{-1}$ para > 50% passando 0,075 mm.		
III. Critério de Colmatação⁴		
A) Aplicações Críticas e Severas Selecionar o geotêxtil encontrado I, II, IIIB e executar o ensaio de filtração solo/geotêxtil antes a especificação, pré-qualificação do geotêxtil, ou depois de selecionado, antes da solução apresentada. Alternativa: usar lista aprovada de especificação para aplicação de filtração. Método de ensaio sugerido: Gradient Ratio, ASTM D 5101 para solos pouco coesivos ou Hydraulic Conductivity Ratio, ASTM D 5567 para solos coesivos.		
B) Aplicações pouco Críticas e pouco Severas		
1. Desempenho do ensaio de filtração solo/geotêxtil;		
2. Alternativa: $O_{95} \geq 3 D_{15}$ para $C_u > 3$		
3. Para $C_u \leq 3$, especificar o geotêxtil com o tamanho de abertura máxima possível para o critério de retenção;		
4. Para solo com % passando 0,075 mm.		
	<u>$\geq 5\%$</u>	<u>$\leq 5\%$</u>
• geotêxtil monofilamento tecido, POA	$\geq 4\%$	$\geq 10\%$
• geotêxtil não tecido, porosidade. ⁵	$\geq 50\%$	$\geq 70\%$

3.4 DIMENSIONAMENTO DAS TRINCHEIRAS

O volume de dimensionamento baseia-se na determinação dos volumes acumulados de entrada e saída do dispositivo de infiltração (trincheiras). A curva de valores acumulados, no tempo, dos volumes afluentes ao dispositivo que é construída com base na curva IDF local, é comparada com a curva de valores dos volumes de efluentes determinados com base nas características de infiltração do solo, a máxima diferença entre as duas curvas é o volume de dimensionamento.

Para o dimensionamento das trincheiras são requeridos coeficientes que atendem as características regionais como: infiltração e características hidrológicas.

3.5 MONTAGEM DAS TRINCHEIRAS

A partir do conceito da diminuição do peso de enchimento e da adoção das garrafas PET, definiu-se o processo de construção e de montagem das trincheiras. Optou-se pelo procedimento de montagem mostrado na Fig. 3.32. Esse procedimento permite a acomodação dos materiais utilizados na fase construtiva conferindo-lhe menos deformabilidade após a construção das trincheiras.

Realizaram-se as montagens conforme os passos a seguir, a partir do fundo (Fig. 3.32):

- a) Colocação de geotêxtil OP-40 em contato com o solo para permitir a distribuição e manutenção do fluxo;
- b) Camada de brita 02 para auxiliar na distribuição do fluxo e impedir contato direto das garrafas com o solo;
- c) Revestimento de toda a trincheira exceto a camada de areia com OP-20, para ajudar na manutenção, distribuição do fluxo e na estabilidade da trincheira contra pequenos desprendimentos do solo;
- d) Posicionamento da instrumentação, piezômetro e tassômetro no eixo central da trincheira;
- e) Montagem das colunas de garrafa PET sendo que nesse estudo experimental foram usadas colunas de 35, 70 e 120 cm de PET, completando a altura total da escavação com brita 02;
- f) Colocação de uma camada de georrede sobre as garrafas com abertura de malha de 7 mm de espessura nominal Tipo GN 1250, de modo a impedir a passagem da brita;
- g) Colocação de camada de brita 02 com espessura conforme a altura das colunas de garrafas PET usadas em cada trincheira;

- h) Montagem de um tubo de 100 mm no topo da trincheira até atingir a cota da camada de brita, abaixo do geotêxtil superior. Esse tubo será usado no enchimento das trincheiras com caminhão pipa.
- i) Fechamento do topo da trincheira com geotêxtil OP-20;
- j) Colocação de uma camada de areia de 10 cm, recobrendo a trincheira, com objetivo de filtrar, impedindo a entrada de sólidos na trincheira;

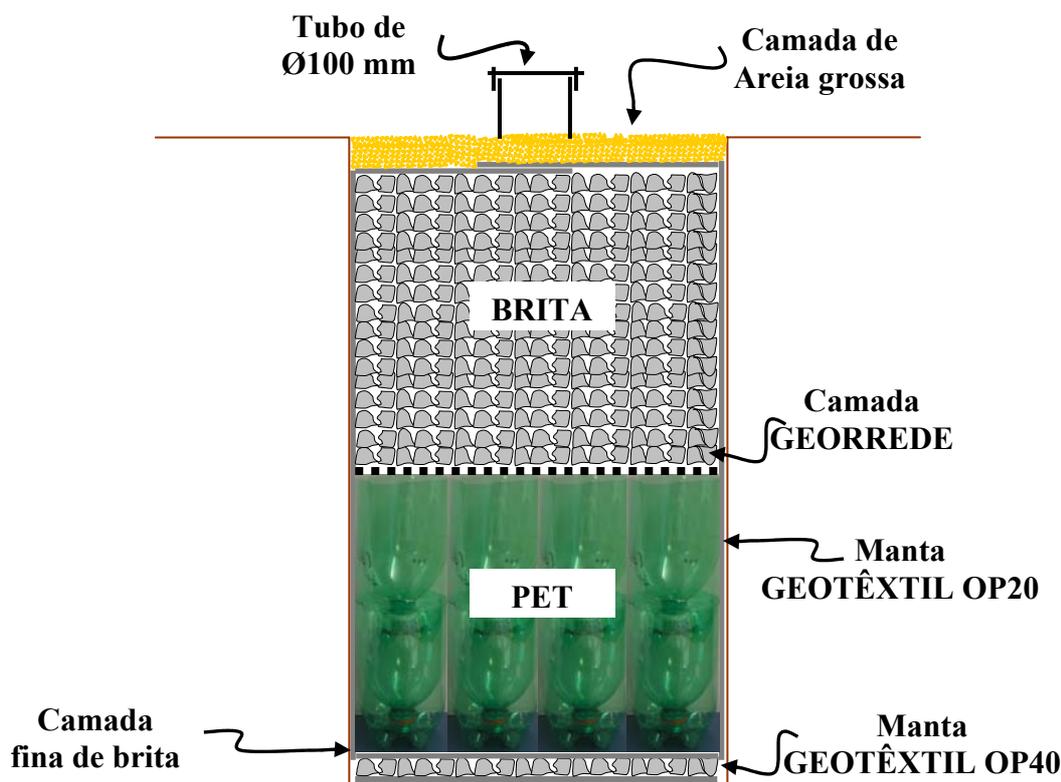


Figura 3.32 – Sistema de montagem das Trincheiras.

3.6 DEFINIÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

Com objetivo de se fazer o monitoramento adequado das trincheiras optou-se pela utilização de piezômetros tipo Casagrande, tensiômetros, tassômetros e controle topográfico de superfície. Destaca-se que até o momento estes instrumentos foram apenas projetados e montados, não tendo ainda sido realizado o monitoramento do local.

O Apêndice B apresenta um croqui das instrumentações implantadas na área das trincheiras.

3.6.1 PIEZÔMETROS TIPO CASAGRANDE

Para a medida da pressão neutra *in situ* utilizaram-se equipamentos denominados piezômetros. Há diversos tipos de piezômetros que podem ser distribuídos em três grupos, de acordo com a forma utilizada na medida da pressão neutra. Assim, têm-se os piezômetros de tubo aberto, pneumáticos e os elétricos.

Os piezômetros de tubo aberto são os mais simples, onde o modelo construído por Casagrande é o mais conhecido e utilizado (Fig. 3.33 e 3.34).

Nesse sistema de controle a água penetra no piezômetro através do tubo poroso para estabelecer, após algum tempo, o equilíbrio entre interior e o exterior do tubo. Quando isso ocorre, é feita a medida do nível d'água por um sistema detector. No presente caso como o nível d'água é variável fixa-se o controle o mais contínuo possível.

Utilizaram-se piezômetros de três tamanhos: 2,00 m, 2,50 m e 3,00 m, com objetivo de se determinar em condições distintas o nível d'água próximo as trincheiras.

Nesse estudo, optou-se por utilizar materiais simples na construção dos piezômetros tipo Casagrande:

- a) Tubo PVC de Ø 40 mm, perfurado nos últimos 0,50 m do comprimento do tubo (Fig. 3.33);
- b) Geotêxtil OP-20, utilizado em substituição a pedra porosa (Fig. 3.33);
- c) Um medidor de nível d'água.

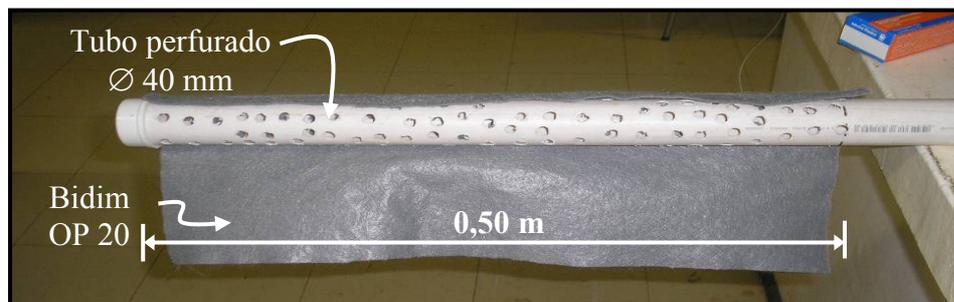


Figura 3.33 – Procedimento de Montagem do Piezômetro tipo Casagrande.

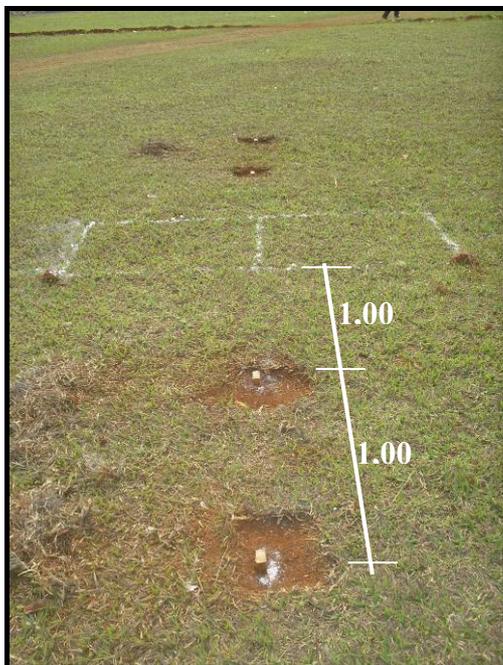


Figura 3.34 – Procedimento de Montagem do Piezômetro tipo Casagrande (fechamento).

3.6.2 MÉTODOS TOPOGRÁFICOS

Com objetivo se verificar as dimensões de ocorrência de eventual colapso propagado para a superfície do terreno, optou-se por realizar controle topográfico a partir de marcos localizados na superfície próxima da trincheira, distantes 1,00 e 2,00 m dos limites de cada uma delas. (Fig. 3.35a)

Utilizou-se uma estação total na obtenção das coordenadas iniciais do terreno medidas nos 6 marcos localizados na superfície do terreno (Fig. 3.35b)



(a)



(b)

Figura 3.35 – (a) -Localização dos marcos topográficos e (b) Topografia do terreno utilizando a estação total.

3.6.3 TENSÍÔMETROS

O tensiômetro é praticamente o único equipamento capaz de medir de forma direta a sucção do solo. O valor medido é a sucção matricial.

O tensiômetro consiste em um tubo impermeável com um sensor na extremidade superior (Fig. 3.36a) e uma pedra porosa na parte inferior (Fig. 3.36b). O tudo cheio de água e a pedra porosa saturada com alta pressão de borbulhamento são enterradas no solo deixando-se o sensor exposto para leitura. Quanto maior a sucção do solo mais água tenderá a ser retirada do tubo. A tendência de diminuição do volume de água no interior do tubo gera uma pressão negativa em seu interior, que se equilibra com a sucção atuante no solo, fornecendo assim a medida da sucção ao sensor situado na superfície.

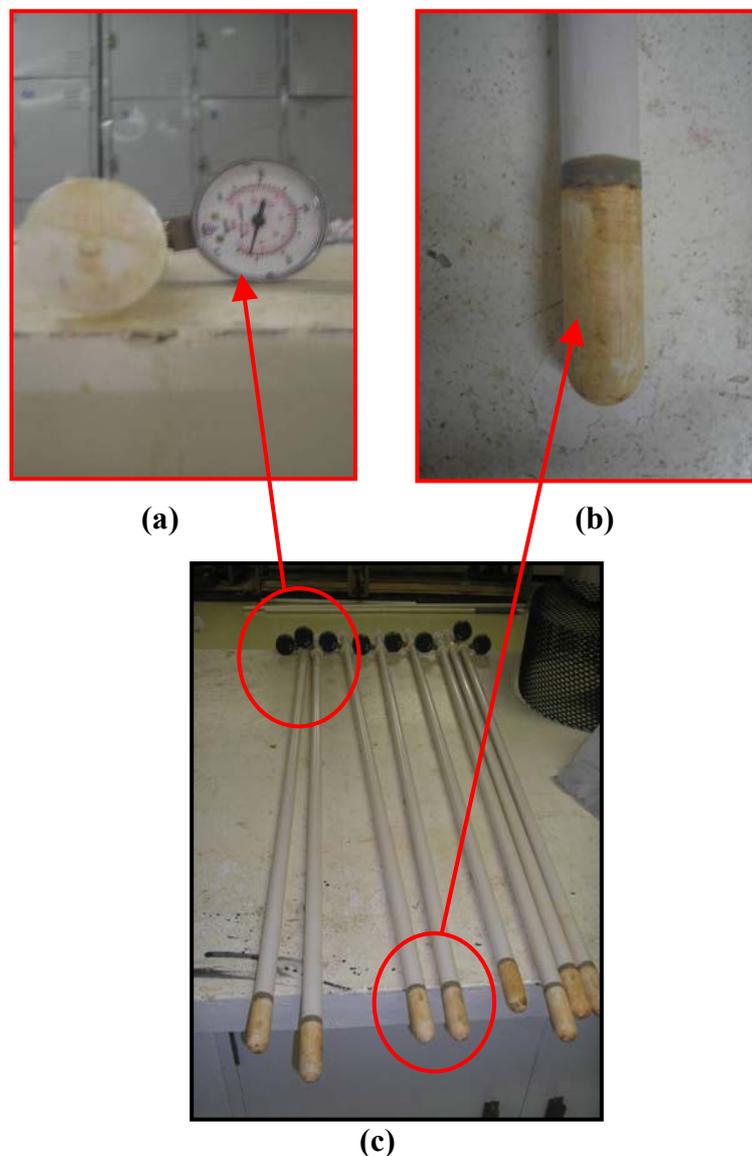


Figura 3.36 – (a) Sensor; (b) Pedra porosa e (c) Tensiômetros.

3.6.4 TASSÔMETROS DE PLACA

Os tassômetros de placa são equipamentos com características rígidas e que objetivam quantificar o recalque. Com a utilização da estação total pretende-se determinar a diferença das cotas verticais, medidas em um tubo que liga a placa à superfície do terreno. No presente estudo, foram instalados no centro das trincheiras.



APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios de campo: Infiltração por rebaixamento em furo de sondagem à trado, para a determinação do coeficiente de permeabilidade em profundidade; Infiltrômetro de cilindros concêntricos para a determinação do coeficiente de permeabilidade na superfície do terreno e o ensaio PANDA; ensaios em laboratório: caracterização geotécnica (Granulometria, Índices de consistência, Metodologia MCT expedita, Massa específica), Características Hidráulicas (Permeabilidade com carga constante e variável, Pinhole e Curva característica pelo método do papel filtro) e Características mecânicas com adensamento oedométrico; e o ensaios de compressão simples nos materiais de preenchimento.

4.1 ENSAIOS DE CAMPO

Para a escolha da área foram necessários ensaios de infiltração em campo, onde se determinaram os coeficientes de permeabilidade superficial pelo ensaio de cilindros concêntricos e à profundidade pelo ensaio de furo à trado.

4.1.1 ENSAIO DE INFILTRAÇÃO POR REBAIXAMENTO EM FURO DE SONDAGEM A TRADO

Analisaram-se três áreas de possível construção das trincheiras, onde se realizaram ensaios de infiltração em furo de sondagem à trado até uma profundidade de 3,00m, tendo início na profundidade de 0,50 m.

4.1.1.1 Ensaio de Infiltração com e sem Bentonita

Com intuito de se verificar as taxas de infiltração correspondentes a cada direção de fluxo, optou-se por utilizar uma metodologia que consiste no uso de bentonita para selagem do fundo do furo de sondagem como descrito do item 3.1.

A variação de comportamento entre as duas situações, considerando-se a diferença de área entre as áreas total e a área lateral, aponta para permeabilidades verticais muito elevadas. Adotando-se a relação clássica $k_{eq} = \sqrt{k_v \cdot k_h}$, sabendo-se k_{eq} obtida do ensaio sem bentonita e k_h obtida do ensaio com bentonita; obtêm-se permeabilidades verticais estimadas que chegam a ser muito superiores às horizontais conforme mostrado nas Fig. 4.1 e 4.2 para as áreas de estudo 1 e 2 respectivamente. E a Fig. 4.3 apresenta o perfil de permeabilidade da área 3 com pelo ensaio sem bentonita (Campo Experimental).

A Fig. 4.1 mostra para a área 1 (Música), que ao se eliminar a infiltração vertical pelo fundo do furo de sondagem por meio de selagem com bentonita, obtêm-se resultados de permeabilidades inferiores àquelas contemplando o furo como todo, ou seja, com infiltração horizontal pelas paredes laterais e vertical pelo fundo. Com isso fica clara, a importância da infiltração vertical e da definição de técnicas construtivas apropriadas à sua preservação. Embora a permeabilidade varie ao longo do perfil a diferença de comportamento se mantém.

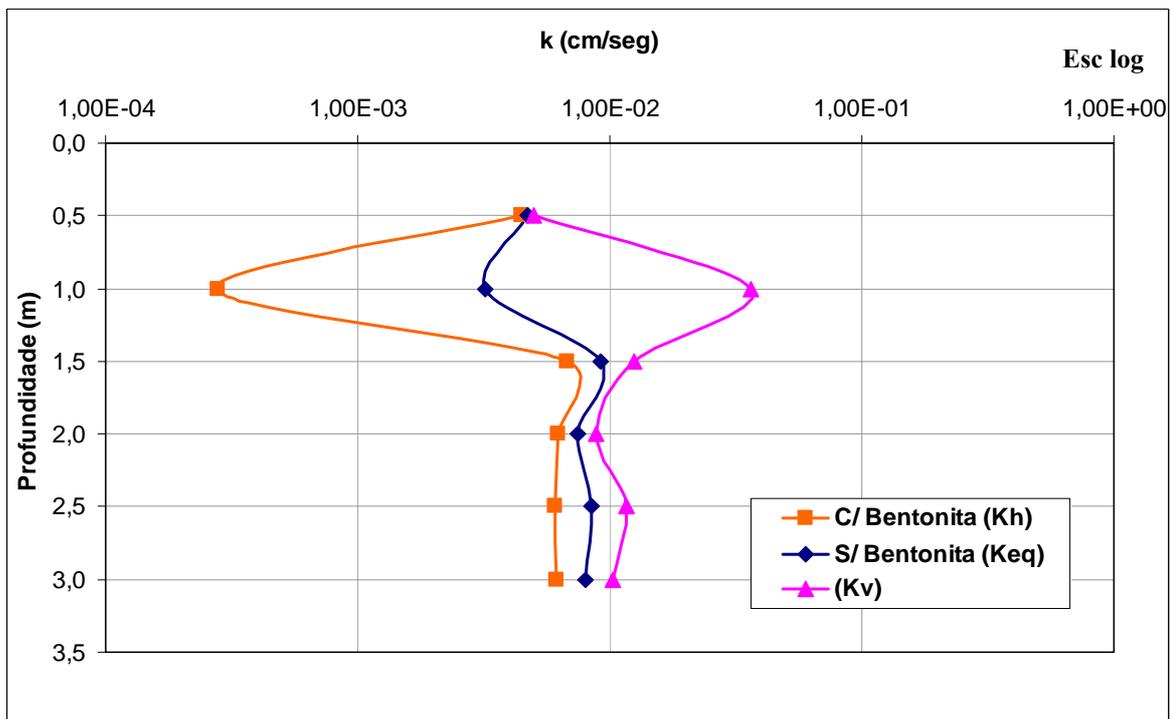


Figura 4.1 – Perfil de Permeabilidade nas condições com e sem bentonita da área 1.

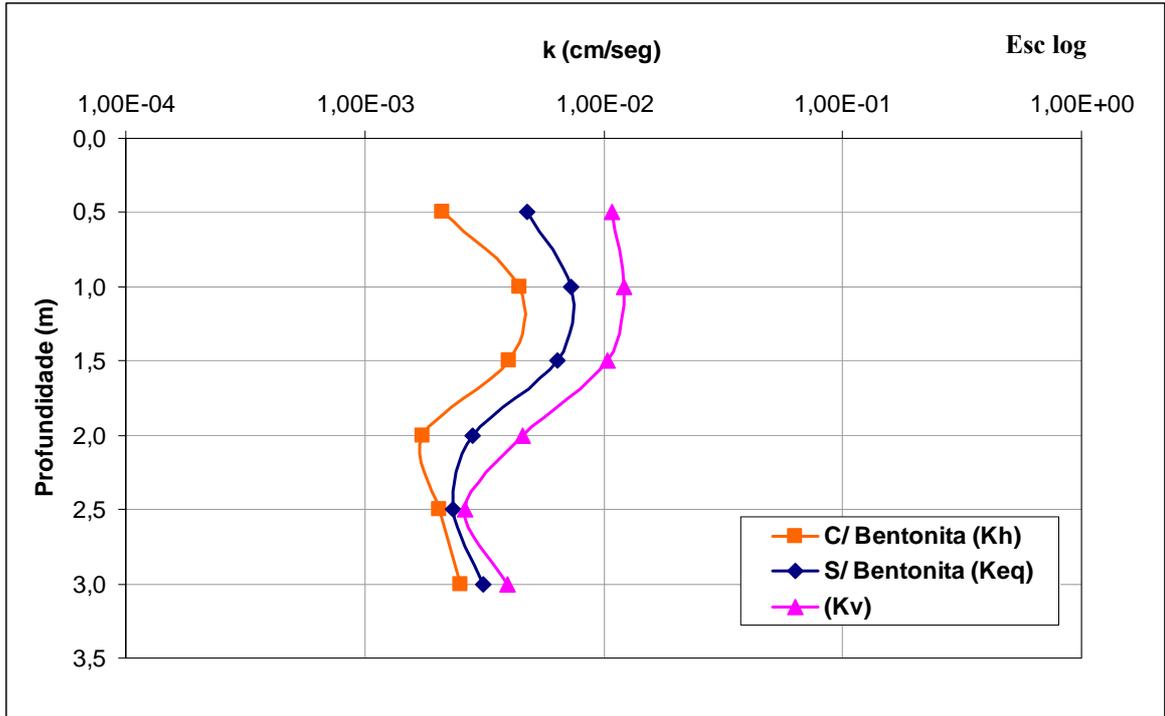


Figura 4.2 – Perfil de Permeabilidade nas condições com e sem bentonita da área 2.

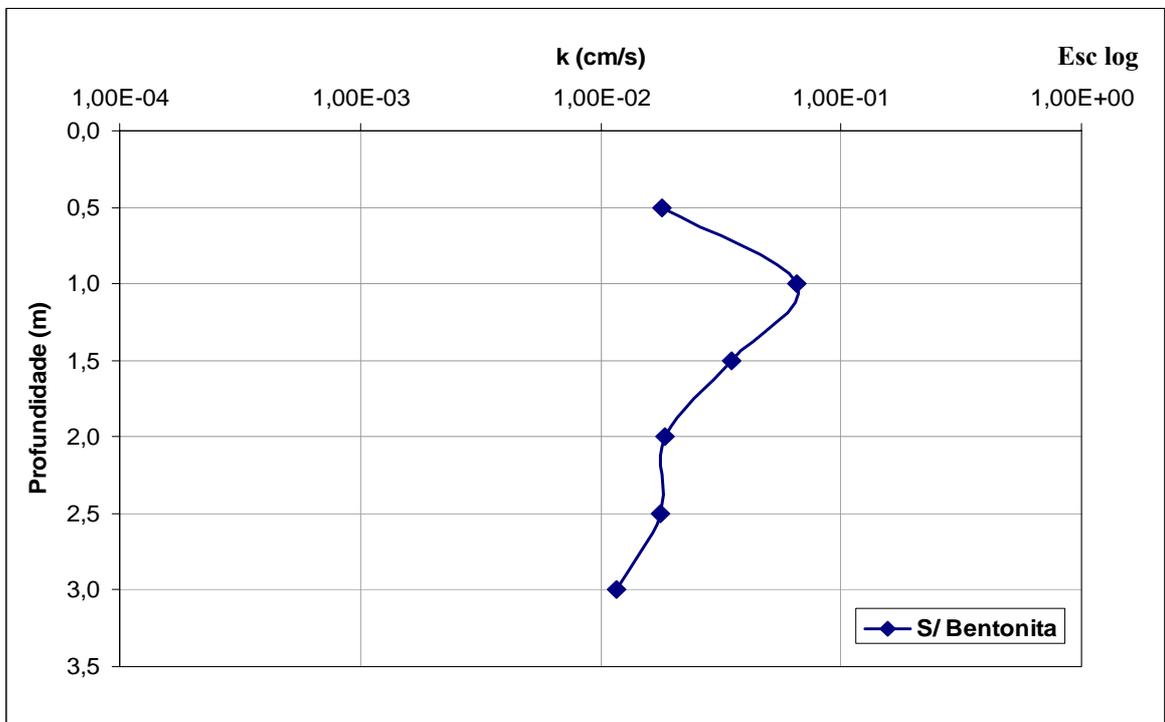


Figura 4.3 – Perfil de Permeabilidade na condição sem bentonita da área 3.

Para a seleção da área de implantação das trincheiras realizou-se a análise comparativa dos resultados de permeabilidade determinados *in situ* (Fig. 4.4), selecionando-se assim a área 3 por ser a que apresentava maior permeabilidade global.

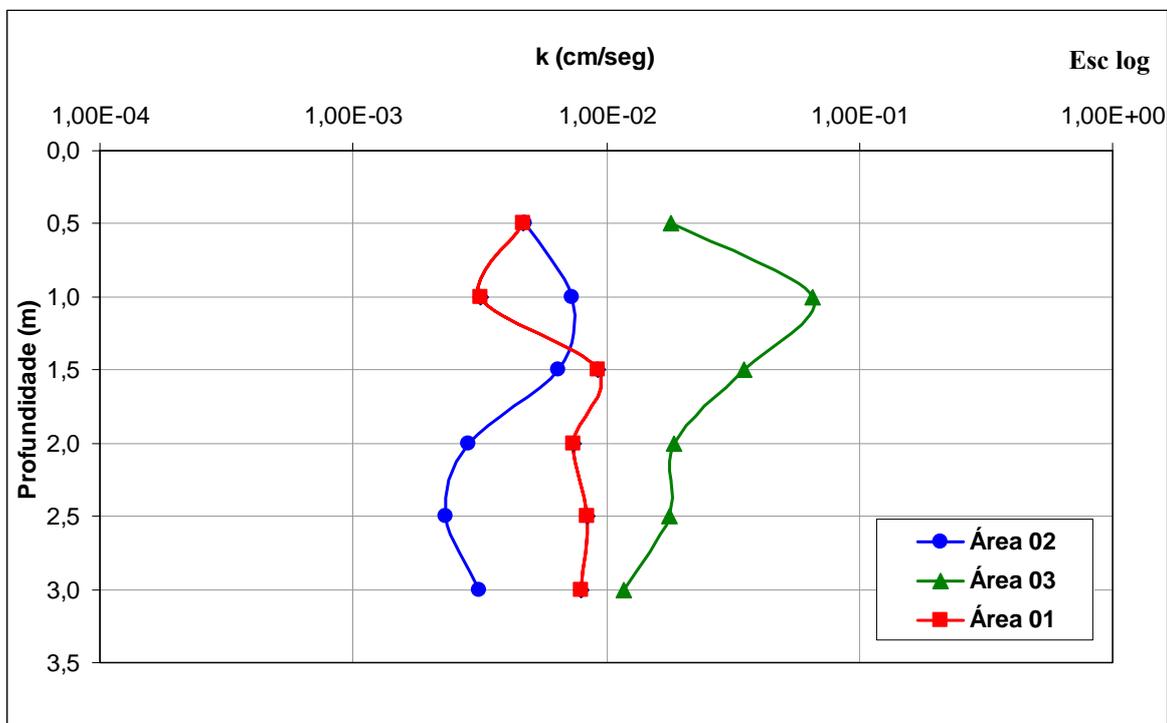


Figura 4.4 – Perfis comparativos de permeabilidade das áreas estudadas.

Na Tab. 4.1 apresenta-se as faixas de permeabilidade de cada área a cada 0,50m.

Tabela 4.1 – Coeficientes de Permeabilidade em campo.

PROFUNDIDADE (m)	PERMEABILIDADE (cm/s)		
	ÁREA 1	ÁREA 2	ÁREA 3
0,5	10^{-3}	10^{-3}	10^{-2}
1,0	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}
1,5	10^{-3}	10^{-3}	10^{-2}
2,0	10^{-3}	10^{-3}	10^{-2}
2,5	10^{-3}	10^{-3}	10^{-2}
3,0	10^{-3}	10^{-3}	10^{-2}

Avaliando os resultados da Fig. 4.4, e compatibilizando com os critérios exigidos para a seleção da área de implantação das trincheiras, conclui-se que a área mais propícia à construção das mesmas, em termos de permeabilidade de solo é a área 3 - Campo

Experimental UnB, localizado próximo a Via L3, situada em frente do prédio onde encontra-se o Centro Sismológico da UnB.

4.1.1.2 Infiltrômetro de Cilindros concêntricos

O ensaio de Infiltrômetro de cilindros concêntricos é indicado para o estudo da infiltrabilidade superficial.

A Fig. 4.5, mostra o resultado do ensaio realizado na área 3, já selecionada. Observa-se a curva de ensaio que correlaciona o tempo de infiltração com a permeabilidade calculada a partir da área de contato dos cilindros.

Verifica-se na Fig. 4.6 que os resultados do ensaio de cilindros concêntricos apresentam nas primeiras leituras valores de permeabilidade baixos, devido ao estado não saturado do solo.

A estabilização da vazão só ocorreu a partir da leitura de 1,15 hora. A taxa de infiltração média obtida para o solo superficial a partir desse ensaio foi de $4,72 \times 10^{-3}$ cm/s.

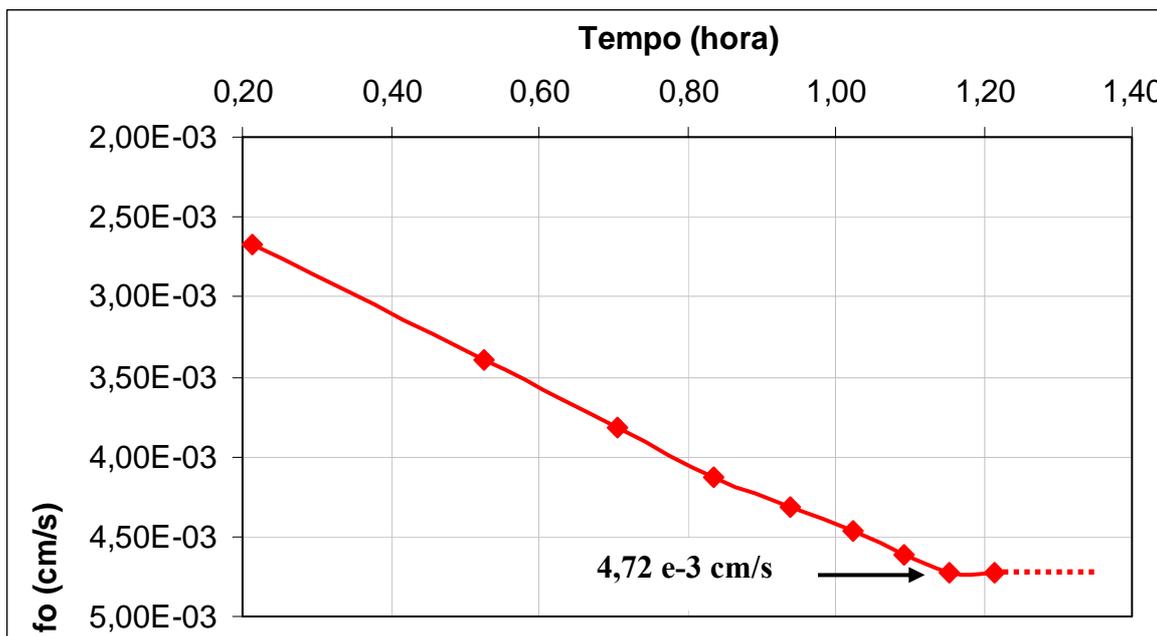


Figura 4.5 - Resultados do ensaio de cilindros concêntricos para a área 3.

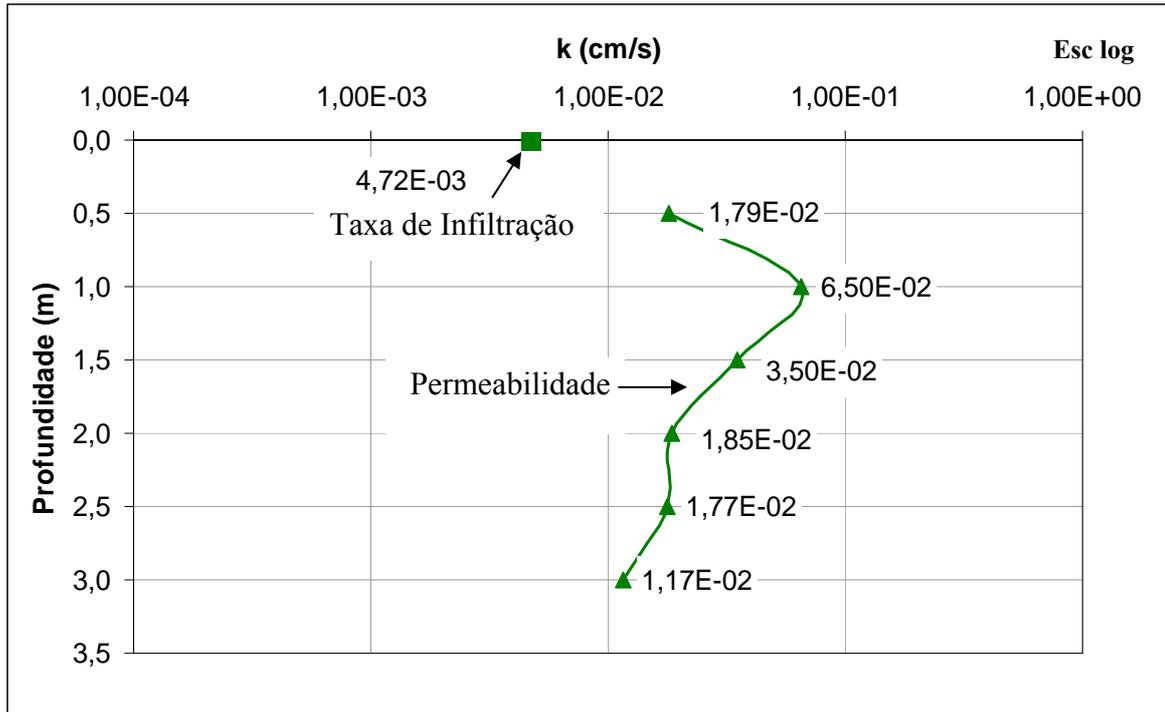


Figura 4.6 – Perfil de Permeabilidade *in situ* para área 3 - Campo Experimental – UnB.

4.1.2 ENSAIO PANDA

Foram realizados em cada local ensaiado dois ensaios Panda, um com o solo em condição natural e outro com solo submetido à saturação por infiltração em um furo de sondagem.

As Fig. 4.7 e 4.8 mostram como esperado, que o solo na condição não saturado apresenta maior resistência que o solo na condição saturada. A menor resistência do solo saturado pode ser atribuída à diminuição da sucção e/ou a quebra na resistência das ligações cimentíceas. Destaca-se que para a área 2 apenas a condição não saturada foi ensaiada (Fig. 4.9).

Em alguns pontos, observa-se picos de maior resistência (Tab. 4.2). Esses picos caracterizam geralmente se devem à presença de pedregulhos nos solos. Estes pontos são desprezados em relação aos demais resultados na caracterização da área. Observa-se respectivamente nas Fig. 4.7, 4.8 e 4.9 a presença de uma camada de cascalho localizada entre 0,4 e 1,0 m na área 01, entre 0,2 e 0,75 m na área 02 e entre 0,1 e 0,6 m na área 3. Portanto, embora com profundidade, variável em todas as áreas estudadas a camada de cascalho apresenta espessura aproximada de 0,5 m a 0,6 m.

Tabela 4.2 – Resultados de resistência à profundidade.

PROFUNDIDADES (M)	RESISTÊNCIA (MPa)					
	ÁREA 1		ÁREA 2		ÁREA 3	
	NAT	SAT	NAT	SAT	NAT	SAT
0	0,5	0,9	0,9	-	0,7	0,6
0,00 a 0,50	0,5 a 7,6	0,9 a 6,8	0,9 a 9,3	-	0,7 a 16,6	0,6 a 3,4
0,50 a 1,00	2,3 a 6,4	1,5 a 6,0	1,0 a 4,0	-	1,2 a 11,2	0,3 a 3,6
1,00 a 1,50	0,9 a 4,0	0,5 a 5,4	0,5 a 843,6	-	0,7 a 1,2	0,2 a 0,6
1,50 a 2,00	0,9 a 1,2	0,2 a 0,9	1,0 a 1,6	-	0,3 a 1,0	0,2 a 1,4
2,00 a 2,50	1,0 a 1,2	0,3 a 0,8	0,8 a 6,5	-	0,2 a 0,8	0,2 a 1,6
2,50 a 3,00	0,8 a 1,1	0,6 a 1,0	0,5 a 4,2	-	0,3 a 1,3	0,3 a 1,0
3,00 a 3,50	1,0 a 1,5	0,5 a 1,0	0,4 a 5,2	-	0,1 a 1,8	0,3 a 1,1
3,50 a 4,00	1,0 a 2,5	0,5 a 1,3	0,6 a 2,5	-	0,4 a 1,7	0,1 a 0,7
4,00 a 4,50	-	-	0,4 a 2,2	-	0,2 a 3,3	
4,50 a 5,00	-	-	0,2 a 4,6	-		

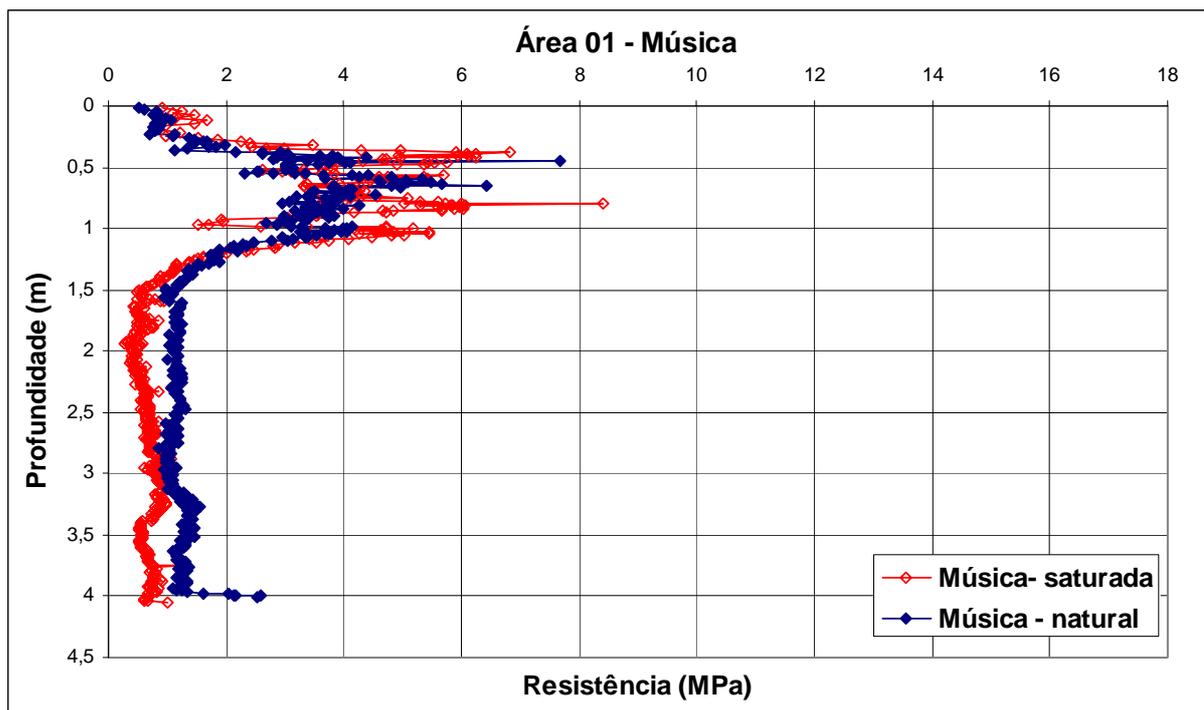


Figura 4.7 - Resistências obtidas para o perfil de solo da área 1 (Música).

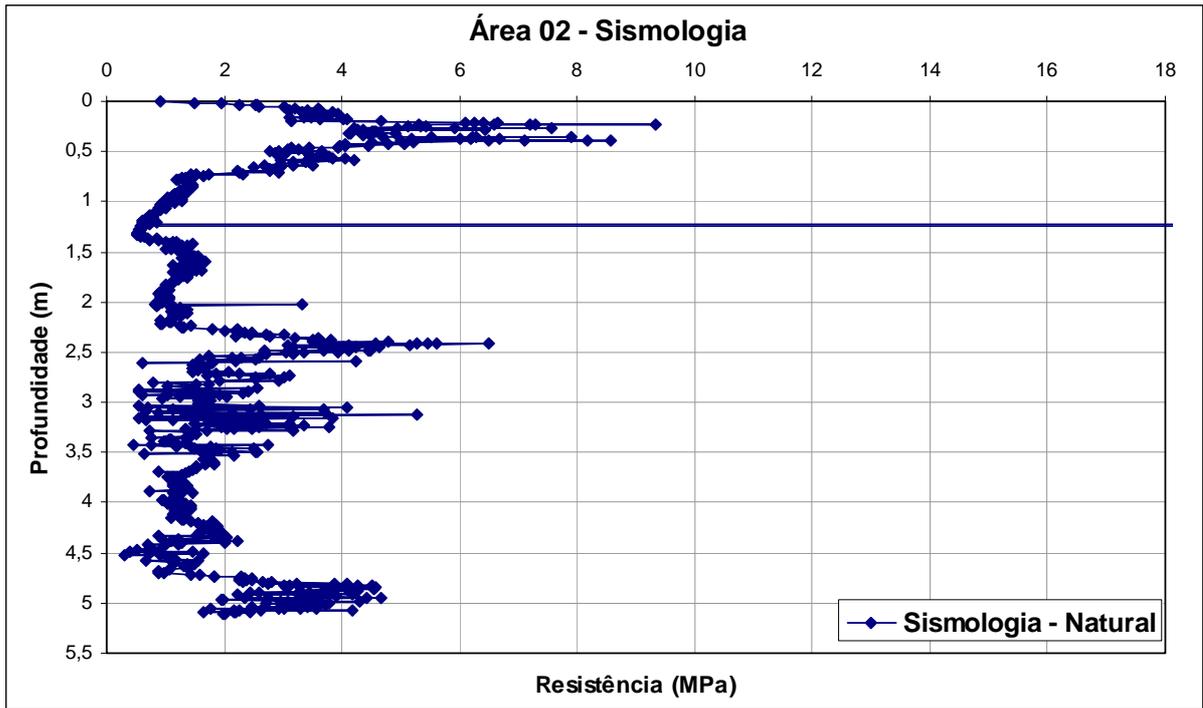


Figura 4.8 – Resistências obtidas para o perfil de solo da área 2 (Campo Experimental)

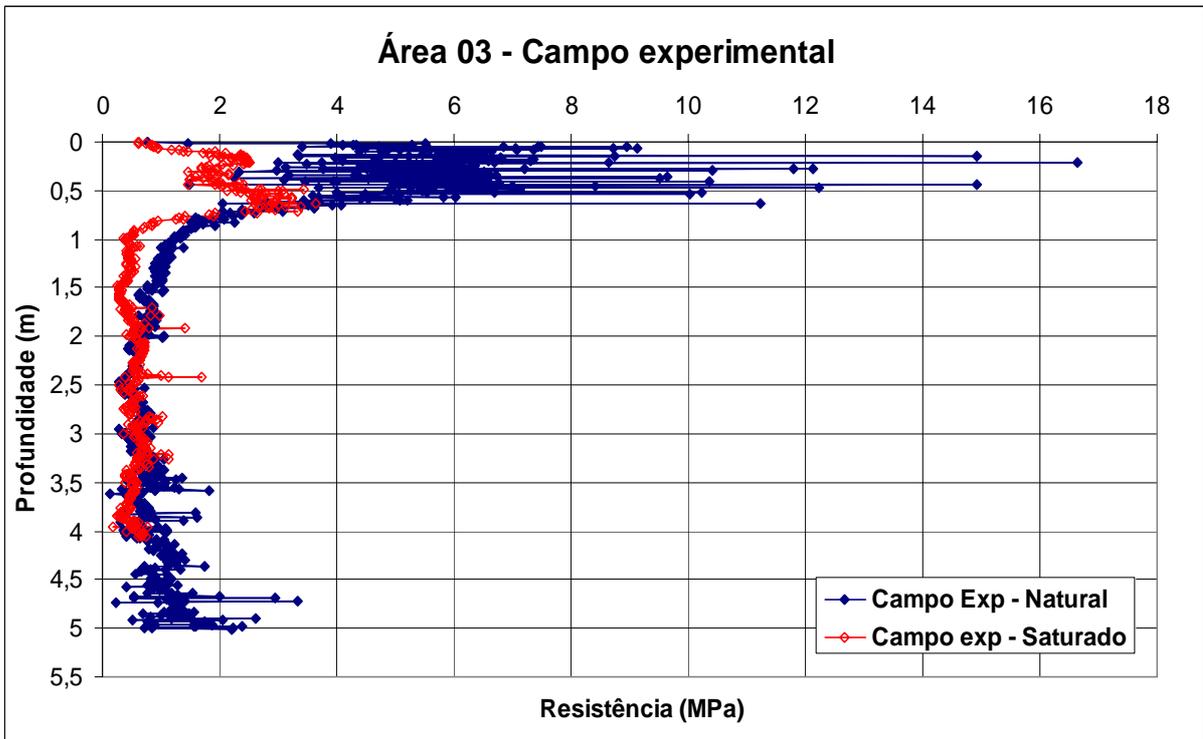


Figura 4.9 – Resistências obtidas para o perfil de solo da área 3 (Campo Experimental).

A Fig. 4.10 mostra para o solo não saturado a comparação entre as três áreas estudadas. Essas Figuras mostram resultados de resistência similar para as áreas 1 e 3. Os valores

obtidos para a área 2 se referem a condição não saturada e pode estar refletindo valores de sucção mais elevadas. Os resultados apontam ainda para perfis de solo relativamente homogêneos a partir da camada de cascalho.

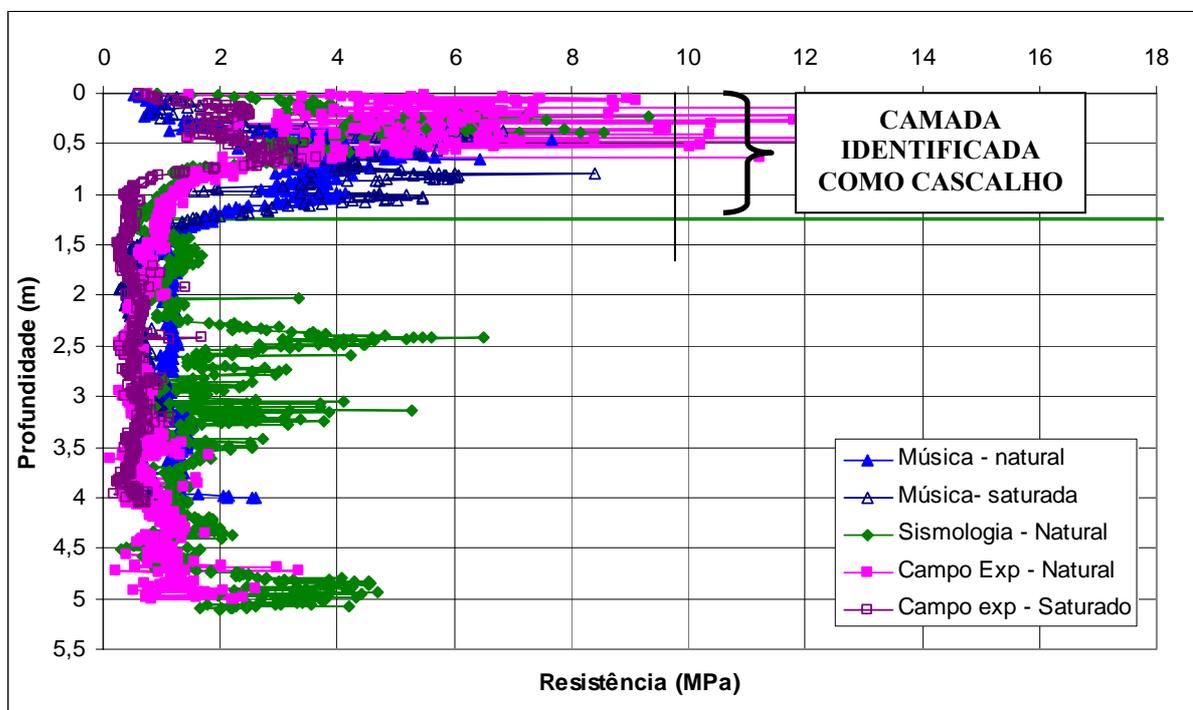


Figura 4.10 – Resultados do ensaio Panda, obtidos para as áreas (1, 2 e 3).

4.2 DEFINIÇÃO DO LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DAS TRINCHEIRAS

Os ensaios de infiltração apontaram para valores de permeabilidade mais elevados para a área 3, correspondente ao campo experimental da UnB. Esses valores mais elevados de permeabilidade para a área 3 estão coerentes com os resultados no ensaio Panda, no qual obteve-se menores valores da resistência à penetração para essa área.

Outro aspecto relevante diz respeito à localização mais superficial da camada de cascalho na área 3 conforme pode ser observado dos resultados de Panda.

Com base nos aspectos, maior permeabilidade e maior superficialidade da camada de pedregulho, optou-se por implantar as trincheiras experimentais na área 3, local para o qual foram realizados os ensaios de laboratório a partir de amostras deformadas e indeformadas coletadas quando da execução das trincheiras.

Guimarães (2002), sintetiza o perfil do solo da área como:

- Camada areno argilosa siltosa até 3,0 metros: caracterizada pelo alto índice de vazios ($1,27 \leq e \leq 1,60$), peso específico dos sólidos em torno de $26,5 \text{ kN/m}^3$ e índice de plasticidade igual a 10;
- Camada argilosa arenosa com silte entre 3,0 e 8,0 metros: caracterizada por índice de vazios decrescente (1,27 para 0,89), peso específico dos sólidos e índice de plasticidade semelhante à camada anterior;
- Camada siltosa de 8,0 a 10,0m: nesta camada há tendência de aumento do índice de vazios, peso específico dos sólidos e índice de plasticidade, quando comparado a 8,0m.

Nessa descrição de perfil é necessário que se registre, dada a sua importância para o presente estudo, a presença da camada de cascalho entre 0,1 e 0,6 m de profundidade.

4.3 ENSAIOS EM LABORATÓRIO

4.3.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

De modo a limitar o número de ensaios verificou-se inicialmente a homogeneidade da área por meio da comparação dos resultados de caracterização física das amostras oriundas das trincheiras 1 (T1) e 4 (T4) localizadas nos extremos da área estudada. Para trincheiras 2 (T2) e 3 (T3), apenas quando apresentou-se necessário, uma maior classificação.

As trincheiras 1 e 4 foram construídas na área 3 pré-selecionada, e distantes 32 metros uma da outra. Nesse estudo analisaram-se os perfis de solo até 1,80 m de profundidade sendo utilizados ensaios de sedimentação, peneiramento e granulômetro com e sem ultra-som. Os resultados foram comparados com os de pesquisas anteriores (Cardoso, 2002 e Guimarães, 2002).

4.3.1.1 Granulometria

Os resultados referentes à caracterização física do perfil de solo e das trincheiras analisadas, estão apresentados nas Tab. 4.3 e 4.4 e nas Fig. 4.11, 4.12 e 4.13. Verifica-se que, o solo sem defloculante (SD) tem um comportamento diferenciado daquele com o uso de defloculante (CD) evidenciando assim uma variação das frações do solo com a profundidade referente ao teor de agregados sensível a esse agente químico. Para avaliar de modo mais completo o nível de agregação do solo, foram realizados ensaios no

granulômetro a laser sem o uso de defloculante e ultra-som (SD SU), com o uso de um ou outro, (CD SU) e (SD CU) respectivamente e com o uso de ambos (CD CU).

Destaca-se nas Fig. 4.11, 4.12 e 4.13, uma semelhança de comportamento entre os resultados apresentados pelas trajetórias das curvas: CD CU em relação à CD SU e SD (ensaio de sedimentação) em relação à SD SU (ensaio no granulômetro). Em posição intermediária encontra-se o resultado do ensaio realizado sem defloculante, mas com o uso de ultra-som. O conjunto de resultados mostra que para o perfil de solo estudado, o ultra-som gera apenas a desagregação parcial do solo e que nenhuma desagregação adicional ele propicia quando do uso de defloculante.

Comparando-se os resultados dos ensaios de sedimentação com os oriundos do granulômetro com o solo submetido ao mesmo tratamento (SD com SD SU e CD com CD SU), verifica-se que os resultados dos dois ensaios podem ser bastante distintos. Optou-se por fazer a análise comparativa utilizando-se os resultados de granulômetro para as profundidades de 1.00, 1.50 e 1.80 m. Sendo esta última a profundidade do fundo das trincheiras.

Nas profundidades para as quais foi possível a comparação verifica-se (Tab. 4.3 e 4.4) que tanto nos ensaios SD SU como nos ensaios CD CU os resultados foram bastante semelhantes distando a pouco apenas para a profundidade de 1.00 m. Quando se compara, no entanto, os resultados dos ensaios SD CU e CD SU para as duas trincheiras percebe-se certa distinção entre os dois perfis do solo. Embora do ponto de vista da infiltrabilidade isso possa não ser relevante, a maior ou menor sensibilidade do solo dos agentes químicos e físicos pode refletir na durabilidade da trincheira bem como se a origem do problema como erosão interna e colapso.

Observando-se as curvas granulométricas oriundas do granulômetro, percebe-se que exceto para a profundidade de 1,00 m, os dois perfis de solo são granulometricamente semelhantes. Isso se deve provavelmente a distensões de alterações pedológicas mais relevantes na camada mais superficial.

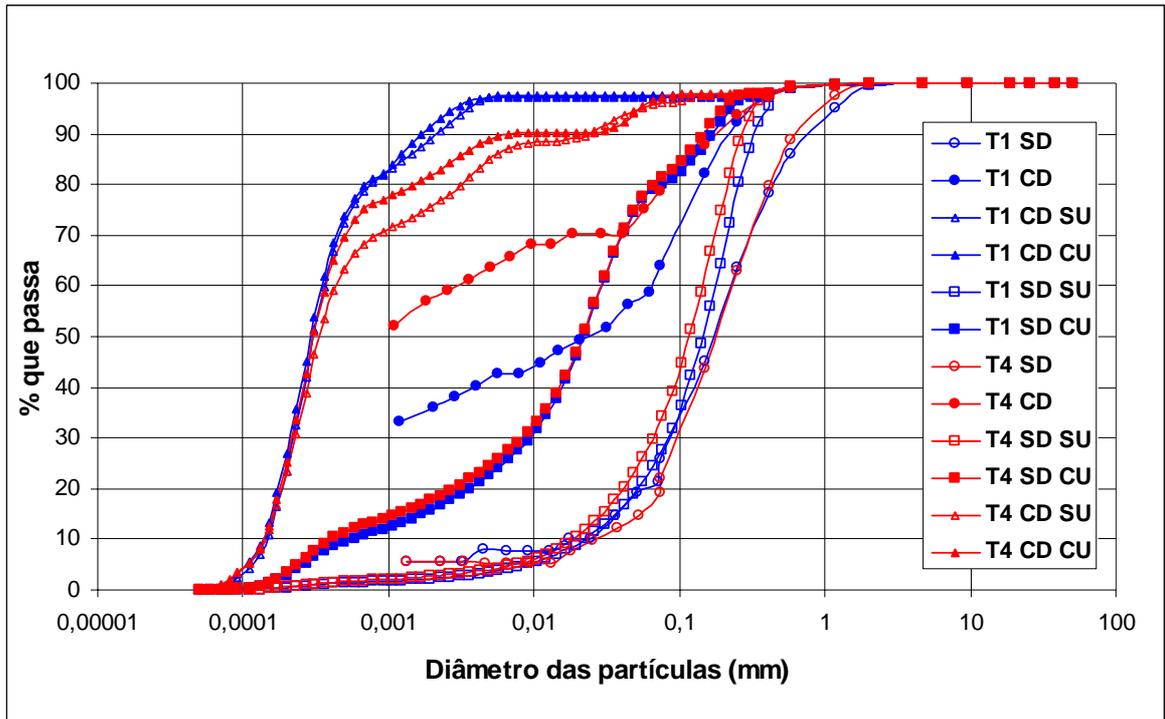


Figura 4.11 – Curvas granulométricas das trincheiras 1 e 4, à 1,00 m de profundidade.

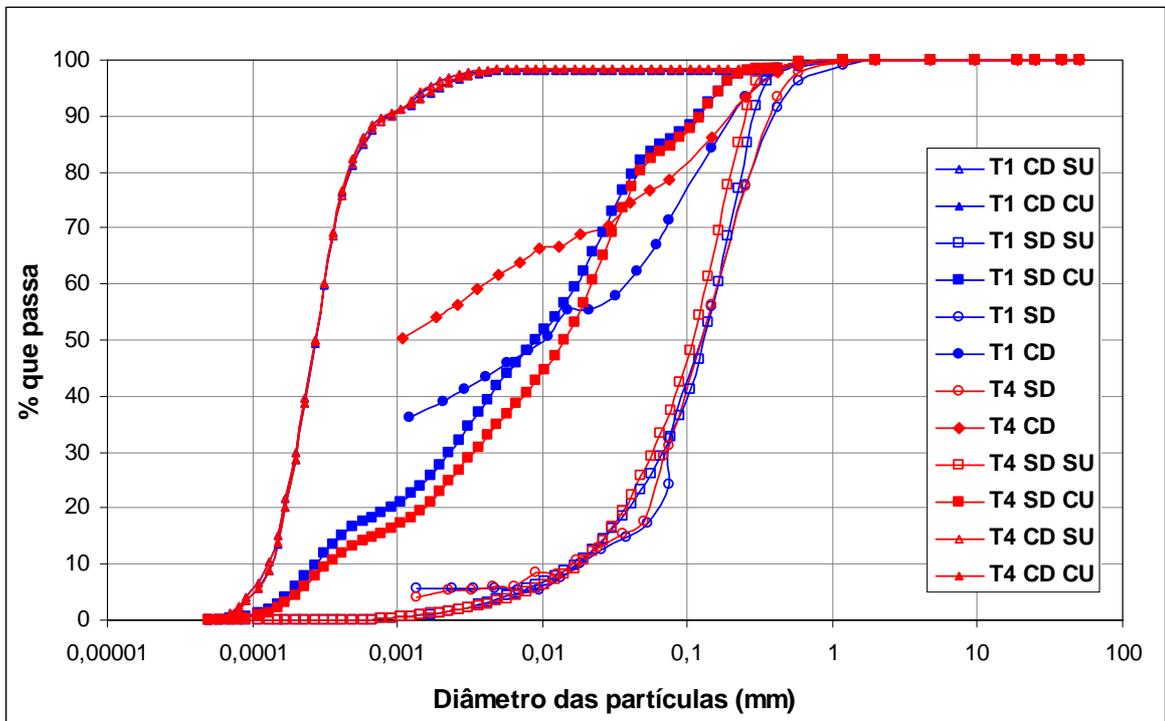


Figura 4.12 – Curvas granulométricas das trincheiras 01 e 04, à 1,50 m de profundidade

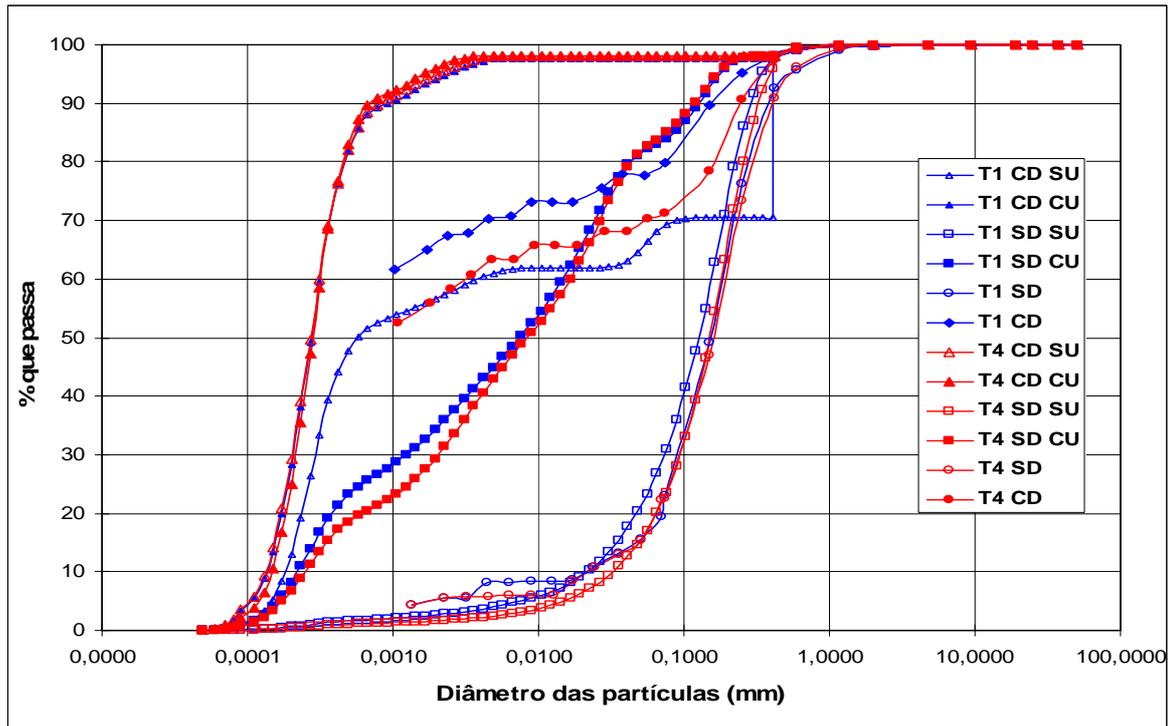


Figura 4.13 – Curvas granulométricas das trincheiras 1 e 4, à 1,80 m de profundidade

Análises microscópicas realizadas em uma amostra coletada à 2m no Campo Experimental de Geotecnia apresentadas por Camapum de Carvalho et al.(1996), mostram que em relação ao estado natural, a imersão em água gera certa desagregação do solo, que é ampliada pelo uso do defloculante, sem que, no entanto, ela seja total.

Conforme citado anteriormente, verifica-se que as correlações obtidas a partir de ensaios granulométricos devem ser feitas com resultados obtidos no ensaio sem defloculante e sem ultra-som, já que o ensaio de granulometria com esses agentes desagregadores levará à resultados que não refletem o comportamento real do solo. Guimarães (2002) considera que o uso de defloculante torna-se importante no caso de percolação por fluidos específicos como é o caso de sumidouros e lagoas de estabilização.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de caracterização geotécnica da trincheira 1.

		Amostra	Trincheira 1			
		Profundidades (m)	1,00	1,50	1,80	2,50
		γ_s (kN/m ³)	26,09	25,11	26,59	26,49
SEDIMENTAÇÃO	Sem Defloculante (SD)	Pedregulho (%)	0,2	0	0	0
		Areia (%)	79,2	80,6	82,7	75,3
		Silte (%)	14,5	13,8	12,2	18,7
		Argila (%)	5,7	5,6	5,1	6
	Com Defloculante (CD)	Pedregulho (%)	0	0	0	0
		Areia (%)	41,6	33,3	22,5	22,5
		Silte (%)	22,5	27,8	11	13
		Argila (%)	35,9	38,9	66,5	64,5
GRANULÔMETRO A LASER	Com Defloculante - Ultra-som (CD SU)	Pedregulho (%)	0,3	0	0,2	-
		Areia (%)	2,3	1,9	32,8	-
		Silte (%)	18,3	13,5	16,9	-
		Argila (%)	79,1	84,6	50,1	-
	Com Defloculante + Ultra-som (CD CU)	Pedregulho (%)	0,3	0	0,2	-
		Areia (%)	2,3	1,8	2,2	-
		Silte (%)	16,1	14,4	14,8	-
		Argila (%)	81,2	83,8	82,9	-
	Sem Defloculante - Ultra-som (SD SU)	Pedregulho (%)	0,3	0	0,2	-
		Areia (%)	77,1	72,6	75,0	-
		Silte (%)	20,5	26,0	22,4	-
		Argila (%)	2,1	1,4	2,4	-
	Sem Defloculante + Ultra-som (SD CU)	Pedregulho (%)	0,3	0	0,2	-
		Areia (%)	21,9	15,8	17,4	-
		Silte (%)	63,2	58,1	51,0	-
		Argila (%)	14,6	26,1	31,5	-

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de caracterização geotécnica da trincheira 4.

		Amostra		Trincheira 4				
		Profundidades (m)		0,50	1,00	1,50	1,80	2,50
		γ_s (Kn/m ³)		26,19	26,00	26,29	26,59	26,49
SEDIMENTAÇÃO	Sem Defloculante (SD)	Pedregulho (%)		0,4	0	0	0	0
		Areia (%)		83,5	83,6	76,4	81,2	75,3
		Silte (%)		10,5	10,7	18,6	13,6	18,7
		Argila (%)		5,6	5,7	5	5,1	6
	Com Defloculante (CD)	Pedregulho (%)		0	0	0	0	0
		Areia (%)		29,2	24,0	22,6	29,1	22,5
		Silte (%)		15,1	18,0	22,7	14	13
		Argila (%)		55,7	58,0	54,7	56,9	64,5
GRANULÔMETRO A LASER	Com Defloculante - Ultra-som (CD SU)	Pedregulho (%)		0	0	0	0	-
		Areia (%)		4,3	4,6	1,7	2,0	-
		Silte (%)		29,8	28,3	13,5	14,5	-
		Argila (%)		65,9	67,1	84,8	83,5	-
	Com Defloculante + Ultra-som (CD CU)	Pedregulho (%)		0	0	0	0	-
		Areia (%)		4,6	4,2	1,6	1,9	-
		Silte (%)		26,4	23,2	14,4	13,5	-
		Argila (%)		69	72,6	83,9	84,6	-
	Sem Defloculante - Ultra-som (SD SU)	Pedregulho (%)		0,1	0	0	0	-
		Areia (%)		71,5	72,4	69,1	81,6	-
		Silte (%)		26,7	25,2	29,5	16,8	-
		Argila (%)		1,7	2,4	1,4	1,5	-
	Sem Defloculante + Ultra-som (SD CD)	Pedregulho (%)		0,1	0	0	0	-
		Areia (%)		20,9	21,4	17,2	16,8	-
		Silte (%)		61,7	62,2	61,2	55,6	-
		Argila (%)		17,4	16,3	21,7	27,5	-

4.3.1.2 Plasticidade

Os resultados da plasticidade apresentados nas Tab. 4.5 e 4.6 apontam para a semelhança dos perfis de solo nas trincheiras 1 e 4, variando, no entanto, ao longo da profundidade em cada uma delas (Fig. 4.14).

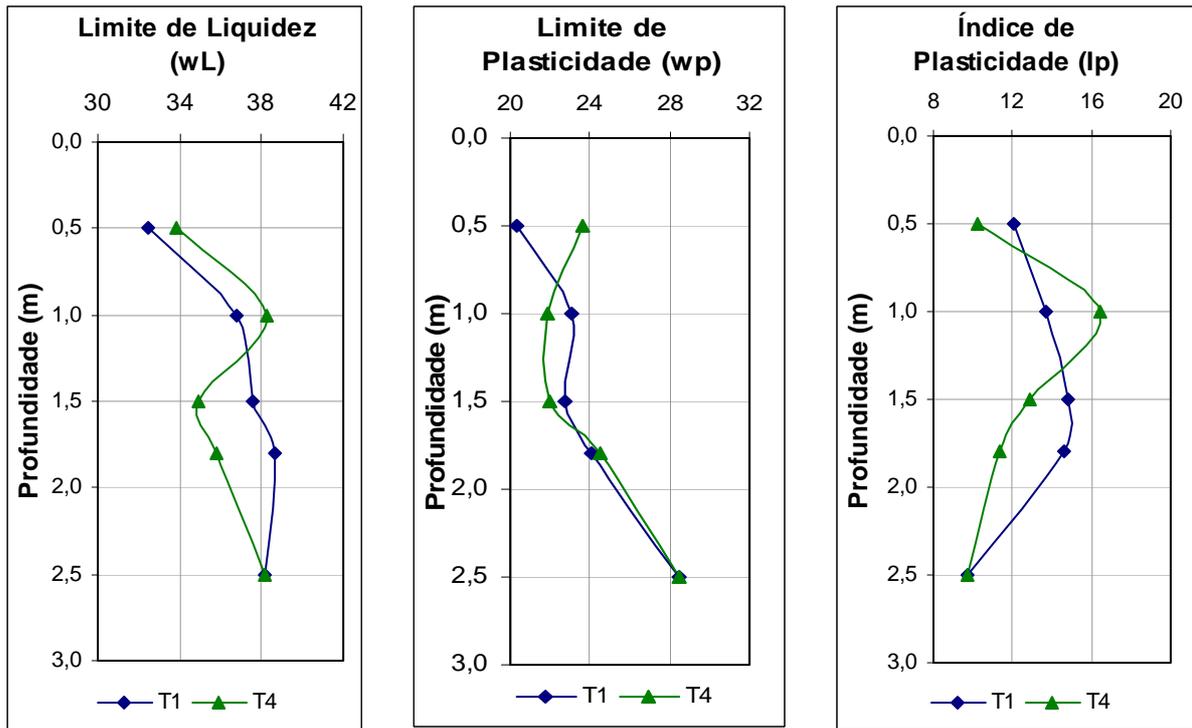


Figura 4.14 – Caracterização física do solo do Campo Experimental de Geotecnia UnB (Área 3).

Tabela 4.5 – Índices de Plasticidade na Trincheira 1 nas profundidades.

PARÂMETROS TRINCHEIRA 01	Profundidades (m)	0,50	1,00	1,50	1,80	2,50
	w _L (%)		32	37	38	39
w _P (%)		20	23	23	24	28
IP (%)		12	14	15	15	10

Tabela 4.6 – Índices de Plasticidade na Trincheira 4 nas profundidades.

PARÂMETROS TRINCHEIRA 04	Profundidades (m)	0,50	1,00	1,50	1,80	2,50
	w _L (%)		34	38	35	36
w _P (%)		24	22	22	24	28
IP (%)		10	16	13	11	10

4.3.1.3 Índices Físicos

Os resultados referentes aos índices físicos analisados (índice de vazios – e , porosidades – η , peso específico dos sólidos γ_s , teor de umidade – w , grau de saturação – S_r) estão apresentados na Fig. 4.15. Incluindo-se no estudo a trincheira 2.

O solo apresenta um alto índice de vazios que é influenciado diretamente pelo intemperismo químico, com porosidade que oscila entre 48% e 63 % de forma crescente com a profundidade. No conjunto, os resultados mostram que apenas para a profundidade de 1,0 m, onde o intemperismo é mais atuante. Verificou-se certa dispersão nos índices físicos em geral (Fig. 4.15 e 4.16).

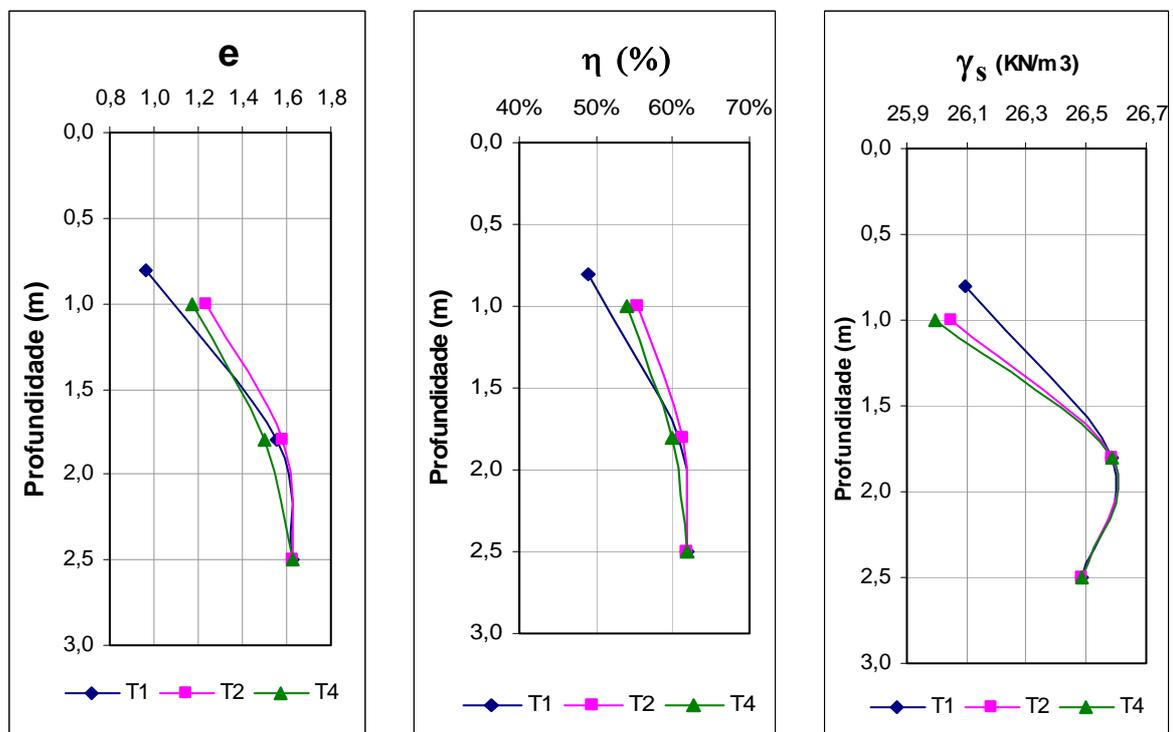


Figura 4.15 – Caracterização física do solo do Campo Experimental de Geotecnia UnB (Área 3). (Índice de vazios, porosidade e peso específico dos sólidos)

Segundo Feda (1966) o principal fator para um solo ser classificado como colapsível é apresentar uma porosidade maior que 40%, entretanto, é importante frisar que o colapso depende também de outros fatores importantes como a sucção e as tensões atuantes. Os resultados obtidos para o grau de saturação, apontam no presente caso para a atuação de sucção no solo favorável ao colapso por inundação. Para a pesquisa a colapsibilidade

assume grande relevância tendo em vista que a sua ocorrência proporciona a diminuição da infiltração pela base da trincheira.

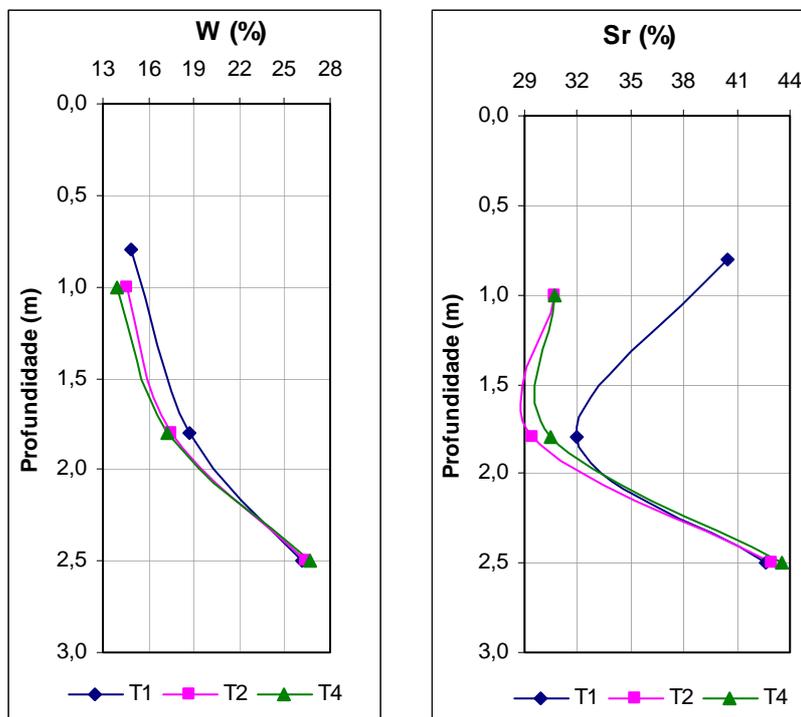


Figura 4.16 – Caracterização física do solo do Campo Experimental de Geotecnia UnB (Área 3). (Umidade e saturação)

4.3.1.4 Curvas Características de Retenção de Água.

Os solos localizados em região Tropical caracterizam-se por espessos mantos na condição não saturada o que tornam mais complexos os estudos os estudos realizados para o entendimento do comportamento hidráulico e mecânico dos mesmos. Para um melhor entendimento do solo comportamento dos solos estudados definiu-se as curva características de retenção de água.

As curvas características de retenção de água têm a forma atrelada ao tamanho e distribuição dos poros, ou seja, ao arranjo estrutural.

De acordo com Camapum de Carvalho e Leroueil (2000), em se tratando de solos tropicais, o intemperismo e a acidez são responsáveis pela agregação de partículas cimentadas ou não por óxidos e/ou hidróxidos de alumínio e/ou ferro. Estas agregações por sua vez se

ligam a outras, seja por estes cimentos ou por pontes de argila (Paixão e Camapum de Carvalho, 1994) dando origem à distribuição bimodal de poros.

Os solos com distribuição bimodal de poros apresentam dois pontos de entrada de ar na curva característica de retenção de água, sendo o primeiro referente à entrada de ar nos macroporos, para pequenos valores de sucção, e o segundo diz respeito à entrada de ar nos microporos, para valores de sucção mais elevados. Nos solos tropicais os macroporos ocorrem inter-agregados enquanto os microporos estão intra-agregados, estes muitas vezes podendo apresentar volume total maior que o dos macroporos (Cardoso, 2002). Como esses macroporos encontram-se distribuídos na matriz do agregado eles perdem em importância nos fatores definidos pelos comportamentos hidráulicos e mecânico do solo, afetando de modo mais incisivo apenas a deformabilidade e a resistência dos próprios agregados.

Segundo Aubertin et al. (1998), citado por Guimarães (2002), espera-se que o ponto de entrada de ar varie entre 0,2 kPa a 1 kPa em areias grossas, 1 kPa a 3,5 kPa em areias médias, 3,5 kPa a 7,5 kPa em areias finas, 7 kPa a 25 kPa em siltes e mais de 25 kPa para as argilas.

Para os solos tropicais profundamente intemperizados típicos da região, a entrada de ar dos macroporos se situa entre 5 e 10 kPa e a dos microporos entre 500 e 10.000 kPa (Guimarães, 2002).

Conforme Camapum de Carvalho et al. (2002) e por Guimarães (2002), para esse perfil de solo se teria de 0,0 a 3,0m o predomínio marcante de microporos no interior dos agregados e macroporos entre eles, sendo que a partir dessa profundidade a importância dos macroporos diminuiria até praticamente desaparecer a partir do oitavo metro. Para 9,0 e 10,0m, a distribuição de poros tenderia a ser melhor graduada desaparecendo assim o aspecto marcante da bimodalidade..

Dada a inconveniência de se retirar um bloco indeformado abaixo da cota estabelecida para o fundo das trincheiras (2,00 m) realizou-se um poço próximo a elas onde coletou-se uma amostra entre 2,00 m e 2,50 m de profundidade. As Fig. 4.17, 4.18 e 4.19, apresentam as curvas características em termos de sucção mátrica obtidas para as Trincheiras 1, 2 e 4, nas profundidades de 1,00 m e 1,80m, bem como para a profundidade de 2,5 m referente ao ponto localizado fora das trincheiras.

Os resultados apresentados nas Fig. 4.17, 4.18 e 4.19 mostram para as três trincheiras submetidas a esse ensaio que a curva característica referente a profundidade de 0,50 m e 1,00 m se desloca de modo marcante dos demais, porém, com certo paralelismo entre elas. Esse deslocamento se deve provavelmente ao fechamento dos macroporos pelas variações cíclicas da sucção ao longo do tempo, pois esta camada é mais sensível as variações climáticas, principalmente levando-se em consideração a presença do solo granular logo em seu topo.

Observa-se que para as camadas de 1,50 m a 1,80 m e 2,00 m a 2,50 m o término da entrada de ar nos macroporos se dá para sucção de aproximadamente 6 kPa e 50% do grau de saturação. Já para as amostras mais superficiais (0,50 m a 1,00 m) a sucção correspondente ao término da entrada de ar nesses poros é de aproximadamente 8 kPa e o grau de saturação de 70%, refletindo assim o fechamento dos microporos.

A sucção correspondente a entrada de ar nos microporos é sempre superior a 100 kPa e o maior grau de saturação referente a este ponto para as amostras superficiais se deve ao aumento do teor de agregado por unidade de volume em consequência do fechamento dos macroporos nessa profundidade.

Comparando-se as trincheiras (Fig. 4.20 e 4.21) para as mesmas profundidades verifica-se que o solo da trincheira 1 se distingue das demais podendo refletir no comportamento do solo uma vez que a forma da curva reflete o tamanho e a distribuição dos poros.

É importante destacar que a pressão de entrada de ar nos macroporos dos solos ensaiados é característica é aquele representativo das areias finas segundo a classificação de Albertain et al. (1998), coincidindo assim com as análises granulométricas realizadas sem o uso de defloculante e ultra-som SD e SD SU (Tab. 4.3 e 4.4). Isso indica que nesses solos é inapropriado estimar a curva característica a partir de análise granulométrica convencional com uso de defloculante.

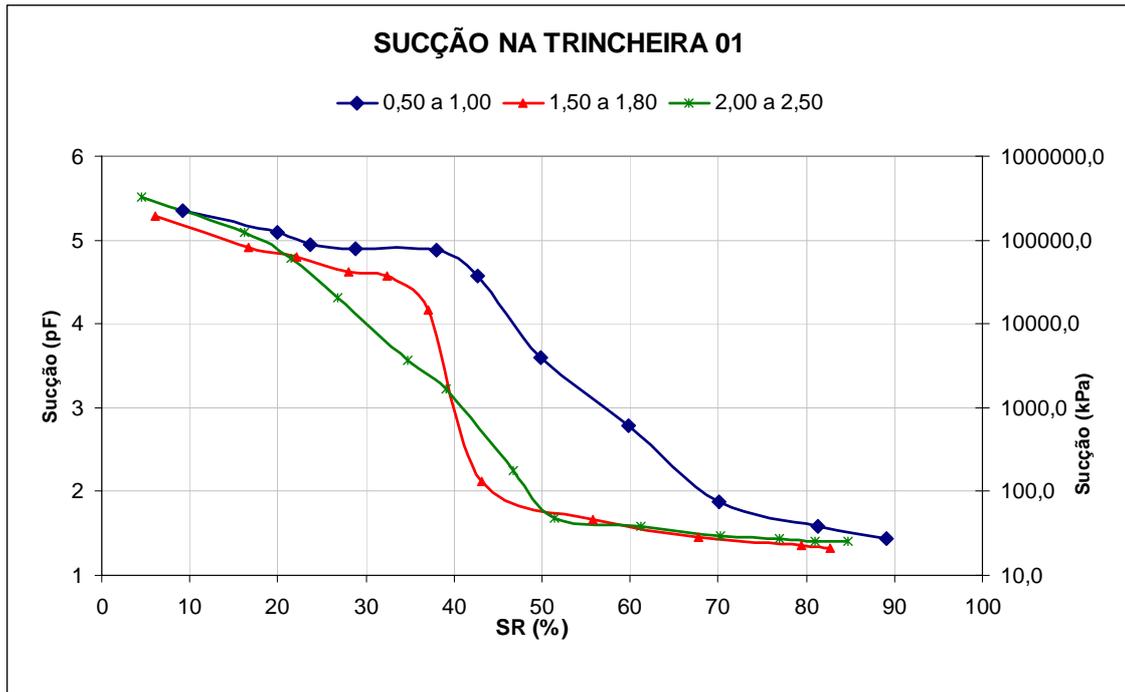


Figura 4.17 – Curvas características da trincheira 1 nas profundidades 1,00 m e 1,80m.

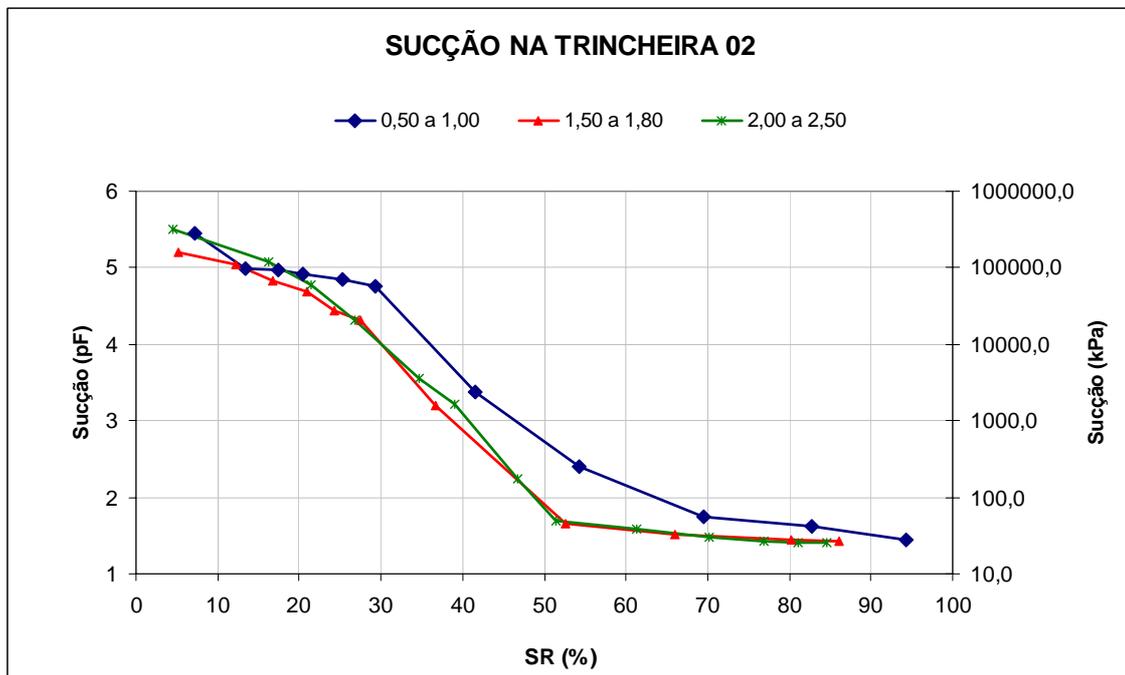


Figura 4.18 – Curvas características da trincheira 2 nas profundidades 1,00 m e 1,80m.

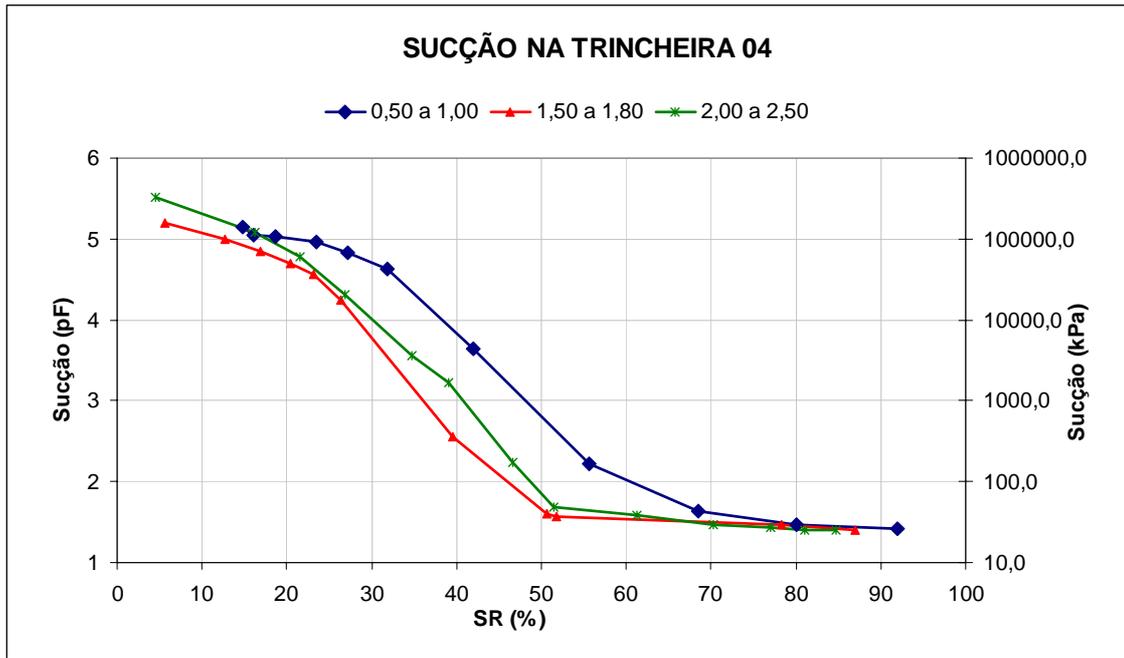


Figura 4.19 – Curvas características da trincheira 4 nas profundidades 1,00 m e 1,80m.

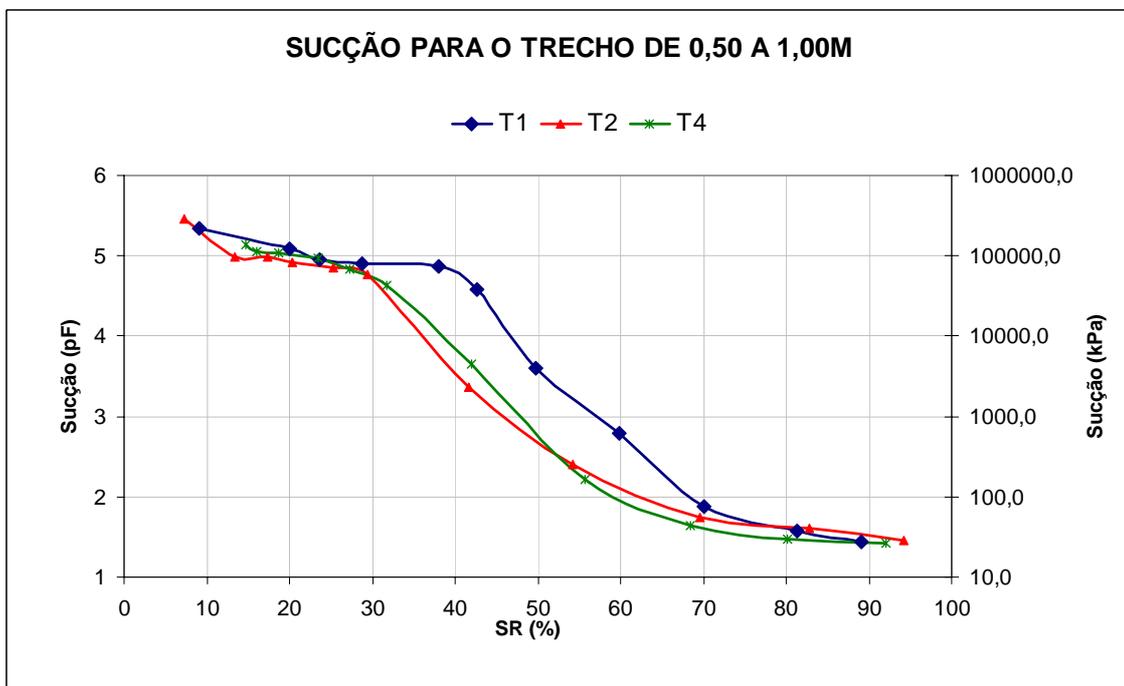


Figura 4.20 – Curvas características da trincheira 1, 2 e 4, na profundidade 1,00m.

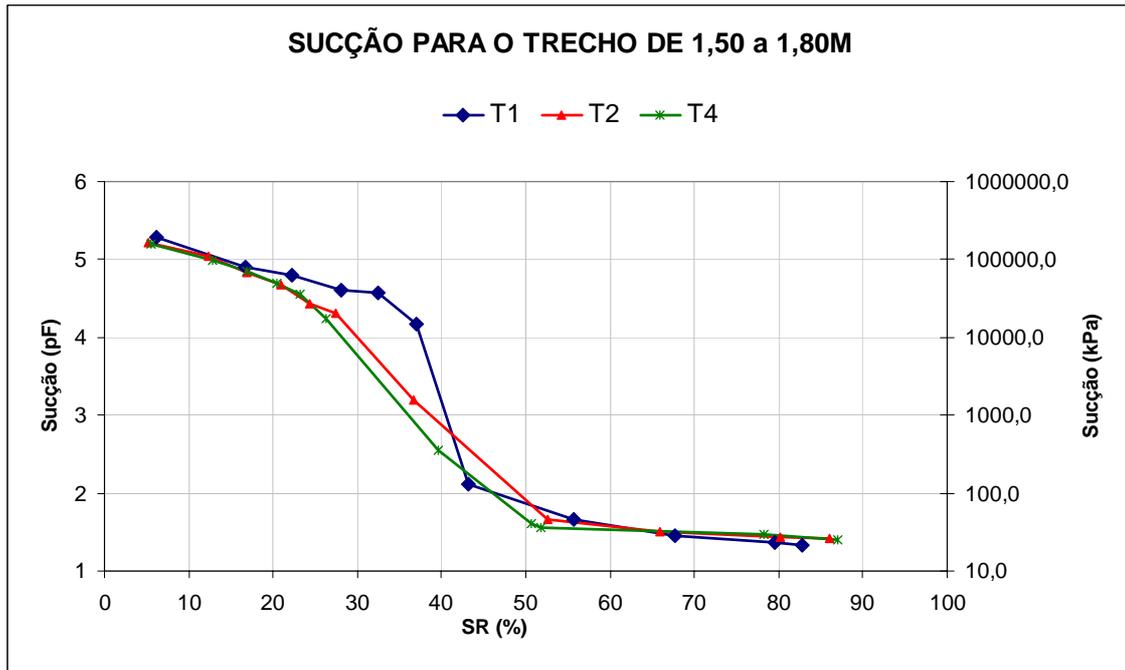


Figura 4.21 – Curvas características da trincheira 1, 2 e 4, na profundidade 1,80m.

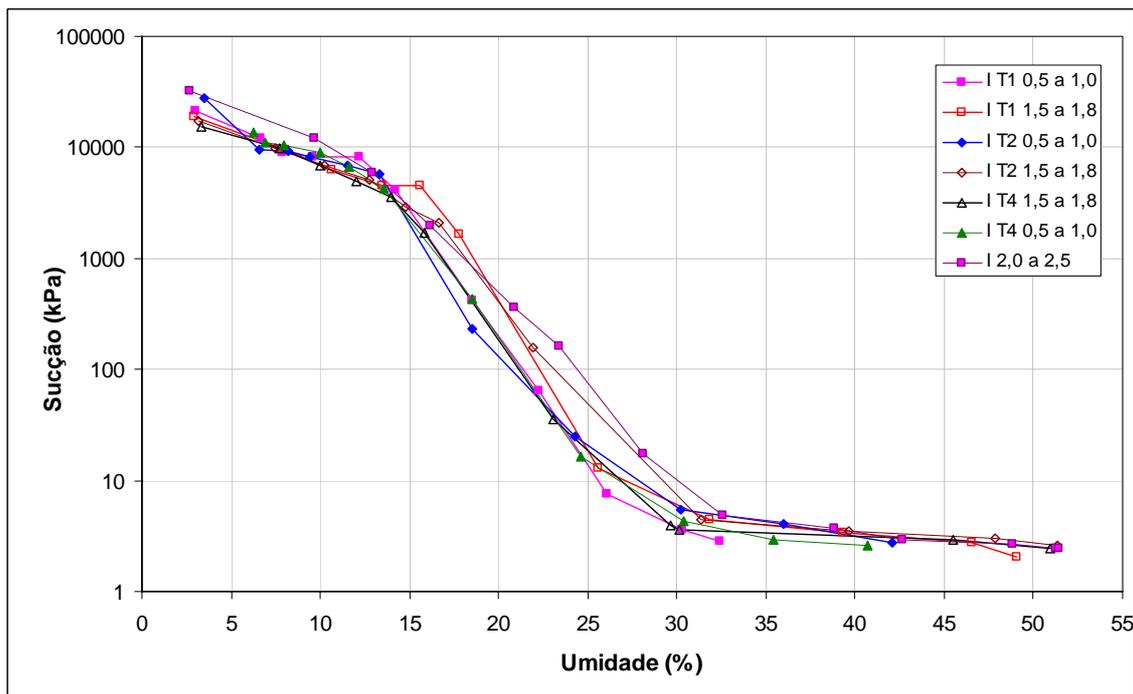


Figura 4.22 - Curvas umidade versus sucção das trincheiras 1, 2 e 4.

4.4 PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL E À CARGA CONSTANTE

A Tab. 4.7 e a Fig. 4.23 apresentam os resultados dos ensaios de permeabilidade obtidos para as amostras oriundas das trincheiras 1 e 4, e coletadas nas profundidades 1,00 m e

1,80m bem como para a amostra coletada a 2,50 m de profundidade em poço escavado próximo a elas. Foram realizados ensaios a carga variável e a carga constante para uma melhor avaliação da técnica de ensaio apropriada a esses solos. Para as amostras coletadas a 1,00 e 1,80 m de profundidade os ensaios foram realizados com amostra talhada na horizontal e para a profundidade de 2,50 m na vertical. Essas opções de ensaio, quanto posição da amostra, foram adotadas considerando-se a direção do fluxo nas trincheiras.

Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios de permeabilidade das trincheiras 1 e 4.

Trincheiras	Profundidade (m)	Umidade Natural (%)	Umidade Final (%)	Carga Variável k₂₀°C (cm/s)	Carga Constante k₂₀°C (cm/s)
1	1,00	15,2	32,70	1,28 x 10 ⁻⁴	1,44 x 10 ⁻⁴
1	1,80	18,5	52,40	8,00 x 10 ⁻⁴	9,92 x 10 ⁻⁴
4	1,00	13,9	45,47	1,22 x 10 ⁻⁴	1,19 x 10 ⁻⁴
4	1,80	17,2	50,10	6,41 x 10 ⁻⁴	6,53 x 10 ⁻⁴
	2,50	25,2	65,86	6,05 x 10 ⁻⁴	6,21 x 10 ⁻⁴

As permeabilidades horizontais obtidas, entre 1,2 x 10⁻⁴ e 1,4 x 10⁻⁴ cm/s na profundidade 1,00 m e 6,4 x 10⁻⁴ e 9,9 x 10⁻⁴ cm/s na profundidade 1,80m. Na profundidade 2,50 foi de 6,05 e⁻⁴ e 6,21 e⁻⁴ cm/s, nos permeômetros de carga variável e carga constante. A Fig. 4.23 mostra que apenas a amostra da trincheira 1 coletada a 1,80 m de profundidade apresentou pequena discrepância entre os resultados dos dois ensaios apontando assim a propriedade de ambos para o estudo da permeabilidade dos solos porosos da região.

A Fig. 4.23 aponta para a redução da permeabilidade ao passar da profundidade de 1,80 m para 2,50 m. Apesar de não se tratar exatamente do mesmo perfil de solo, pois as amostras foram coletadas em pontos distintos é necessário que se leve em conta na análise comparada dos dois resultados o fato das direções de fluxo serem ortogonais e das propriedades do solo variava com a profundidade e eventualmente de ponto para ponto em uma mesma cota.

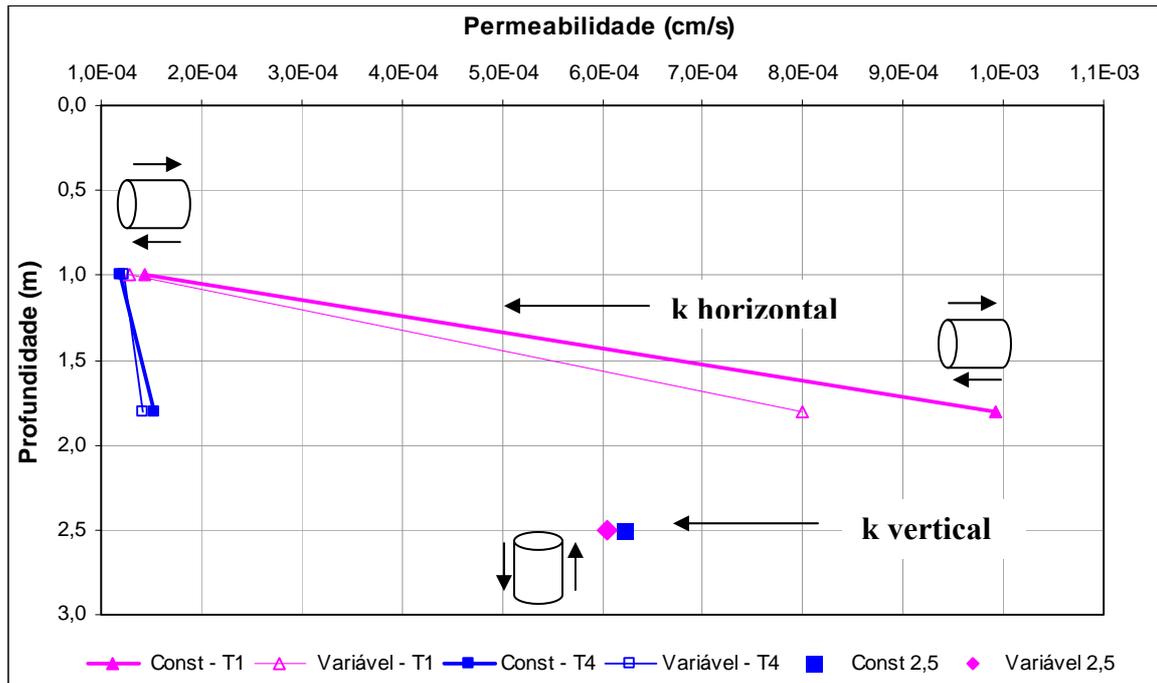


Figura 4.23 – Resultados dos ensaios de permeabilidade.

Para as condições de drenagem local, com fluxo em escala de tempo geológico predominantemente vertical em terreno natural, a expectativa seria a de se obter permeabilidades verticais maiores nas profundidades mais superficiais, conforme as análises granulométricas mostradas nas Tab. 4.3 e 4.4, para as duas profundidades, verifica-se que o solo sem defloculante na profundidade 1,80 m encontra-se com um pouco mais de areia que o oriundo da cota 2,50 m, o que confirma essa hipótese, ao mesmo tempo, devido a compactação do solo mais superficial, no caso do terreno superior parcialmente com aterro, justifica a contradição desta afirmação em relação as permeabilidades apresentadas na Fig. 4.23.

Ao mesmo tempo os resultados de plasticidade mostrados nas Tab. 4.5 e 4.6 apontam para solos mais plásticos à 2,50 m de profundidade, logo, tanto a granulometria quanto a plasticidade colaboram para que a permeabilidade a 2,50 m seja inferior à obtida para 1,80 m. Sendo assim, não é possível afirmar que a permeabilidade vertical é menor que a horizontal, nem que a permeabilidade 2,50 m é inferior à obtida para 1,80 m, pois não se está a comparar condições de ensaio semelhantes. O que pode ser dito é que a permeabilidade vertical a 2,50 m de profundidade é ligeiramente inferior à obtida para a direção horizontal à 1,80 m de profundidade.

Analisando os resultados à luz das curvas características é possível associar a permeabilidade à macroporosidade do solo. As Fig. 4.17 e 4.18, mostram que o término da entrada de ar nos macroporos se dá para o solo oriunda da profundidade 0,50 m – 1,00 m à aproximadamente S_r igual a 70%, enquanto para as demais profundidades ele se situa em torno de 50%, ou seja, o volume de macroporos assim como a permeabilidade (Fig. 4.23) é menor para o solo mais superficial.

A diferença entre os valores de permeabilidade de campo e de laboratório se deve a fatores como a melhor saturação da amostra em laboratório, a presença de uma frente de ar no campo que pode dificultar a infiltração, contrapondo-se à atuação favorável da sucção e o fato de no campo o ensaio avaliar ao mesmo tempo a permeabilidades de varias cotas em condições distintas de contorno sem que leve em conta as diferenças estratigráficas. Desta forma em laboratório tem-se a permeabilidade de cada camada em condições mais controladas e no campo, para a metodologia adotada, tem-se a avaliação da condutividade hidráulica global do maciço (Fig. 4.24).

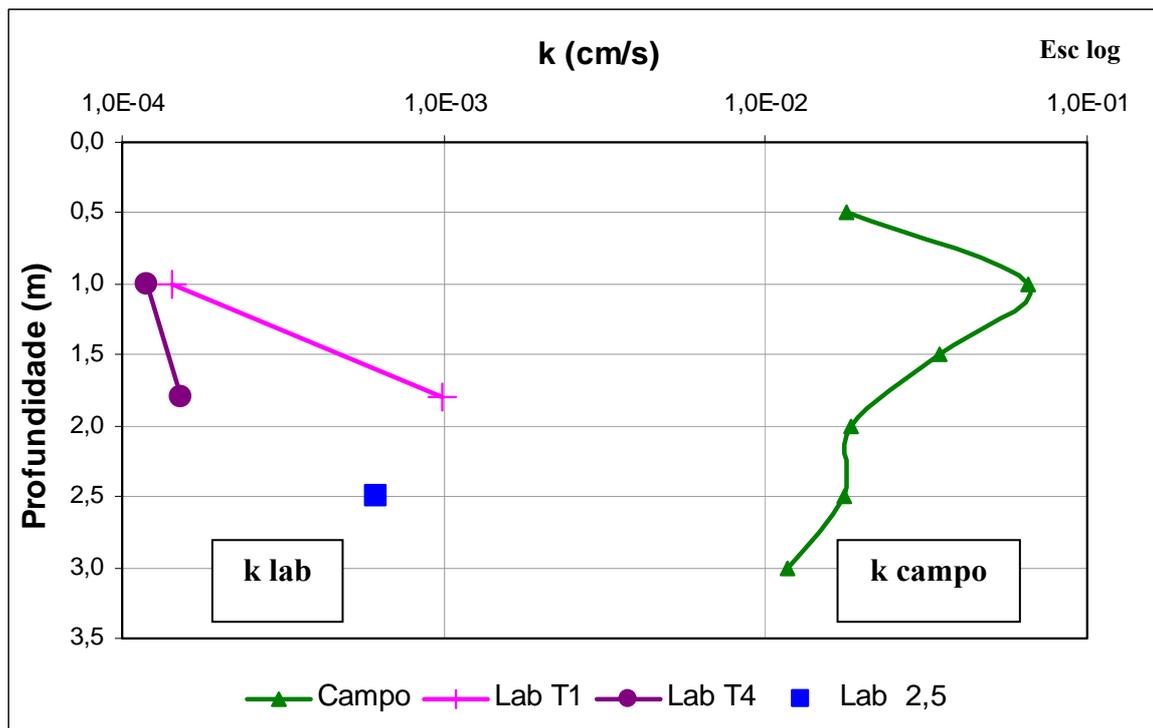


Figura 4.24 – Resultados dos ensaios de permeabilidade k_{lab} x k_{campo} .

4.5 PINHOLE TEST (ENSAIO DE FURO DE AGULHA)

Os gráficos das Fig. 4.25 a 4.28, apresentam os resultados dos ensaios *Pinhole test* para os solos das trincheiras 1 e 4 e para a amostra coletada no poço a 2,50 m de profundidade. Embora não tenha sido verificado carreamento de partículas durante a execução dos ensaios mesmo quando do uso de cargas hidráulicas elevadas, observa-se que as amostras coletadas nas profundidades de 0,5 m – 1,0 m, 1,5 m – 1,8 m e 2,5 m, apresenta as curvas na descarga posicionadas acima da curva de carga. Tal comportamento aponta para a degradação do solo devendo constituir-se em motivo de análises mais aprofundadas do efeito da infiltração na estabilidade estrutural dos solos principalmente para os casos em que a carga hidráulica ultrapasse 330 cm de coluna d'água, pois segundo os resultados mostrados nas Fig. 4.25 e 4.26, ocorre a partir desse ponto a um aumento na relação vazão/carga hidráulica. Destaca-se que os furos de agulha após os ensaios continuaram com as mesmas dimensões do início dos ensaios.

Os solos estudados apresentaram resultados que os caracterizam como ND1 (não dispersivo) segunda a classificação da NBR 14.144/98, uma vez que não houveram carreamento de partículas nem coloração percolada (Apêndice B).

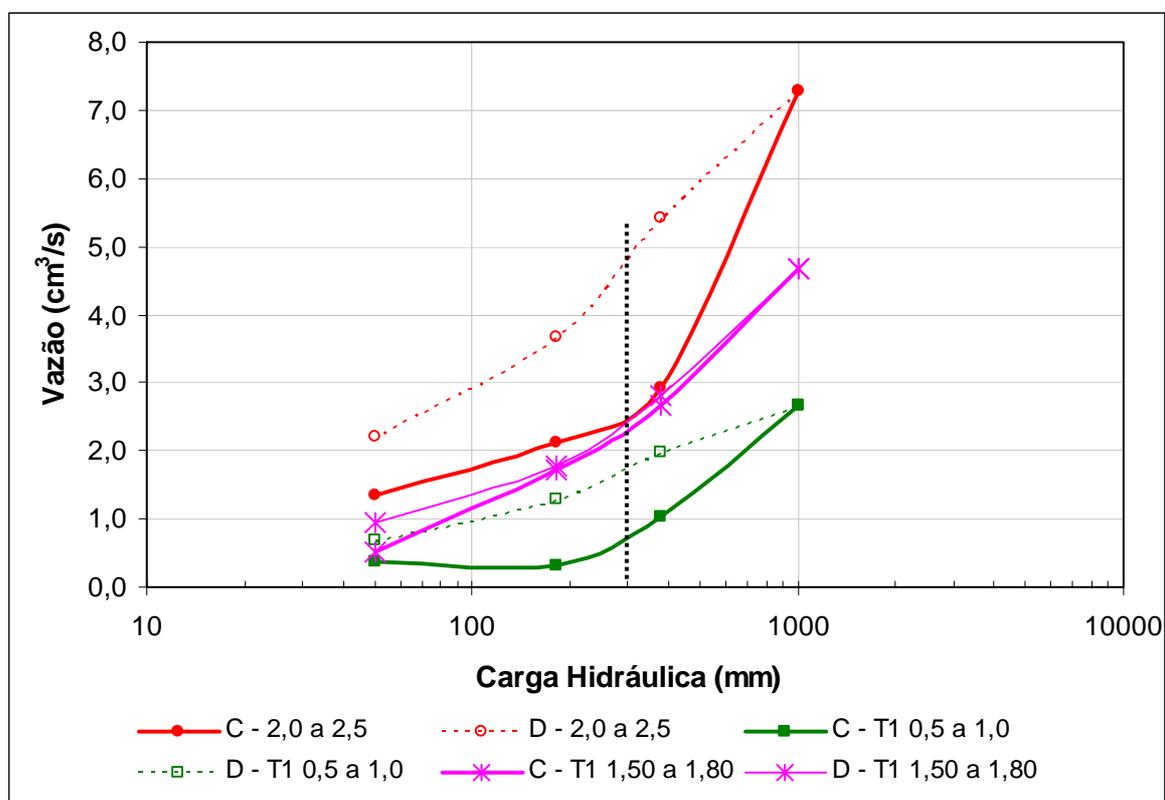


Figura 4.25 – *Pinhole test* para a trincheira 1 nas profundidades 1,00, 1,80 e 2,50.

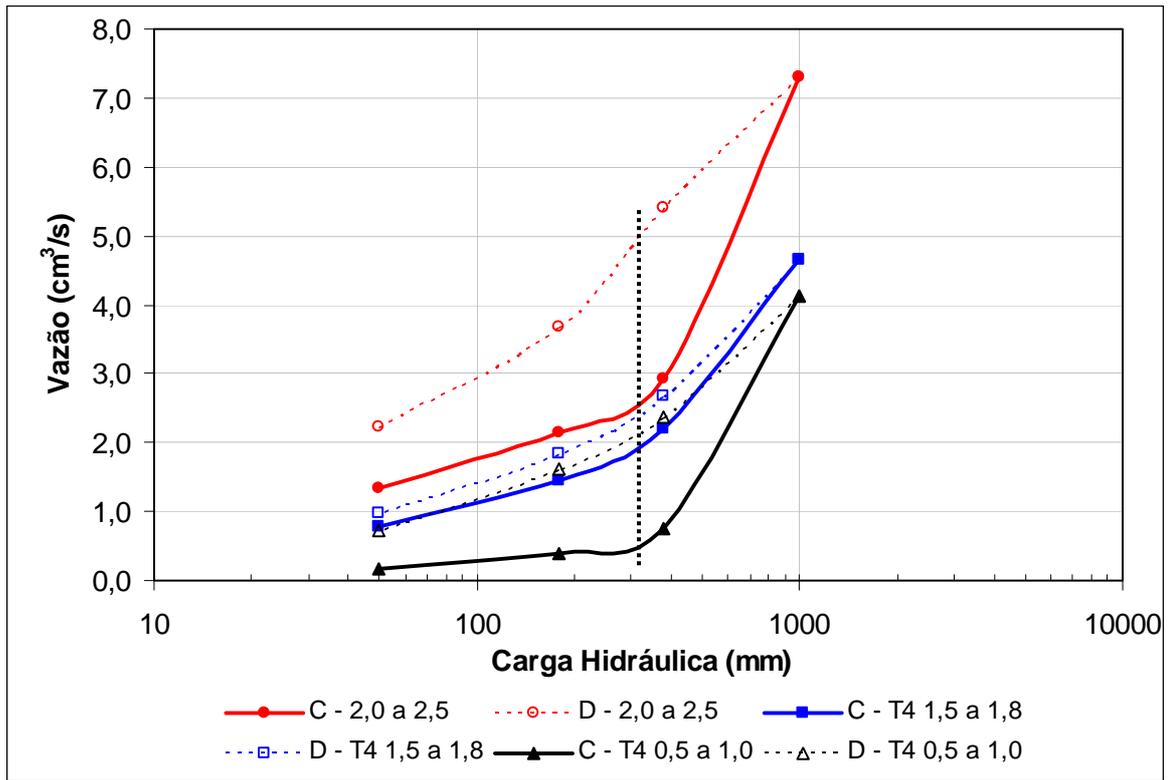


Figura 4.26 – Pinhole test para a trincheira 4 nas profundidades 1,00, 1,80 e 2,50.

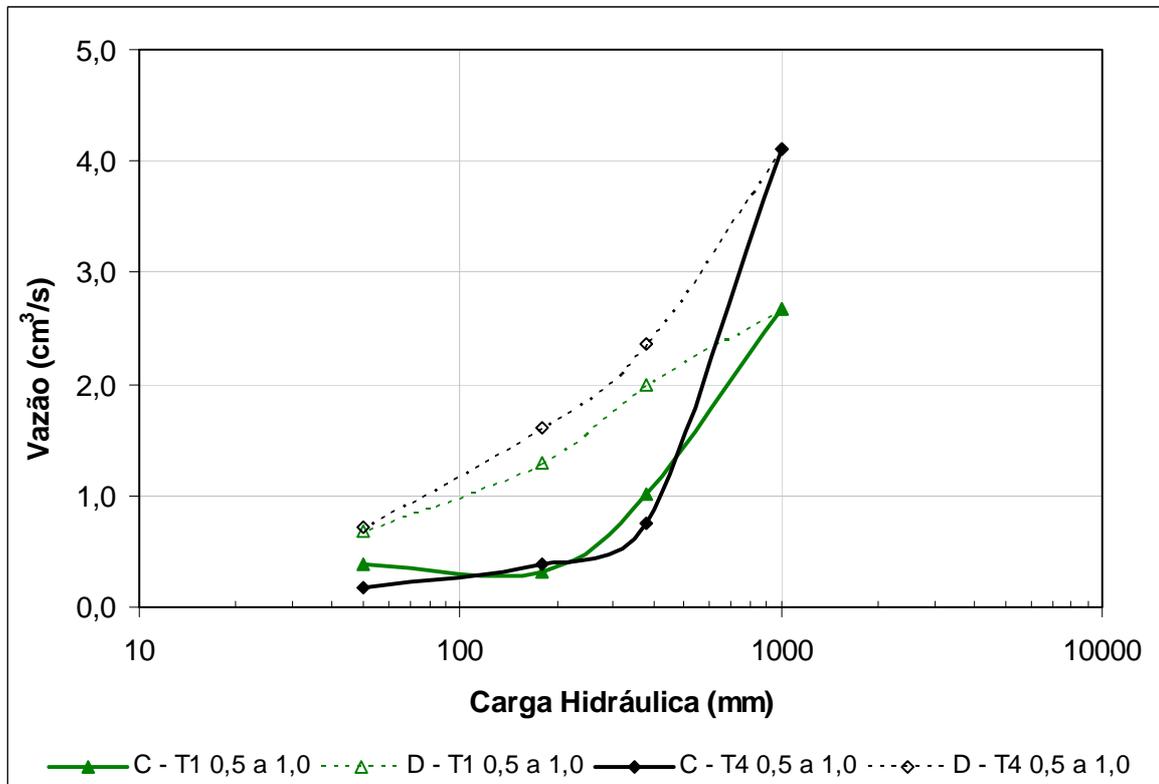


Figura 4.27 – Pinhole test na profundidade 1,00m, para as trincheiras 1 e 4.

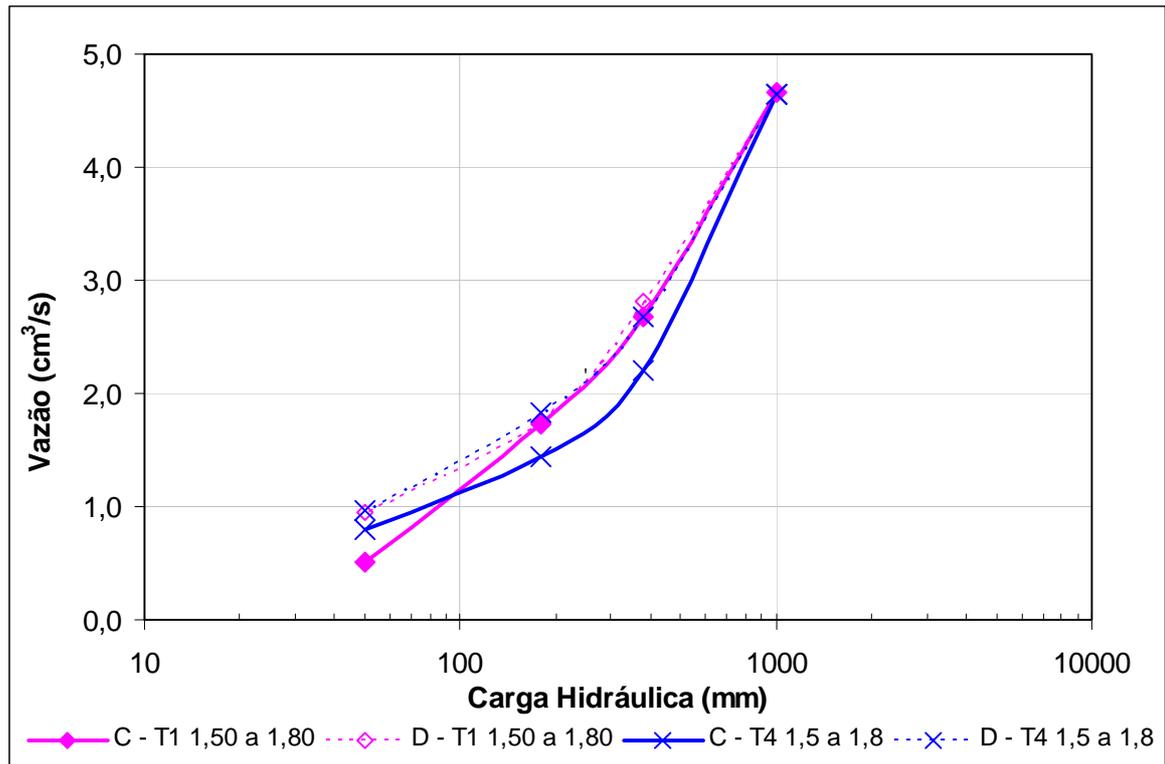


Figura 4.28 – *Pinhole test* na profundidade 1,80m, para as trincheiras 1 e 4.

4.6 ADENSAMENTO

A realização dos ensaios oedométricos teve por objetivo principal analisar a colapsibilidade do solo por inundação.

A Tab. 4.8 apresenta as características físicas das amostras ensaiadas. As Fig. 4.29 e 4.30 mostram as curvas de adensamento obtidas para amostras no estado natural e inundado, respectivamente. Normalizando-se as curvas em relação a e_o , observa-se que os resultados são muito similares para as diferentes profundidades estudadas, caracterizando-se por elevada colapsibilidade. Esta constatação mostra a necessidade de se preservar ou mesmo reduzir as tensões inicialmente atuantes no solo. Com essa finalidade serão utilizadas garrafas PET no preenchimento das trincheiras

Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios de adensamento oedométrico.

		PROFUNDIDADE 1,80 M							
		TRINCHEIRA 1		TRINCHEIRA 2		TRINCHEIRA 3		TRINCHEIRA 4	
		NAT	INU	NAT	INU	NAT	INU	NAT	INU
e inicial		1,65	1,65	1,60	1,60	1,47	1,47	1,67	1,67
e final		1,08	0,41	1,09	0,37	1,19	0,39	1,06	0,32

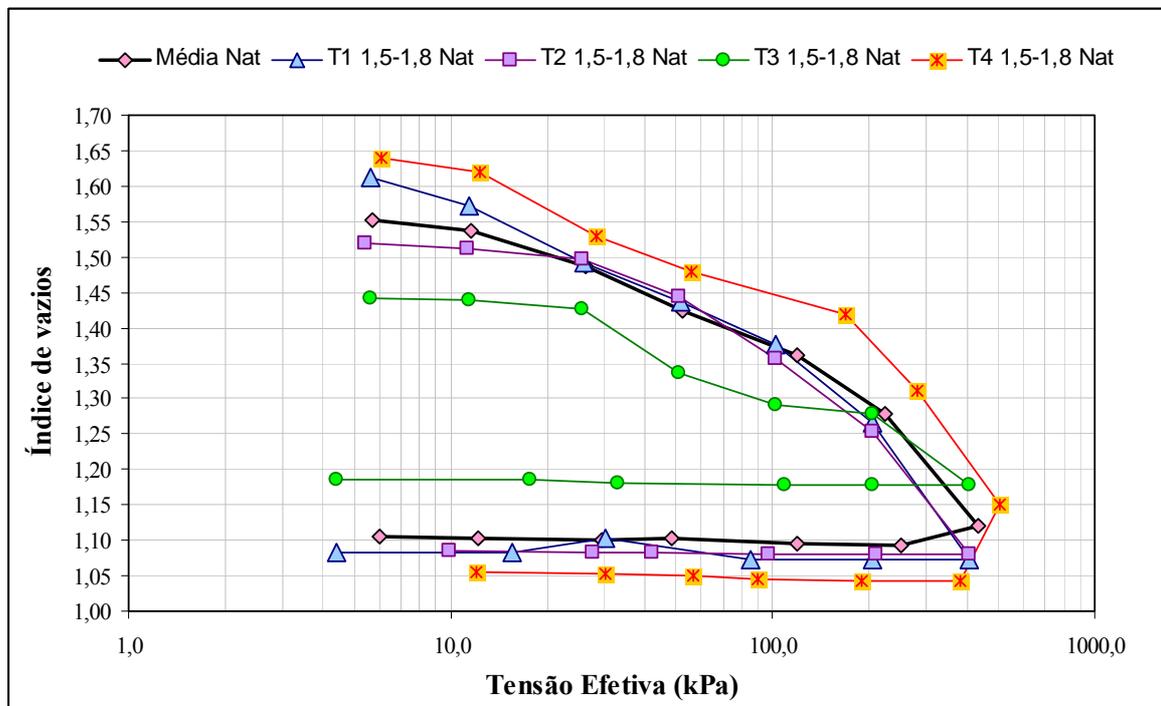


Figura 4.29 – Curvas de Compressibilidade do ensaio na umidade natural.

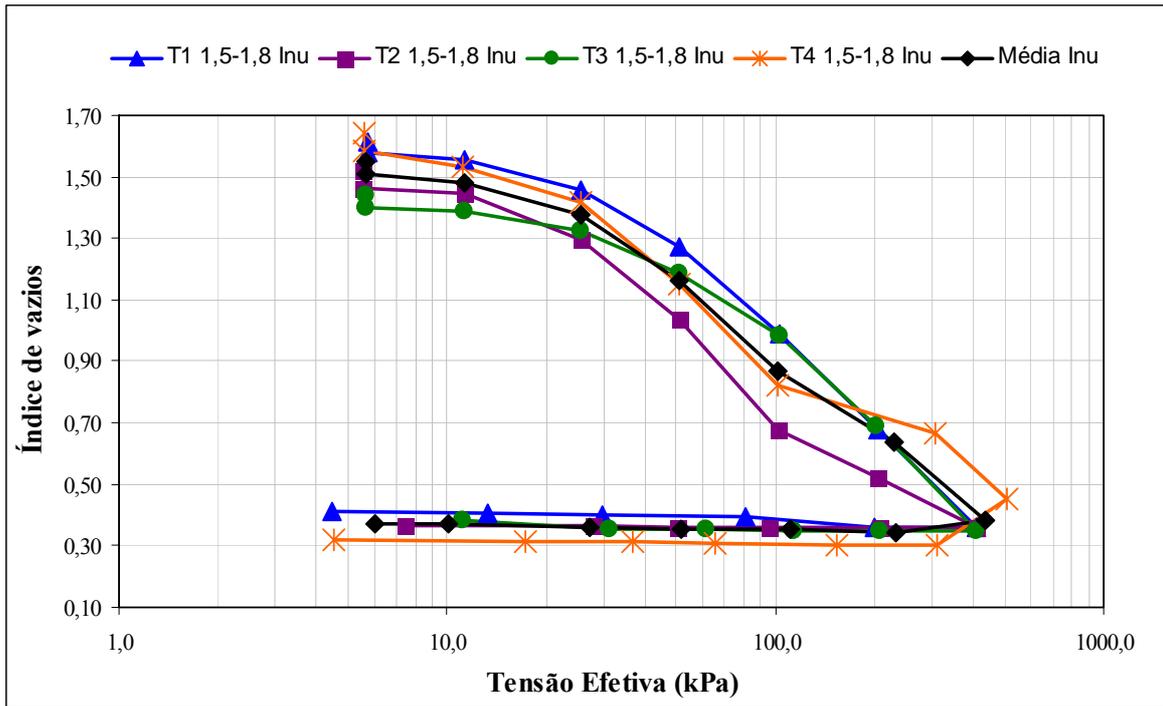


Figura 4.30 – Curvas de Compressibilidade do ensaio inundado.

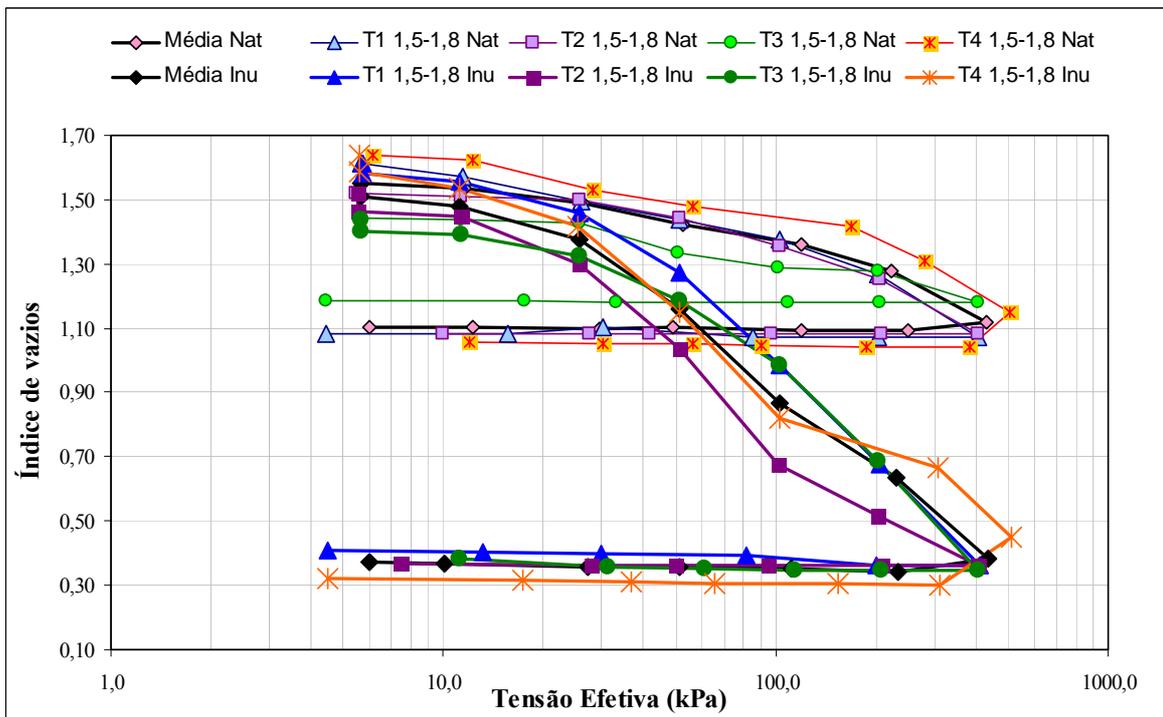


Figura 4.31 – Curvas de Compressibilidade Natural e Inundado.

4.7 ESCOLHA DOS MATERIAIS DE PREENCHIMENTO.

Com o intuito de verificar a viabilidade técnica do uso das garrafas PET nesta pesquisa, optou-se devido aos esforços que as mesmas sofrerão durante a vida útil das trincheiras, por fazer ensaios de compressão simples para avaliar a capacidade de suporte.

4.7.1 COMPRESSÃO SIMPLES NAS GARRAFAS PET

Nas trincheiras as mesmas poderão se submeter a carregamentos externos oriundos do sistema construtivo e de sobrecargas. Cabe destacar que o ideal seria avaliar simultaneamente um conjunto de garrafas dispostas como *in situ* de modo a se analisar o efeito de grupo. Futuramente pretende-se submeter a trincheira à provas de carga sobre placa que se avalie esse efeito.

Os ensaios de compressão simples objetivaram principalmente analisar comparativamente dois tipos de garrafas PET selecionadas em função da aparente melhor drenagem entre elas. Foram selecionadas: uma garrafa verde e outra incolor.

As garrafas foram ensaiadas em três situações distintas: inteiras, cortadas ao meio, e cortadas ao meio e acopladas as duas metades. As Fig. 4.32, 4.33 e 4.34 apresentam respectivamente os resultados obtidos.

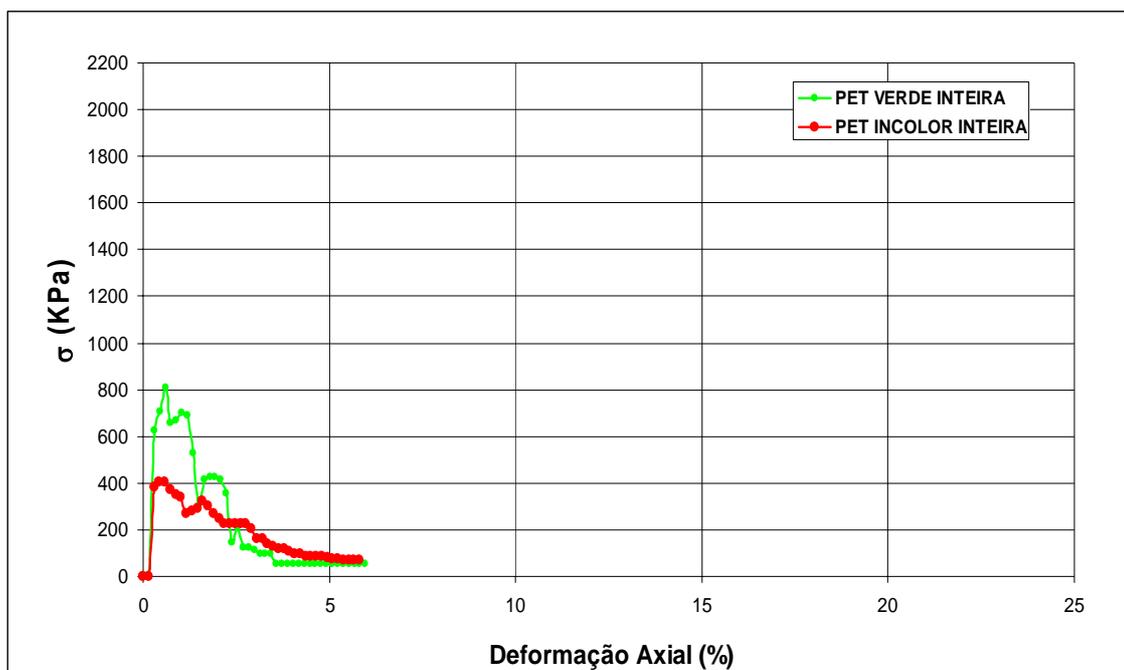


Figura 4.32 – Compressão simples nas garrafas inteiras incolor e verde.

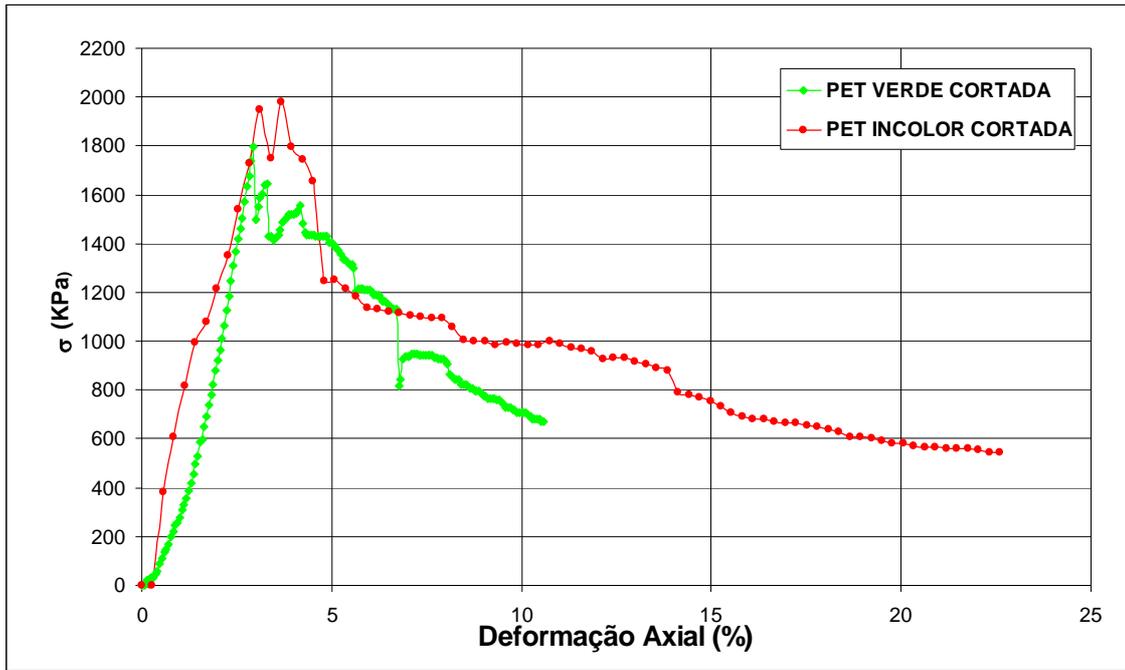


Figura 4.33 – Compressão simples nas garrafas cortadas incolor e verde.

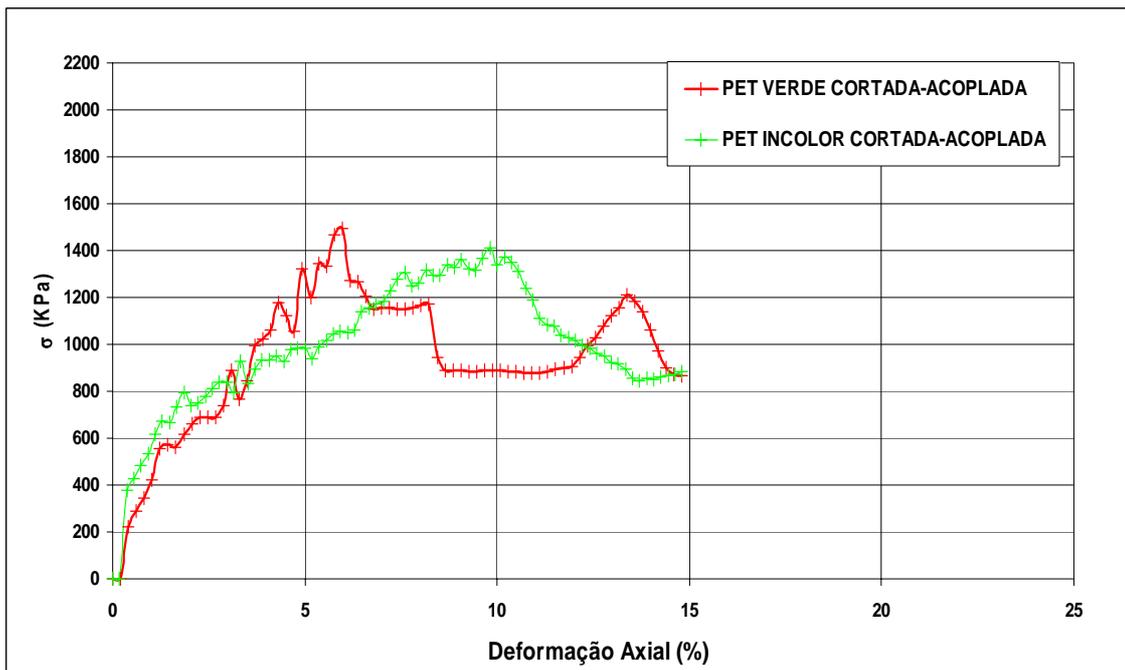


Figura 4.34 – Compressão simples nas garrafas cortada-acopladas incolor e verde.

Quando inteiras os resultados obtidos para a garrafa verde foi superior ao obtido para a garrafa incolor, nas demais situações os resultados foram praticamente similares quanto à resistência ao se comparar os dois tipos de garrafa. Destaca-se as resistências plotadas foram calculadas considerando-se as áreas das paredes das garrafas. A Tab. 4.9 apresenta em termos da resistência do conjunto por unidade de área da trincheira.

Tabela 4.9 – Resistências garrafas PET.

RESISTÊNCIA		
(kPa)		
SITUAÇÕES	VERDE	INCOLOR
INTEIRA	810	410
CORTADA	1800	1950
CORTADA –ACOPLADA	1500	1410

A Fig. 4.35 mostra o conjunto de resultados de compressão simples obtidos. Os melhores resultados, maiores módulos e resistência foram obtidos para as garrafas cortadas, provavelmente até por uma eventual diferença na distribuição de tensões oriundas do módulo adotado para montagem. No entanto, a montagem das mesmas *in situ* quando cortadas termina por gerar o acoplamento. Logo, na prática só se dispõe de duas situações as garrafas inteiras e as cortadas-acopladas. Devido a maior capacidade de suporte e consumo de garrafas PET optou-se pela utilização das garrafas verdes cortadas-acopladas.

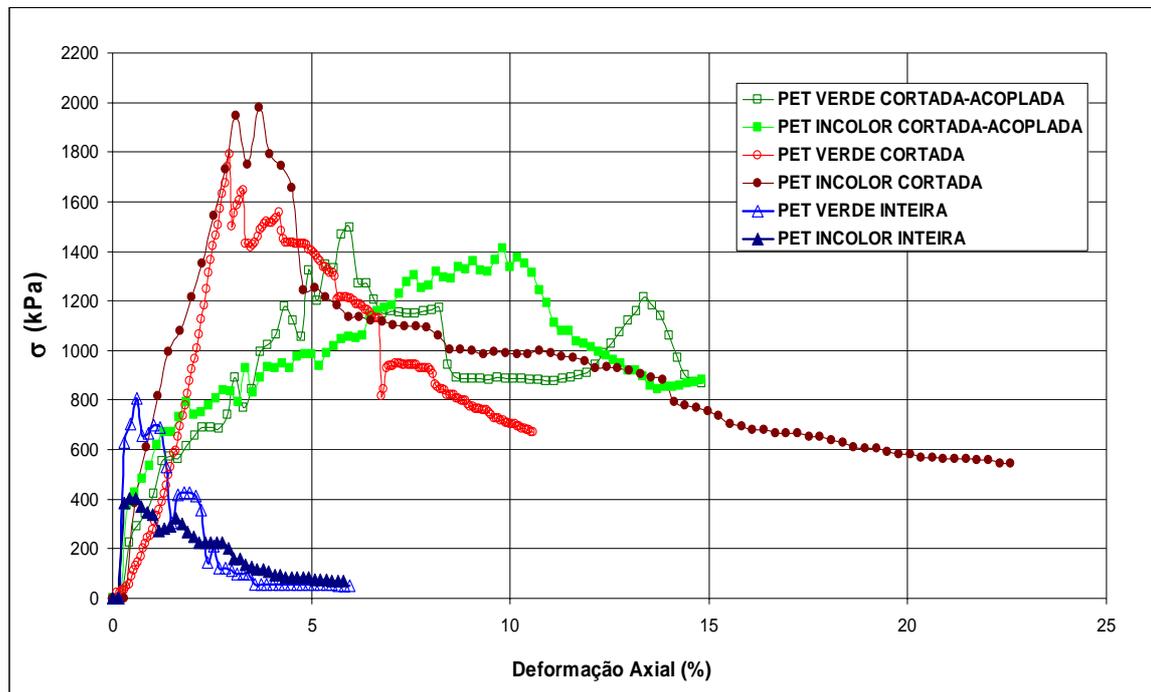


Figura 4.35 – Compressão simples nas garrafas incolor e verde.

As curvas referentes às garrafas cortadas-acopladas apresentam um ponto de inflexão por volta de 2% de deformação axial. A partir desse ponto tem-se uma aparente redução do

módulo gerado pelo ajuste das garrafas. A menor deformação de ajuste das garrafas verdes conduziu à sua escolha.

4.8 DIMENSÕES DAS TRINCHEIRAS

Realizaram-se o procedimento de dimensionamento de forma interativa, por se tratar de um modelo experimental, calculando a partir de dimensões pré-estabelecidas das trincheiras e adotando-se coeficientes e valores com a finalidade de se limitar uma área de captação.

Normalmente as trincheiras são dimensionadas em função de fatores com área de captação, balanço hídrico, escoamento superficial, características de infiltrabilidade do solo ao longo do perfil, área disponível para a implantação, período de retorno, etc. No entanto, no presente estudo pré-fixou-se as dimensões das trincheiras prevendo-se a alimentação controlada das mesmas.

De posse dos resultados de permeabilidade, deu-se início ao dimensionamento das trincheiras utilizando a Eq. 4.1 da curva IDF do Distrito Federal citado por Moura (2005)

$$i = \frac{21,7.T^{0,16}}{(t_c + 11)^{0,815}} \quad (4.1)$$

Seguindo o procedimento de cálculo citado por Silveira (2003) em que se igualando as alturas do volume afluente e efluente determinar-se a altura de dimensionamento da trincheira. Lança-se numa planilha uma tabela com as fórmulas citadas em 2.1 (Tab. 4.10). Sendo que foi necessária a adoção de alguns valores:

1. O valor de B entre 80 mm e 100 mm, pois é a menor dimensão utilizada por um “poceiro” para a retirada de blocos indeformados;
2. Tempo de retorno de 2 anos;
3. Coeficiente de permeabilidade da área $k = 2,83 \times 10^{-2}$ cm/s, determinado pelos ensaios de campo na área selecionada;
4. Porosidade da Brita 02 = 47%;
5. Coeficiente de escoamento $C = 0,95$. Para o dimensionamento pode-se considerar que as áreas impermeáveis e permeáveis estarão contribuindo para a estrutura, tendo coeficiente de escoamento (C), admitindo possível captação de pavimento conforme Tab.

2.3.

Tabela 4.10 – Planilha do dimensionamento das trincheiras.

Área de contribuição (m ²)	Largura da trincheira (m)	Coef de escoamento C	Comprimento da trincheira (m)					Altura da trincheira (cm)
			L	γ	β	K1	K2	
2500	0,8	0,95	1	0,0025	2968,750	44,686	0,068	351
2500	0,8	0,95	2	0,0025	1484,375	31,598	0,068	176
2500	0,8	0,95	3	0,0025	989,583	25,799	0,068	117
2500	0,8	0,95	4	0,0025	742,188	22,343	0,068	88
2500	0,8	0,95	5	0,0025	593,750	19,984	0,068	70
2500	1,0	0,95	1	0,002	2375,000	39,968	0,061	287
2500	1,0	0,95	2	0,002	1187,500	28,262	0,061	143
2500	1,0	0,95	3	0,002	791,667	23,076	0,061	96
2500	1,0	0,95	4	0,002	593,750	19,984	0,061	72
2500	1,0	0,95	5	0,002	475,000	17,874	0,061	57
2000	0,8	0,95	1	0,0025	2375,000	39,968	0,068	281
2000	0,8	0,95	2	0,0025	1187,500	28,262	0,068	141
2000	0,8	0,95	3	0,0025	791,667	23,076	0,068	94
2000	0,8	0,95	4	0,0025	593,750	19,984	0,068	70
2000	0,8	0,95	5	0,0025	475,000	17,874	0,068	56
2000	1,0	0,95	1	0,002	1900,000	35,749	0,061	229
2000	1,0	0,95	2	0,002	950,000	25,278	0,061	115
2000	1,0	0,95	3	0,002	633,333	20,639	0,061	76
2000	1,0	0,95	4	0,002	475,000	17,874	0,061	57
2000	1,0	0,95	5	0,002	380,000	15,987	0,061	46
1000	0,8	0,95	1	0,0025	1187,500	28,262	0,068	141
1000	0,8	0,95	2	0,0025	593,750	19,984	0,068	70
1000	0,8	0,95	3	0,0025	395,833	16,317	0,068	47
1000	0,8	0,95	4	0,0025	296,875	14,131	0,068	35
1000	0,8	0,95	5	0,0025	237,500	12,639	0,068	28
1000	1,0	0,95	1	0,002	950,000	25,278	0,061	115
1000	1,0	0,95	2	0,002	475,000	17,874	0,061	57
1000	1,0	0,95	3	0,002	316,667	14,594	0,061	38
1000	1,0	0,95	4	0,002	237,500	12,639	0,061	29
1000	1,0	0,95	5	0,002	190,000	11,305	0,061	23

Fixou-se uma área a ser atendida, a largura devido ao menor tamanho que um poceiro poderia trabalhar na retirada de blocos em 0,80 m, e utilizando as equações estabelecidas em publicações, encontramos o comprimento e a altura das trincheiras.

Logo, das dimensões encontradas (Tab. 4.10), selecionamos:

- Área de 2500 m² de contribuição;
- Largura B= 0,80 m;
- Comprimento L = 2,00 m;
- Altura H=1,76 \approx 1,80 m, fixou-se a profundidade da trincheira em 1,80m, para facilitar na escavação.

Adotaram-se como dimensões das trincheiras 0,80 m de largura, 2,00 m de comprimento e 1,80 m de profundidade. Estudou-se a permeabilidade do solo em laboratório e no campo e analisou-se a colapsibilidade do material de fundação.

Definiram-se então quatro condições de enchimento das trincheiras de modo a impor diferentes solicitações ao solo de fundação, possibilitando assim a análise da influência do eventual colapso na infiltração vertical.

Como material de enchimento foram utilizados brita 02 e garrafas PET de modo a possibilitar a variação da sobrecarga sobre o solo suporte ao se variar a proporção dos dois materiais.

4.9 SELEÇÃO DOS FILTROS

Um dos principais problemas em áreas de infiltração é a perda da infiltrabilidade do solo devido ao selamento dos poros superficiais por partículas carregadas pela água. Com isso faz-se necessário a proteção da trincheira por meio de filtros de fácil manutenção, o que conduziu a opção pelo uso de geotêxtil.

Para o bom funcionamento de um filtro em geotêxtil, este deverá apresentar características que satisfaçam a dois requisitos básicos, ter aberturas pequenas o suficiente para impedir a excessiva migração de partículas de solo. As aberturas devem ser grandes o suficiente para permitir um adequado fluxo da água.

Para a seleção do tipo de geotêxtil ideal utilizaram-se a curva granulométrica do solo e analisaram-se as características dos geotêxteis.

Como no presente estudo o geotêxtil seria utilizado para suprir três necessidades, proteger a trincheira superficialmente contra a infiltração de sólidos, protegê-la lateralmente contra desmoronamento e fazer a separação do fundo da trincheira com brita, foram analisados os geotêxteis OP-20 e OP-40 por meio das Tab. 4.11 e 4.12, as quais apresentam os critérios para a verificação das características.

Tabela 4.11 - Resumo de critérios para seleção de geotêxteis tipo OP-20.

I. Critério de Retenção (Resistência a <i>piping</i>)¹		
Solos	Fluxo permanente	Fluxo dinâmico e cíclico (se o geotêxtil pode mover-se)
< 50% passando ² 0,075 mm Da curva sem ultrasom % passante = 52%	AOS ou $O_{95} \leq B D_{85}$ $C_u \leq 2$ ou ≥ 8 : $B = 1$ $2 < C_u \leq 4$: $B = 0,5 C_u$ $4 < C_u < 8$: $B = 8 / C_u$	$O_{95} \leq 0,5 D_{85}$
$\geq 50\%$ passando 0,075 mm Da curva sem ultrasom % passante = 52%	Tecido: $O_{95} \leq D_{85}$ Não tecido: $O_{95} \leq 1,8 D_{85}$ $0_{p20} = 0,23$ mm $D_{85} = 0,25$ mm $= 1,8 * 0,25 = 0,45$ mm ok!	$O_{95} \leq 0,5 D_{85}$
Para solos coesivos ($IP > 7$)	O_{95} (geotêxtil) $\leq 0,3$ mm	
II. Critério de Permeabilidade/ Permissividade³		
B) Aplicações Críticas e Severas $k_{\text{geotêxtil}} \geq 10 k_{\text{solo}}$ $k_{\text{geotêxtil}} = 6 \times 10^{-1}$ cm/s (Do catálogo do fabricante) $k_{\text{solo}} = 10^{-3}$ cm/s (adotado) $k_{\text{geotêxtil}} / k_{\text{solo}} = 6000$ ok!		
B) Aplicações Pouco Críticas e Pouco Severas (com areia média a grossa e cascalho) $k_{\text{geotêxtil}} \geq k_{\text{solo}}$ $k_{\text{geotêxtil}} / k_{\text{solo}} = 6000$ ok!		
D) Permissividade Requerida $\psi \geq 0,7 \text{ s}^{-1}$ para < 15% passando 0,075 mm; $\psi \geq 0,2 \text{ s}^{-1}$ para 15 a 50% passando 0,075 mm; $\psi \geq 0,1 \text{ s}^{-1}$ para > 50% passando 0,075 mm. $\psi = 2,0 \text{ s}^{-1}$ ok! (catálogo do fabricante)		
III. Critério de Colmatação⁴		
B) Aplicações Críticas e Severas Selecionar o geotêxtil encontrado I, II, IIIB e executar o ensaio de filtração solo/geotêxtil antes a especificação, pré-qualificação do geotêxtil, ou depois de selecionado, antes da solução apresentada. Alternativa: usar lista aprovada de especificação para aplicação de filtração. Método de ensaio sugerido: Gradient Ratio, ASTM D 5101 para solos pouco coesivos ou Hydraulic Conductivity Ratio, ASTM D 5567 para solos coesivos.		
C) Aplicações pouco Críticas e pouco Severas		
5. Desempenho do ensaio de filtração solo/geotêxtil;		
6. Alternativa: $O_{95} \geq 3 D_{15}$ para $C_u > 3$ ($c_u = D_{60}/D_{10}$) ($c_u = 0,09/0,0009 = 100$); $3 \times D_{15} = 3 \times 0,0075 = 0,0225$ ok! ; (do catálogo do fabricante 0,11 a 0,19 mm)		
7. Para $C_u \leq 3$, especificar o geotêxtil com o tamanho de abertura máxima possível para o critério de retenção;		
8. Para solo com % passando 0,075 mm.		
	$\geq 5\%$	$\leq 5\%$
• geotêxtil monofilamento tecido, POA	$\geq 4\%$	$\geq 10\%$
• geotêxtil não tecido, porosidade. ⁵	$\geq 50\%$ ($\geq 90\%$ (do fabricante ok!)	$\geq 70\%$

Tabela 4.12 - Resumo de critérios para seleção de geotêxteis tipo OP-40.

I. Critério de Retenção (Resistência a <i>piping</i>)¹											
Solos	Fluxo permanente	Fluxo dinâmico e cíclico (se o geotêxtil pode mover-se)									
< 50% passando ² 0,075 mm Da curva sem ultrasom % passante = 52%	AOS ou $O_{95} \leq B D_{85}$ $C_u \leq 2$ ou ≥ 8 : $B = 1$ $2 < C_u \leq 4$: $B = 0,5 C_u$ $4 < C_u < 8$: $B = 8 / C_u$	$O_{95} \leq 0,5 D_{85}$									
$\geq 50\%$ passando 0,075 mm Da curva sem ultrasom % passante = 52%	Tecido: $O_{95} \leq D_{85}$ Não tecido: $O_{95} \leq 1,8 D_{85}$ $0p40 = 0,16$ mm $D_{85} = 0,25$ mm $= 1,8 * 0,25 = 0,45$ mm ok!	$O_{95} \leq 0,5 D_{85}$									
Para solos coesivos ($IP > 7$)	O_{95} (geotêxtil) $\leq 0,3$ mm										
II. Critério de Permeabilidade/ Permissividade³											
C) Aplicações Críticas e Severas $k_{\text{geotêxtil}} \geq 10 k_{\text{solo}}$ $Keq = \sqrt{(Kh.Kv)}$ $Keq = \sqrt{(6 \times 10^{-1} - 1,4 \times 10^{-1})}$ (Do catálogo do fabricante LINHA GEOTEXTIL BIDIM RT) $Keq = 4,8 * 10^{-1} \text{ cm/s}$ $k_{\text{geotêxtil}} = 4,8 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ Cálculado $k_{\text{solo}} = 2,62 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ (adotado) $k_{\text{geotêxtil}} / k_{\text{solo}} = 1832$ ok!											
B) Aplicações Pouco Críticas e Pouco Severas (com areia média a grossa e cascalho) $k_{\text{geotêxtil}} \geq k_{\text{solo}}$ $k_{\text{geotêxtil}} / k_{\text{solo}} = 1832$ ok!											
E) Permissividade Requerida $\psi \geq 0,7 \text{ s}^{-1}$ para < 15% passando 0,075 mm; $\psi \geq 0,2 \text{ s}^{-1}$ para 15 a 50% passando 0,075 mm; $\psi \geq 0,1 \text{ s}^{-1}$ para > 50% passando 0,075 mm. $\psi = 1,2 \text{ s}^{-1}$ ok! (catálogo do fabricante)											
III. Critério de Colmatação⁴											
C) Aplicações Críticas e Severas Selecionar o geotêxtil encontrado I, II, IIIB e executar o ensaio de filtração solo/geotêxtil antes a especificação, pré-qualificação do geotêxtil, ou depois de selecionado, antes da solução apresentada. Alternativa: usar lista aprovada de especificação para aplicação de filtração. Método de ensaio sugerido: Gradient Ratio, ASTM D 5101 para solos pouco coesivos ou Hydraulic Conductivity Ratio, ASTM D 5567 para solos coesivos.											
D) Aplicações pouco Críticas e pouco Severas 9. Desempenho do ensaio de filtração solo/geotêxtil; 10. Alternativa: $O_{95} \geq 3 D_{15}$ para $C_u > 3$ ($c_u = D_{60}/D_{10}$) ($c_u = 0,09/0,0009 = 100$); $3 \times D_{15} = 3 \times 0,0075 = 0,0225$ ok! (do catálogo do fabricante 0,11 a 0,19 mm) 11. Para $C_u \leq 3$, especificar o geotêxtil com o tamanho de abertura máxima possível para o critério de retenção; 12. Para solo com % passando 0,075 mm. <table style="margin-left: 20px;"> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">$\geq 5\%$</td> <td style="text-align: center;">$< 5\%$</td> </tr> <tr> <td>• geotêxtil monofilamento tecido, POA</td> <td style="text-align: center;">$\geq 4\%$</td> <td style="text-align: center;">$\geq 10\%$</td> </tr> <tr> <td>• geotêxtil não tecido, porosidade.⁵</td> <td style="text-align: center;">$\geq 50\%$</td> <td style="text-align: center;">$(\geq 90\%$ (do fabricante ok!)) $\geq 70\%$</td> </tr> </table>				$\geq 5\%$	$< 5\%$	• geotêxtil monofilamento tecido, POA	$\geq 4\%$	$\geq 10\%$	• geotêxtil não tecido, porosidade. ⁵	$\geq 50\%$	$(\geq 90\%$ (do fabricante ok!)) $\geq 70\%$
	$\geq 5\%$	$< 5\%$									
• geotêxtil monofilamento tecido, POA	$\geq 4\%$	$\geq 10\%$									
• geotêxtil não tecido, porosidade. ⁵	$\geq 50\%$	$(\geq 90\%$ (do fabricante ok!)) $\geq 70\%$									

Conforme as os critérios das Tab. 4.11 e 4.12, as amostras de geotêxteis OP-20 e OP-40, satisfazem os critérios de filtro em relação ao solo do Campo Experimental.



MONTAGEM DAS TRINCHEIRAS

5.1 DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ENCHIMENTO

Para uma análise quantitativa e qualitativa do sistema, optou-se por adotar diferentes proporções de brita e de garrafas PET, gerando assim distintas sobrecargas sobre o solo colapsível de fundação. Ao substituir a brita do sistema convencional por garrafas PET além de reduzir a sobrecarga no terreno proporciona-se um maior volume de acumulação. Como o solo encontra-se inicialmente não saturado é necessário que se avalie futuramente se o próprio peso da água não provocaria o colapso. Nesse caso será possível trabalhar com algumas garrafas fechadas de modo a reduzir a sobrecarga total. Apresenta-se a seguir, a configuração das trincheiras executadas.

5.1.1 DISPOSIÇÃO DOS MATERIAIS NAS TRINCHEIRAS

Para a determinação do potencial de colapso devido às tensões aplicadas pelo material de enchimento na base da trincheira, utilizou-se as curvas adensamento representativas do solo da área de implantação desta (Fig. 5.1), na profundidade de 1,80m. A partir dessas curvas foram obtidos os índices de vazios inicial e final nos estados natural (e_n) e inundado (e_i).

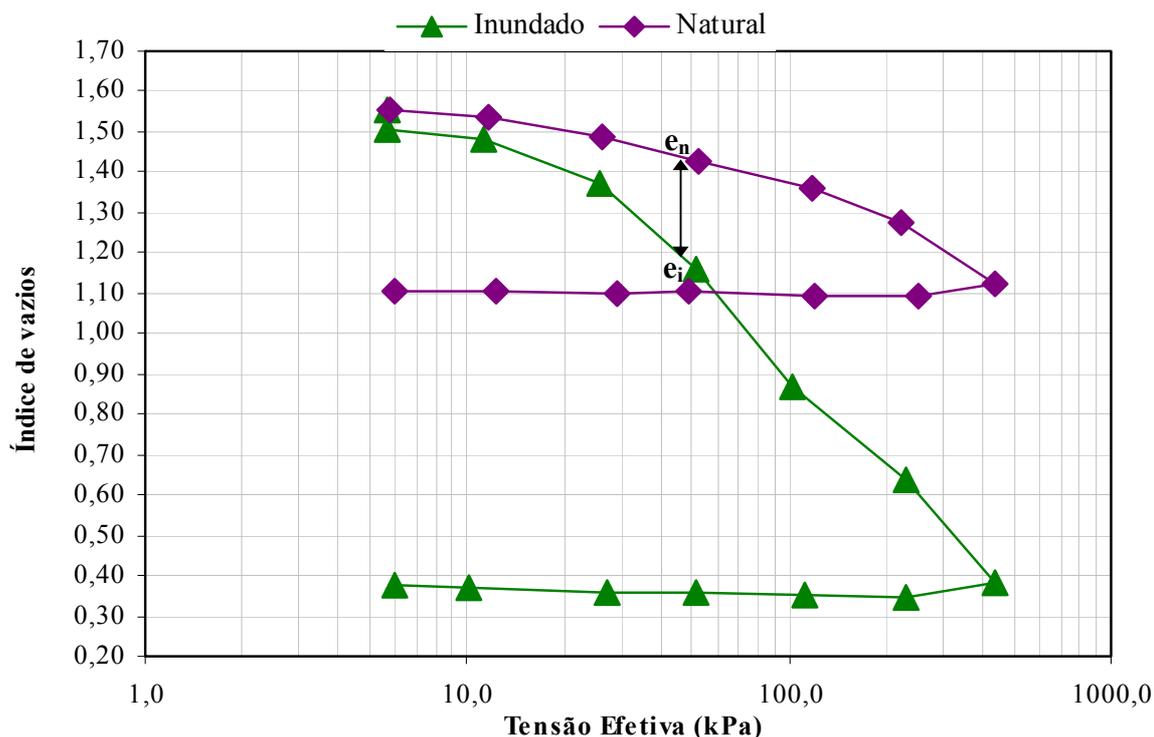


Figura 5.1 – Curvas de adensamento representativas do Campo Experimental para a profundidade 1,80m.

5.1.1.1 TRINCHEIRA 01

A Tab. 5.1 apresenta as dimensões, os volumes e os pesos dos materiais de enchimento dessa trincheira. A disposição desses materiais é mostrada na Fig. 5.2.

Com essa disposição, admitindo-se a favor da segurança que toda a carga se transmite ao solo de fundação tem-se uma tensão induzida na base da trincheira igual à 16 kPa.

Tabela 5.1 – Dimensões, pesos e volumes da trincheira 01.

	ÁREA (m ²)	ALTURA (m)	VOLUME (m ³)	PESO (Kg)
Garrafas PET	1,68	0,70	1,17	83,2
Brita	1,68	0,93	1,56	2392,0
Areia	1,68	0,10	0,17	243,3
TOTAL Trincheira	1,68	1,73	2,90	2718,5

Considerando-se os resultados de colapso (Fig. 5.2) verifica-se que para essa tensão, na umidade natural para a qual se efetuou o ensaio oedométrico o colapso devido ao enchimento da trincheira será de $CP = 3,2 \%$.

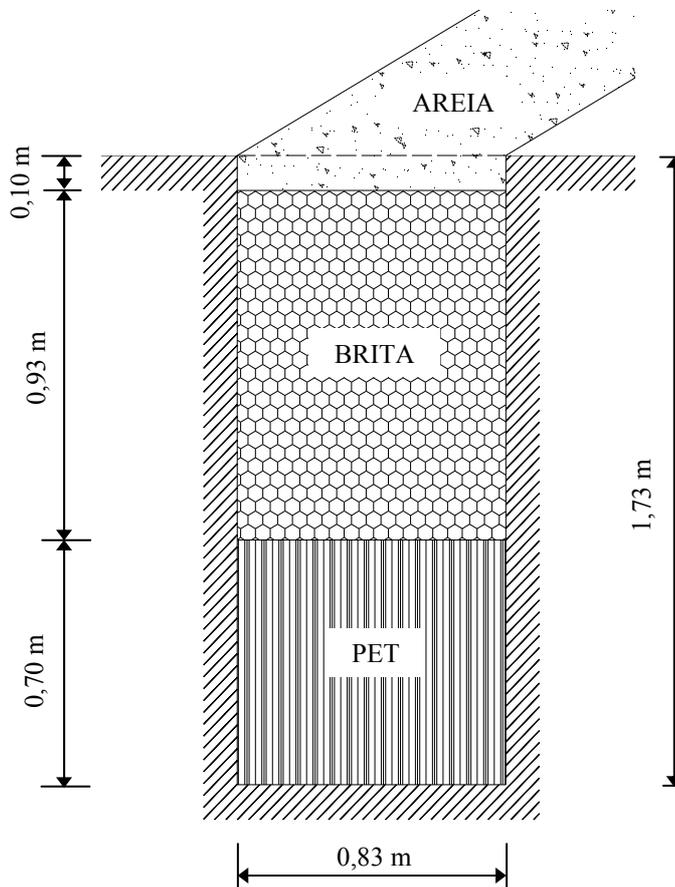


Figura 5.2 – Esquema de montagem da trincheira 01.

5.1.1.2 TRINCHEIRA 02

A Tab. 5.2 apresenta as dimensões, os volumes e os pesos dos materiais de enchimento dessa trincheira. A disposição desses materiais é mostrada na Fig. 5.3.

Com essa disposição, admitindo-se a favor da segurança que toda a carga se transmite ao solo de fundação tem-se uma tensão induzida na base da trincheira igual à 20 kPa.

Considerando-se os resultados de colapso (Fig. 5.3) verifica-se que para essa tensão, na umidade natural para a qual se efetuou o ensaio oedométrico o colapso devido ao enchimento da trincheira será de $CP = 4,0 \%$.

Tabela 5.2 – Dimensões, pesos e volumes da trincheira 02.

	ÁREA (m ²)	ALTURA (m)	VOLUME (m ³)	PESO (Kg)
Garrafas PET	1,74	0,35	0,61	31,3
Brita	1,74	1,23	2,13	3215,5
Areia	1,74	0,10	0,17	243,7
TOTAL Trincheira	1,74	1,68	2,91	3490,5

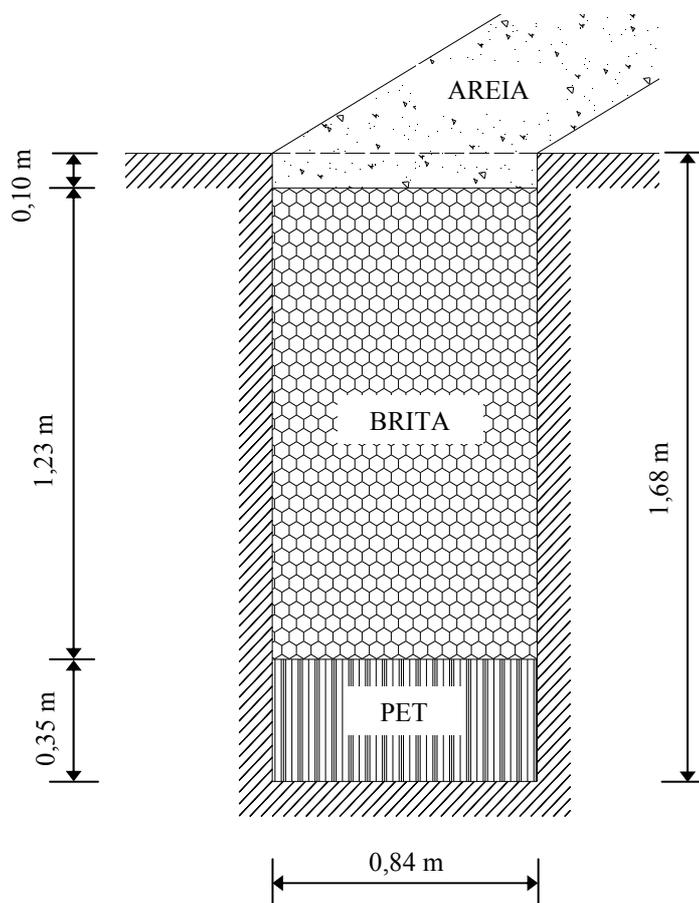


Figura 5.3 – Esquema de montagem da trincheira 02.

5.1.1.3 TRINCHEIRA 03

A Tab. 5.3 apresenta as dimensões, os volumes e os pesos dos materiais de enchimento dessa trincheira. A disposição desses materiais é mostrada na Fig. 5.4.

Com essa disposição, admitindo-se a favor da segurança que toda a carga se transmite ao solo de fundação tem-se uma tensão induzida na base da trincheira igual à 9 kPa.

Considerando-se os resultados de colapso (Fig. 5.4) verifica-se que para essa tensão, na umidade natural para a qual se efetuou o ensaio oedométrico o colapso devido ao enchimento da trincheira será de $CP = 2,0 \%$.

Tabela 5.3 – Dimensões, pesos e volumes da trincheira 03.

	ÁREA (m ²)	ALTURA (m)	VOLUME (m ³)	PESO (Kg)
Garrafas PET	1,52	1,20	1,83	144,0
Brita	1,52	0,34	0,51	1313,4
Areia	1,52	0,10	0,15	241,5
TOTAL Trincheira	1,52	1,64	2,49	1698,9

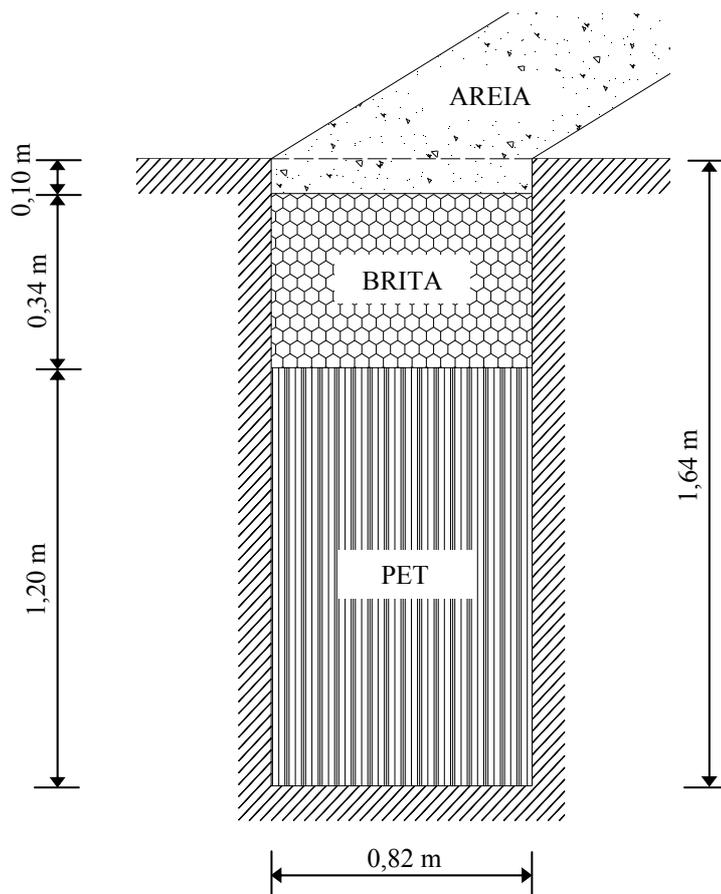


Figura 5.4 – Esquema de montagem da trincheira 03.

5.1.1.4 TRINCHEIRA 04

A Tab. 5.4 apresenta as dimensões, os volumes e os pesos dos materiais de enchimento dessa trincheira. A disposição desses materiais é mostrada na Fig. 5.5.

Com essa disposição, admitindo-se a favor da segurança que toda a carga se transmite ao solo de fundação tem-se uma tensão induzida na base da trincheira igual à 23 kPa.

Tabela 5.4 – Dimensões, pesos e volumes da trincheira 04.

	ÁREA (m ²)	ALTURA (m)	VOLUME (m ³)	PESO (Kg)
Garrafas PET	0	0	0	0
Brita	1,67	1,69	2,83	3626,3
Areia	1,67	0,10	0,15	237,5
TOTAL Trincheira	1,67	1,79	2,98	3863,8

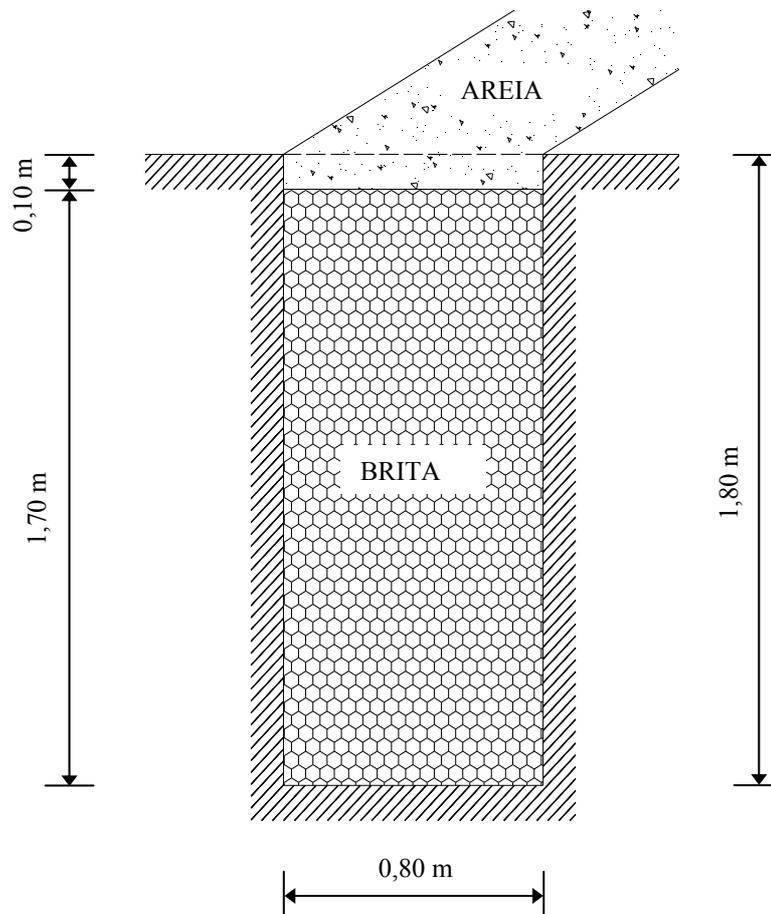


Figura 5.5 – Esquema de montagem da trincheira 04.

Considerando-se os resultados de colapso (Fig. 5.5) verifica-se que para essa tensão, na umidade natural para a qual se efetuou o ensaio oedométrico o colapso devido ao enchimento da trincheira será de $CP = 4,4 \%$.

5.1.2 ÍNDICE DE VAZIOS NO INTERIOR DA TRINCHEIRA

Na determinação dos índices de vazios globais das trincheiras (Tab. 5.5), quantificaram-se os volumes de vazios (V_v) e os de sólidos (V_s) nas camadas de brita (^B) e nas camadas de garrafas PET (^P) em cada uma delas. Considerando-se como índice de vazios global a divisão entre o somatório dos volumes de vazios ($V_v^B + V_v^P$) e o somatório dos volumes de sólidos ($V_s^B + V_s^P$), encontrados nas camadas dos materiais de enchimento.

A camada superficial de areia cumpre a função de filtro não se prevendo acumulação de água no seu interior. Por este motivo o volume de vazios a ela correspondente, não foi incluído na determinação do índice de vazios global.

Tabela 5.5 – Índice de vazios global das trincheiras.

TRINCHEIRAS	V_v^B (m^3)	V_v^P (m^3)	V_s^B (m^3)	V_s^P (m^3)	V^{TOTAL} (m^3)	Índice de vazios global
1	0,66	1,11	0,90	0,06	2,90	1,839
2	1,10	0,59	1,21	0,02	2,91	1,368
3	0,02	1,72	0,49	0,11	2,49	2,894
4	1,38		1,45		2,98	0,947

Onde:

V^{TOTAL} – Volume total da trincheira.

Conforme a Fig. 5.6, os índices de vazios decorrentes nos materiais de enchimento, aumentam com a porcentagem de garrafas PET utilizada. Sendo assim, maior o volume de garrafa PET, maior o volume de acumulação de água. Destaca-se ainda que além do maior volume de acumulação proporcionado pelo uso das garrafas PET, tem-se ainda como consequência da menor tensão induzida, a redução do colapso.

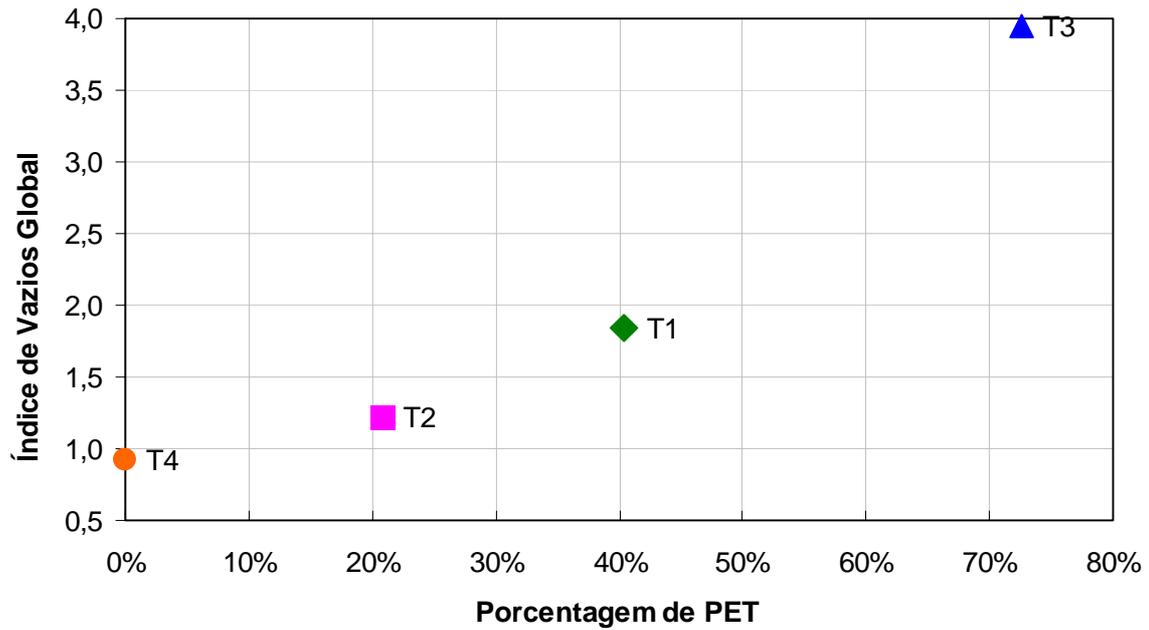


Figura 5.6 – Índice de vazios pela porcentagem de garrafas PET.

5.2 MONTAGEM DAS TRINCHEIRAS

Na montagem das trincheiras foram utilizados os seguintes materiais, apresentados na Fig. 5.7:

- manta de georrede (Fig. 5.7a);
- manta geotêxtil de 4,00m de comprimento e 2,20 m de largura (Fig. 5.7b);
- um tassômetro de placa de 2,00 de altura (Fig. 5.7c);
- um piezômetro de 2,00m de altura (Fig. 5.7d);
- colunas de garrafas PET (Fig. 5.7e);

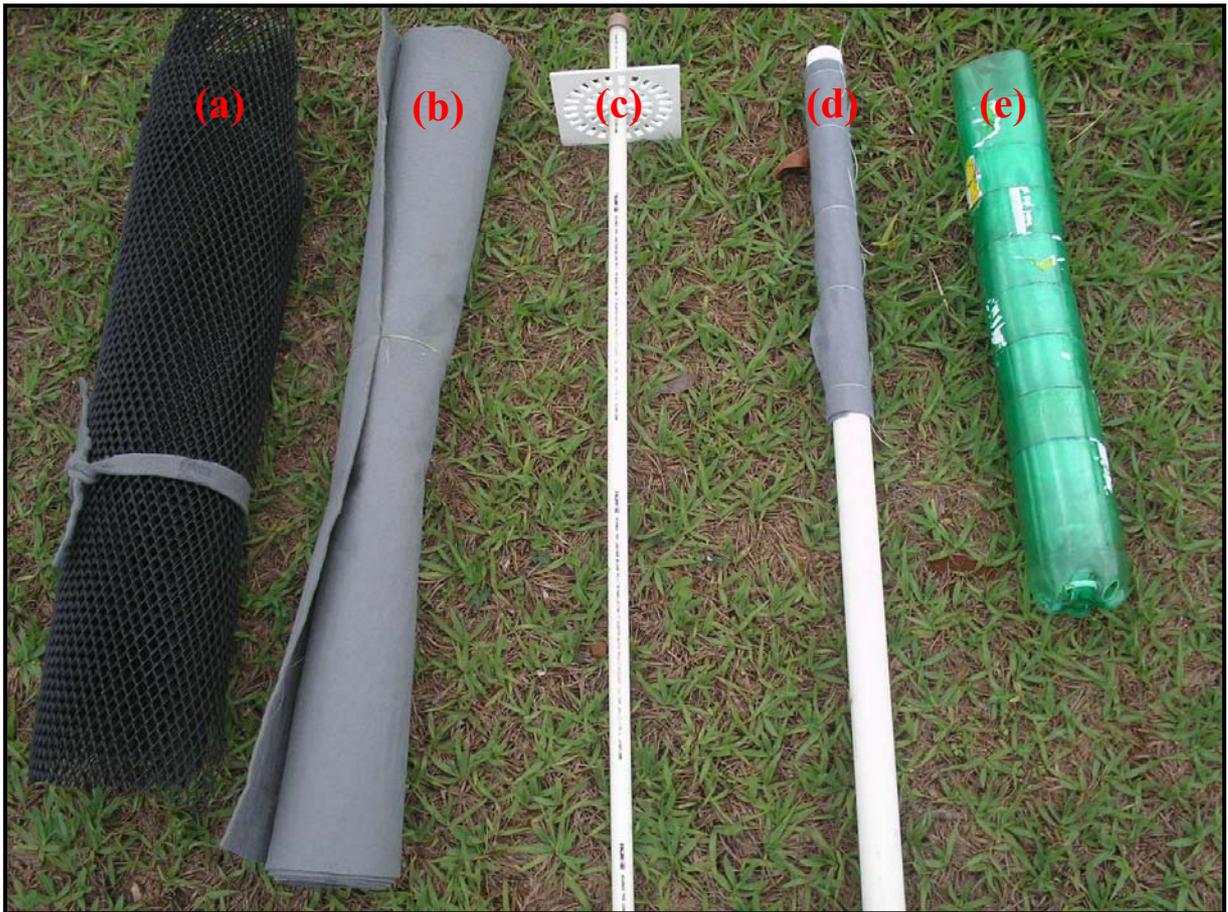


Figura 5.7 – Seqüência dos materiais utilizados na montagem das trincheiras.

No geral a montagem das trincheiras seguiu o procedimento descrito por Souza (2002), cabendo as seguintes observações:

- A etapa de escavação foi realizada de forma distinta, nessa pesquisa, em virtude da necessidade da obtenção de blocos indeformados. Procedeu-se a escavação manualmente, em lugar de usar o tipo mecanizado (Fig. 5.8);
- As trincheiras foram escavadas de forma alinhada com Via L3, devido a possível zona de captação (Fig. 5.9).



Figura 5.8 – Escavação e retirada de blocos.

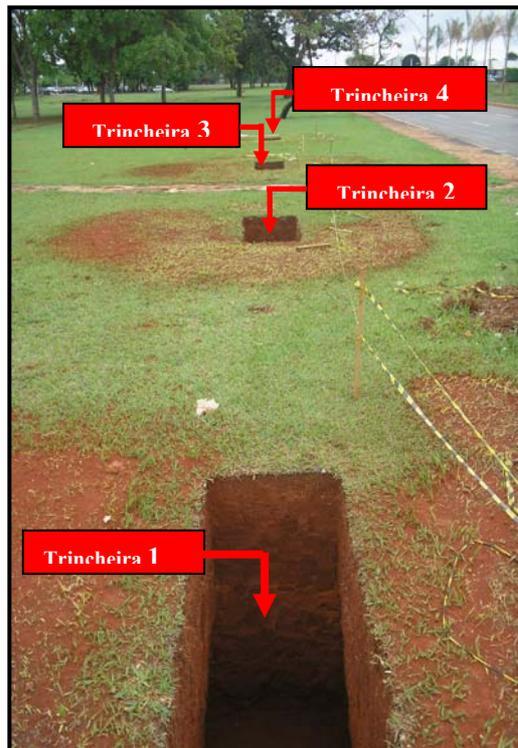


Figura 5.9 – Disposição das trincheiras 1, 2, 3 e 4 após escavação.

- A instrumentação consistiu na utilização de um piezômetro do tipo Casagrande e um tassômetro, localizados no centro da trincheira com o objetivo de realizar as leituras

no nível d'água e deformação vertical. Não foram posicionados postos de visitas com o descrito na metodologia adotada, pois se optou por uma trincheira de menor comprimento, com maior profundidade (Fig. 5.10a);

- Com o objetivo de evitar a colmatção do fundo da trincheira, na interface garrafas-geotêxtil, optou-se pela implantação de uma camada pouco espessa de brita, no contato com o solo (Fig. 5.10b);

- Realizou-se a pesagem das porções de brita no fundo das trincheiras, até uma altura de aproximadamente 2 cm, e no preenchimento até uma altura de 1,70 m.

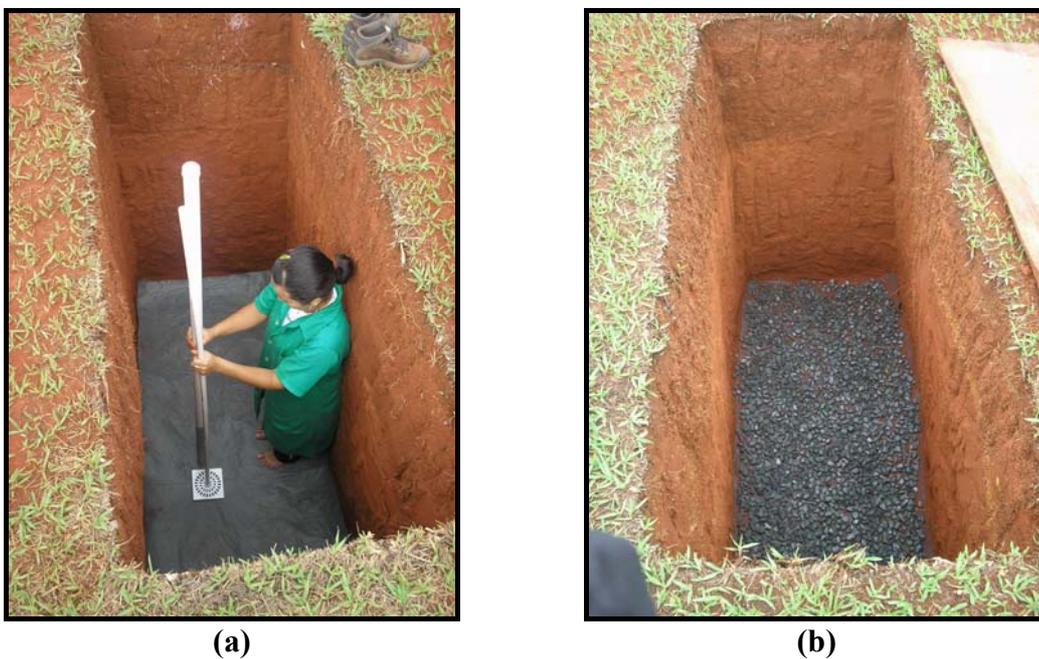
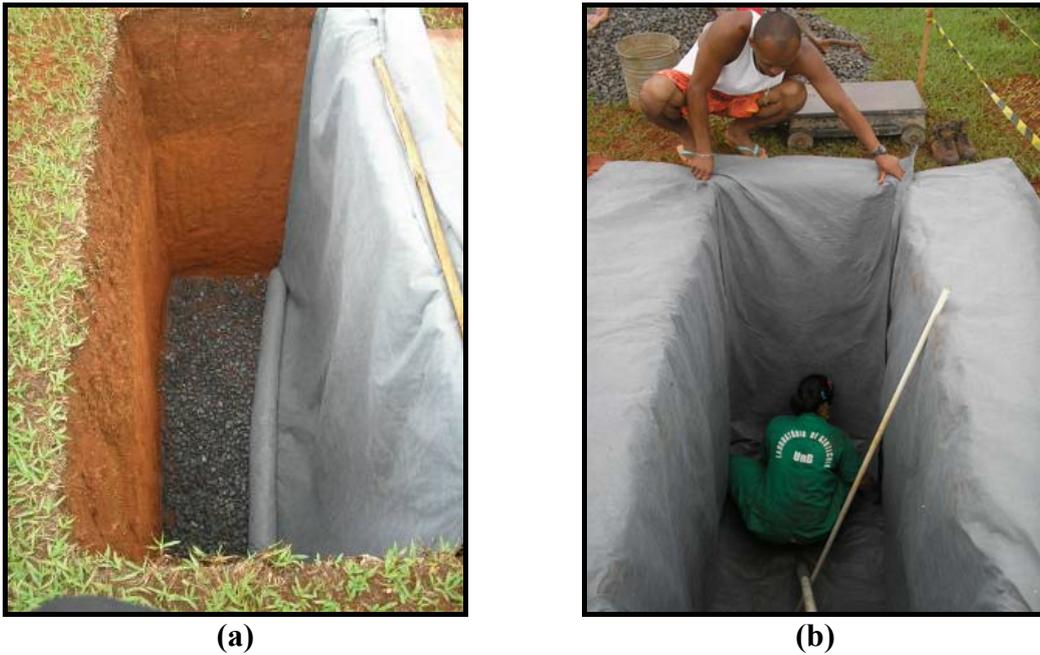


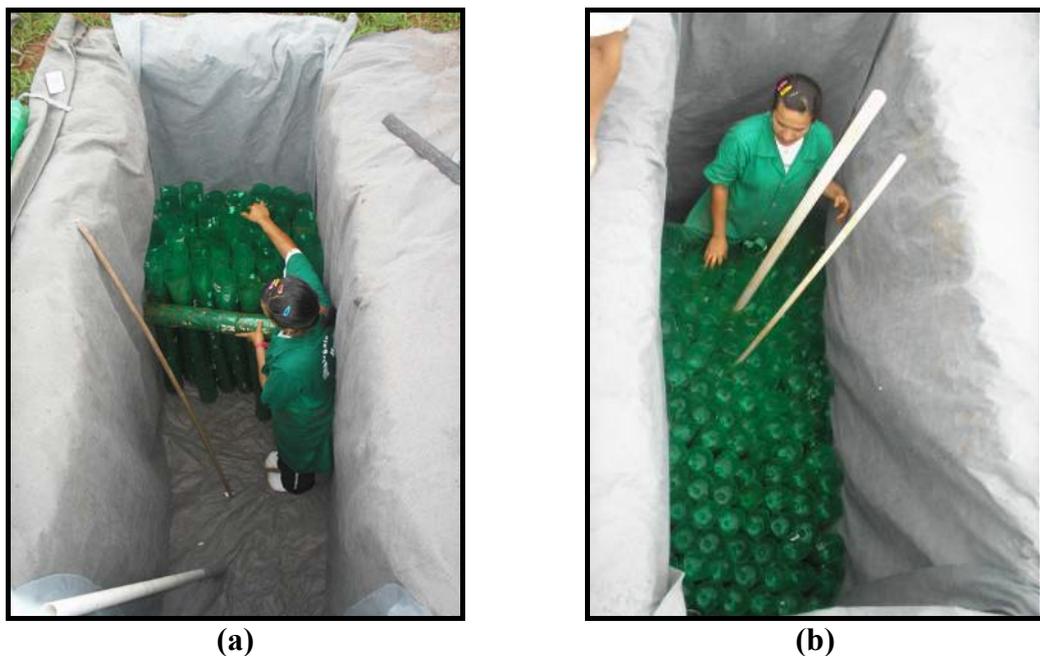
Figura 5.10 –(a) - Colocação dos Piezômetros tipo Casagrande e do Tassômetro; (b) – Colocação da lâmina de brita de fundo.

- A colocação da manta de geotêxtil foi realizada recobrendo todas as faces e fundo da trincheira (envelope), resguardando-se na aplicação para evitar rasgos (quando em contato com brita) ou a colmatção da manta (quando em contato com o solo) (Fig. 5.11a e 5.11b);



(a) (b)
Figura 5.11 – (a) Aplicação da manta geotêxtil; (b) - Início do envelopamento.

- A definição das alturas das colunas de garrafas PET e brita levou-se em conta a massa de solo removido na abertura da trincheira. Adotou-se uma distribuição com tensão equivalente a massa de solo escavada (trincheira 1), uma gerando menor tensão e ampliando-se, portanto, o volume de PET (trincheira 3), e duas com maior sobrecarga (trincheiras 2 e 4) sendo uma delas, a trincheira 4, inteiramente preenchida com brita, como no sistema construtivo convencional.



(a) (b)
Figuras 5.12 – (a) - Implantação das colunas PET; (b) – Finalização da implantação das colunas PET.

- Na interface entre as colunas de garrafas PET e a camada de brita, inseriu-se um painel de georrede, com o objetivo de evitar que os grãos de brita penetrem nas colunas, obstruindo os furos existentes. Optou-se pela combinação georrede-geotêxtil, devido as porcentagens de material fino existentes nos volumes de brita (Fig. 5.13).



(a)



(b)

Figura 5.13 – (a)- Aplicação da Camada de Georrede; (b) – Manta de Georrede sob a brita.

- Ao finalizar a colocação da camada de brita, promoveu-se o envelopamento da trincheira com o geotêxtil, conforme apresentado nas Fig. 5.14 e 5.15.



(a)



(b)

Figura 5.14 –(a) - Deposição das Brita; (b) – Lançamento da brita na trincheira.



(a)



(b)

Figura 5.15 – (a) - Fechamento do envelope de Geotêxtil; (b) – Finalização do fechamento do Geotêxtil.

– A altura remanescente de 10 cm é preenchida com areia grossa, completando assim o volume total do sistema (Fig. 5.16).



(a)



(b)

Figura 5.16 – (a) - Deposição da areia sob o Geotêxtil; (b) - Finalização do processo de enchimento da trincheira.

5.3 CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DAS TRINCHEIRAS

O custo da implantação das trincheiras de infiltração é estruturado no preço da mão de obra de escavação e de produção (corte da PET), nos custos dos materiais de enchimento (brita, areia, garrafas PET, geotêxtil e georrede). Nas Tab. 5.5, 5.6, 5.7 e 5.8, apresentam-se as composições de custo para a instalação das trincheiras 1, 2, 3 e 4. Onde observou-se um custo de implantação crescente com o aumento das porcentagens de PET como preenchimento das trincheiras. (Fig. 5.17). Consideraram-se apenas os custos dos materiais a diferença se amplia. Cabe destacar que os preços correspondem aos praticados no varejo no DF.

Tabela 5.5 - Custo de implantação da trincheira 1.

	UNIDADE	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	PREÇO TOTAL (R\$)
BIDIM OP-40	m ²	1,68	7,16	12,00
BIDIM OP-20	m ²	13,2	3,57	47,12
GEORREDE	m ²	1,68	16,67	27,92
GARRAFAS PET	un	1665	0,005	8,33
BRITA	m ³	1,56	57,50	89,67
AREIA	m ³	0,17	79,90	13,39
MÃO DE OBRA (CORTE)	UN	1665	0,16	266,4
ESCAVAÇÃO	diária	1,5	100,00	150,00
			TOTAL R\$	689,74

Tabela 5.6 - Custo de implantação da trincheira 2.

	UNIDAD E	QUANTIDAD E	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	PREÇO TOTAL (R\$)
BIDIM OP-40	m ²	1,74	7,16	12,44
BIDM OP-20	m ²	13,22	3,57	42,20
GEORREDE	m ²	1,74	16,67	28,96
GARRAFAS PET	un	627	0,005	3,14
BRITA	m ³	2,13	57,50	122,67
AREIA	m ³	0,17	79,90	13,88
MÃO DE OBRA (CORTE)	UN	627	0,16	100,32
ESCAVAÇÃO	diária	1,50	100,00	150,00
			TOTAL R\$	506,80

Tabela 5.7 - Custo de implantação da trincheira 3.

	UNIDADE	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	PREÇO TOTAL (R\$)
BIDIM OP-40	m ²	1,52	7,16	10,91
BIDM OP-20	m ²	11,83	3,57	42,23
GEORREDE	m ²	1,52	16,67	25,40
GARRAFAS PET	un	2880	0,005	14,40
BRITA	m ³	0,51	57,50	29,36
AREIA	m ³	0,15	79,90	12,18
MÃO DE OBRA (CORTE)	UN	2880	0,16	460,8
ESCAVAÇÃO	diária	1,5	100,00	150,00
			TOTAL R\$	874,87

Tabela 5.8 - Custo de implantação da trincheira 4.

	UNIDADE	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	PREÇO TOTAL (R\$)
BIDIM OP-40	m ²	1,67	7,16	11,95
BIDM OP-20	m ²	13,23	3,57	47,23
GEORREDE	m ²	1,67	16,67	27,81
GARRAFAS PET	un	0	0,005	0
BRITA	m ³	2,82	57,50	161,90
AREIA	m ³	0,17	79,90	13,33
MÃO DE OBRA (CORTE)	UN	0	0,16	0
ESCAVAÇÃO	diária	1,5	100,00	150,00
			TOTAL R\$	412,22

Ressalta-se que o material granular, como um componente importante na construção civil, é o grande responsável pelo maior custo na implantação de um sistema convencional, devido os custos de britagem e os impactos ambientais..

Após a determinação do custo de implantação das trincheiras observa-se (Fig. 5.17) a elevação custo de implantação com a utilização das garrafas PET quando se comparando as trincheiras que possuem garrafas PET (T1, T2 e T3) com a trincheira convencional (T4) somente com brita e areia como enchimento. Essa diferença tem como principal fator o custo na produção, o que pode ser no futuro eliminado quando se substituindo o corte manual pelo mecânico.

Por se tratar de um modelo reduzido não obtiveram-se dados em grande escala. Todas possuem volumes aproximados permitindo-se uma comparação entre as mesmas que possibilita a conclusão de um aumento no custo do m³ de implantação nas trincheiras que utilizaram como parte de seu material de enchimento garrafas PET. Observou-se um aumento crescente do valor com a porcentagem de garrafas PET utilizadas neste volume total de enchimento, ou seja, quanto mais se substitui o volume de brita pelo volume de PET, mais caro ficou a implantação da trincheira. Sendo que para trincheira 3 (Fig. 5.18) que possui 73% de PET, um acréscimo de 154% no valor do m³ em relação a trincheira 4 que possui 0% de PET.

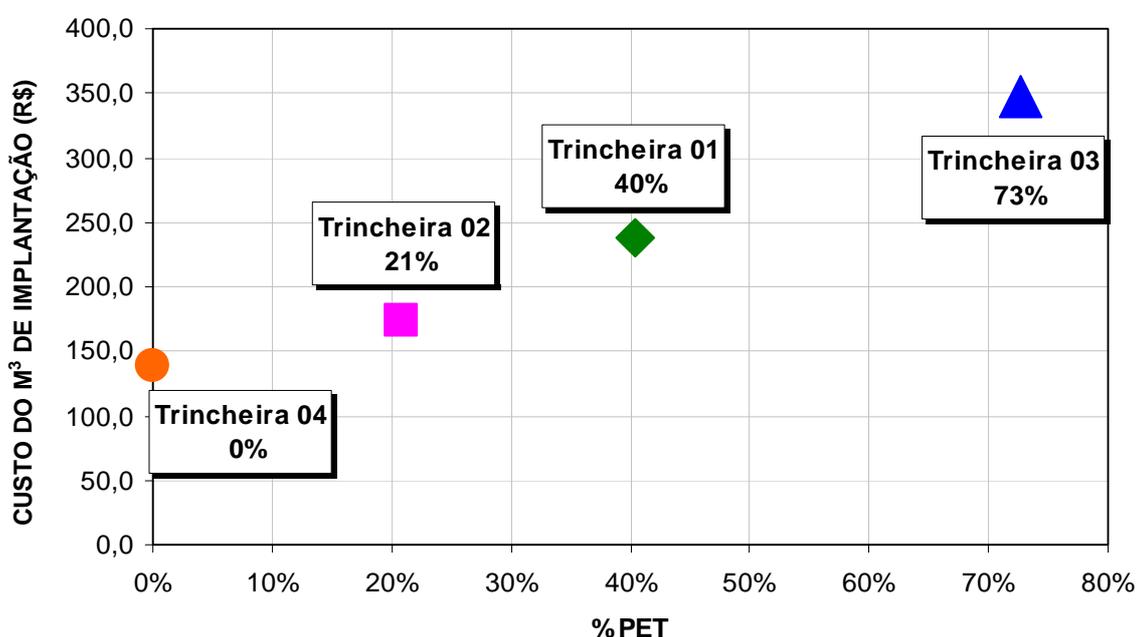


Figura 5.17 – Porcentagens de economia da implantação das trincheiras com utilização de garrafas PET.

Na análise de custo por m³, observaram-se que na relação **brita X garrafas PET** não obtiveram variações muito significativas de preço alcançando 17% com 73% de garrafas PET, ou seja, na troca da brita por garrafas PET não se determinaram relevantes no preço do quantitativo dos matérias, ressaltando esta variação de 17% a escassez de material selecionado, o que encareceu o produto nesta pesquisa. Logo, observaram-se na Fig. 5.17 que o aumento encontrado na implantação das trincheiras 1, 2 e 3 foi devido ao preço gasto na produção manual das garrafas cortadas.

Com a sistematização e industrialização adequada da reciclagem das garrafas PET, espera-se uma queda significativa do custo de implantação do tipo de trincheira aqui analisado

A Fig. 5.18 apresenta a análise comparativa dos custos das trincheiras objeto do estudo. Cabe ressaltar a dificuldade de se quantificar financeiramente os benefícios ambientais oriundos do uso alternativo das garrafas PET, o que fez com que os mesmos não fossem considerados na composição da referida tabela. Com isso, tem-se que não sendo contabilizado esse ganho, o custo de produção das trincheiras aumenta com o percentual de garrafa PET utilizado, sendo assim fundamental buscar a quantificação desse item para uma avaliação mais precisa, o que não constitui objeto dessa pesquisa na fase em que ela se encontra.

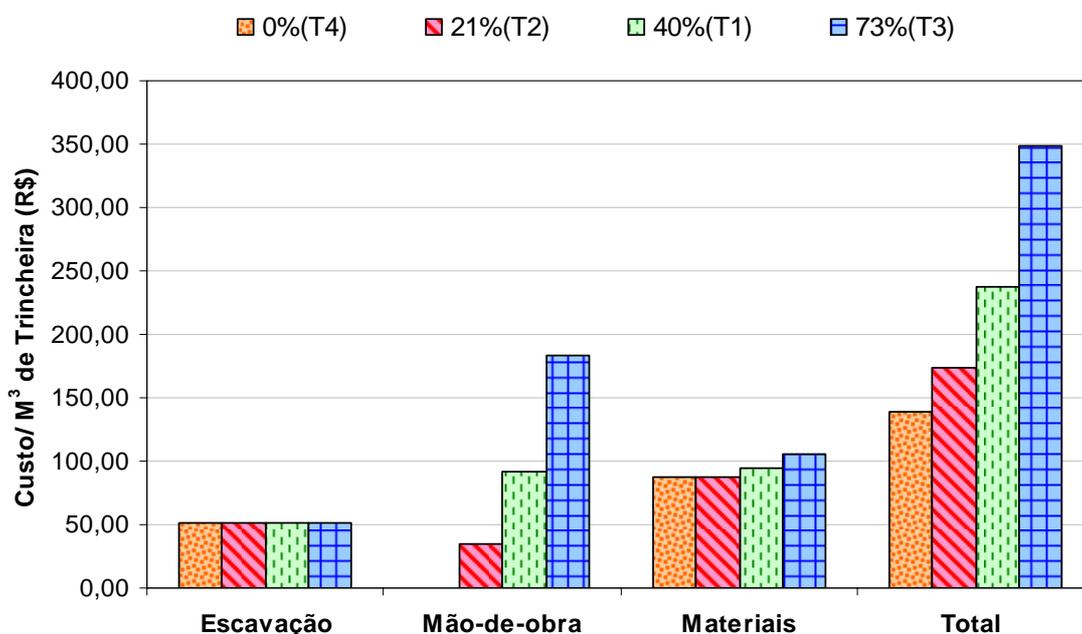


Figura 5.18 – Custos de Implantação das Trincheiras.



CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 CONCLUSÕES

Com o desafio de se adequar um sistema de infiltração às condições particulares de solo, como é o caso do Distrito Federal, o poder público depara-se com condições comumente vistas na engenharia, as limitações de cunho financeiro e técnico, sendo freqüente, embora nem sempre seja o caso, a segunda depender da primeira. Vislumbrando esse quadro, esta dissertação torna-se relevante, ao buscar associar a técnica ao custo na solução de questões ambientais atuais como o do beneficiamento das garrafas PET, o da recarga dos aquíferos e o da redução do risco de inundações junto aos centros urbanos. O sistema de infiltração proposto ao associar as características dos materiais utilizados na construção das trincheiras ao potencial colapsível e erodível dos solos regionais, mostra ser possível a mitigação dos riscos técnicos e dos danos ambientais com solução de menor custo que os resultantes das práticas convencionais.

Ao término da primeira etapa do estudo, a referente análise dos materiais utilizados e das características do maciço receptor, chegou-se às seguintes conclusões:

a) Quanto ao uso das garrafas PET como material de enchimento das trincheiras

- O uso das garrafas PET nas trincheiras de infiltração contempla aspectos ambientais, ao dar destinação a elas; sociais, ao valorizar o trabalho dos catadores e técnico, ao possibilitar uma maior capacidade de acumulação nas trincheiras e uma menor sobrecarga sobre o solo suporte;
- O uso das garrafas PET ocasiona um aumento dos custos de implantação das trincheiras de infiltração, sendo que nos modelos reduzidos utilizados, trabalhando-se com custos não industriais, resultando em aumentos de até 154% em relação as trincheiras convencionais, os quais se devem a mão-de-obra na produção manual de corte das garrafas PET;
- O modo como as garrafas PET são dispostas na trincheira reflete na deformabilidade e eficiência do sistema, sendo que no presente estudo optou-se pelo corte, perfuração e encaixe a fim de se obter a maximização do volume de água acumulado na trincheira e a minimização dos recalques e aumento da capacidade de suporte do sistema como um todo;
- Ensaios de compressão simples sobre garrafas isoladas mostraram que cada garrafa dos modelos testados podem resistir se inteira a até 26 kg por unidade o que resulta em uma tensão admissível de trabalho de 810 kN/m^2 e se cortadas e encaixadas a até 49 kg por unidade o que resulta em uma tensão admissível de trabalho de 1500 kN/m^2 ;
- No sistema de enchimento proposto o consumo é de 97 garrafas por m^3 .

b) Quanto às características do maciço

- Os ensaios de infiltração realizados *in situ* forneceram valores de permeabilidade superiores aos obtidos em laboratório;
- A infiltrabilidade obtida para o solo estudado habilita seu uso em sistemas de filtração. Destaca-se que nas profundidades de 0,50 m a 2,00 m, a permeabilidade obtida campo variou de $1,79 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ até $6,5 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$, que são consideradas altas;
- Considerando-se os resultados de laboratório verifica-se que a infiltração pelo fundo da trincheira se preservadas as características do solo merece ser considerada tendo em vista a elevada permeabilidade vertical dos solos regionais;

- Para manter as condições de infiltrabilidade no sistema, deve-se considerar que não haja deformabilidade considerável do solo suporte, pois esta acarretaria com a diminuição da permeabilidade na perda da eficiência do sistema;
- O solo estudado pode ser classificado como de natureza argilosa (sedimentação com defloculante) enquadrando-se no estado natural como uma areia fina a média (sedimentação sem defloculante). Na classificação MCT, o solo foi classificado como areia laterítica;
- O solo suporte apresenta características colapsíveis e aparentemente, com base nos resultados de Pinhole, são degradáveis por fluxo, o que requer o estabelecimento de limites para a carga hidráulica e para a tensão de sobrecarga aplicada;
- A substituição da brita pelas garrafas PET propiciaram nos modelos adotados reduções no colapso de 4,4 % para até 2,0 %, sendo que o mesmo diminui com o aumento da porcentagem de garrafas PET utilizadas no enchimento das trincheiras;

c) Quanto ao sistema construtivo

- As análises desenvolvidas na presente dissertação mostram que a utilização de garrafas recicláveis tipo PET em sistemas de trincheiras de infiltração para a solução do problema de colapso e ampliação da capacidade de armazenamento de água pode ser vantajosa tanto tecnicamente como sócio-economicamente permitindo a menor custo assegurar melhores condições de infiltração;

d) Quanto ao impacto ambiental

- Considerando-se os fatores ecológicos mais discutidos nos dias de hoje, como é o caso da preocupação com a qualidade da água, com a disposição dos resíduos plásticos no meio ambiente e com os processos erosivos gerados pela ampliação do fluxo superficial, tem-se, que não só o uso de garrafas PET como a própria implantação de trincheiras de infiltração contribuem para a mitigação dos danos ambientais ora existentes junto aos centros urbanos, principalmente nas áreas de expansão.

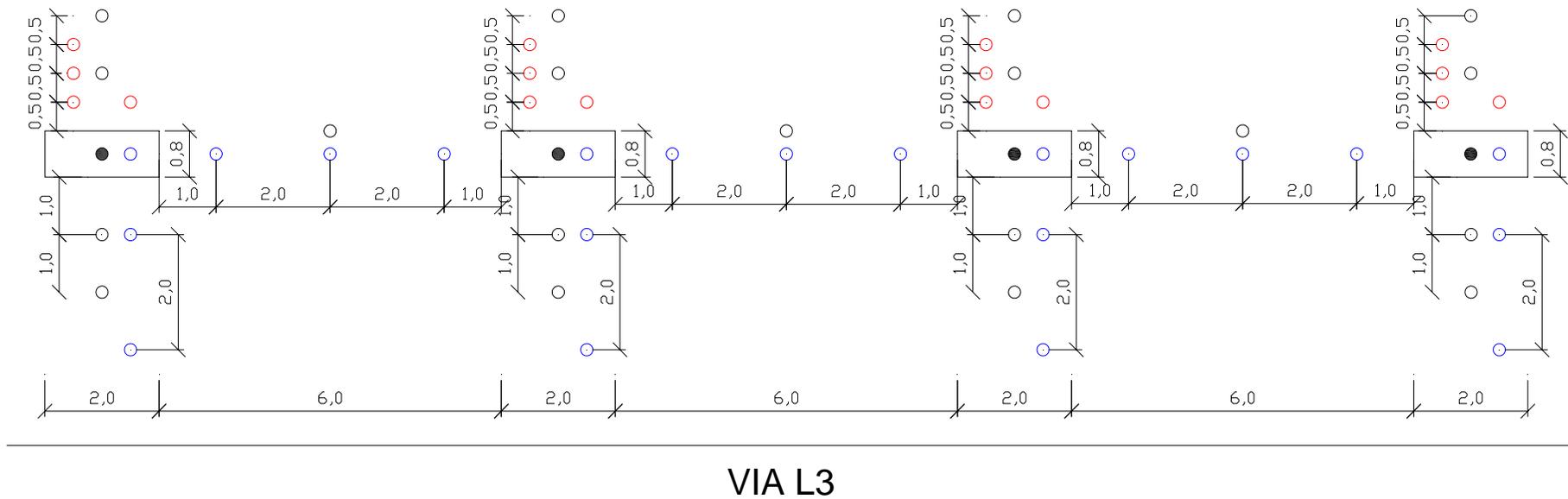
6.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Sugere-se para pesquisas futuras:

- A continuidade da pesquisa por meio do monitoramento dos dados climatológicos, da capacidade de infiltração e de seus reflexos no comportamento do maciço e no próprio desempenho das trincheiras ao longo do tempo;
- Analisar a capacidade do sistema como um todo por meio de provas de carga sobre placa;
- Avaliar por meio de análises microestruturais o efetivo risco de degradação do maciço devido ao fluxo de infiltração;
- Realizar futuramente ensaios destrutivos com a finalidade de se observar a colmatação dos filtros em geotêxtil;
- Avaliar o uso de trincheiras de armazenamento fazendo-se uso de garrafas PET e geomembranas;
- Verificar o volume real de PET em relação ao consumo na obra;
- Avaliar a influência do colapso na permeabilidade do solo;
- Avaliar a relação entre a permeabilidade x sucção x umidade do solo;
- Analisar estatisticamente no processo de amostragem e tratamento de dados.

APÊNDICE A

Figura A1 - MAPA PEDOLÓGICO



- Legenda:
- Marcos topográficos;
 - Piezômetros;
 - Tassômetros;
 - Tensiômetros.

Figura B1 - Localização dos pontos de Instrumentação – Campo Experimental –UnB.

APÊNDICE C

PLANILHAS E TABELAS DOS ENSAIOS EM SOLO

ENSAIO DE ADENSAMENTO - CURVAS DE COMPRESSIBILIDADE

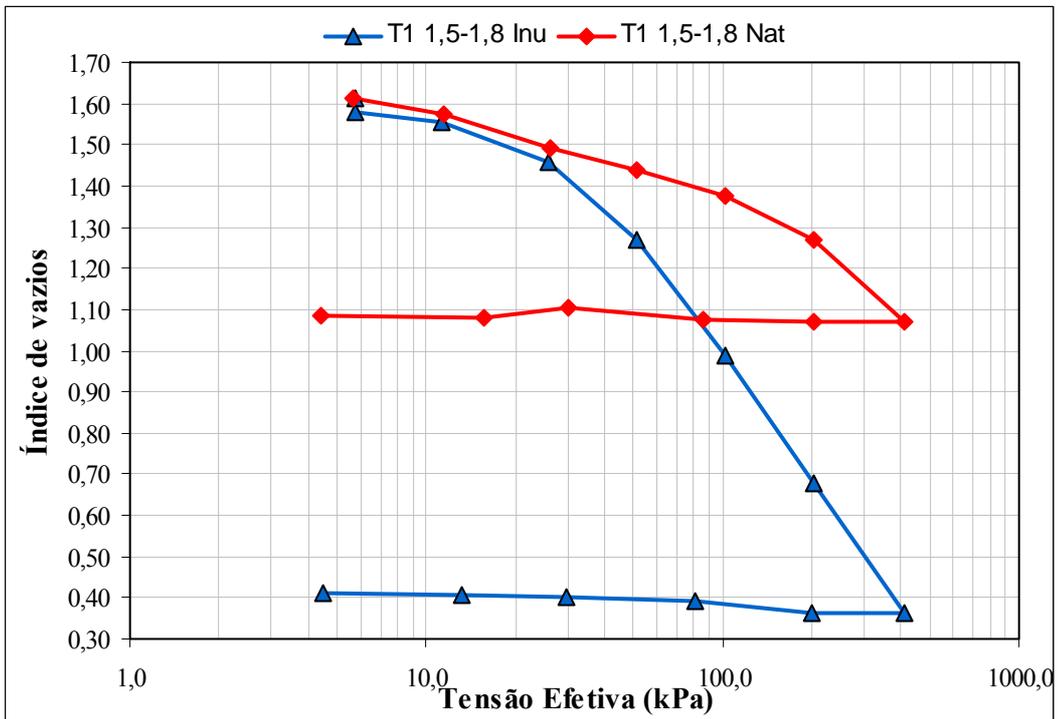


Figura C1 – Ensaio de Adensamento trincheira 1.

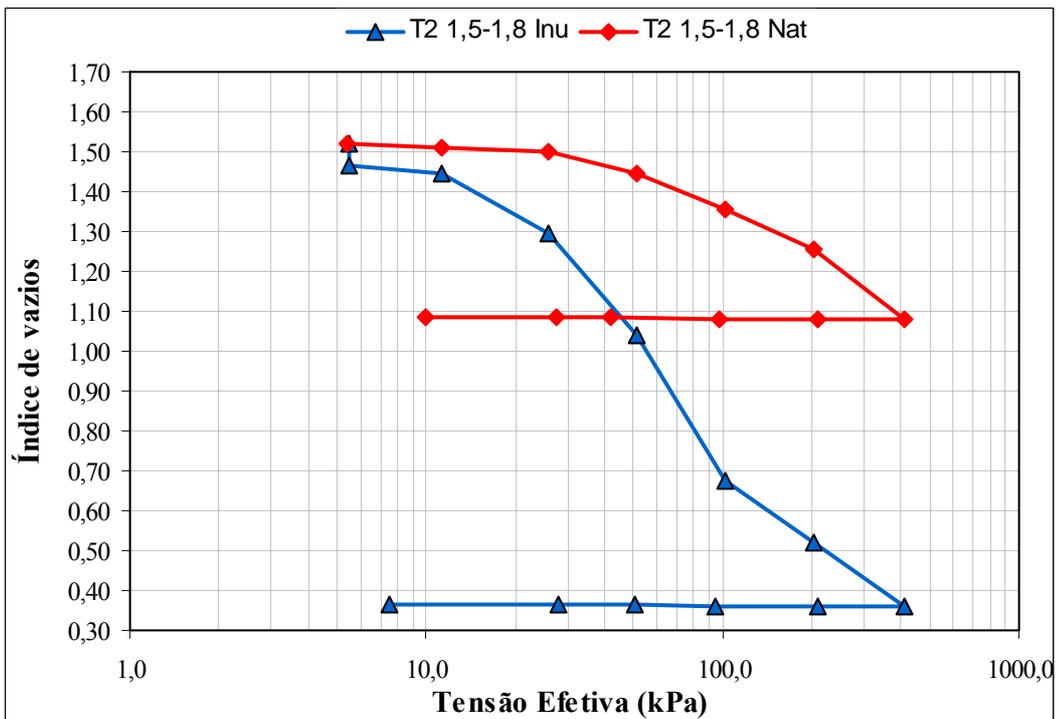


Figura C2 – Ensaio de Adensamento trincheira 2.

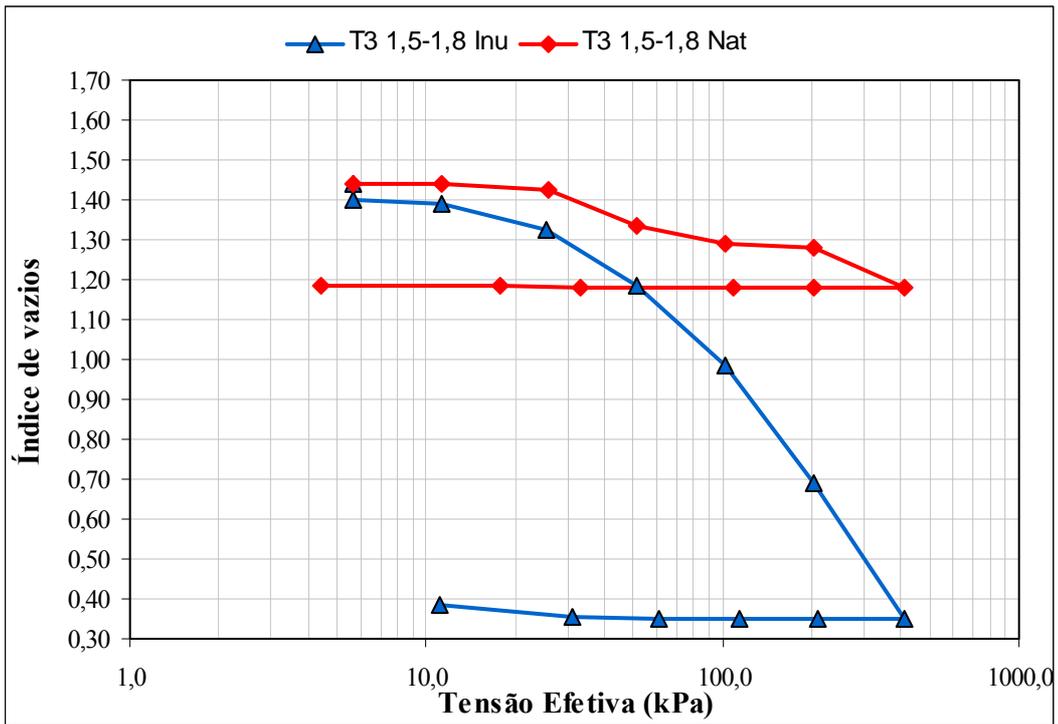


Figura C3 – Ensaio de Adensamento trincheira 3.

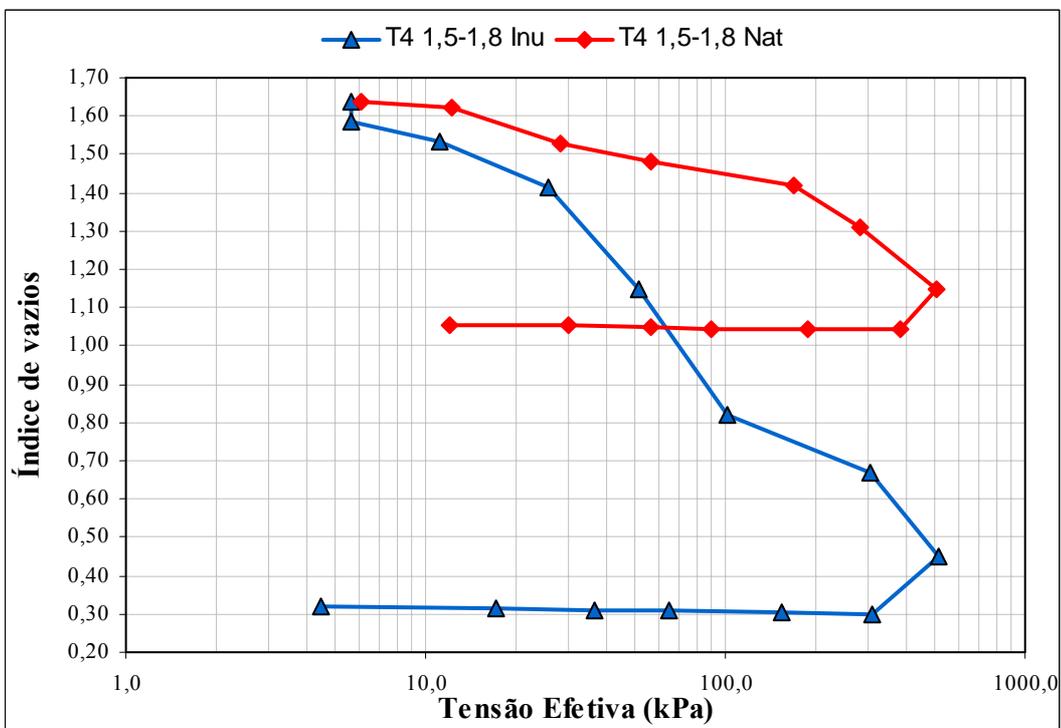


Figura C4 – Ensaio de Adensamento trincheira 4.

ENSAIO DO FURO DE AGULHA – PINHOLE TEST

Tabela C1 - Resultados de *Pinhole Test* para a trincheira 01, nas profundidades 1,00m e 1,80m.

Profundidade (m)	γ_d (Kn/m ³)	Carga/Descarga (mm)	Vazão (ml/s)	Classificação
1,00		50	0,68	ND1
		180	1,21	
		380	2,05	
		1020	3,06	
		380	1,85	
		180	1,09	
		50	0,58	
1,80		50	0,51	ND1
		180	1,72	
		380	2,67	
		1020	4,67	
		380	2,82	
		180	1,77	
		50	0,94	

Tabela C2 - Resultados de *Pinhole test* para a trincheira 04, nas profundidades 1,00m e 1,80m.

Profundidade (m)	γ_d (Kn/m ³)	Carga/Descarga (mm)	Vazão (ml/s)	Classificação
1,00		50	0,18	ND1
		180	0,38	
		380	0,75	
		1020	4,11	
		380	2,36	
		180	1,60	
		50	0,72	
1,80		50	0,79	ND1
		180	1,44	
		380	2,20	
		1020	4,64	
		380	2,67	
		180	1,83	
		50	0,96	