



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"
Programa Interunidades



Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

LUCAS SCARPANTI DE JESUS

**ESTUDO DA PERMEABILIDADE DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO DO
ATERRO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS DE BAURU / SP**

Bauru
2012

Apoio:



LUCAS SCARPANTI DE JESUS

**ESTUDO DA PERMEABILIDADE DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO DO
ATERRO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS DE BAURU**

Dissertação apresentada como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Área de Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

Bauru
2012

Apoio:



ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE LUCAS SCARPANTI DE JESUS, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DO(A) FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU.

Aos 22 dias do mês de junho do ano de 2012, às 14:00 horas, no(a) ANFITEATRO DA SEÇÃO DE PÓS-GRADUAÇÃO DA FACULDADE DE ENGENHARIA, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos seguintes membros: Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI do(a) Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, Profa. Dra. GIULLIANA MONDELLI do(a) Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo / Centro de Tecnologias Ambientais e Energéticas - CETAE, Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES do(a) Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, sob a presidência do primeiro, a fim de proceder a arguição pública da DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de LUCAS SCARPANTI DE JESUS, intitulado "ESTUDO DA PERMEABILIDADE DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO DO ATERRO DE RESÍDUOS SÓLIDOS DE BAURU/SP". Após a exposição, o discente foi argüido oralmente pelos membros da Comissão Examinadora, tendo recebido o conceito final: Aprovado. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que, após lida e aprovada, foi assinada pelos membros da Comissão Examinadora.

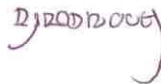
Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI



Profa. Dra. GIULLIANA MONDELLI



Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES



Jesus, Lucas Scarpanti de.

Estudo da Permeabilidade dos Solos de Fundação
do Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Bauru-SP /
Lucas Scarpanti de Jesus, 2012
186 f.: il.

Orientador: Heraldo Luiz Giacheti

Dissertação (Mestrado)-Universidade Estadual
Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 2012

1. Condutividade Hidráulica. 2. Investigação
geoambiental. 3. Solos tropicais. 4. Aterros de
resíduos sólidos. I. Universidade Estadual Paulista.
Faculdade de Engenharia. II. Título.

Dedico este trabalho a meus pais: Dirceu Manoel de Jesus e Elizete Faloci Scarpanti de Jesus que sempre foram meus principais incentivadores, apoio e guias durante toda minha vida, e que me ensinaram a perseverar diante das dificuldades e lutar pelos meus objetivos sempre com honra e honestidade.

AGRADECIMENTOS

À Deus por permitir a realização deste sonho e por ter me dotado da capacidade, perseverança, sorte e oportunidades que me trouxeram até hoje sempre alcançando minhas metas e objetivos educacionais e profissionais.

Ao meu orientador Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti por mais que me orientar em toda essa jornada, mais também por ter me dado apoio desde o início, por me auxiliar na busca de bolsa de estudos junto aos órgãos de fomento, e por estar sempre à disposição para auxiliar em todos os problemas, e por sempre buscar me conceder todas as condições necessárias ao desenvolvimento da pesquisa.

À Prof.^a Dr.^a Giulliana Mondelli por também sempre me apoiar desde o início, por me auxiliar na busca de bolsa de estudos junto aos órgãos de fomento e por sempre me auxiliar na elaboração e publicação de artigos e apresentação de trabalhos.

Ao aluno de iniciação científica Jeferson Fernandes pela grande ajuda tanto nos trabalhos de campo como no laboratório, principalmente na montagem do sistema de permeâmetros de parede flexível.

Aos técnicos dos laboratórios de Engenharia Civil da UNESP – Bauru: Gustavo, Thiago, Israel e Figueredo por sempre me auxiliarem nos laboratórios, em especial ao técnico Gustavo Pinheiro pela grande ajuda durante toda a realização do trabalho, tanto nas amostragens de campo, como nos ensaios e na montagem de equipamentos.

À Prof.^a Dr.^a Anna Silvia Palcheco Peixoto por dispor de parte de sua verba de pesquisa para a compra das câmaras dos permeâmetros de parede flexível.

Ao Prof. Dr. George de Paula Bernardes da UNESP – Guaratinguetá por disponibilizar o permeâmetro de Guelph para a realização de ensaios de campo.

Ao Prof. Dr. Edmundo Rogério Esquível da EESC – USP pela contribuição de ideias ao trabalho e pela disponibilização de equipamentos para a montagem do sistema de ensaio com permeâmetros de parede flexível.

Ao Técnico Oscar do Laboratório de Geotecnia da EESC – USP por me receber em visita a este laboratório

Ao Eng. Ambiental Marcos Tanaka Riyis e a ECD Ambiental - Sondagens Ambientais pela disponibilização de equipamentos e técnico para o auxílio na realização de ensaios de recuperação nos poços de monitoramento.

Às Prof.^{as} Msc. Juliana Azoia Lukiantchuki e Msc. Giovana B. Georgetti pela atenção e auxílio nas aulas de mecânica dos solos e de obras de terra.

Ao Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues pela atenção e auxílio nas aulas de fundações, e por participar da banca de avaliação deste trabalho.

Aos colegas de pós-graduação, em especial ao Eng. Rubens Pedrini a Eng.^a Marcia Tiemi Yamasaki e ao Geógrafo Victor Fernandez Nascimento, pela amizade e momentos de descontração.

Aos amigos de república, Guilherme Lima, Matheus Ribeiro de Moura, Cláudia Luisa Mendes, Zhu Xingyi, Mayara Peu, Jéssica Magalhães, Dalton Poso Volet e Cláudia Gonçalves de Oliveira, pela amizade, apoio e momentos de descontração.

À EMDURB – Empresa Municipal de Desenvolvimento Urbano E Rural de Bauru pelo total apoio ao desenvolvimento da pesquisa.

À FAPESP – Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo pela bolsa de mestrado e reserva técnica concedida (proc.: 2009/12764-0) sem as quais não seria possível a realização deste trabalho.

RESUMO

Para a avaliação da contaminação dos solos em áreas de disposição de resíduos sólidos é fundamental conhecer a permeabilidade desses solos, quantificada pela condutividade hidráulica (K). Pesquisas anteriores avaliaram a contaminação que ocorre no Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Bauru/SP, e sugerem valores de K para os solos que ocorrem no local. O objetivo desta pesquisa é dar continuidade aos estudos de investigação neste aterro, buscando encontrar valores representativos de K para os diferentes tipos de solos que ocorrem na área, empregando técnicas de ensaios em campo e laboratório. No laboratório foram realizados ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetros de parede rígida e flexível a carga variável e constante em amostras indeformadas. Em campo, foram conduzidos ensaios de recuperação em poços de monitoramento (*Slug Test*), zona saturada, e ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph na zona não saturada. Quatro tipos de solos são encontrados na região do aterro, colúvio, aluvião, arenito e residual de arenito. No laboratório, utilizando permeâmetros de parede rígida, foi possível encontrar valores médios de K para o colúvio e o alúvio, sendo estes, respectivamente, $K = 2,6 \times 10^{-6}$, $2,0 \times 10^{-5}$ m/s. Para o solo residual e para o arenito utilizou-se de permeâmetros de parede flexível para a realização dos ensaios, com saturação por contra pressão, obtendo-se os valores de $K = 1,2 \times 10^{-7}$ e $3,3 \times 10^{-8}$ m/s, respectivamente. No campo para o solo residual encontraram-se valores de K de $3,7 \times 10^{-7}$ m/s na zona saturada e de $3,4 \times 10^{-7}$ e $1,3 \times 10^{-7}$ m/s para a zona não saturada. No solo coluvionar obteve-se um valor de K de $5,3 \times 10^{-6}$ m/s na zona não saturada. No aluvião encontrou-se grande variação de K com a profundidade, obtendo-se um valor médio para a zona saturada de $7,9 \times 10^{-7}$ m/s. Já, para o arenito, não foi possível realizar ensaios de campo. Como representativos foram considerados os valores de $K = 5,3 \times 10^{-6}$, $1,1 \times 10^{-4}$ e $1,2 \times 10^{-7}$ m/s para os solos coluvionar, aluvionar (camada superficial) e residual, respectivamente, na zona não saturada. Na zona saturada foram considerados representativos os valores de $K = 7,9 \times 10^{-7}$ e $3,7 \times 10^{-7}$ m/s para o alúvio e residual, respectivamente. Para o arenito foi considerado representativo $K = 3,3 \times 10^{-8}$ m/s

Palavras-chave: Investigação geoambiental, Ensaio de campo, Ensaio de laboratório, Solos tropicais, Condutividade hidráulica, Aterros de resíduos sólidos.

ABSTRACT

In the assessment of soil contamination caused by solid waste disposal sites it is essential to investigate the soils permeability, quantified by the hydraulic conductivity (K). Previous research has assessed the contamination that occurs in the Bauru/SP Municipal Solid Waste disposal site, and suggested K values for the soils that occur at this site. The objective of this research is to continue the investigation studies at the site, aiming to find representative K values for all the different soil types that occur in the area, using both laboratory and in situ testing techniques. Laboratory hydraulic conductivity tests were performed in rigid and flexible wall permeameters by variable and constant head on undisturbed soil samples. Slug Tests in monitoring wells (saturated zone) and hydraulic conductivity tests with the Guelph permeameter (unsaturated zone) were carried out in situ. Four types of soils are found in the site: colluvium, alluvium, sandstone and residual sandstone. The average K values for the colluvium and alluvium determined in the rigid wall permeameter were equal to 2.6×10^{-6} and equal to 2.0×10^{-5} m/s, respectively. The flexible wall permeameter was used to carry out lab tests in the residual soil and sandstone, using backpressure saturation, obtaining the K values equal to 1.2×10^{-7} and equal to 3.3×10^{-8} m/s, respectively. A K value of 3.7×10^{-7} m/s for the residual soil was determined in situ in the saturated zone and K values of 3.4×10^{-7} and 1.3×10^{-7} m/s were determined in the unsaturated zone. For the colluvium soil, a K value of 5.3×10^{-6} m/s in the unsaturated zone was determined. The K values varied with depth in the Alluvium, and the average value for the saturated zone was 7.9×10^{-7} m/s. It was not possible to carry out in situ tests in the residual soil. The representative K values were equal to 5.3×10^{-6} , 1.1×10^{-4} and 1.2×10^{-7} m/s in the unsaturated zone of colluvium, alluvium (surface layer) and residual soil, respectively. The representative K values were equal to 7.9×10^{-7} and 3.7×10^{-7} m/s in the saturated zone of alluvium and residual soil, respectively. For the sandstone it was considered representative the value determined in the tests performed in laboratory, of $K = 3.3 \times 10^{-8}$ m/s.

Keywords: Geo-environmental site investigation, In situ tests, laboratory tests, tropical soils, hydraulic conductivity, solid waste landfills.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Influência da fração que passa na peneira 100 na Permeabilidade de filtros de agregado lavado (modificado de CEDERGREN,1988).....	9
Tabela 2 – Valores orientadores de α * (ELRICK <i>et al</i> ,1989).....	37
Tabela 3 – Determinação do coeficiente S . (ABGE,1996).....	39
Tabela 4 - Coeficientes de permeabilidade (K) determinados para os diferentes materiais coletados no entorno do aterro de Bauru, percolados com diferentes fluidos (Mondelli,2008).	65
Tabela 5 – Índices Físicos (MONDELLI, 2008)......	65
Tabela 6 – Classificação dos solos ensaiados (MONDELLI, 2008).	66
Tabela 7 – Resultados dos ensaios de azul de metileno dos solos ensaiados (MONDELLI, 2008).	66
Tabela 8 - Resultados da condutividade hidráulica horizontal (Kh) estimada a partir dos resultados dos ensaios de dissipação de poro-pressões no piezocone (JESUS; MONDELLI; GIACHETI, 2011).	68
Tabela 9 - Tipo de solo onde foi realizado o ensaio de dissipação segundo o abaco de classificação de Robertson (1992 <i>apud</i> CAMPANELLA <i>et al</i> , 1995) (JESUS; MONDELLI; GIACHETI, 2011).	68
Tabela 10 – Características dos ensaios de permeabilidade com o permeâmetro de Guelph.....	98
Tabela 11 – Áreas de seção transversal dos tubos de carga.....	106
Tabela 12 – Resultado dos ensaios de permeabilidade iniciais realizados para testar o painel de permeabilidade.	107
Tabela 13 - Resultados dos ensaios de granulometria conjunta, limites de Atterberg, massa específica dos sólidos e adsorção de azul de metileno.	125
Tabela 14 – Índices físicos	127
Tabela 15 – Resultados dos ensaios de Permeabilidade a Carga Variável e Constante	129
Tabela 16 – Síntese dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica nos permeômetros de parede flexível	138
Tabela 17 - Resultados da condutividade hidráulica de campo saturada (Kfs) e sucção mátrica (ϕm) obtidos através dos ensaios com o Permeâmetro de Guelph.....	140
Tabela 18 - Características construtivas e posição do nível de água estático (N.E.) de cinco poços de monitoramento do Aterro de RSU de Bauru/SP	143

Tabela 19 - Valores de condutividade hidráulica radial corrigidos para temperatura de 20° C (K_{r20}) determinadas a partir de resultados de ensaios de recuperação em cinco poços de monitoramento no Aterro de RSU de Bauru/SP.....	147
Tabela 20 – Considerações quanto aos ensaios de laboratório realizados	149
Tabela 21 - Considerações quanto aos ensaios de campo utilizados.....	150
Tabela 22 – Resumo dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados nos diferentes solos que ocorrem no Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Bauru/SP...	151

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Arranjo experimental utilizado por Darcy (modificado de LIBARDI,2005).	4
Figura 2 - Faixas de valores típicos de permeabilidade para vários tipos de solo (CEDERGREN,1988).	8
Figura 3 – Faixas de valores típicos de permeabilidade para vários tipos de solo (modificado de LAMBE & WHITMAN, 1969).....	8
Figura 4 – Índice de vazios versus permeabilidade. (LAMBE & WHITMAN, 1969)	11
Figura 5 – Condutividade hidráulica dos solos não saturados (BERNARDES, 2009).....	12
Figura 6 – Viscosidade da água em milipoises em função da temperatura (CEDERGREN,1988).	14
Figura 7 – Razão entre a viscosidade dinâmica da água a uma temperatura $T(^{\circ}\text{C})$ e a viscosidade da água a 20°C em função desta temperatura (HEAD, 1981).	15
Figura 8 – Variações da “permeabilidade” com o tamanho dos canais de fluxo (CEDERGREN, 1988).	16
Figura 9 – Permeabilidade da caolinita para vários fluidos como uma função de $e^3/(1+e)$, onde e = índice de vazios (MICHAEL & LIN, 1954 <i>apud</i> LAMBE & WITHMAN, 1969)	18
Figura 10 – Efeito da remoção de solvente na permeabilidade da caolinita, tendo a água como permeante inicial. (MICHAEL & LIN, 1954 <i>apud</i> LAMBE & WITHMAN, <i>op cit</i>).....	18
Figura 11 – Permeâmetro para ensaios em solos granulares a carga constante (NBR 13292/1995).	20
Figura 12 – Vista e corte esquemático do permeâmetro para ensaios em solos argilosos a carga variável (NBR 14545/2000).	21
Figura 13 – Esquema de montagem do ensaio de permeabilidade para solos argilosos (NBR 14545/2000).	21
Figura 14 - Representação esquemática do ensaio de permeabilidade a carga constante.	22
Figura 15 - Representação esquemática do ensaio de permeabilidade à carga variável.	23
Figura 16 – Permeâmetro de parede flexível (DANIEL et al, 1984 <i>apud</i> DOURADO, 2003).	25
Figura 17 - Relação entre o coeficiente de poropressão B e o grau de saturação (HEAD, 1986).	27
Figura 18 - Poropressão necessária à saturação do solo a partir de um dado valor de grau de saturação inicial (adaptado de HEAD, 1986).	28
Figura 19 - Tempo necessário para saturação a partir de um valor apropriado de contrapressão, em relação ao grau de saturação inicial do solo (BLACK e LEE, 1973 <i>apud</i> HEAD, 1987).	29

Figura 20 - Valores típicos do coeficiente de poropressão B relacionados com o grau de saturação e rigidez do solo (BLACK e LEE, 1973 apud HEAD, 1987).....	30
Figura 21 – Sistema fechado à carga constante (modificado de WANG & BENSON, 1999 apud DOURADO, 2003).....	31
Figura 22 – Sistema fechado à carga variável (modificado de WANG & BENSON, 1999 apud DOURADO, 2003).....	32
Figura 23 - Ensaio a fluxo constante (modificado de DANIEL <i>et al</i> , 1999 apud DOURADO, 2003).	33
Figura 24 – Permeâmetro de Guelph: a) equipamento instalado no furo b) o bulbo de campo saturado e a zona de umedecimento que se formam em torno do fundo do furo durante a realização do ensaio.(modificado de ELRICK <i>et al</i> , 1989)	35
Figura 25 – Fator de Forma. (LISBOA,2006)	36
Figura 26 – Furo de sondagem revestido – esquema do ensaio de recuperação segundo a ABGE (1996).....	39
Figura 27 - Hastes graduadas para medida da elevação do nível d'água após seu esgotamento e bóia feita com garrafa de refrigerante PET de 2 litros (Mondelli, 2008).....	40
Figura 28 - Detalhe do ensaio de recuperação sendo realizado no aterro de RSU de Bauru: a) Bomba utilizada para rebaixamento dos poços; b) Medida da recuperação do nível freático (Mondelli, 2008).....	40
Figura 29 – Slug test (A); Bail test (B). (OLIVA <i>et al</i> , 2005)	42
Figura 30 – Poço de monitoramento, perfil esquemático – características geométricas consideradas para os métodos de Hvorslev(1951) adaptado por Fetter (2001) e de Bower & Rice (1976 <i>apud</i> BUTLER, 1998).	43
Figura 31 – Gráfico do log da carga hidráulica normalizada pelo tempo, dado através dos ensaios realizados no poço PP-13.	44
Figura 32 – Ábaco dos parâmetros empíricos e adimensionais A , B e C em função de L_e/R (BOWER & RICE, 1976 apud PEDE, 2004).	45
Figura 33 – Piezocone de Resistividade (RCPTU).....	46
Figura 34 – Equipamento de cravação utilizado em ensaios de RCPTU	47
Figura 35 – Croqui de localização do Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) de Bauru	50
Figura 36 – Compactação de base do aterro de RSU de Bauru (MONDELLI, 2008).....	51
Figura 37 – Imprimação betuminosa da base do aterro de RSU de Bauru (MONDELLI, 2008).	51
Figura 38 – Fotografia aérea da área do aterro de RSU de Bauru de 1996 (MONDELLI,2008).....	55
Figura 39 – Vista aérea do aterro de RSU de Bauru de 2006 (MONDELLI, 2008).....	56

Figura 40 – Aterro de RSU de Bauru - Visualização aérea gerada pelo software Google Earth em 12/05/2012 referente à imagem de satélite de 2010.....	56
Figura 41 – Projeto do aterro aprovado, em verde as 4ª e 5ª camadas (EMDURB, 2010). Este projeto vem demonstrado em formato A3 nos anexos.....	57
Figura 42: Mapa geológico da região de Bauru-SP (LAGO <i>et al</i> 2006 <i>apud</i> MONDELLI, 2008).	57
Figura 43 - Coluna estratigráfica provável da região de Bauru (CAVAGUTI, 1981 <i>apud</i> MONDELLI, 2008).....	59
Figura 44 – Perfil Geológico Geotécnico do aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru/SP no sentido Norte – Sul (MONDELLI, 2008).....	60
Figura 45 – Perfil Geológico Geotécnico do aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru/SP no sentido Leste – Oeste (MONDELLI, 2008).....	61
Figura 46: Vista geral da área escavada para o futuro armazenamento de chorume. Destaque para o perfil geológico mostrado através do talude, com continuidade para a área escavada da lagoa (MONDELLI, 2008).....	62
Figura 47 – Localização dos pontos de coleta para realização de ensaios de condutividade hidráulica realizados por Mondelli (2004) e por Mondelli (2008) e dos ensaios de RCPTU realizados por Mondelli (2008).....	63
Figura 48: Características das amostras de solo do aterro de RSU de Bauru (MONDELLI, 2008).	64
Figura 49 – Perfis de solo interpretados a partir dos resultados dos ensaios de RCPTU (MONDELLI, 2008).....	67
Figura 50 – Painel de permeabilidade desenvolvido por Yano (1995).....	69
Figura 51 - Perfil da montagem dos permeâmetros. a) Segundo recomendações da NBR14545/00 usada no CP1. b) Segundo recomendações de Stancati <i>et al</i> (1981), aplicado ao CP2. c) Fusão entre os dois métodos, testado no CP3.....	72
Figura 52 – Carga Hidráulica Variável – Sistema de incremento no Topo – Método C (ASTM D-5084-03).....	73
Figura 53 – Pontos de coleta de amostras deformadas e indeformadas no Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Bauru.	75
Figura 54 – Pontos de coleta de amostras deformadas.	76
Figura 55 – Pontos de coleta de amostras deformadas no ponto P3.....	77
Figura 56 – 1º Coleta de amostra indeformada de arenito: a) bloco de rocha escolhido para a coleta; b) vazio deixado pelo bloco retirado; c) e d) blocos retirados.....	78
Figura 57 – 2º coleta de amostra indeformada de arenito, linhas amarelas evidenciando os planos de fratura: a) bloco escolhido; b) processo de retirada; c) blocos retirados.	79

Figura 58 – Primeira campanha de coleta de amostra indeformada de solo coluvionar: a) bloco escavado; b) bloco danificado devido à trinca, onde nota-se o início da camada de solo residual na sua base.	80
Figura 59 – Segunda campanha de coleta de amostra indeformada de solo coluvionar: a) corte deixado no talude pela retirada da amostra; b) amostra recebendo o tratamento com a primeira camada de parafina, esbranquiçado na amostra.	80
Figura 60 – Coleta de amostra indeformada de solo residual de arenito: a) bloco escavado; b) vários blocos menores retirados do bloco escavado.	81
Figura 61 – Procedimento empregado para a coleta de amostra indeformada do solo aluvionar.	81
Figura 62 – Talhagem de um corpo de prova para a realização de ensaio de permeabilidade em permeâmetro de parede rígida.	83
Figura 63 – Método alternativo para a moldagem de corpos de prova em arenito utilizando uma serra copo diamantada.	85
Figura 64 – Procedimento para talhagem de corpos de prova em arenito utilizando uma escova de aço circular de um esmeril.	86
Figura 65 – Moldagem de corpo prova utilizando o permeâmetro de PVC.	86
Figura 66 – Montagem dos permeâmetros utilizada nos ensaios de permeabilidade: a) permeâmetro de aço ; b) permeâmetro de PVC.	87
Figura 67- Moldagem dos corpos de prova (BERNARDES, 2012).	88
Figura 68 – Montagem dos corpos de prova no permeâmetro de parede flexível.	88
Figura 69 – Tubo auxiliar para a colocação da membrana de borracha.	89
Figura 70 – Corpo de prova montado no permeâmetro de parede flexível.	89
Figura 71 – Fluxo durante a saturação das pedras porosas (BERNARDES, 2012).	91
Figura 72 – Levellogger LTM 30 da Solinst: a) Levellogger e interface USB para conexão ao computador; b) Detalhe do sensor infravermelho que comunica-se com a interface; c) Levellogger instalado na interface.	94
Figura 73 – Bomba de 5 estágios 12V da Proactive.	95
Figura 74 – Ensaio de recuperação nos poços de monitoramento: a) medidor de nível; b) Levellogger sendo baixado no poço; c) equipamentos instalados no poço.	96
Figura 75 – Software de aquisição de dados do transdutor de pressão utilizado.	97
Figura 76 – Software de aquisição de dados do transdutor de pressão – Detalhe do gráfico gerado no qual pode-se notar as fases do ensaio.	98
Figura 77 – Localização dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph.	99
Figura 78 – Método de execução do ensaio de permeabilidade em campo utilizando o permeâmetro de Guelph.	100

Figura 79 – Desenho esquemático para o novo painel de permeabilidade.....	101
Figura 80 – Novo painel de permeabilidade	102
Figura 81 – Caixa d'água de vidro nas dimensões 60x30x40 cm.....	102
Figura 82 – Detalhe do conjunto de conexões acopladas ao tubo de carga através do adaptador de nylon.	103
Figura 83 - Detalhe do conjunto de conexões acopladas ao tubo de carga através da mangueira de borracha.	104
Figura 84 – Reservatório de carga: (a) detalhe do registro de gaveta; (b) reservatório de carga; (c) detalhe do sistema de fixação em trilhos.....	105
Figura 85 – Filtro de carvão ativado instalado no sistema de realização de ensaios de permeabilidade.	105
Figura 86 – Configuração final do novo painel de permeabilidade	106
Figura 87 – Sistema de Controle Hidráulico desenvolvido na EESC-USP (DOURADO, 2003).	109
Figura 88 – a) Sistema de aplicação de pressão por canecas de mercúrio; b) Bomba de injeção com servo-controle de pressão e medida de volume (atuador de pressão).	110
Figura 89 – Permeâmetro de Parede Flexível: a) fechado sobre a aplicação de pressão; b) aberto.....	110
Figura 90 – Detalhe da tampa do permeâmetro de parede flexível: a) parte interna; b) lado externo.....	111
Figura 91 – Detalhes da tampa/base de duraluminínio sem a base de PEAD onde é montado o corpo de prova: a) lado interno; b) lado externo;.....	111
Figura 92 - Vista esquemática do permeâmetro de parede flexível desenvolvido por Dourado (2003) (FERNANDES, 2012).	112
Figura 93 – Interfaces montadas utilizando-se câmaras para ensaios de compressão triaxial e bexigas de latex.	113
Figura 94 – Esquema do sistema de controle hidráulico e pneumático aberto proposto para a utilização do permeâmetro de parede flexível (FERNANDES, 2012).	114
Figura 95 – Primeira montagem do sistema de ensaio em permeâmetro de parede flexível	115
Figura 96 – Descolamento da membrana devido à aplicação de contra pressão maior que a confinante.....	116
Figura 97 – Rompimento do corpo de prova durante ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível, devido à aplicação de pressão confinante muito maior que a contra pressão.	116
Figura 98 - Segunda montagem do sistema de ensaio em permeâmetro de parede flexível.	117

Figura 99 – Painel de controle de pressão de ar.	118
Figura 100 – Compressor da Soilmoisture com capacidade máxima de 20 Bar, utilizado como fonte pressão para o sistema.	118
Figura 101 – Detalhe – novo transdutores de pressão	119
Figura 102 – Detalhe do medidor de variação de volume.	119
Figura 103 – Detalhe do sistema de controle hidráulico.	120
Figura 104 – Software de aquisição de dados	120
Figura 105 – Ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível – fluxo no momento da percolação para medida de K	121
Figura 106 – Gráfico de condutividade hidráulica por tempo para o Arenito.	130
Figura 107 - Gráfico de condutividade hidráulica por tempo para o Colúvio.	131
Figura 108 – Gráfico de condutividade hidráulica por tempo para o solo aluvionar.	131
Figura 109 – Limo ferruginoso encontrado na desmontagem dos permeâmetros	132
Figura 110 – Pedregulho em Banho de solução de HCl 18,5%	133
Figura 111 - Desmontagem do ensaio de condutividade hidráulica do solo residual de arenito: a) detalhe do conjunto dividido nas três camadas parafina – bentonita – parafina; b) topo do corpo de prova com água; c) parte interna do corpo de prova seco.	134
Figura 112 - Desmontagem do ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida de aço – corpo de prova de arenito: a) detalhe do conjunto retirado do permeâmetro b) conjunto dividido nas três camadas parafina – bentonita – parafina c) topo do corpo de prova com água d) parte interna do corpo de prova seco.	134
Figura 113 – Gráfico de Condutividade Hidráulica obtida em ensaio em permeâmetro de parede flexível <i>versus</i> tempo para o arenito.	135
Figura 114 – Gráficos com resultados do processo de saturação por contra pressão....	136
Figura 115 - Gráfico de Condutividade Hidráulica obtida em ensaio em permeâmetro de parede flexível pelo tempo para o solo residual de arenito.	137
Figura 116 - Gráfico de Condutividade Hidráulica obtida em ensaio em permeâmetro de parede flexível pelo tempo para o solo residual de arenito, excluindo-se parte dos dados do CP3.	138
Figura 117 – Condutividade Hidráulica não saturada do solo no ponto G1 considerando o $\alpha = \alpha^* = 12 \text{ m}^{-1}$ e $\alpha = \alpha^* = 5,87 \text{ m}^{-1}$ encontrado no ensaio com duas cargas hidráulicas.	141
Figura 118 - Condutividade Hidráulica não saturada do solo nos pontos ensaiados com o Permeâmetro de Guelph considerando o $\alpha = \alpha^* = 12 \text{ m}^{-1}$	141
Figura 119 – Localização dos poços de monitoramento, nos quais os ensaios de recuperação foram realizados e interpretados.	142
Figura 120 – Gráfico com os resultados dos ensaios de recuperação realizado no Poço de monitoramento PP-5B.	143

Figura 121 – Gráficos com resultados dos ensaios de recuperação nos poços de monitoramento	144
Figura 122 - Perfil geotécnico do poço PP-5B mostrando a posição do pré-filtro e do nível d'água em relação às camadas de solo (modificado de Mondelli, 2008).....	147
Figura 123 - Perfil geotécnico do poço PP-13 mostrando a posição do pré-filtro e do nível d'água em relação às camadas de solo (modificado de Mondelli, 2008).....	148

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVOS.....	2
3	REVISÃO DA LITERATURA	2
3.1	Investigação do subsolo.....	2
3.2	Permeabilidade dos solos	3
3.3	Fatores que afetam a permeabilidade dos solos	7
3.3.1	Distribuição do tamanho das partículas.....	7
3.3.2	Forma e textura das partículas.....	9
3.3.3	Composição Mineralógica	9
3.3.4	Índice de Vazios (e)	10
3.3.5	Grau de Saturação (Sr).....	11
3.3.6	Estrutura do Solo	12
3.3.7	Natureza do fluido, tipo de fluxo e temperatura	13
3.4	Determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos	19
3.4.1	Ensaio de laboratório	19
3.4.1.1	Ensaio de permeabilidade em permeâmetros de parede rígida	19
3.4.1.2	Ensaio de permeabilidade em permeâmetros de parede flexível	24
3.4.1.3	Recomendações para procedimentos de ensaios de laboratório.....	33
3.4.2	Ensaio de Campo.....	34
3.4.2.1	Ensaio de permeabilidade com o permeâmetro de Guelph.....	34
3.4.2.2	Ensaio de recuperação do nível d'água em poços de monitoramento	38
3.4.2.3	Ensaio de dissipação de poro-pressões durante a cravação do piezocone	46
4	ATERRO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS DE BAURU.....	50
4.1	Aspectos Gerais.....	50
4.2	Aspectos Geológicos.....	57

4.3	Permeabilidade dos solos do aterro de resíduos sólidos de Bauru.....	62
5	METODOLOGIA	68
5.1	Painel de Permeabilidade – Ensaio em Permeâmetros de Parede Rígida.....	68
5.1.1	Ensaio de permeabilidade para o teste do painel	71
5.2	Desenvolvimento de sistema de ensaio com permeâmetro de parede flexível... ..	72
5.3	Amostragem.....	74
5.4	Caracterização do solo.....	82
5.5	Ensaio de permeabilidade em laboratório.....	82
5.5.1	Ensaio de permeabilidade em permeâmetros de parede rígida.....	82
5.5.2	Ensaio de permeabilidade em permeâmetros de parede flexível.....	87
5.6	Ensaio de recuperação nos poços de monitoramento	93
5.7	Ensaio de permeabilidade in situ com o permeâmetro de Guelph	98
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	100
6.1	Painel de Permeabilidade	100
6.1.1	Projeto e montagem do novo painel.....	100
6.1.2	Cálculo das áreas internas dos tubos de carga.....	106
6.1.3	Ensaio de permeabilidade realizados para o teste do painel	107
6.2	Desenvolvimento de sistema de ensaio com permeâmetro de parede flexível.	108
6.2.1	Cálculo da condutividade hidráulica no ensaio com permeâmetro de parede flexível	121
6.3	Caracterização dos solos	124
6.4	Ensaio em laboratório.....	128
6.4.1	Ensaio em permeâmetros de parede rígida.....	128
6.4.2	Ensaio em permeâmetro de parede flexível	134
6.5	Ensaio em campo.....	138
6.5.1	Ensaio com o permeâmetro de Guelph	138
6.5.2	Ensaio de recuperação nos poços de monitoramento	141
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	148
7.1	Considerações quanto as diferentes técnicas de ensaios	148

7.2	Valores representativos de condutividade hidráulica para os diferentes tipos de solo que existem na área	150
7.2.1	Solo Coluvionar	152
7.2.2	Solo Aluvionar	152
7.2.3	Solo Residual de Arenito	153
7.2.4	Arenito	154
8	RECOMENDAÇÕES FUTURAS.....	154
9	REFERÊNCIAS.....	155
ANEXO I – DESENHOS TÉCNICOS - PERMEÂMETRO DE PAREDE FLEXÍVEL		
ANEXO II – PROJETO DE ENCERRAMENTO DO ATERRO DE RESÍDUOS		
SÓLIDOS DE BAURU - 4ª e 5ª CAMADAS		

1 INTRODUÇÃO

A preocupação com a poluição e a contaminação do subsolo provocadas pela disposição de resíduos sólidos urbanos ou industriais iniciou-se a cerca de 20 anos no Brasil. Até então, apenas os grandes aterros sanitários tinham a proteção de base, monitoramento e operação adequados, seguindo as normas estabelecidas pelas agências ambientais nesses últimos anos. Contudo, a preocupação com lixões e aterros controlados em operação ou desativados na maioria das cidades brasileiras de pequeno e médio porte é real, principalmente ao que se refere à proteção dos aquíferos freáticos, subterrâneos e superficiais, cada vez mais utilizados para abastecimento público de água.

O solo é constituído de uma fase sólida, que forma o “esqueleto” do solo, tendo seus vazios preenchidos com água e/ou ar. Nos solos granulares, as forças interpartículas são pequenas e a água pode fluir livremente pelos vazios do solo. Nos solos finos, as forças interpartículas são de grande intensidade e parte da água contida no solo forma uma película ao redor das partículas denominada água adsorvida, que não se movimenta. Apenas parte da água contida no solo, chamada água livre, consegue se movimentar através dos vazios pela ação de forças gravitacionais.

Essa movimentação de água livre pelos vazios do solo é relacionada à permeabilidade do solo que se constitui num dos principais parâmetros para um bom programa de investigação e caracterização geoambiental do subsolo. A permeabilidade do solo pode ser entendida como a maior ou menor facilidade que um fluido encontra para percolar através de um maciço. A condutividade hidráulica é um parâmetro que permite quantificar a maior ou a menor dificuldade que o solo se opõe ao fluxo da água através dos seus poros. Sua determinação pode ser feita, tanto em laboratório, como *in situ*.

A realização de um programa de ensaios em laboratório para obtenção de parâmetros de projeto apresenta como principal vantagem o controle das condições do ensaio, permitindo a realização de uma série de simulações. Entretanto, a qualidade dos resultados de ensaios laboratoriais, realizados em amostras indeformadas, depende muito da qualidade e representatividade dessas amostras. Dependendo do tipo de ensaio, o efeito da perturbação provocado pelo processo de amostragem pode ser significativo. Além disso, muitas vezes, os resultados desses

ensaios não retratam com fidelidade, algumas das características do maciço, fundamentais para a previsão do seu comportamento e do comportamento de uma possível pluma de contaminação.

2 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é dar continuidade aos estudos de investigação no aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru, buscando encontrar valores representativos para condutividade hidráulica dos diferentes tipos de solos que ocorrem na área empregando técnicas de ensaio de campo e laboratório distintas, bem como avaliar os fatores que afetam este parâmetro.

Em laboratório foram realizados ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetros de parede rígida e flexível a carga variável e constante para amostras indeformadas coletadas na região do aterro. Para a realização destes ensaios têm-se como objetivos específicos a reconstrução do painel de controle hidráulico utilizado na execução de ensaios de permeabilidade em permeâmetros de parede rígida e o desenvolvimento de um sistema de ensaio utilizando permeâmetros de parede flexível.

No campo, foram conduzidos ensaios de recuperação em poços de monitoramento (*Slug Test*) e ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 *Investigação do subsolo*

A investigação do subsolo deve ser feita para definir o perfil estratigráfico, o que inclui identificar as camadas, suas espessuras e diferentes tipos de solos. A posição do nível d'água e os parâmetros mecânicos e hidráulicos das camadas de interesse devem ser determinados. Para tanto, ensaios de campo e de laboratório podem ser utilizados. Uma campanha de investigação eficiente deve permitir a visualização tridimensional do terreno para identificar a continuidade lateral das camadas. Nesta etapa, o conhecimento da história geológica dos terrenos é fundamental para a adequada interpretação da geometria das camadas. Nas regiões de clima tropical e subtropical a origem dos solos está relacionada ao intemperismo

tropical dos minerais, a pedogênese e a morfogênese. Nestas situações não existe continuidade lateral e o termo “camada” deve ser utilizado com restrições.

Na investigação de áreas contaminadas, além de definir um modelo conceitual do subsolo, é necessário encontrar a pluma de contaminação que ocorre na área. Pluma de contaminação pode ser definida como uma região no espaço no subsolo que possui um padrão de concentrações de contaminantes criados pelo movimento das águas subterrâneas sob uma fonte de contaminação na superfície ou subsuperfície do terreno. Nesta região os contaminantes espalham-se principalmente lateralmente na direção do movimento das águas subterrâneas, tendo o local da fonte as mais altas concentrações, as quais diminuem com a distância em relação a esta (modificado de GROUNDWATER FOUNDATION, 2012).

Para aplicação geoambiental o conhecimento da permeabilidade dos solos, entre outros parâmetros, é fundamental para desenvolvimento do projeto ou avaliação de áreas contaminadas, tendo em vista que este é uma das principais propriedades do solo que regem a movimentação das águas subterrâneas e consequentemente de uma possível pluma de contaminação.

A permeabilidade dos solos pode ser determinada tanto por ensaios de campo como de laboratório, ou pela realização em conjunto destes.

3.2 Permeabilidade dos solos

No século XIX, no ano de 1856, o engenheiro hidráulico Henry Darcy realizou uma experiência sobre infiltração vertical de solução (= água comum) em filtros (colunas) de areia homogênea sob condições de saturação (Figura 1) (LIBARDI, 2005).

Segundo Libardi (2005), após atingida a condição de equilíbrio dinâmico, Darcy obteve as seguintes conclusões em seu experimento:

- a) A vazão (Q) é proporcional à área de secção transversal (A):

$$Q \propto A \quad (3.1)$$

- b) A vazão (Q) é proporcional as diferenças de cargas piezométricas ($h_1 - h_2$) que atuam nas extremidades da coluna:

$$Q \propto (h_1 - h_2) \quad (3.2)$$

- c) A vazão (Q) é inversamente proporcional ao comprimento (L) do filtro:

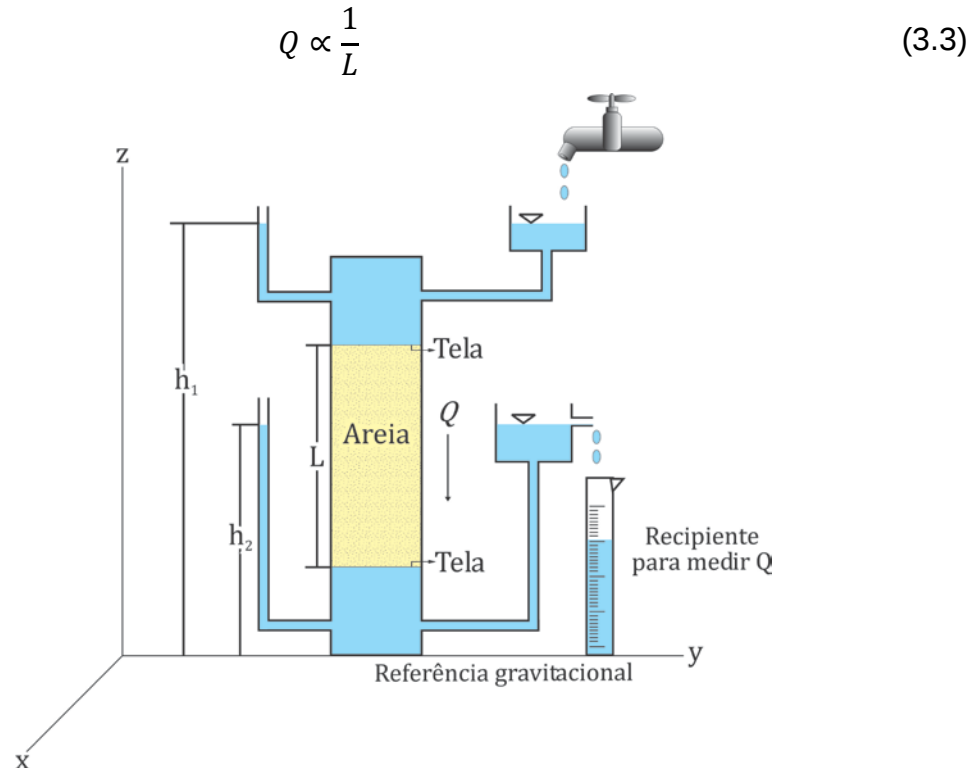


Figura 1 - Arranjo experimental utilizado por Darcy (modificado de LIBARDI, 2005).

Combinando as três conclusões de Darcy e adicionando uma constante de proporcionalidade (K) obtém-se a equação de Darcy, ou lei de Darcy:

$$Q = KA \frac{h_1 - h_2}{L} \quad (3.4)$$

A diferença de cargas piezométricas dividido pelo comprimento do filtro também é denominado gradiente hidráulico (i) e pode ser escrito na forma diferencial:

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} = -\frac{\Delta h}{L} = -\frac{dh}{dl} \quad (3.5)$$

Substituindo (3.5) em (3.4) e posteriormente dividindo por A tem-se:

$$Q = KiA \quad (3.6)$$

$$v = Ki \quad (3.7)$$

onde v é a velocidade de descarga do fluido na seção transversal (A).

A constante K , de acordo com Libardi (2005), foi denominada por Darcy de condutividade hidráulica, também é comum na literatura, principalmente na geotecnia, a utilização da denominação coeficiente de permeabilidade, sendo o primeiro termo mais utilizado pelos geólogos, agrônomos, engenheiros florestais e profissionais da área ambiental de um modo geral.

A condutividade hidráulica é uma propriedade física que quantifica a permeabilidade de um dado solo, à qual segue algumas definições:

- Permeabilidade de um solo é a taxa na qual um fluido (normalmente água) sobre pressão pode se entremear através dos vazios do solo (HEAD, 1981).

- Um material permeável é aquele que é capaz de ser penetrado ou permeado por outra substância, normalmente um gás ou líquido (CEDERGREN, 1988).

- A permeabilidade é a propriedade do solo que indica a facilidade relativa com a qual um fluido irá fluir através do solo (LAMBE & WHITMAN, 1969).

Porém a condutividade hidráulica não depende só das características do solo, mas também do fluído percolante, no caso a água, sendo assim, de acordo com Cherry & Freeze (1979), vários experimentos foram realizados para determinar um parâmetro que descreva as propriedades de condutividade de um meio poroso independentemente do fluido que o percola, sendo utilizado um meio poroso ideal constituído de contas de vidro de diâmetro d . Quando vários fluidos de densidade ρ e viscosidade dinâmica μ foram percolados a um gradiente hidráulico constante dh/dl , as seguinte proporcionalidades foram observadas:

a) A velocidade de descarga é proporcional ao quadrado do diâmetro das partículas:

$$v \propto d^2 \quad (3.8)$$

b) A velocidade de descarga é proporcional a densidade vezes a aceleração da gravidade (g):

$$v \propto \rho g \quad (3.9)$$

c) A velocidade de descarga é inversamente proporcional à viscosidade cinemática (μ):

$$v \propto \frac{1}{\mu} \quad (3.10)$$

Junto com a lei de Darcy original essas três relações levam a uma nova versão da lei de Darcy:

$$v = - \frac{C d^2 \rho g}{\mu} \frac{dh}{dl} \quad (3.11)$$

O parâmetro C é outra constante de proporcionalidade. Para solos reais este deve incluir a influência de outras propriedades do meio que afetam o fluxo, além do diâmetro médio dos grãos, por exemplo, a distribuição de tamanho dos grãos, a esfericidade e a rugosidade dos grãos, e a natureza de seu empacotamento. (modificado de CHERRY & FREEZE, 1979)

Comparando a Equação (3.11) com a Equação (3.7) tem-se:

$$K = \frac{Cd^2\rho g}{\mu} \quad (3.12)$$

Nesta equação, ρ e μ são propriedades dadas apenas pelo fluido e Cd^2 é dado apenas pelas características do meio. Assim pode se definir:

$$k = Cd^2 \quad (3.13)$$

Logo:

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} \quad (3.14)$$

O parâmetro k possui denominações que variam de acordo com o autor. Cherry & Freeze (1979) chama de permeabilidade específica ou intrínseca, ou ainda simplesmente permeabilidade. Já Head (1981) e Lambe & Whitman (1969) chamam de permeabilidade específica ou absoluta, Cedergrén (1988) chama de coeficiente de permeabilidade dos físicos, enquanto dá para a condutividade hidráulica a designação de coeficiente de permeabilidade dos engenheiros. Também há a variação entre K maiúsculo e k minúsculo das formulações acima encontradas em Cherry & Freeze (1979), nos demais autores mencionados acima a permeabilidade intrínseca é representada pelo K maiúsculo e o coeficiente de permeabilidade é representado pelo k minúsculo.

A permeabilidade intrínseca k é uma função apenas do meio poroso e sua dimensão é de comprimento ao quadrado [L^2]. O termo é amplamente usado na indústria de petróleo, onde a existência de gás, óleo e água em sistemas de fluxo multifase torna atrativo o uso de um parâmetro de permeabilidade que seja independente do fluido, e é medido em cm^2 ou em darcys, onde 1 darcy é aproximadamente igual a 10^{-8} cm^2 . (CHERRY & FREEZE, 1979)

Neste sentido tem-se que o termo coeficiente de permeabilidade refere-se à permeabilidade do solo em relação a algum fluido, enquanto que a condutividade hidráulica trata-se de um caso específico no qual o fluido percolante é a água numa dada temperatura, sendo utilizada como padrão a temperatura de 20°C .

Neste trabalho a letra K maiúscula sempre representará a condutividade hidráulica termo o qual será preferencialmente utilizado a fim de se evitar confusão entre os termos permeabilidade intrínseca e coeficiente de permeabilidade. O termo permeabilidade será utilizado como propriedade do solo de modo geral, sendo que quando algum valor for relacionado ao termo permeabilidade este sempre irá se tratar da condutividade hidráulica.

3.3 Fatores que afetam a permeabilidade dos solos

A permeabilidade é uma propriedade fundamental do solo, mas depende de um grande número de fatores os quais estão brevemente descritos a seguir:

- Distribuição do tamanho das partículas
- Forma e textura das partículas
- Composição mineralógica
- Índice de vazios
- Grau de saturação
- Estrutura do solo
- Natureza do fluido
- Tipo de fluxo
- Temperatura

3.3.1 Distribuição do tamanho das partículas

A permeabilidade de um solo granular é influenciada pela sua granulometria, e especialmente pela parcela de finos. Quanto menor a partícula, menor os vazios entre elas e, portanto a resistência ao fluxo de água aumenta com o decréscimo do tamanho das partículas. O tamanho efetivo do grão, D_{10} , é importante e é a base da fórmula de Hazen (HEAD, 1981).

A partir de considerações teóricas é esperado que a permeabilidade varie com o quadrado do diâmetro dos poros e partículas (ver item 3.3.7), Permeabilidades típicas de vários solos e agregados de diversos tamanhos podem ser vistos na Figuras 2 e na Figura 3 (modificado de CEDERGREN, 1988).

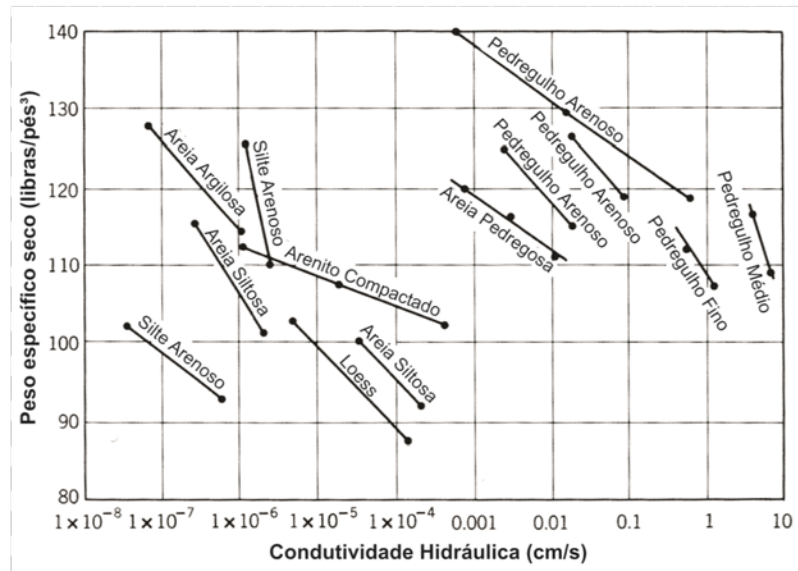


Figura 2 - Faixas de valores típicos de permeabilidade para vários tipos de solo (CEDERGREN, 1988).

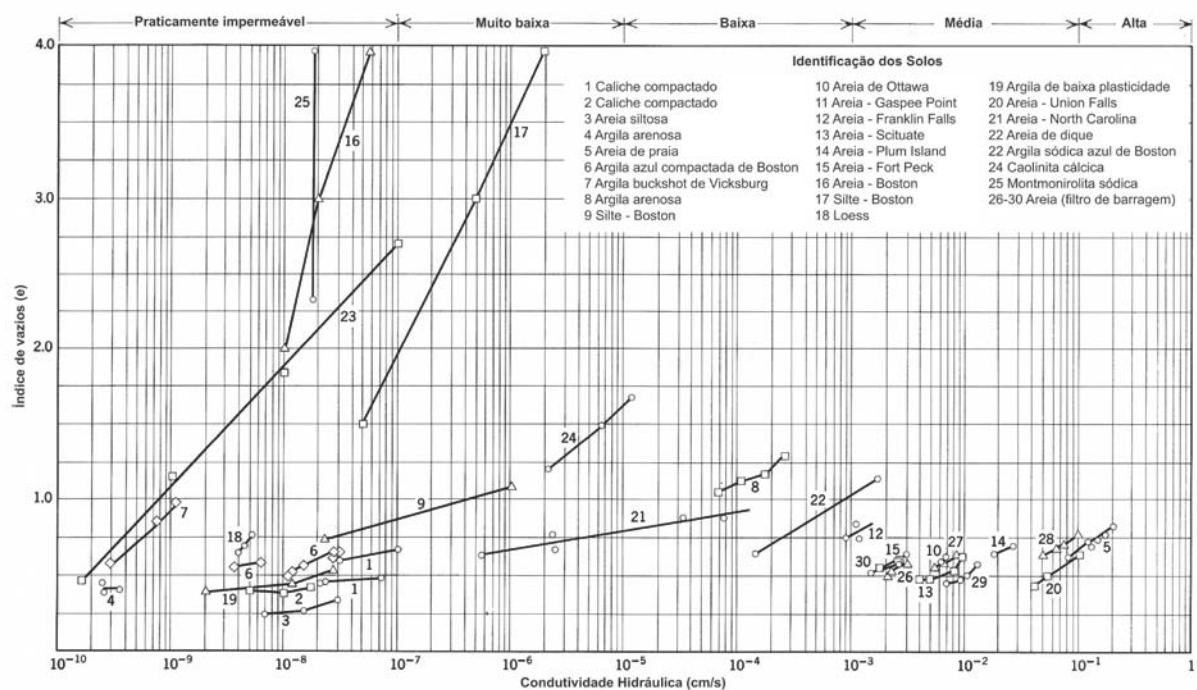


Figura 3 – Faixas de valores típicos de permeabilidade para vários tipos de solo (modificado de LAMBE & WHITMAN, 1969).

A relação entre a permeabilidade e o tamanho das partículas é muito mais razoável em siltes e areias que em argilas, pois nessas as partículas são aproximadamente equidimensionais e seu extremos na estrutura do solo são próximos (LAMBE & WHITMAN, 1969).

A permeabilidade dos solos varia significativamente com o tamanho dos grãos e é extremamente sensível a quantidade, característica e distribuição das frações mais finas. Na Tabela 1 mostra-se a influência dos finos que passam na peneira 100 ($150\ \mu\text{m}$) na permeabilidade de um filtro fabricado com agregado lavado, na qual se pode notar que com um pequeno aumento na porcentagem de finos houve uma grande diminuição na permeabilidade do material.

Tabela 1 – Influência da fração que passa na peneira 100 na Permeabilidade de filtros de agregado lavado (modificado de CEDERGREN,1988).

Porcentagem que pasa na peneira 100	Permeabilidade (m/s)
0	$2,82 \times 10^{-4}$ a $1,06 \times 10^{-3}$
2	$3,53 \times 10^{-5}$ a $3,53 \times 10^{-4}$
4	$7,06 \times 10^{-6}$ a $1,76 \times 10^{-4}$
6	$1,76 \times 10^{-6}$ a $7,06 \times 10^{-5}$
7	$7,06 \times 10^{-7}$ a $1,06 \times 10^{-5}$

Como regra a permeabilidade deve ser determinada por ensaios, e não de outras propriedades como o tamanho dos grãos. O tipo de solo e os tamanhos dos grãos são úteis, entretanto, na indicação de uma faixa aproximada de valores de permeabilidade esperados. (modificado de CEDERGREN,1988)

3.3.2 Forma e textura das partículas

A forma e textura dos grãos têm influência na permeabilidade. Partículas alongadas ou irregulares criam caminhos de fluxo, os quais são mais tortuosos do que aqueles ao redor das partículas esféricas. Partículas com superfícies rugosas proporcionam maior resistência (por atrito) ao fluxo do que partículas com superfícies mais lisas. Ambos os efeitos tendem a reduzir o fluxo de água através do solo. (HEAD,1981)

3.3.3 Composição Mineralógica

Em solos de granulação fina a composição mineralógica é um fator adicional, porque diferentes tipos de minerais levam a diferentes quantidades de água adsorvida e conseqüentemente o tamanho efetivo dos poros variam. Pôr essa razão o tipo de mineral influencia na permeabilidade de argilas em maior proporção do que

o tamanho dos grãos, mas geralmente tem pouco efeito sobre a permeabilidade de areias e cascalhos (HEAD,1981).

Conforme Lambe & Whitman (1969) a magnitude da permeabilidade pode variar amplamente com a composição do solo, sendo a capacidade de troca de íons um fator importante. Na Figura 4 pode-se notar a influência dos íons de sódio trocáveis, na permeabilidade da montmorilonita, tornando-a menos permeável, com um K menor que 10^{-7} cm/s mesmo com um índice de vazios maior que 15. Os íons de sódio é o que dá a menor a permeabilidade a uma argila, e quanto menor a capacidade de troca iônica, menor é o efeito dos íons trocáveis na permeabilidade.

3.3.4 Índice de Vazios (e)

A maneira pela qual o solo é colocado ou compactado tem um efeito considerável no tamanho e disposição dos vazios entre as partículas e, portanto na permeabilidade. O volume de vazios é expresso em termos do índice de vazios (e), ou da porosidade (η). A proporção de vazios é usada para calcular a permeabilidade de areias pela fórmula de Kozeny (HEAD,1981).

Segundo Lambe & Whitman (1969), as equações de permeabilidade indicam que um gráfico do K versus $e^3/(1+e)$ deveria ser uma linha reta, e outras equações teóricas têm sugerido que K versus $e^2/(1+e)$ ou K versus e^2 também deveria o ser, porém há dados experimentais consideráveis os quais indicam que e em função de $\log K$ resulta mais frequentemente numa reta, sendo em geral, a relação que mais se ajusta a uma reta para aproximadamente todos os solos. Na Figura 4 mostra-se a relação entre o índice de vazios e o $\log K$ para três tipos de argila.

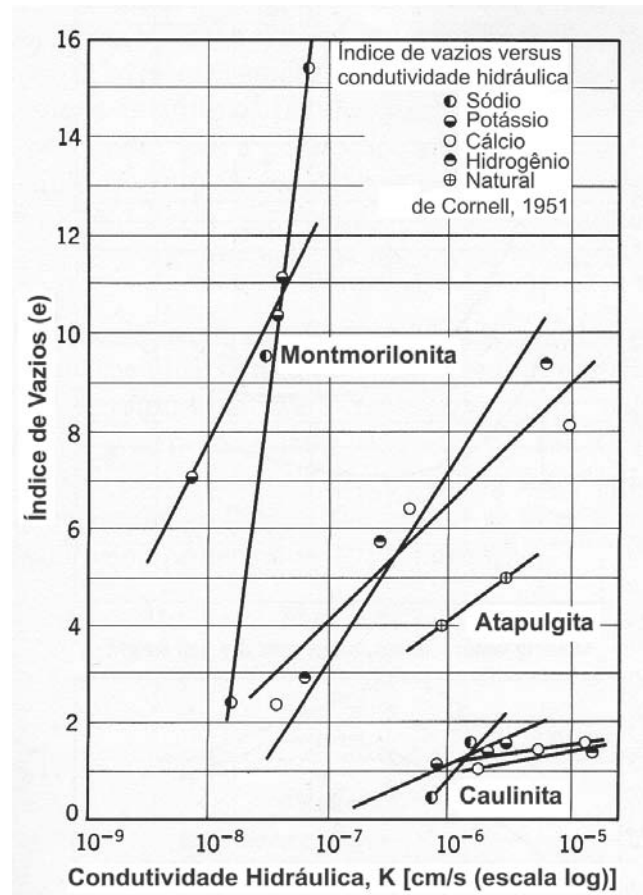


Figura 4 – Índice de vazios versus permeabilidade. (LAMBE & WHITMAN, 1969)

3.3.5 Grau de Saturação (S_r)

Saber a extensão dos vazios que são preenchidos com água é crucial na medida da permeabilidade. Bolhas de ar podem bloquear os canais de infiltração entre as partículas, deste modo reduzem apreciavelmente a permeabilidade. Se o grau de saturação é inferior a 85%, é provável que o ar seja contínuo, ao invés de bolhas isoladas. Nos ensaios de permeabilidade, esforços são feitos para eliminar o ar presente no solo, o que é difícil em solos finos (HEAD, 1981).

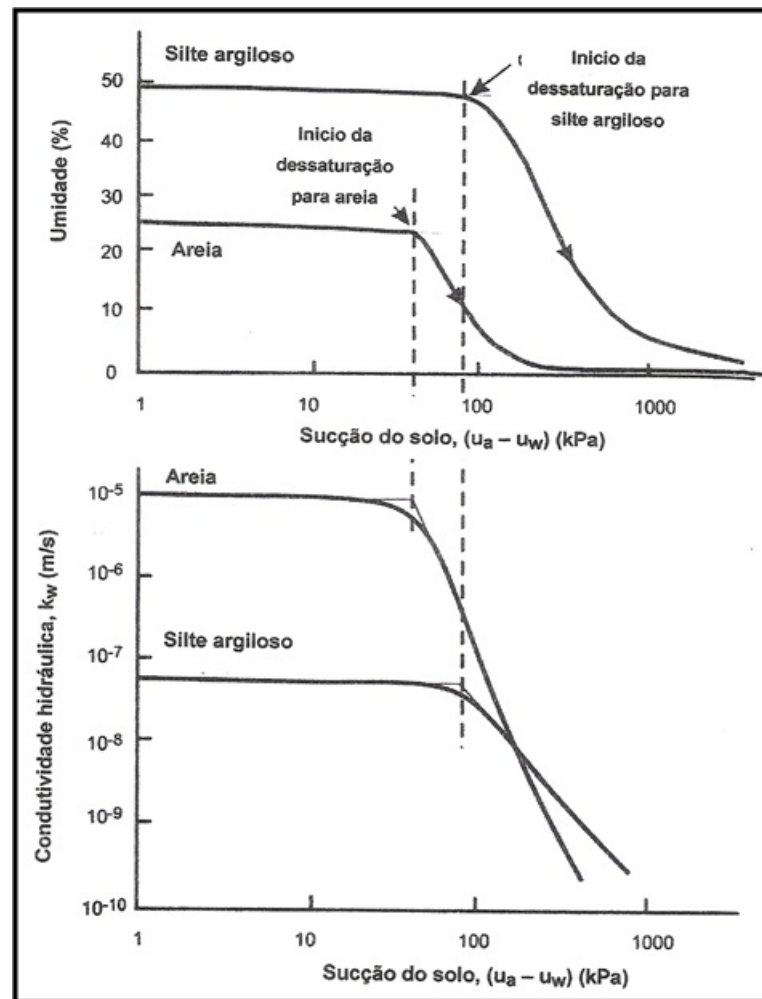


Figura 5 – Condutividade hidráulica dos solos não saturados (BERNARDES, 2009)

Na Figura 5, no gráfico de cima está demonstrada a relação da umidade com a sucção (“poropressão negativa”) para dois tipos de solo. O gráfico de baixo demonstra a condutividade hidráulica em relação a sucção. As linhas pontilhadas demonstram o ponto de entrada de ar a partir do qual o solo inicia um processo de secagem, diminuindo seu grau de saturação.

3.3.6 Estrutura do Solo

Muitos solos em seu estado natural não são homogêneos, mas sim anisotrópicos, devido à estratificação. A condutividade hidráulica (K_h) na direção paralela à estratificação é com frequência várias vezes superior do que a condutividade hidráulica (K_v) normal à estratificação (modificado de HEAD, 1981).

Outra característica da anisotropia que pode causar efeito sobre a permeabilidade são descontinuidades como fissuras; lentes ou intrusões de silte e

areia; ou bolsas de material orgânico. A permeabilidade de solos coesivos no campo é mais afetada pela presença de descontinuidades, e pode ser muitas vezes maior do que a permeabilidade medida em pequenas amostras em laboratório. A permeabilidade em solos de granulação fina é também influenciado pela sua micro estrutura, a qual inclui o estado de floculação ou dispersão das partículas, sua orientação e seu estado de compactação (modificado de HEAD,1981).

De acordo com Lambe & Whitman (1969), comparando-se duas amostras de solo de mesmo índice de vazios, a amostra em estado mais floculado terá maior permeabilidade, sendo que uma com o estado mais disperso possível terá a mínima permeabilidade, pois quanto mais dispersas as partículas, isto é, mais próximas da posição paralela entre si elas estão, mais tortuoso é o caminho do fluxo normal as partículas. O aumento da tortuosidade ajuda a explicar parte da diminuição da permeabilidade pela melhoria da estrutura do solo. O principal fator, entretanto, é que numa estrutura floculada há certa quantidade de canais largos disponíveis para o fluxo, sendo o fluxo por um canal largo muito maior que o fluxo através de um número de pequenos canais tendo a mesma área de seção total desse canal largo. Assim, é prontamente evidente que quanto maior um canal para um dado volume de vazios, maior será a permeabilidade.

3.3.7 Natureza do fluido, tipo de fluxo e temperatura

A permeabilidade, K , depende, sobretudo, das propriedades do fluido, este é geralmente assumido como sendo a água e o valor do K será diferente para outros fluidos.

Uma das suposições na qual a lei de Darcy está baseada é a de que o fluxo de água é laminar, o que ocorre quando a velocidade é relativamente baixa. Acima de certa velocidade crítica o fluxo torna-se turbulento e a lei de Darcy, da qual depende o cálculo da permeabilidade, não é mais válida. Essa lei pode ser aplicada em pedregulhos de tamanho médio e grosso. Em grandes vazios a velocidade de fluxo pode ser suficiente para provocar turbulência (HEAD,1981).

Quando a água flui por um tubo ou canal, as velocidades próximas as paredes são consideravelmente menores que no centro do fluxo, mas quando a água flui por um solo homogêneo sobre gradientes uniformes, o mesmo princípio não é valido. Variações na velocidade existem, mas ocorrem nos interstícios e

fendas pelos quais a água esta fluindo. Esta é a diferença fundamental entre o fluxo comum em tubos e canais e fluxo através de meios porosos, sendo que no primeiro caso o fluxo é quase sempre turbulento, enquanto que no segundo caso o fluxo é quase sempre laminar. (modificado de CEDERGREN,1988)

Sempre que um fluido está em movimento, camadas deslizam movendo-se em relação a outras camadas. A facilidade com a qual elas escorregam depende da viscosidade do fluido, que é a resistência ou “arraste” oferecido ao movimento. Embora a viscosidade da água, como na maioria dos fluidos, seja reduzida em altas temperaturas, sua faixa de variação é muito mais estreita que em outros fluidos. Na faixa mais larga de variação da temperatura normalmente encontrada em processos de percolação, a viscosidade varia aproximadamente 100% (Figura 6). (modificado de CEDERGREN,1988)

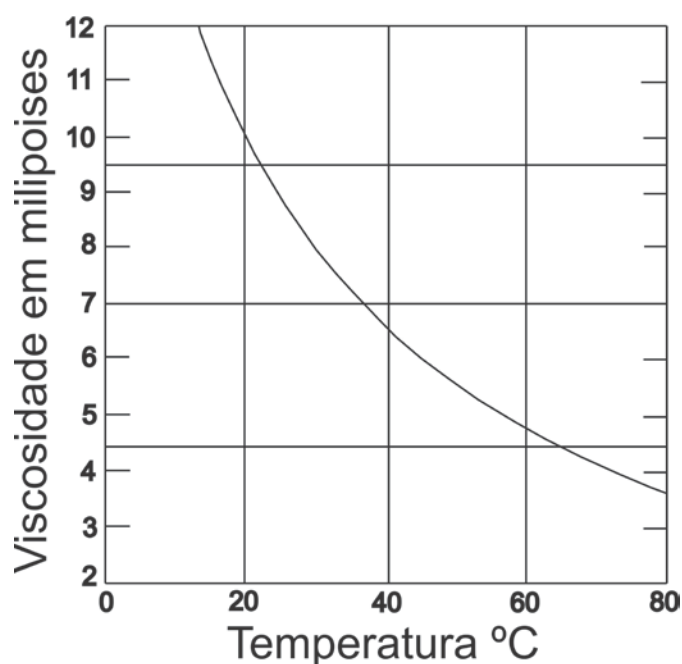


Figura 6 – Viscosidade da água em milipoises em função da temperatura (CEDERGREN,1988).

A temperatura padrão para a realização de ensaios é 20°C, sendo a correção de um K encontrado a uma temperatura T(°C) para a temperatura padrão dada pela Equação (3.15).

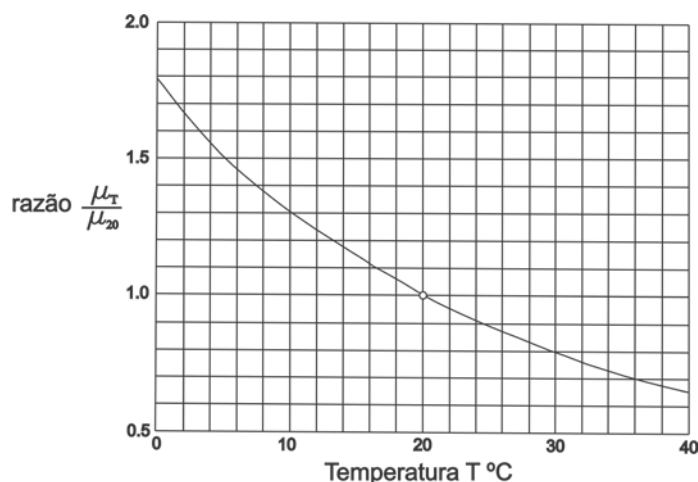


Figura 7 – Razão entre a viscosidade dinâmica da água a uma temperatura T(°C) e a viscosidade da água a 20 °C em função desta temperatura (HEAD, 1981).

A Figura 7 mostra a variação do fator de correção $\frac{\mu_T}{\mu_{20}}$, razão entre a viscosidade da água a uma temperatura T(°C) (μ_T) e a viscosidade da água a 20°C (μ_{20}), utilizado na Equação (3.15).

$$K_{20} = K_T \left(\frac{\mu_T}{\mu_{20}} \right) \quad (3.15)(\text{HEAD, 1981})$$

Onde: K₂₀ - Condutividade Hidráulica a 20°C; K_T – Condutividade Hidráulica na temperatura T (°C) de ensaio.

A norma ASTM D 5084-03 traz uma função para a razão $\frac{\mu_T}{\mu_{20}}$ dada pela equação (3.16), a qual possui acurácia de três dígitos de significância para o intervalo de 5 a 50° C.

$$R_T = 2,2902 \cdot (0,9842^T) / T^{0,1702} \quad (3.16)$$

Onde:

R_T – Razão $\frac{\mu_T}{\mu_{20}}$;

T - Temperatura média durante o ensaio ($T = (T_1 + T_2)/2$);

T₁ - Temperatura no início da percolação com a precisão mais próxima de 0,1 °C;

T₂ - Temperatura no final da percolação com a precisão mais próxima de 0,1 °C.

Pela aplicação das leis da física pode ser mostrado que a resistência viscosa aumenta diretamente proporcional a viscosidade, e as velocidades obtidas pela

percolação de fluidos varia inversamente proporcional a viscosidade. No fluxo viscoso ou laminar, a resistência s é compartilhada entre as camadas deslizantes entre si, sendo relacionada à viscosidade de acordo com a Lei da fricção de Newton:

$$s = \mu \frac{dv}{dr} \quad (3.17)$$

Onde: μ é a viscosidade absoluta em poises e dv é a variação da velocidade em uma distância dr normal a direção do fluxo (modificado de CEDERGREN, 1988).

Segundo Cederghren (1988), partindo da lei da fricção pode-se mostrar que a permeabilidade deve variar aproximadamente com o quadrado do tamanho dos poros e partículas, cuja validade geral dessa conclusão vem sendo verificada por testes em solos reais, sugerindo que amplas variações na permeabilidade de fato devem ser esperadas.

O gráfico da Figura 8 mostra a variação da permeabilidade em função do diâmetro dos poros, assumindo esse diâmetro igual ao diâmetro efetivo das partículas dividido por cinco ($D_{10}/5$).

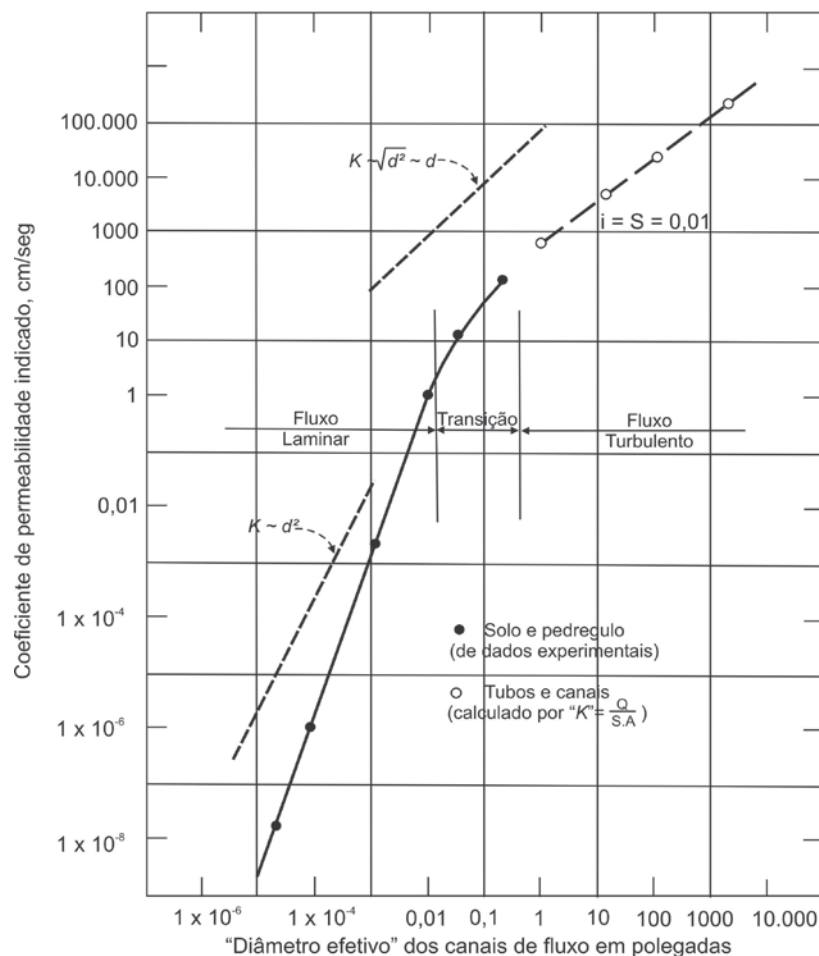


Figura 8 – Variações da “permeabilidade” com o tamanho dos canais de fluxo (CEDERGREN, 1988).

Na Figura 8, Cedergrén (1988), a fim de obter uma comparação interessante entre fluxo laminar e turbulento, adicionou “permeabilidades” sintetizadas a partir do cálculo da capacidade de descarga de vários canais e tubos utilizando-se da hidráulica convencional, onde os coeficientes de permeabilidade artificiais foram calculados por $K=Q/AS$, assumindo momentaneamente que o fluxo em canais e tubos segue a relação geral de Darcy para fluxo laminar. Assim pode-se observar que as “permeabilidades” sintéticas para condições de fluxo turbulento variam proporcionalmente ao diâmetro dos canais de fluxo, enquanto que para o fluxo laminar, a permeabilidade varia com o quadrado deste diâmetro.

Lambe & Whitman (1969) mostra através do trabalho de Michaels & Lin (1954 *apud* LAMBE & WHITMAN, 1969) que em solos finos a viscosidade e a densidade do fluido permeante não são as únicas características, conforme sugerido pelas equações teóricas, que influenciam os valores de permeabilidade.

Os resultados da Figura 9 foram obtidos a partir de testes onde a caolinita foi moldada no fluido que seria usado como permeante. Já na Figura 10 a caolinita foi moldada e permeada inicialmente com água e trocando-se o fluido permeante sucessivamente. As grandes diferenças na permeabilidade a um dado índice de vazios mostrados na Figura 9, podem ser explicadas por diferenças na estrutura do solo causadas pela preparação das amostras em diferentes fluidos. Esta grande diferença inicial da estrutura do solo foi eliminada na Figura 10. A comparação dos dados das duas figuras mostra a conclusão do trabalho de Michaels & Lin (1954 *apud* LAMBE & WHITMAN, 1969): a principal influência de diferentes fluidos permeantes foi sobre a estrutura do solo (modificado de LAMBE & WHITMAN, 1969).

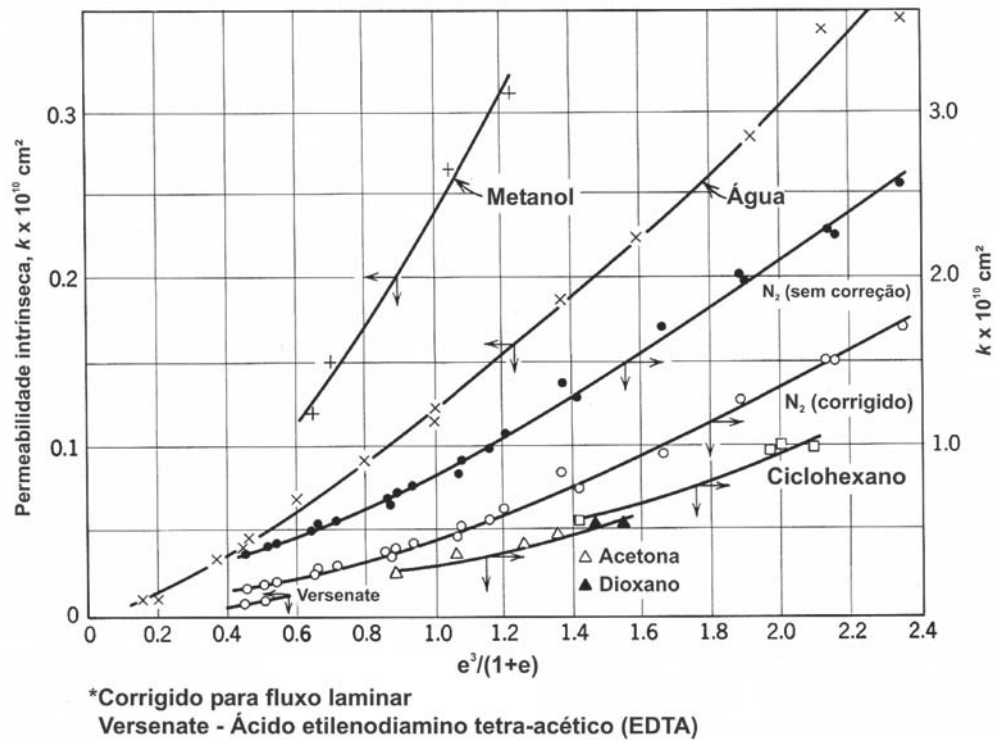


Figura 9 – Permeabilidade da caolinita para vários fluidos como uma função de $e^3/(1+e)$, onde e = índice de vazios (MICHAEL & LIN, 1954 *apud* LAMBE & WITHMAN, 1969)

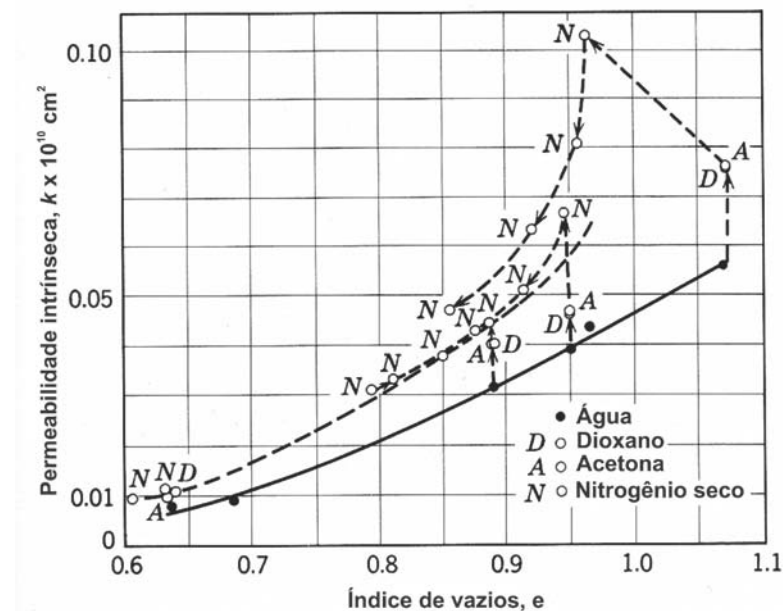


Figura 10 – Efeito da remoção de solvente na permeabilidade da caolinita, tendo a água como permeante inicial. (MICHAEL & LIN, 1954 *apud* LAMBE & WITHMAN, *op cit*)

3.4 Determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos

O conhecimento da permeabilidade e de sua variação é necessário para a resolução de diversos problemas geotécnicos e geoambientais. O coeficiente de permeabilidade pode ser determinado através de ensaios de laboratório em amostras indeformadas ou compactadas e a partir de ensaios in situ. Segundo Aguiar (2001), diversos ensaios para determinação do coeficiente de permeabilidade têm sido desenvolvidos e aperfeiçoados ao longo do tempo. Busca-se através disto uma maior representatividade nos resultados, a redução dos custos dos ensaios e o aperfeiçoamento dos aparelhos de medição em campo, tornando-os mais práticos e de fácil utilização.

3.4.1 Ensaios de laboratório

Os ensaios mais utilizados para a determinação da condutividade hidráulica dos solos no laboratório são os executados em permeâmetros de parede rígida e em permeâmetros de parede flexível, utilizando-se carga hidráulica constante ou variável. Os ensaios de condutividade hidráulica em laboratório estão descritos a seguir.

3.4.1.1 Ensaios de permeabilidade em permeâmetros de parede rígida.

O permeâmetro de parede rígida consiste de uma câmara cilíndrica, na qual o corpo de prova fica alojado em seu interior. Neste a vedação entre o corpo de prova e a parede da câmara do permeâmetro pode ser dada por um elemento de vedação, ou através da aderência do próprio solo com a parede da câmara. Normalmente utiliza-se como elemento de vedação argila tipo bentonita. A Figura 11 mostra o esquema de montagem do permeâmetro de parede rígida de acordo com Norma NBR 13292/1995, onde a vedação é dada pela aderência do corpo de prova a parede do permeâmetro, usual para solos granulares.

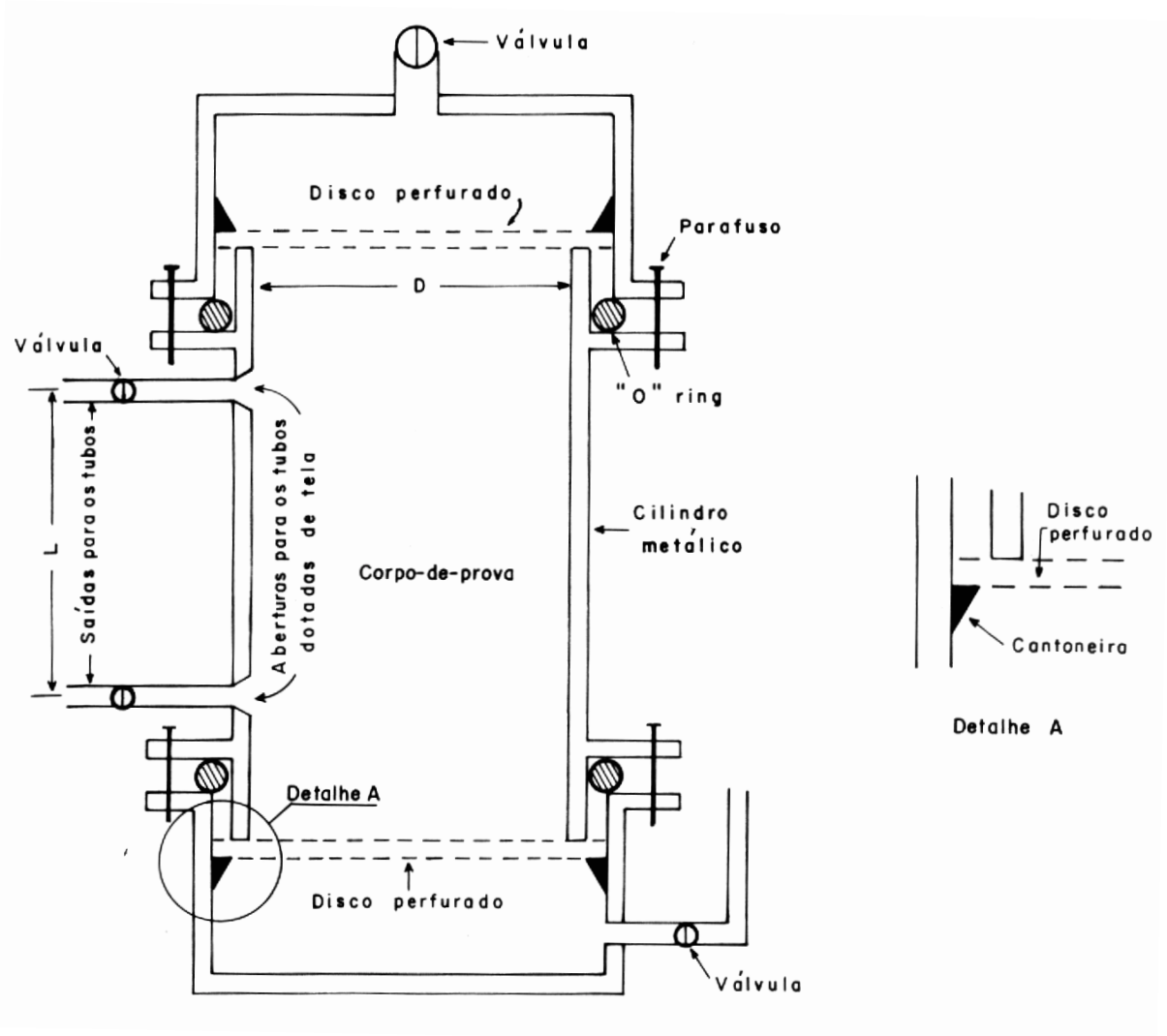


Figura 11 – Permeâmetro para ensaios em solos granulares a carga constante (NBR 13292/1995).

A Figura 11 mostra o esquema de montagem de permeâmetros de parede rígida com vedação em argila bentonítica ou plástica entre o corpo de prova e a parede da câmara segundo a NBR 14545/2000, normalmente usado para solos com maior teor de argila e/ou silte. Na Figura 13 tem-se o esquema de montagem do ensaio com carga variável de acordo com a norma.

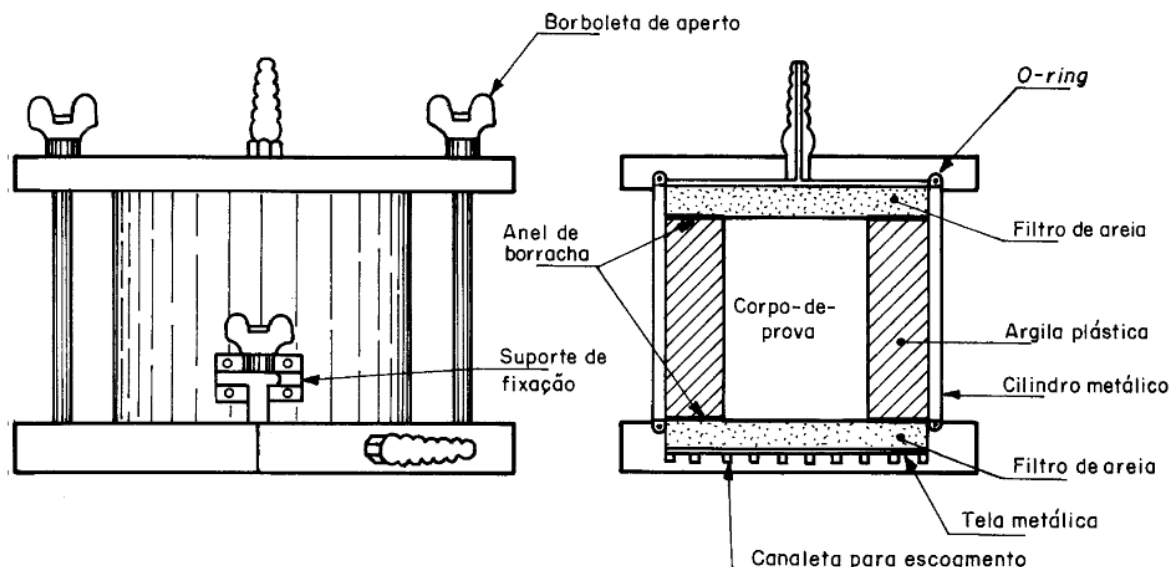


Figura 12 – Vista e corte esquemático do permeâmetro para ensaios em solos argilosos a carga variável (NBR 14545/2000).

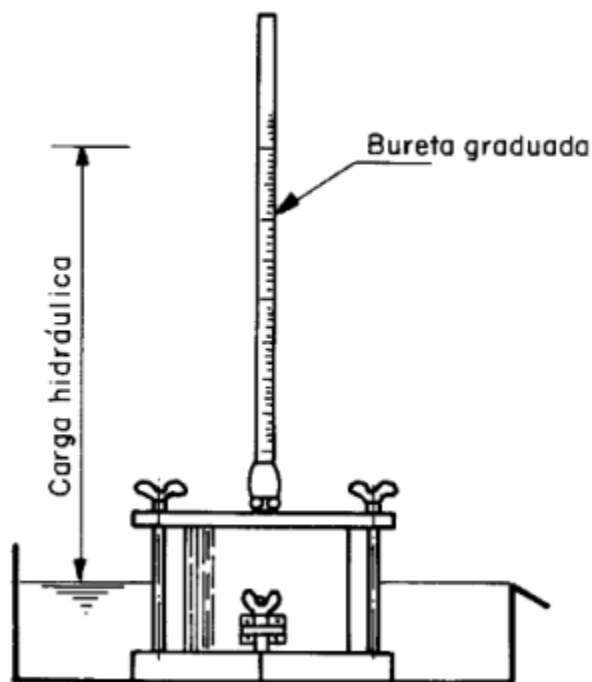


Figura 13 – Esquema de montagem do ensaio de permeabilidade para solos argilosos (NBR 14545/2000).

A saturação dos corpos de prova nestes tipos de ensaio é dada através do processo de percolação ascendente, para o qual se impõe uma carga hidráulica constante, normalmente baixa, em torno de 3 a 5, e espera-se a água percolante surgir pelo orifício superior no topo do permeâmetro. A carga hidráulica aplicada

neste processo pode ser elevada gradualmente ao longo deste, uma vez que observada a não saturação do corpo de prova após longos períodos de espera devido à baixa permeabilidade do solo testado. A elevação gradual do gradiente faz-se necessária para se evitar a ocorrência de *piping*, erosão interna retroativa, no corpo de prova.

Nos ensaios em permeâmetros de parede rígida a saturação pode levar de minutos a dias e até meses para ocorrer, dependendo da permeabilidade do solo ensaiado, e até mesmo não ocorrer em solos de baixa permeabilidade, ou com estrutura que favorece o aprisionamento do ar em seus interstícios.

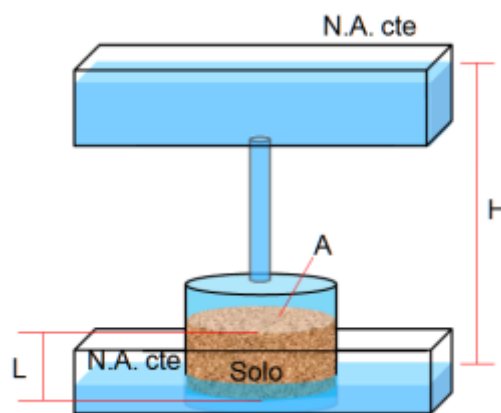


Figura 14 - Representação esquemática do ensaio de permeabilidade a carga constante.

Com relação à formulação dos ensaios em permeâmetros de parede rígida, a Figura 14 ilustra a realização de ensaio de permeabilidade à carga constante, com fluxo descendente. No qual a condutividade hidráulica (K) da amostra é dada por:

$$K = \frac{VL}{tHA} \quad (3.18)$$

Onde:

V - Volume total que percola pelo corpo de prova no tempo t ;

L - Comprimento do corpo de prova;

A - Área da seção transversal do corpo de prova;

H - Carga hidráulica constante;

t - Tempo de percolação.

O princípio do ensaio de permeabilidade à carga variável em permeâmetro de parede rígida é mostrado na

Figura 15.

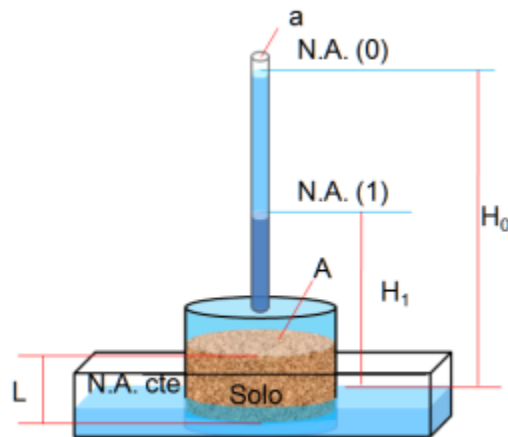


Figura 15 - Representação esquemática do ensaio de permeabilidade à carga variável.

Pinto (2006) faz a dedução da formulação para o cálculo de K no ensaio de permeabilidade à carga variável em permeâmetro de parede rígida. Sendo a vazão Q que passa pelo corpo de prova num instante t dada pela Lei de Darcy:

$$Q = K \frac{H}{L} A \quad (3.19)$$

E a vazão que passa pelo tubo de carga neste mesmo instante t dada por:

$$Q = \frac{-a dH}{dt} \quad (3.20)$$

Onde:

a – Área do tubo de carga;

$-a dH$ - volume que escoou no tubo de carga no tempo dt , sendo o sinal negativo devido ao fato de H diminuir com tempo.

Igualando-se as duas expressões de vazão, têm-se:

$$-a \frac{dH}{dt} = K \frac{H}{L} A \quad (3.21)$$

Donde:

$$\frac{dH}{H} = -K \frac{A}{a \cdot L} dt \quad (3.22)$$

Assim, integrando-se a equação (3.27) da condição inicial ($H = H_0$, $t = 0$) até a condição final ($H = H_1$, $t = t_1$) tem-se:

$$\ln \frac{H_1}{H_0} = -K \frac{A}{a \cdot L} t \quad (3.23)$$

Da qual, rearranjando tem-se:

$$K = 2,3 \frac{La}{At} \log \frac{H_0}{H_1} \quad (3.24)$$

A notação usada tanto na fórmula como na figura é apresentada a seguir:

L - Comprimento do corpo de prova;

A - Área da seção transversal do corpo de prova;

a - Área da seção transversal do tubo de carga;

H_0 - Altura inicial da água no tubo de carga no tempo $t = t_0$;

H_1 - Altura final da água no tubo de carga no tempo $t = t_1$;

t - Tempo decorrido durante o ensaio ($t_1 - t_0$).

3.4.1.2 Ensaio de permeabilidade em permeâmetros de parede flexível

O permeâmetro de parede flexível (Figura 16) consiste de uma câmara de pressão na qual o corpo de prova é montado envolto por uma membrana flexível de borracha, daí a denominação de parede flexível, sendo a montagem do ensaio muito semelhante à utilizada nos ensaios de compressão tri-axial.

Nos solos onde a saturação do corpo de prova em ensaios conduzidos com permeâmetros de parede rígida leva muito tempo (cerca de meses) ou pode não ocorrer, o mais adequado é a utilização do permeâmetro de parede flexível, devido o processo de saturação poder ser realizado por contra pressão.

O ensaio de condutividade hidráulica no permeâmetro de parede flexível, além de possibilitar o ensaio de solos praticamente impermeáveis como a bentonita, também permite a adoção de diferentes condições de tensão confinante, possibilitando a simulação das tensões confinantes reais de campo durante o ensaio, bem como a simulação de tensões confinantes que irão ocorrer após uma obra ou intervenção.

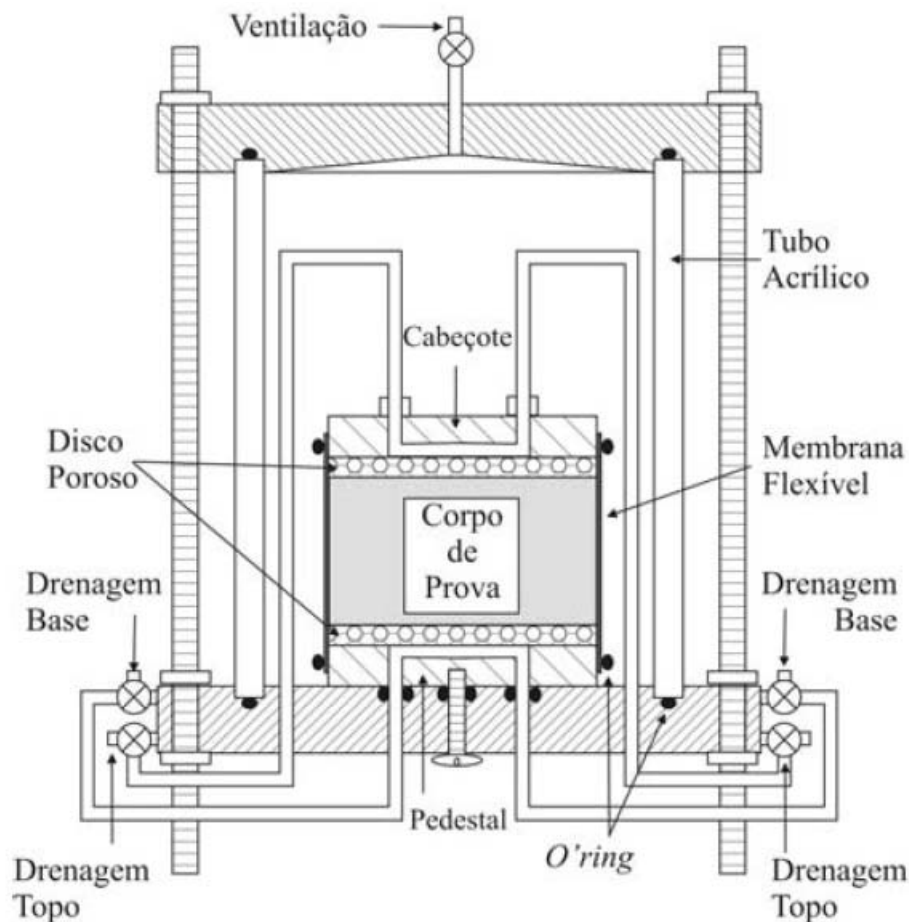


Figura 16 – Permeâmetro de parede flexível (DANIEL et al, 1984 apud DOURADO, 2003).

Ademais, a manutenção de uma tensão confinante sobre a membrana que recobre o corpo de prova maior que a contra pressão e que a pressão imposta para a realização da percolação confere ao ensaio garantia da não ocorrência de fluxo preferencial entre a membrana e o corpo de prova. O fluxo preferencial é recorrente em ensaios utilizando permeâmetros de parede rígida devido a falhas na montagem do ensaio, as quais na maioria das vezes só podem ser percebidas após a análise dos resultados e desmontagem do permeâmetro.

3.4.1.2.1 Saturação dos corpos de prova

No permeâmetro de parede flexível a saturação do corpo de prova é realizada por aplicação de contrapressão. De acordo com Head (1986), o processo de saturação por contra pressão ocorre devido ao aumento da pressão nos poros a um nível suficiente para forçar a dissolução do ar, originariamente difundido nos interstícios do solo, no fluido percolante.

Para o processo de saturação com o permeâmetro de parede flexível, após a aplicação de uma pressão confinante inicial na câmara, são realizados incrementos de pressão confinante ($\Delta\sigma_3$) intercalados com incrementos de contrapressão, realizando-se medidas da poropressão (u) gerada em resposta ao incremento de σ_3 , até que o excesso de poropressão (Δu) gerado seja igual ao incremento de σ_3 , o que é medido pelo parâmetro B , dado pela equação (3.25), sempre se mantendo uma pequena tensão efetiva positiva no corpo de prova.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3.25)$$

De acordo com HEAD (1986) a compressibilidade da estrutura do solo e a compressibilidade como um todo do conjunto ar-fluido em seus poros são os fatores que influenciam o coeficiente de poropressão B . Quanto menor for o grau de saturação do solo, tanto maior será a compressibilidade do conjunto ar-fluido em seus vazios. Assim, um aumento da pressão confinante sobre o corpo de prova ($\Delta\sigma_3$), até o limite que não altere sua estrutura original, resultará no aumento da tensão efetiva do material e no aumento da pressão do conjunto ar-fluido nos vazios do solo. Deste modo, com base na teoria de distribuição de tensões hidrostáticas de Pascal, um solo com 100% dos seus vazios preenchidos por um fluido incompressível como a água ($S_r=100\%$), quando submetido a um dado acréscimo de tensão confinante ($\Delta\sigma_3$), em resposta, haverá um aumento de igual valor na pressão do fluido em seu interior (Δu), e consequentemente um coeficiente de poropressão igual ou muito próximo da unidade ($B=1$).

De acordo com a ASTM D 5084-03, o corpo de prova é considerado adequadamente saturado se o valor de B for maior ou igual a 0.95, ou para materiais relativamente incompressíveis, por exemplo, rocha, se o valor de B permanecer inalterado com a aplicação de altos valores de contra pressão.

A Figura 17 traz a relação observada de forma genérica entre o fator B e o grau de saturação de um corpo de prova saturado via processo de contra pressão.

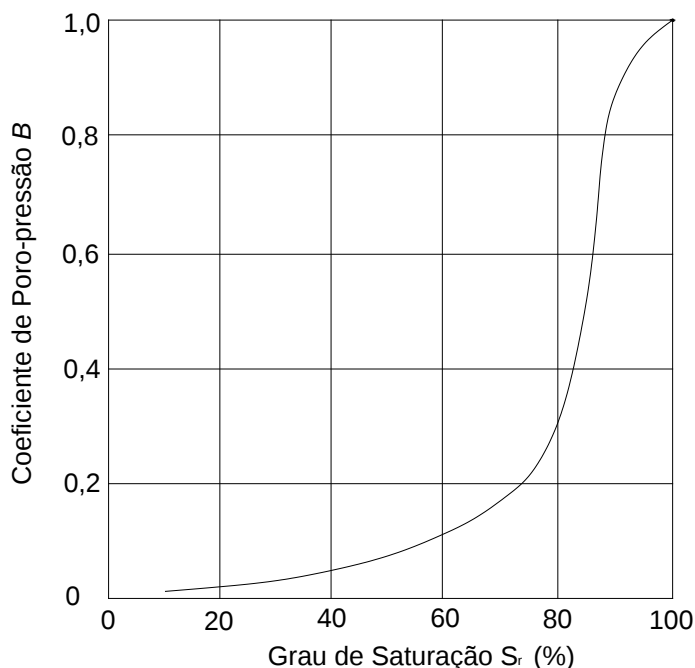


Figura 17 - Relação entre o coeficiente de poropressão B e o grau de saturação (HEAD, 1986).

Lowe & Johnson (1960) apud Head (1986) apresentam uma função teórica, equação (3.26), da contra pressão pelas variáveis envolvidas no processo de saturação por incrementos de contrapressão sobre amostras de solo parcialmente saturados, sendo esta o grau de saturação inicial e final do solo e a pressão inicial que age no ar contido nos interstícios do solo.

$$\Delta u = [p_0] \cdot \frac{(S_r - S_{r,0}) \cdot (1 - H)}{1 - S_r \cdot (1 - H)} \quad (3.26)$$

Onde:

p_0 – Pressão absoluta inicial atuante no ar difundido entre os vazios do solo (pressão atmosférica 101325kPa);

S_r – Grau de saturação final requerido para o solo;

$S_{r,0}$ – Grau de saturação inicial do solo;

H – Coeficiente de solubilidade do ar de Henry (aproximadamente 0,02cm³ de ar por cm³ de água a 20°C).

Substituindo os valores de pressão inicial do ar no solo (p_0) e da solubilidade de Henry (H), tem-se:

$$u = 99,299 \cdot \frac{(S_r - S_{r,0})}{1 - S_r \cdot 0,98} \quad (3.27)$$

Arbitrando o grau de saturação final e variando o grau de saturação inicial na equação, obtêm-se os valores de poropressão que dão origem ao ábaco ilustrado na Figura 18.

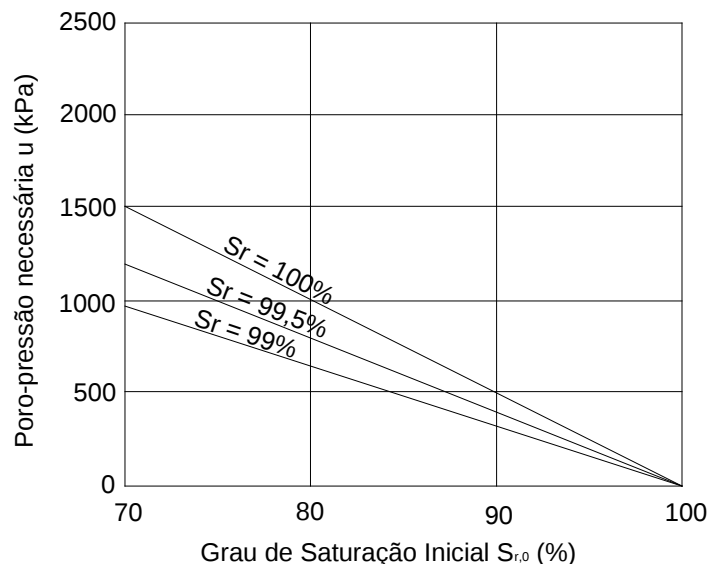


Figura 18 - Poropressão necessária à saturação do solo a partir de um dado valor de grau de saturação inicial (adaptado de HEAD, 1986).

A pressão requerida e o tempo preciso são os fatores que governam a saturação por contrapressão. Sendo assim, os fatores de maior interesse neste processo e foco do estudo deste fenômeno, de acordo com HEAD (1986).

Segundo HEAD (1986), na prática, torna-se inviável atingir os valores de contrapressão necessários para a saturação das amostras, como mostra a

Figura 18, e desde que as pressões utilizadas sejam suficientes para se atingir $B \approx 1$, seus valores não são relevantes.

Com relação ao fator tempo, no momento em a água sob pressão entra em contato com o ar livre difundido nos vazios do solo, há uma elevação instantânea do grau de saturação devido a dissolução imediata do ar na água conforme a Lei Boyle. Mantendo-se a pressão constante por um período determinado, o grau de saturação aumenta mais em função da dissolução do ar ocluso sob pressão entre os vazios. A lenta taxa de difusão de pequenas bolhas de ar em espaços confinados pode levar este processo a estender-se por longos períodos. Assim, o elemento tempo é governado por difusão e não pelo efeito da permeabilidade baixa de um determinado solo (adptado de BLACK & LEE 1973 *apud* HEAD 1987).

A partir de ensaios realizados em corpos de prova de 71 mm de diâmetro, obtidos de amostras de de areia limpa, Black & Lee (1973) *apud* Head (1987) elaboraram o ábaco da Figura 19, e, atentos às diferenças de comportamento entre os diferentes tipos de solo, afirmam que tem-se observado efeitos semelhantes em solos argilosos durante o processo de saturação por contra pressão ao longo do tempo.

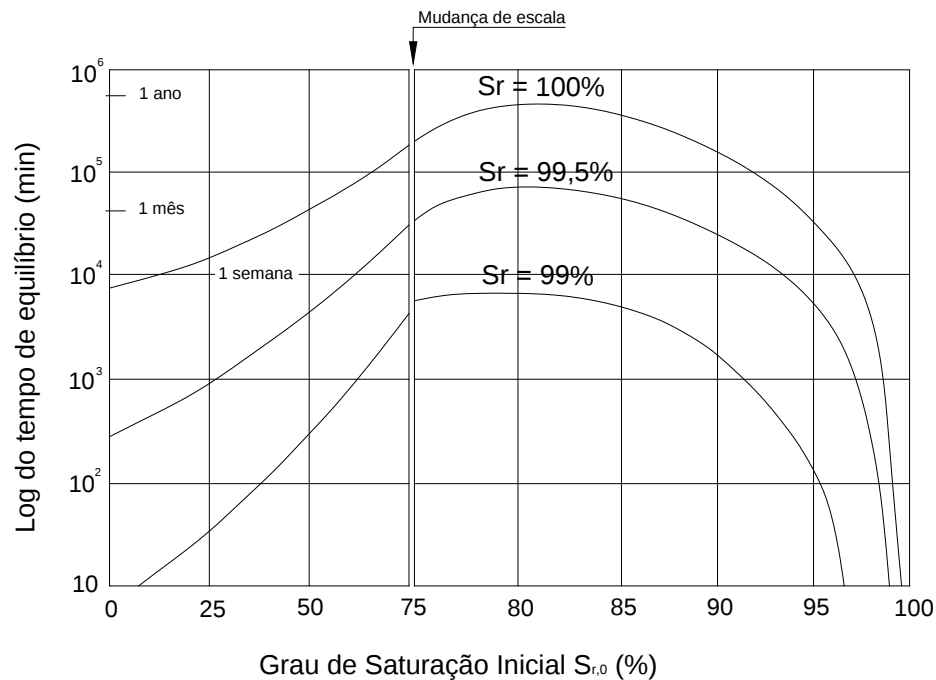


Figura 19 - Tempo necessário para saturação a partir de um valor apropriado de contrapressão, em relação ao grau de saturação inicial do solo (BLACK e LEE, 1973 *apud* HEAD, 1987).

Para garantir o grau de saturação requerido, o tempo necessário é maior quando o grau de saturação inicial está entre 75 a 85%, caindo drasticamente quando este é superior a 95%. O tempo necessário também diminui para solos mais secos, onde os vazios de ar são maiores e interligados, garantindo um acesso mais fácil para a penetração pela água.

Black & Lee (1973) *apud* Head (1987) mostram no abaco da Figura 20 uma análise dos valores de saturação e coeficiente de contra pressão obtidos experimentalmente para os seguintes tipos de solo:

- Solo mole: argilas moles normalmente adensadas;
- Solo médio: argilas levemente sobre adensadas , argilas compactadas e siltes;

- Solo rígido: argilas rijas sobre adensadas, areia média;
- Solos muito duros: argilas muito rijas, areias muito densas, solo adensado com elevada tensão efetiva, argilas compactadas com uma estrutura rígida, solos com um agente de cimentação (mesmo que muito fraco).

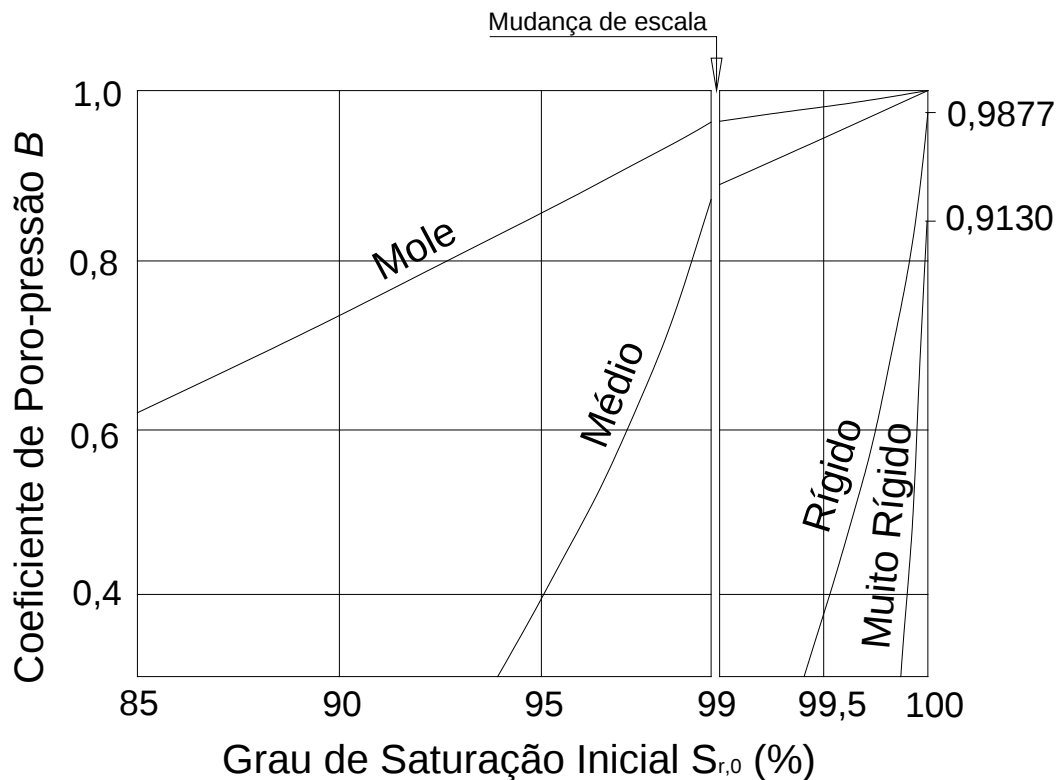


Figura 20 - Valores típicos do coeficiente de poropressão B relacionados com o grau de saturação e rigidez do solo (BLACK e LEE, 1973 apud HEAD, 1987).

Black & Lee (1973) *apud* Head (1987) também sugerem critérios para a avaliação do grau de saturação através do parâmetro B abordando uma análise do comportamental de diferentes tipos de solo. Nesta análise os autores avaliam quando um grau de saturação próximo aos 100% confere ao solo a possibilidade de comportar-se mecanicamente como um material totalmente saturado, sendo para os solos moles o valor de B próximo a 1 aos 100% de saturação, e um valor de 0,97 é obtido em cerca de 98% de saturação, ponto no qual iniciam-se as mudanças de comportamento em relação a saturação total. Em solos duros os autores afirmam que o valores de B podem ser significativamente menores que 1 e pouco maiores a 0,9 para os mesmos efeitos de saturação total, sendo, nestes casos, impossível teoricamente conseguir-se $B=1$ até 100% de saturação, assim como mostra a Figura 20.

3.4.1.2.1 Sistemas de controle de hidráulico

Um sistema de controle hidráulico consiste de conexões, mangueiras, fontes de pressão (compressores), transdutores de pressão, mangueiras milimetradas, reservatório de água, distribuidores de fluxo, enfim, todo o conjunto de equipamentos e acessórios necessários para se controlar e medir as variáveis de contorno e subsidiar a saturação e percolação do corpo de prova montado no permeâmetro, visando o cálculo da condutividade hidráulica saturada.

Dourado (2003) descreve que há basicamente os sistemas de controle abertos e fechados, utilizando carga hidráulica constante, variável ou de fluxo constante.

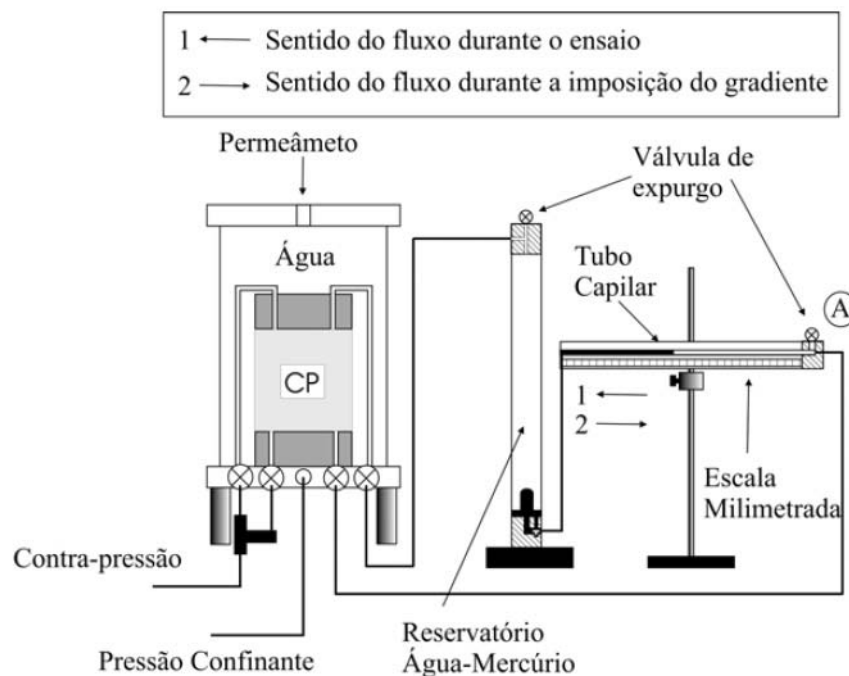


Figura 21 – Sistema fechado à carga constante (modificado de WANG & BENSON, 1999 apud DOURADO, 2003).

O sistema é dito aberto quando o influente ou o efluente, ou ambos, está em contato com a atmosfera ou algum sistema pressurizado. Neste sistema o corpo de prova pode variar de volume durante o ensaio, absorvendo ou expelindo fluido para o reservatório influente ou efluente (DOURADO, 2003).

No sistema fechado as linhas de entrada e saída estão interligadas. O fluxo ocorre por existir um mecanismo que força o fluxo através do corpo de prova, normalmente uma coluna de mercúrio no meio do sistema ajustável ao gradiente de pressão requerido. Neste sistema, com o corpo de prova saturado, os fluxos de

entrada e de saída são forçados a serem iguais, fazendo com que não haja mudança de volume no corpo de prova (DOURADO, 2003).

Quanto à carga hidráulica aplicada ao corpo de prova, um sistema dito de carga constante quando mantém as pressões de entrada e saída da água do permeâmetro sempre constantes, assim o diferencial de pressão mantém constante e consequentemente a carga hidráulica também.

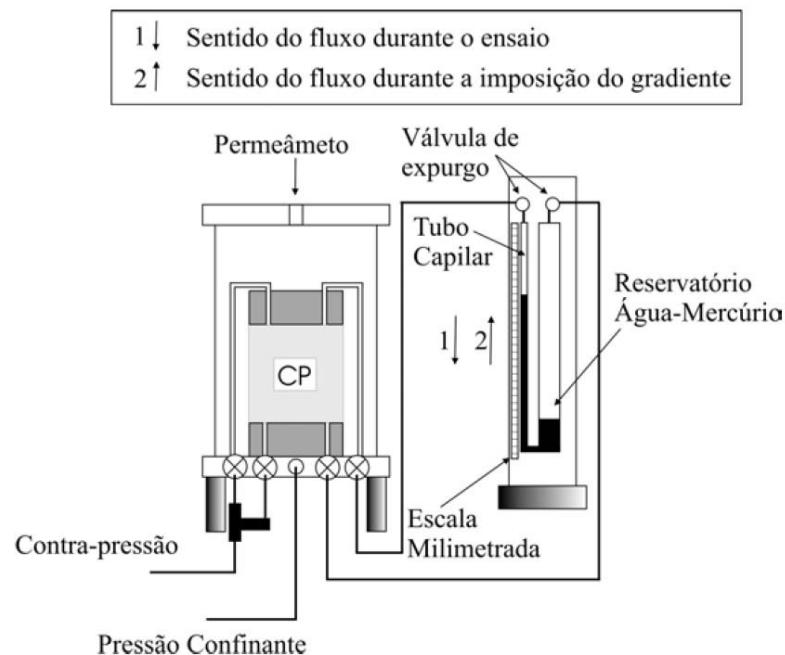


Figura 22 – Sistema fechado à carga variável (modificado de WANG & BENSON, 1999 apud DOURADO, 2003).

Já um sistema considerado como de carga hidráulica variável, normalmente mantém constante a pressão na saída do fluxo de água do permeâmetro e utiliza para entrada do fluxo de água a imposição de uma pressão superior a de saída instantânea, a qual, sem uma fonte de pressão para mantê-la, dissipa-se ao longo do tempo até se equalizar com a pressão de saída.

No sistema de fluxo constante uma bomba de injeção faz o percolante passar pelo corpo de prova a uma vazão constante. Transdutores de pressão são acoplados na entrada e saída da câmara, fazendo leituras da pressão durante todo o ensaio. Quando a vazão e a diferença de pressão entre a entrada e a saída são estáveis (DOURADO, 2003).

Em permeâmetros de parede flexível pode-se utilizar de um sistema aberto ou fechado, através de aplicação de carga constante, variável ou de fluxo constante,

havendo como principal critério de escolha a disponibilidade de equipamentos mais caros, como uma bomba de injeção, ou a pré-disposição para utilização de mercúrio, elemento de alta periculosidade em função de sua alta toxicidade e caráter carcinogênico.

A possibilidade de variação de volume do corpo de prova também pode ser determinante na escolha do sistema de controle, uma vez que a ocorrência frequente de deformações no corpo de prova inviabilizaria o método de controle, o que pode ocorrer em solos muito moles.

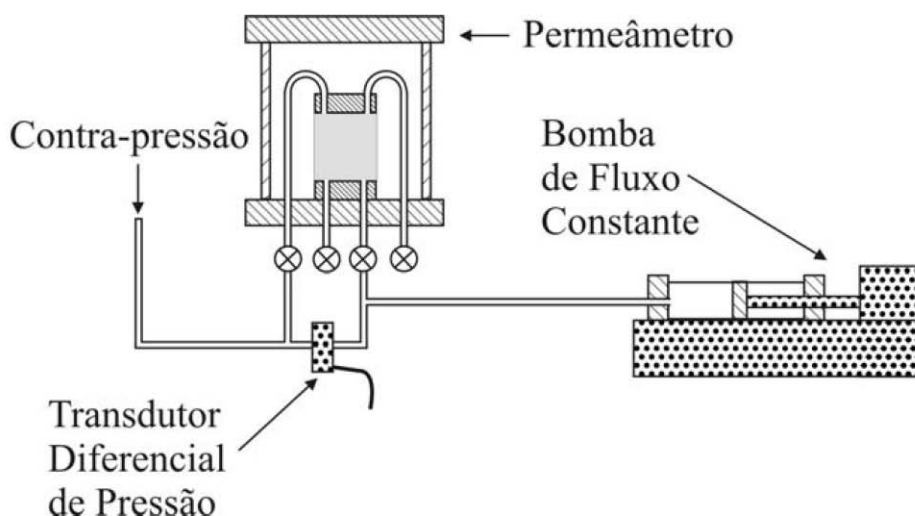


Figura 23 - Ensaio a fluxo constante (modificado de DANIEL *et al*, 1999 apud DOURADO, 2003).

3.4.1.3 Recomendações para procedimentos de ensaios de laboratório.

Segundo Head (1981), o permeâmetro de parede rígida à carga constante é adequado para medir a permeabilidade de areias puras, e os maiores são adequados para cascalhos ou areias contendo cascalhos. A presença de pequena quantidade de silte pode reduzir a permeabilidade consideravelmente, e o procedimento à carga constante é aplicável a solos com permeabilidade não menor que aproximadamente 10^{-4} m/s. Este sistema pode ser usado para observar os efeitos da erosão e *piping* em solos granulares.

Se for feita uma tentativa para medir a permeabilidade de siltes e argilas em permeâmetro de parede rígida à carga constante, a taxa de percolação de água, até mesmo sob gradiente hidráulico elevado, seria extremamente baixa e de difícil

medida. O permeâmetro de parede rígida à carga variável é usado para estes solos argilosos de menor permeabilidade. Usando um permeâmetro com diâmetro de 100 mm, podem-se obter resultados aceitáveis em siltes com a permeabilidade média variando entre 10^{-4} e 10^{-6} m/s. Um método alternativo para siltes, se for possível a obtenção de uma amostra tubular de razoável extensão, é ensaiar a amostra no tubo usando o princípio da carga variável. Um procedimento mais satisfatório, no qual as condições de pressão são controladas, é realizar a medida de permeabilidade em uma câmara triaxial, como parte de um ensaio de compressão, ou a utilização de permeâmetros de parede flexível, os quais são indicados para solos de permeabilidade baixa ou muito baixa, menores que 10^{-6} m/s.

O ensaio à carga variável, se realizado em um permeâmetro padrão pode ser realizado tanto em uma amostra indeformada quanto em um material recompackado. Ensaio em areias em permeâmetro à carga constante podem ser realizados somente em solos recompackados, mas é possível aplicar uma conhecida tensão axial constante na amostra durante o ensaio, se necessário.

3.4.2 Ensaio de Campo

3.4.2.1 Ensaio de permeabilidade com o permeâmetro de Guelph

O permeâmetro de Guelph (Figura 24-a) foi desenvolvido por Reynolds e Elrick (1983), na University of Guelph, Canadá, sendo aperfeiçoado pelos mesmos em (1985). E devido à sua facilidade de utilização, sua aplicação tornou-se apropriada em diversos projetos e estudos, incluindo áreas de aterro sanitário. (modificado de LISBOA,2006).

O equipamento consiste em dois reservatórios graduados, concêntricos e interconectados entre si, com tubos que levam água ao fundo de um furo realizado a trado, mantendo neste furo uma carga hidráulica constante valendo-se do princípio de funcionamento do frasco de Mariotte. Os reservatórios podem ser utilizados em conjunto, ou pode-se optar pela utilização do reservatório interior de menor diâmetro para solos de menos permeáveis.

A Figura 24-b mostra a frente de inundação (zona úmida), e a zona de saturação (bulbo de campo saturado) que ocorrem durante o ensaio. Segundo Elrick *et al* (1989), considerando o fluxo permanente, a vazão de infiltração Q medida no reservatório do permeâmetro pode ser dada pelo somatório de uma parcela

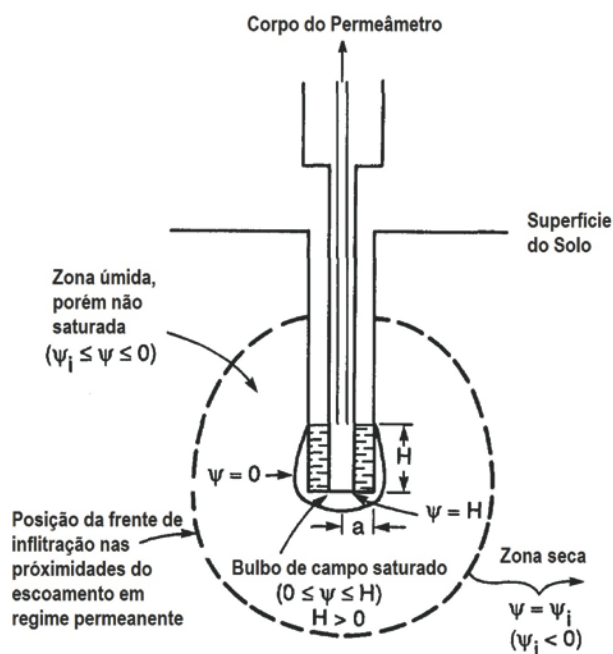
relacionada à condutividade hidráulica de campo saturado (K_{fs}) e outra relacionada a sucção mátrica do solo (ϕ_m), de acordo com a equação (3.28), deste modo o ensaio com o permeâmetro de Guelph permite estimar estes dois parâmetros. A Figura 24-b também mostra os valores de poropressão/sucção (ψ) ao longo do bulbo de infiltração.

$$Q = f(H, a)K_{fs} + g(H, a)\phi_m \quad (3.28)$$

Onde $f(H, a)$ e $g(H, a)$ são funções da carga hidráulica aplicada (H) e do raio do furo (a).



a)



b)

Figura 24 – Permeâmetro de Guelph: a) equipamento instalado no furo b) o bulbo de campo saturado e a zona de umedecimento que se formam em torno do fundo do furo durante a realização do ensaio. (modificado de ELRICK *et al*, 1989)

O termo “bulbo de campo saturado” (fs – “field-saturated”) é utilizado porque em condições de campo uma certa quantidade de ar é normalmente oclusa no solo durante o processo de infiltração. Deste modo, a condutividade hidráulica de campo saturado (K_{fs}) pode resultar numa estimativa menor que uma realizada com um solo que tenha sido totalmente saturado (modificado de ELRICK *et al*, 1989). Entretanto, deve-se também considerar as características do solo ensaiado, a qual pode tornar

este efeito menos considerável na análise dos valores de permeabilidade, pois a heterogeneidade pode gerar caminhos preferenciais, e a estrutura e a granulometria influenciam no montante de aprisionamento das bolhas de ar.

A determinação do K_{fs} pode ser dada através da realização de um ensaio com a aplicação de uma única carga hidráulica H no furo, ou pela aplicação de duas cargas consecutivas no mesmo furo. Para a utilização de uma única carga hidráulica, K_{fs} é calculado pela equação desenvolvida por Elrick *et al* (1989).

$$K_{fs} = \frac{CQ}{2\pi H^2 + \pi a^2 C + \frac{2\pi H}{\alpha^*}} \quad (3.29)$$

Onde C é um coeficiente adimensional que depende da relação H/a , denominado fator de forma, o qual é dado através da análise do gráfico da Figura 25. Já α^* é um coeficiente que depende do tipo de solo e reflete as condições de capilaridade neste solo, adotar $\alpha^* \rightarrow \infty$ é equivalente a assumir capilaridade zero devido à textura extremamente grosseira do solo, e assumir $\alpha^* = 0$ é mesmo que considerar capilaridade extremamente forte devido a uma textura de solo fina e ausência de estrutura, de acordo Elrick *et al* (1989).

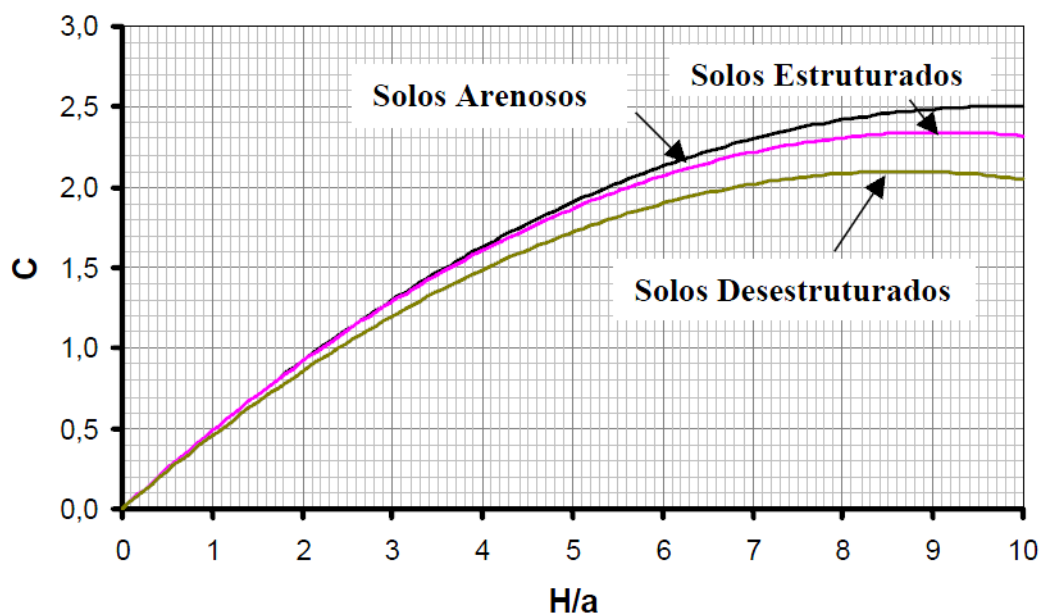


Figura 25 – Fator de Forma. (LISBOA,2006)

Assumindo $\alpha^* \rightarrow \infty$ chega-se a equação (3.30) que representa o valor máximo K_{fs} e segundo Elrick *et al* (1989) também é denominada de K_{fs} de “Laplace”.

$$K_{fs} = \frac{CQ}{2\pi H^2 + \pi a^2 C} \quad (3.30)$$

O parâmetro α^* deve ser determinado segundo uma avaliação das características do solo no local do ensaio. Valores orientadores apresentados por Elrick(1989) estão resumidos na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores orientadores de α^* (ELRICK *et al*,1989)

α^* (cm ⁻¹)	Considerações estruturais e texturais
0,01	Argilas compactadas (liners e camadas de isolamento geotécnico utilizados em aterros sanitários, sedimentos lacustres ou marinhos, etc.)
0,04	Solos finos não extruturados principalmente
0,12	A maior parte dos solos extruturados, de argilas até loams argilosos; também inclui areias finas a loams arenosos ambos não extruturados. A melhor escolha para a maioria dos solos
0,36	Areias grossos e pedregosas; também pode ser incluído alguns solos altamente estruturados com grandes fissuras e macroporos
Loam – mistura de argila, areia e silte, rica em matéria orgânica e húmus ideal para agricultura.	

O fluxo relacionado à sucção mátrica, ϕ_m , realizando-se ensaio com apenas uma carga hidráulica, é dado pela formulação também desenvolvida por Elrick *et al* (1989) demonstrada na equação (3.31)

$$\phi_m = \frac{CQ}{(2\pi H^2 + \pi a^2 C)\alpha^* + 2\pi H} \quad (3.31)$$

Onde as variáveis C, H, a e α^* são os mesmos fatores já aplicados no cálculo de K_{fs} .

Através da relação empírica de Gardner(1985), equação (3.32), pode-se obter a função de condutividade hidráulica não saturada do solo.

$$K(\psi) = K_{fs} e^{\alpha\psi} \quad (3.32)$$

Onde $\alpha = (K_{fs} - K_i)/\phi_m$ e quando $K_i \ll K_{fs}$ (ou seja, ψ_i pequeno), condição de campo para a maioria dos solos em sua capacidade de campo e secos, segundo Elrick (1989), tem-se $\alpha \cong \alpha^*$, parâmetro estimado em campo o qual também pode ser dado por $\alpha^* = K_{fs}/\phi_m$. Lembrando que K_i é a condutividade hidráulica não saturada para frente de infiltração, onde $\psi = \psi_i$, ver a Figura 24-b.

O cálculo do K_{fs} também pode ser realizado segundo a formulação proposta pelo manual do equipamento, que considera a realização do ensaio em duas cargas hidráulicas diferentes, dada pela equação (3.33).

$$K_{fs} = (0,0041)(A)(R_2) - (0,0054)(A)(R_1) \quad (3.33)$$

Onde:

R1 – taxa de variação da altura da água no reservatório pelo tempo $\left(\frac{dh}{dt}\right)$ no trecho linear da curva resultante do ensaio realizado com carga hidráulica constante $H=5$ cm.

R2 – taxa de variação da altura da água no reservatório pelo tempo $\left(\frac{dh}{dt}\right)$ no trecho linear da curva resultante do ensaio realizado com carga hidráulica constante $H=10$ cm.

A – área de seção do reservatório utilizado (igual a $35,59 \text{ cm}^2$ para os reservatórios interno e externo combinados e igual a $2,17 \text{ cm}^2$ para o reservatório interno, sendo estas as medidas do equipamento utilizado neste estudo).

3.4.2.2 Ensaio de recuperação do nível d'água em poços de monitoramento

Nos ensaios de recuperação em poços de monitoramento o fluxo de água ocorre na direção radial ao poço e através de sua seção filtrante ao longo de todo pré-filtro. Assim, neste ensaio, se obtém um valor médio de condutividade hidráulica na direção radial (K_r), horizontal para toda área de superfície lateral, descontando-se topo e base, do cilindro formado pelo pré-filtro. Por esse motivo, conhecer o perfil geológico geotécnico do poço a ser ensaiado é fundamental para se poder inferir sobre qual tipo de solo está sendo ensaiado.

Mondelli (2008) realizou ensaios de recuperação adaptando-se a proposta da ABGE (1996), desenvolvida para furos de sondagem SPT revestidos, cujo esquema é demonstrado na Figura 26. Após o bombeamento da água do poço, a recuperação do nível d'água pode ser medida utilizando-se o sistema de bóia, conforme apresentado na Figura 27. A Figura 28 apresenta as principais etapas do ensaio. Este ensaio pode ser realizado em poços de monitoramento sendo a condutividade hidráulica (K_r) determinada empregando-se a equação (3.34).

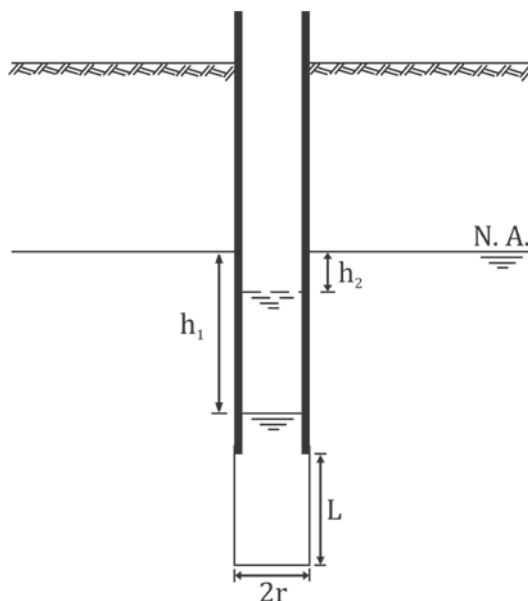


Figura 26 – Furo de sondagem revestido – esquema do ensaio de recuperação segundo a ABGE (1996).

$$K_r = \frac{\pi \cdot r^2 \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}}{S \cdot \Delta t} \quad (3.34)$$

onde:

r - raio do poço (5,08 cm);

h_1 - profundidade do nível d'água em relação ao nível d'água natural no tempo t_1 ;

h_2 - profundidade do nível d'água em relação ao nível d'água natural no tempo t_2 ;

Δt - intervalo de tempo decorrido entre t_1 e t_2 ;

S - coeficiente determinado por analogia elétrica de acordo com a Tabela 3

Tabela 3 – Determinação do coeficiente S . (ABGE,1996)

L/r	1	2	3	4	5	6	7	8
S/r	9	12	15	17	19	21	23	25



Figura 27 - Hastes graduadas para medida da elevação do nível d'água após seu esgotamento e bóia feita com garrafa de refrigerante PET de 2 litros (Mondelli, 2008).



(a)

(b)

Figura 28 - Detalhe do ensaio de recuperação sendo realizado no aterro de RSU de Bauru:
a) Bomba utilizada para rebaixamento dos poços; b) Medida da recuperação do nível freático (Mondelli, 2008).

No aterro de RSU de Bauru, Mondelli (2008) determinou os seguintes coeficientes de permeabilidade: $K_r = 5,6 \times 10^{-8}$ m/s para o poço PP-3A e $K_r = 6,9 \times 10^{-7}$ m/s para o poço PP-12.

Mondelli (2008) destaca que entre os problemas ocorridos durante os ensaios de recuperação e que podem ter justificado estes valores muito baixos, destacam-se:

- O atrito entre a garrafa (bóia) e a parede do poço;
- Entrada de água na garrafa, necessitando assim que seja feita uma melhor vedação da mesma nos próximos ensaios;

- O grande tempo decorrido entre a retirada da bomba e a colocação e rosqueamento das hastes de PVC. Observou-se que grande parte da recuperação do nível d'água ocorre nos primeiros momentos quando da retirada da bomba. Sendo assim, conseguia-se medir apenas a recuperação lenta e mais tardia do nível d'água;

- Dificuldade de realização do ensaio em poços mais profundos, o que inviabilizou esse procedimento.

Mondelli (2008) sugere que ensaios utilizando o próprio medidor de nível d'água elétrico sejam realizados para leitura da recuperação de nível, imediatamente após a retirada da bomba. O problema, nesse caso, é que a bomba quase toca as paredes dos poços, impedindo a colocação de outros dispositivos ao mesmo tempo dentro do poço.

Ressalta-se também que o coeficiente S usado neste ensaio foi tabelado usando-se as condições de contorno geométricas do ensaio realizado em furos de sondagem, e está relacionado à modelagem do rebaixamento do nível do aquífero principalmente em relação ao raio efetivo do rebaixamento, que considera a distância horizontal entre o eixo longitudinal do poço ao ponto onde termina o rebaixamento do aquífero, o que pode não ser adequado a poços monitoramento devido a diferença das condições geométricas de contorno.

Além da proposta da ABGE (1996), outra abordagem pode ser utilizada, denominada de Teste de Slug (*"Slug test"*).

O Teste de Slug consiste na introdução (*"Slug Test"*) ou retirada (*"Bail Test"*) de um corpo de volume conhecido (*"Slug"* - tarugo) no poço causando a elevação ou o rebaixamento instantâneo do nível d'água. Eles podem também ser realizados através da extração (bombeamento) ou adição de volume conhecido de água de acordo com as características do poço (p.e., profundidade, diâmetro da perfuração, intervalo da seção filtrante) (modificado de IRATANI, 2007).

Neste ensaio, para medida da recuperação do nível d'água é utilizado o próprio medidor de nível, ou ainda um transdutor de pressão, o qual é previamente programado e instalado no fundo do poço antes do início do ensaio. Durante o ensaio este equipamento realiza a medida da altura de coluna d'água sobre ele numa frequência de tempo determinada (p.e., de 10 em 10 segundos), gerando uma curva de recuperação mais refinada que a obtida pela medida manual, tornando sua

utilização interessante em poços que possuem permeabilidade elevada e recarga rápida.

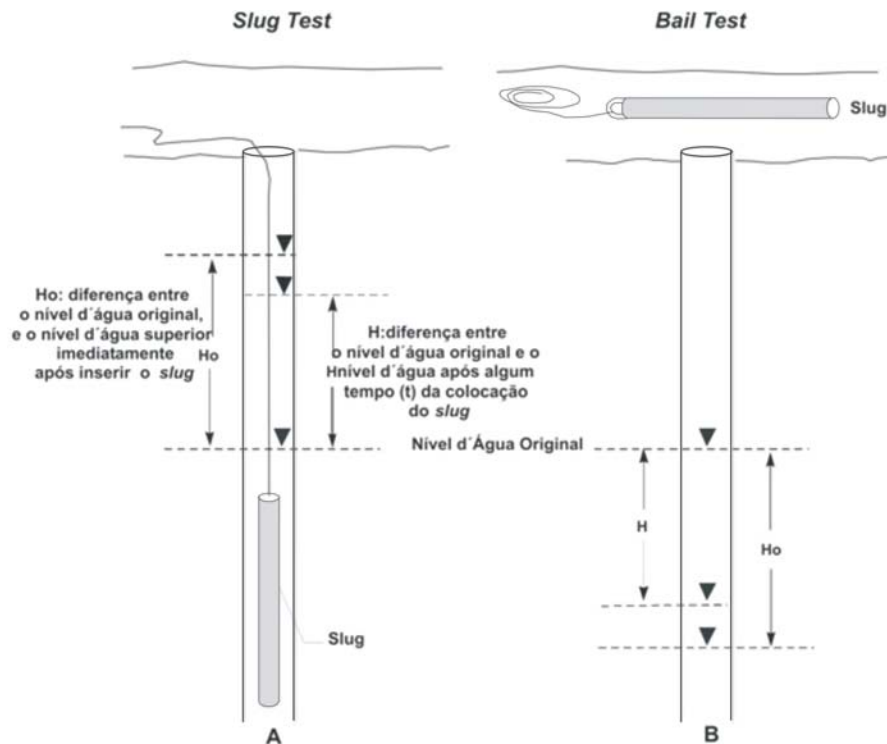


Figura 29 – Slug test (A); Bail test (B). (OLIVA *et al*, 2005)

Dentre as formulações deste ensaio as mais utilizadas são as dadas por Hvorslev(1951) adaptado por Fetter (2001) e por Bower & Rice (1976 *apud* BUTLER, 1998).

O método mais popular e amplamente utilizado é o de Hvorslev (1951), o qual foi originalmente desenvolvido para aquíferos confinados e poços totalmente penetrantes, sendo adaptado por Fetter (2001) para utilização em aquíferos livres e poços parcialmente ou totalmente penetrantes de pequeno diâmetro, onde se enquadram piezômetros e poços de monitoramento (Figura 30).

Neste a condutividade hidráulica K_r é dada pela Equação (3.35).

$$K_r = \frac{r^2 \ln\left(\frac{L_e}{R}\right)}{2L_e T_0} \quad (3.35)$$

Onde:

K_r - condutividade hidráulica na direção radial

r - raio do revestimento

R - raio da perfuração

L_e - comprimento da seção filtrante

T_0 - tempo determinado graficamente para o ponto $h-H/h_0-H = 0,37$

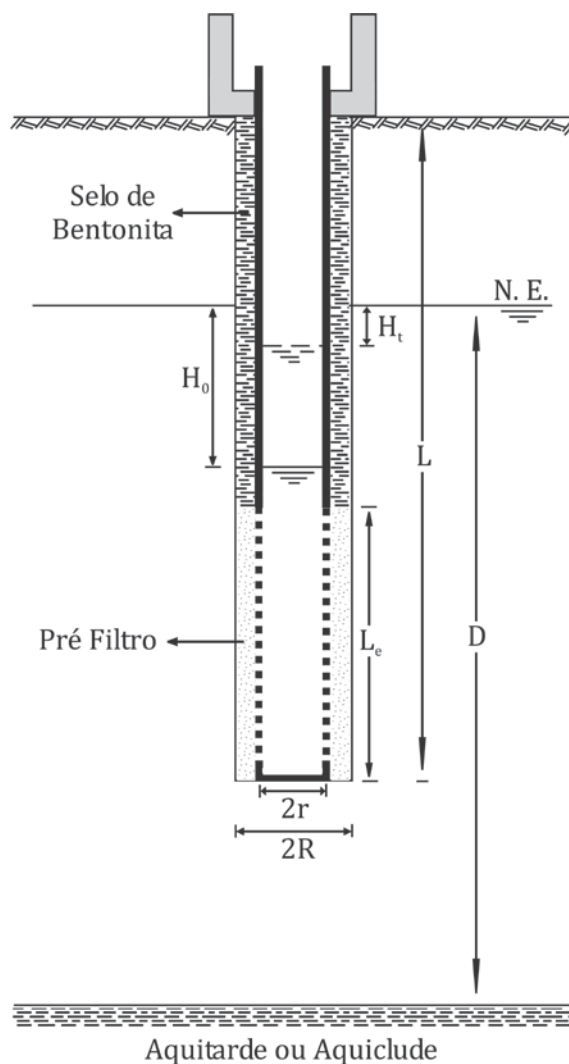


Figura 30 – Poço de monitoramento, perfil esquemático – características geométricas consideradas para os métodos de Hvorslev(1951) adaptado por Fetter (2001) e de Bower & Rice (1976 *apud* BUTLER, 1998).

O tempo T_0 é determinado a partir do gráfico do log do nível d'água normalizado em função do tempo, onde o mesmo é o tempo necessário para haver a recuperação de 36,8% do nível estático, onde a normalização do nível d'água é dado por H_t/H_0 . Um exemplo de gráfico com a determinação do T_0 é mostrado na Figura 31.

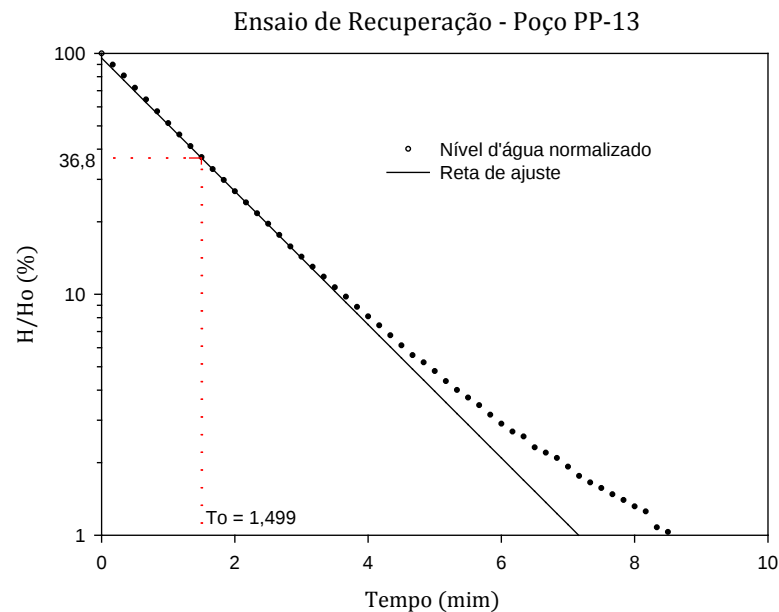


Figura 31 – Gráfico do log da carga hidráulica normalizada pelo tempo, dado através dos ensaios realizados no poço PP-13.

O método de Bouwer-Rice (1976) consiste em outra solução analítica para a determinação de condutividade hidráulica, através de *slug* ou *bail tests* efetuados em poços parciais ou totalmente penetrantes em aquíferos livres ou mesmo confinados onde o topo da seção filtrante localiza-se alguns metros abaixo da base da camada confinante (IRATANI, 2007).

Neste método a condutividade hidráulica K é dada pela Equação (3.36), e as características geométricas consideradas podem ser observadas na Figura 30.

$$K_r = \frac{r^2 \ln\left(\frac{R_e}{R}\right)}{2L_e T_0} \quad (3.36)$$

Onde:

K_r - condutividade hidráulica na direção radial

r - raio do tubo de revestimento

R - raio da perfuração

R_e - distância radial efetiva em que a carga é dissipada

L_e - comprimento da seção filtrante

L_w - espessura saturada atravessada pelo poço ($L-N.E.$)

O parâmetro R_e , distância radial efetiva em que a carga é dissipada, é referente à distância na qual a diferença de carga entre os níveis d'água em equilíbrio no aquífero e no poço é dissipada. Segundo Butler (1997) R_e deve ser visto como um parâmetro empírico e não como o raio efetivo de um slug test. Bower & Rice (1976) apresenta expressões baseadas em uma serie de simulações num sistema elétrico analógico de modelos matemáticos definidas nas equações abaixo.

$$L_w < D \Rightarrow \ln(R_e/R) = \left[\frac{1,1}{\ln(L_w/R)} + \frac{A + B \ln[(D - L_w)/R]}{L_e/R} \right]^{-1} \quad (3.37)$$

$$L_w = D \Rightarrow \ln(R_e/R) = \left[\frac{1,1}{\ln(L_w/R)} + \frac{C}{L_e/R} \right]^{-1} \quad (3.38)$$

As variáveis A , B e C são parâmetros empíricos, os quais são encontrados através do ábaco da Figura 32.

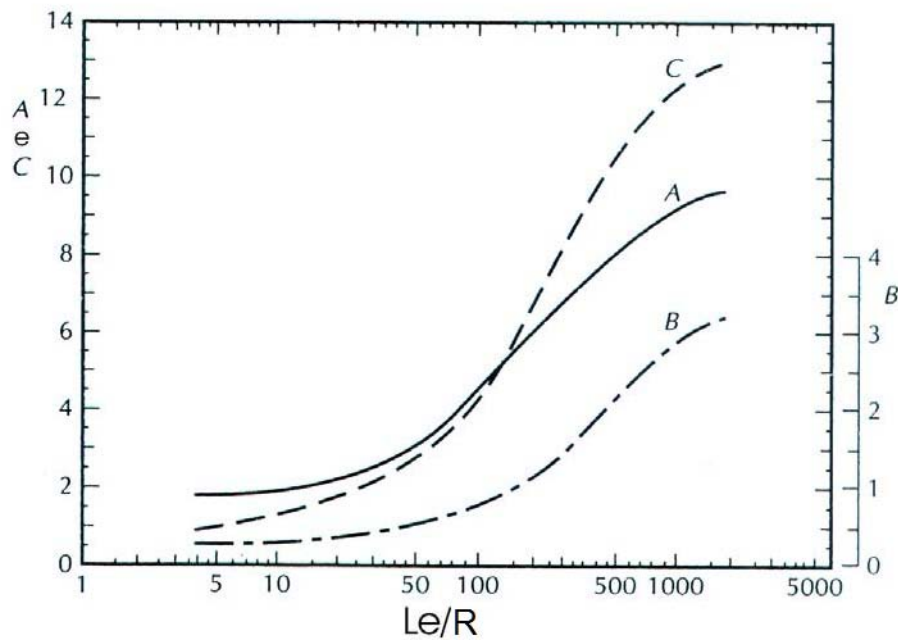


Figura 32 – Ábaco dos parâmetros empíricos e adimensionais A , B e C em função de L_e/R (BOWER & RICE, 1976 apud PEDE, 2004).

O termo T_0 também é determinado graficamente como no método de Hvorslev(1951).

3.4.2.3 Ensaio de dissipação de poro-pressões durante a cravação do piezocone

O piezocone (CPTU) consiste de uma ponteira cônica dotada de sensores que medem a resistência de penetração na ponta o atrito lateral e a poro-pressão quando este é cravado no terreno. O ensaio de piezocone é realizado cravando-se este no terreno a uma velocidade de 2 cm/s de modo estático, e durante esta cravação mede-se num frequência determinada o parâmetro já mencionado em função da profundidade, e a partir destes parâmetros pode-se obter parâmetros de resistência e compressibilidade do solo, o nível d'água, e o perfil do solo de acordo com seu comportamento mecânico.

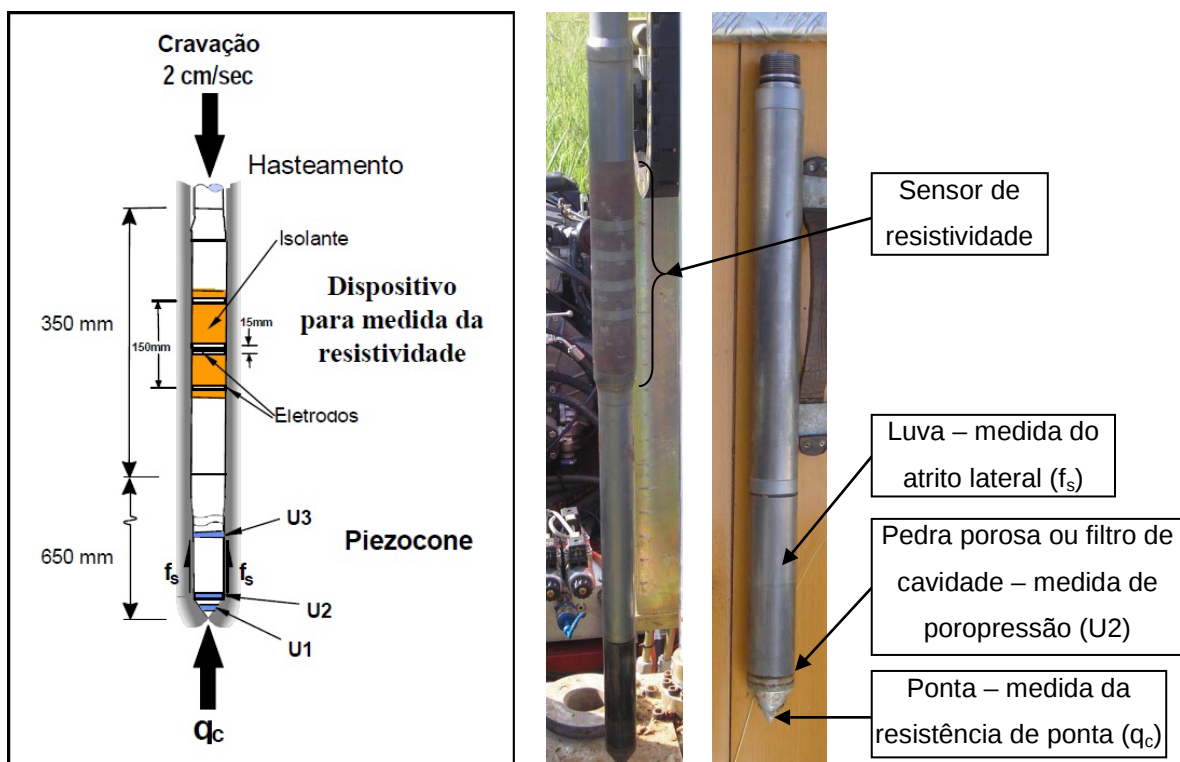


Figura 33 – Piezocone de Resistividade (RCPTU).

Na Figura 33 a esquerda tem-se um esquema do equipamento (MONDELLI, 2008), na direita, fotos do equipamento utilizado por Mondelli (2008), nota-se que neste há apenas um sensor de poro-pressão, denominado U2, onde, internamente há um transdutor de pressão saturado com água, sendo a pressão externa transferida por uma pedra porosa saturada com glicerina ou um filtro de cavidade saturado com graxa.

Além, dos sensores mencionados, podem-se adicionar outros sensores a ponteira do CPTU como sensores de resistividade elétrica (RCPTU), sendo a

medida deste parâmetro em função da profundidade um indicador de possível contaminação do solo e lençol freático.

O ensaio de dissipação do excesso de poro-pressão pode ser facilmente conduzido em qualquer profundidade através de uma interrupção no processo de penetração de um piezocone. Com o sistema paralisado, monitora-se a dissipação do excesso das poro-pressões em função do tempo, obtendo-se assim uma estimativa da condutividade hidráulica do solo e a influência de algum gradiente hidráulico no aquífero ou na camada analisada (Campanella & Research Students, 1995).

Durante sua cravação, quando o CPTU passa por um material argiloso (com comportamento mecânico de silte a argila), devido a cravação um excesso de poro-pressão é gerado de acordo com o princípio do adensamento de Terzaghi, parando-se a cravação e medindo-se a dissipação desse excesso de poro-pressão em função do tempo é possível determinar a condutividade hidráulica do material. A Figura 34 mostra o equipamento de cravação utilizado no ensaio de RCPTU.



Figura 34 – Equipamento de cravação utilizado em ensaios de RCPTU

O período de dissipação do excesso das pressões é fixado para todas as camadas e em outros casos, a dissipação é mantida até alcançar uma porcentagem pré-determinada da pressão hidrostática ou da poro-pressão de equilíbrio (por exemplo, 50%).

Quando realizado o ensaio de dissipação, a normalização do excesso de poro-pressão pode ser expressa através da seguinte equação:

$$U = \frac{u_t - u_0}{u_i - u_0} \quad (3.39)$$

Onde:

U – Excesso de poro-pressão normalizado

u_t – Poro-pressão medida no tempo t ;

u_i – Poro-pressão medida no tempo $t = 0$;

u_0 – Poro-pressão estática.

Assim, pode-se então obter o gráfico de U versus tempo, do qual é determinado o valor de t_{50} (tempo correspondente a $U = 0,5$), que possibilita o cálculo do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) através da seguinte expressão:

$$c_h = \frac{T_{50}^* \cdot r^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t_{50}} \quad (3.40)$$

Onde:

T_{50}^* – Fator de tempo correspondente a 50% da dissipação teórica (valor igual a 0.245, segundo Teh & Houlsby, 1991, apud Campanella & Research Students, 1995);

r – Raio do cone;

I_r – Índice de rigidez do solo (na falta deste valor, adotar 100).

O valor do coeficiente de adensamento permite o cálculo dos fatores de tempo (T^*) para cada instante do ensaio, equação (3.40), possibilitando assim a obtenção da curva U versus T^* . Esta curva, obtida com os dados do ensaio, pode ser comparada com a curva teórica de dissipação dada por Teh & Houlsby (1991) apud Campanella & Research Students (1995) para que se tenha uma ideia da validade do ensaio.

$$T = \frac{c_h \cdot t}{r^2 \cdot \sqrt{I_r}} \quad (3.41)$$

Para a obtenção da condutividade hidráulica vertical (K_v) do solo na profundidade em que o ensaio de dissipação foi realizado, é necessário corrigir o c_h para c_v , que é possível através da seguinte expressão, considerando a compressibilidade do solo isotrópica:

$$c_v = c_h \frac{K_v}{K_h} \quad (3.42)$$

Onde o valor de K_v/K_h pode ser estimado como $1,2 \pm 0,2$ para argilas sem acamamento, segundo Baligh & Levadoux (1980) apud Campanella & Research Students (1995).

Com o coeficiente de adensamento vertical determinado, torna-se possível estimar a condutividade hidráulica vertical:

$$K_v = c_v \cdot \frac{1}{M} \cdot \gamma_w \quad (3.43)$$

Onde M é o módulo confinado drenado do solo. Campanella & Research Students (1995) citam uma correlação para o módulo confinado drenado (M) realizada por Mitchell & Gardner em 1975 apud Campanella & Research Students (1995):

$$M = 1/m_v = \alpha q_c \quad (3.44)$$

Onde:

m_v – Módulo de variação volumétrica do ensaio de compressão edométrica;

q_c – Resistência de ponta do cone;

α – Fator empírico geralmente variando entre 1,5 a 4,0 (sendo este valor conservador, pois pode atingir o valor de 11 em areias normalmente adensadas e de até 30 em areias pré-adensadas). Vésic (1970) apud Campanella & Research Students (1995) propôs para o valor de α a seguinte expressão:

$$\alpha = 2(1 + Dr^2) \quad (3.45)$$

Onde Dr é a densidade relativa. Em Campanella & Research Students (1995) também podem ser encontradas propostas para a estimativa de M para diferentes tipos de solos a partir de resultados de ensaios de piezocone.

4 ATERRO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS DE BAURU

4.1 Aspectos Gerais

A cidade de Bauru possui 344.039 habitantes (IBGE, 2010), que descartam cerca de 220 a 250 toneladas de lixo por dia. O aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru opera desde 1993 e localiza-se a cerca de 15 km do centro urbano, 1,9 km à oeste do Km 353 da Rodovia Marechal Rondon (SP-330), próximo às coordenadas 22°15'25 S e 49°08'15 W, sendo sua operação de responsabilidade da EMDURB – Empresa Municipal de Desenvolvimento Urbano e Rural de Bauru, autarquia ligada a Prefeitura Municipal de Bauru/SP.



Figura 35 – Croqui de localização do Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) de Bauru

O Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Bauru foi projetado pela Escola de Engenharia de São Carlos em 1992 e iniciou suas atividades em 1993 EMDURB (2012). Ocupa uma área de 268.985 m², seu projeto original previa três camadas e cerca de 15 m de altura no total (FIPAI, 1992), que diminui conforme se caminha de oeste para leste, devido às diferenças topográficas.



Figura 36 – Compactação de base do aterro de RSU de Bauru (MONDELLI, 2008).

A proteção da base do aterro foi feita com 4 camadas de 20 cm de solo compactado 3% acima do teor de umidade ótimo, com rolo pé de carneiro. Sobre esta camada, foi executada uma imprimação betuminosa em duas demãos com asfalto diluído CM-30. Segundo o EIA-RIMA (FIPAI, 1992), a base do aterro estaria situada a cerca de 5 m do topo da zona saturada. Como foram feitas escavações até o topo da camada do solo de alteração do arenito, acredita-se que o nível d'água, na época de implantação do aterro, variava entre 2 e 4 m da base do aterro, segundo os resultados das sondagens SPT realizadas na época.



Figura 37 – Imprimação betuminosa da base do aterro de RSU de Bauru (MONDELLI, 2008).

CETESB (2011) traz um histórico das atividades deste aterro. Após o início das atividades, a Licença de Instalação (nº 07000310) foi lavrada em 17/12/2000 e a Licença de Operação (nº 07001694) foi dada em 22/08/2005.

Em outubro de 2007 foi solicitada a ampliação do aterro junto a Agência Ambiental de Bauru contemplando o altemaneto de uma quarta camada de resíduos sobre o aterro já existente. O processo foi encaminhado ao DAIA (Departamento de

Avaliação de Impactos Ambientais) para a avaliação da necessidade de licenciamento no âmbito daquele departamento, sendo que, por meio do Parecer Técnico CPRN/DAIA/465/2007, o DAIA informou que o licenciamento deveria ser conduzido integralmente pela CETESB.

Segundo Mondelli (2008) uma das exigências do DAIA para a viabilização da ampliação do aterro em uma quarta camada, foi a instalação de lagoas de armazenamento de chorume, sendo a construção destas concluída em setembro de 2007, as quais entraram em operação em janeiro de 2008 ainda sem a determinação da destinação final do chorume.

Dando continuidade a análise da proposta, em 26/12/2007 foi emitida pela CETESB a Informação Técnica nº 068/07/ESRD, na qual conclui-se que a ampliação não acarretaria em impactos ambientais significativos, porém sendo necessária a apresentação de dados e informações detalhadas para um posicionamento sobre a viabilidade da proposta (modificado de CETESB, 2011).

Conforme constatado em vistorias efetuadas ao aterro, desde dezembro de 2008, a área solicitada para ampliação vinha sendo utilizada, o que gerou a aplicação de diversas penalidades à Prefeitura (modificado de CETESB, 2011).

Em 21/01/2009 foi apresentado o “Projeto de Ampliação e Encerramento do Aterro Sanitário de Bauru”, elaborado pela empresa Weber Consultoria Ambiental Ltda., propondo a execução de quatro camadas de resíduos sobre o maciço existente, com alteamento total de 20 m (CETESB, 2011).

De acordo com CETESB (2011) foi realizada a análise deste projeto, a qual solicitou a apresentação de um estudo demonstrando a estabilidade geotécnica do maciço de resíduos, antes e após o alteamento pretendido, além de outras complementações necessárias. Posteriormente diversos estudos foram apresentados pela Prefeitura, porém, não atendendo ao que foi solicitado.

Em 23 de outubro de 2010 uma nova proposta de ampliação foi apresentada (CETESB, 2011). Este novo projeto foi elaborado pela EMDURB em conjunto com a UNESP – Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), contemplando o alteamento do aterro para as 4ª, 5ª e 6ª camadas

Uma reunião foi efetuada com os representantes da EMDURB e UNESP – FEB, visando discutir as propostas apresentadas, sendo definido que seria apresentada uma nova proposta em face às limitações e considerações expostas (modificado de CETESB, 2011).

Em 25/10/2010 (CESTEB, 2011) foi apresentada a CETESB um novo projeto considerando o discutido em reunião. Este novo projeto, também elaborado pela EMDURB em conjunto com a UNESP-FEB trouxe uma nova proposta da ampliação em duas camadas (4º e 5º) e o preenchimento com resíduos do espaço remanescente entre o maciço de resíduos e um talude de corte na face nordeste do aterro, adotando a compactação e impermeabilização com manta de PEAD, além da melhoria dos sistemas de drenagem de gás e percolados e o monitoramento geotécnico, além de estudos de viabilidade técnica considerando a Resolução SMA 14/ 2010, a destinação dos percolados e de estabilidade geotécnica do aterro.

Segundo CETESB (2011), em 20/12/2010 uma nova reunião foi efetuada com os representantes da EMDURB e nesta ocasião considerando que:

- Foi efetuado o alteamento do maciço de resíduos, em condições não previstas no licenciamento inicial, tendo o empreendimento sofrido a ampliação das penalidades previstas na legislação vigente;
- A eventual paralisação imediata das atividades do empreendimento poderá causar impactos ainda maiores à população e ao meio ambiente;
- O alteamento efetuado ocupou parcialmente o platô formado pela 3ª camada de resíduos, porem atingindo a cota equivalente da 5ª camada, fazendo-se necessária a reconformação final do maciço visando propiciar a adequada implantação das estruturas de proteção ambiental possibilitando o encerramento das atividades;
- É extemporânea a análise do licenciamento ambiental prévio, uma vez que parte da obra já foi executada, necessitando sua regularização geométrica;
- O projeto apresentado prevê a reconformação da geométrica da 4ª e 5ª camada, mantendo-se um recuo desta última do talude frontal do aterro, visando resguardar a estabilidade bem como prevendo o preenchimento do espaço existente entre o maciço de resíduos e os taludes escavados no terreno natural, na face nordeste do aterro, que percorre paralelamente a linha de eucaliptos nos limites da gleba. Para isso são previstas as estruturas de proteção ambiental pertinentes;

- A continuidade operacional, executando-se concomitantemente as obras de encerramento do aterro existente, propiciaria uma vida útil remanescente, possibilitando à Prefeitura / EMDURB um período para o adequado planejamento da gestão de resíduos no município.

A pedido da EMDURB, conclui-se que análise dos projetos apresentados teria continuidade sob a perspectiva de um plano de encerramento.

A CETESB fez análise da nova proposta apresentada através do Parecer Técnico 001/2011/LPGP (CETESB, 2011), o qual aprovou a proposta como projeto de encerramento com exigências técnicas.

Neste sentido o aterro ganhou uma sobre vida de 34 meses, sendo previsto seu encerramento para meados de outubro de 2013 quando irá chegar até a cota final de 555 m em relação ao nível do mar, com 32m de altura final (modificado de CETESB, 2011).

De acordo com a EMDURB (2012) até 2008 o aterro recebia cerca de 1.800 kg/dia de resíduos sólidos de saúde, que eram depositados em valas sépticas localizadas ao redor do aterro, a sul-sudeste do mesmo. O fundo e as laterais destas valas receberam uma camada de asfalto diluído CM-30, antes da deposição dos resíduos. Em 07/01/2009, com o marco regulatório Decreto Municipal 10841/09, a Prefeitura Municipal de Bauru estabelece a competência da EMDURB para a coleta tratamento e disposição final dos Resíduos de Serviços de Saúde considerando entre outras questões a saturação do Aterro de Resíduos Sólidos de Bauru onde eram dispostos tais resíduos. Segundo EMDURB (2012) a partir deste marco regulatório a EMDURB contrata através de licitação empresas que dão a destinação correta aos resíduos. Hoje, os resíduos de serviços de saúde são estocados em câmara frigorífica construída na área do aterro, e posteriormente são destinados à incineração.

Com relação à destinação do chorume gerado pelo aterro armazenado nas lagoas construídas em 2007, em 13 de abril de 2010 a EMDURB – Empresa Municipal de Desenvolvimento Urbano e Rural de Bauru assinou contrato com a empresa Monte Azul Engenharia Ambiental LTDA, onde se comprometeu em realizar a caracterização do percolato, emissão do CADRI (Certificado de Autorização de Destinação de Resíduos Industriais, emitido pela CETESB) e retirada, transporte, tratamento e destinação final de 3000 m³ dos percolados gerados no Aterro Sanitário de Bauru (modificado de EMDURB, 2010).

De acordo com EMDURB (2010), devido a problemas com ETE (Estação de Tratamento de Esgotos) pretendida para a destinação final do chorume, houve a liberação do CADRI pela CETESB somente em 18/10/2010, neste sentido uma ordem de serviço para início da retirada do chorume foi encaminhada a empresa Monte Azul Engenharia Ambiental LTDA estabelecendo o prazo de até 29/10/2012 para início da retirada.

Da Figura 38 a Figura 40 observa-se uma série histórica de imagens aéreas do aterro de RSU de Bauru, com as quais pode se notar a evolução deste. Na Figura 41 tem-se uma ideia de como será a conformação final do aterro segundo seu plano de encerramento.



Figura 38 – Fotografia aérea da área do aterro de RSU de Bauru de 1996 (MONDELLI,2008).



Figura 39 – Vista aérea do aterro de RSU de Bauru de 2006 (MONDELLI, 2008).



Figura 40 – Aterro de RSU de Bauru - Visualização aérea gerada pelo software Google Earth em 12/05/2012 referente à imagem de satélite de 2010.



Figura 41 – Projeto do aterro aprovado, em verde as 4ª e 5ª camadas (EMDURB, 2010).

Este projeto vem demonstrado em formato A3 nos anexos.

4.2 Aspectos Geológicos

A cidade de Bauru está sobre uma área caracterizada geologicamente por rochas do Grupo Bauru (Formação Marília nas cotas mais elevadas e Formação Adamantina nas cotas mais baixas), de idade Mesozóica (Figura 42).

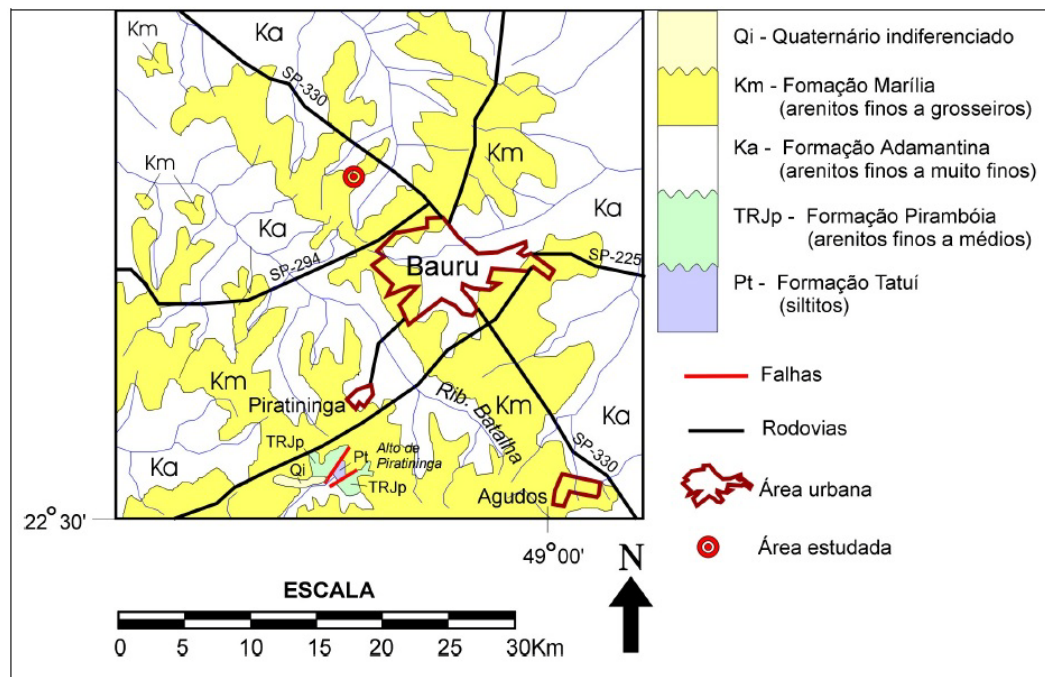


Figura 42: Mapa geológico da região de Bauru-SP (LAGO *et al* 2006 *apud* MONDELLI, 2008).

Cavaguti (1981) apresenta um estudo hidrogeológico detalhado da cidade de Bauru, com base em mais de 200 poços tubulares profundos espalhados por toda a cidade. Os resultados mostram que o Grupo Bauru aflora em toda área pesquisada, com a Formação Marília aparecendo em cotas mais elevadas que a Formação Adamantina (acima de 541 m, em média, 552 m). A Figura 43 mostra a coluna estratigráfica provável da região de Bauru.

Na região onde está localizado o aterro, os sedimentos do Grupo Bauru, assim como seu solo de alteração, residual, estão sobrepostos por camadas de aluvião e coluvião. A Figura 46 apresenta uma foto tirada quando da escavação de uma das lagoas para armazenamento do chorume, localizada a nordeste do aterro. Estas lagoas que foram construídas para que o chorume não seja mais recirculado sobre o aterro.

Modelli (2008), a partir de dados de sondagens SPT, boletins de perfuração de poços de monitoramento e sondagens CPTU e RCPTU, chegou a dois perfis conceituais do sub-solo da área do aterro (Figura 44 e Figura 45). Através destes perfis geológico-geotécnicos nota-se que há quatro tipos de solo na área, um solo coluvionar, um solo residual de arenito, o arenito e um solo aluvionar mais superficial que ocorre nas cotas baixas

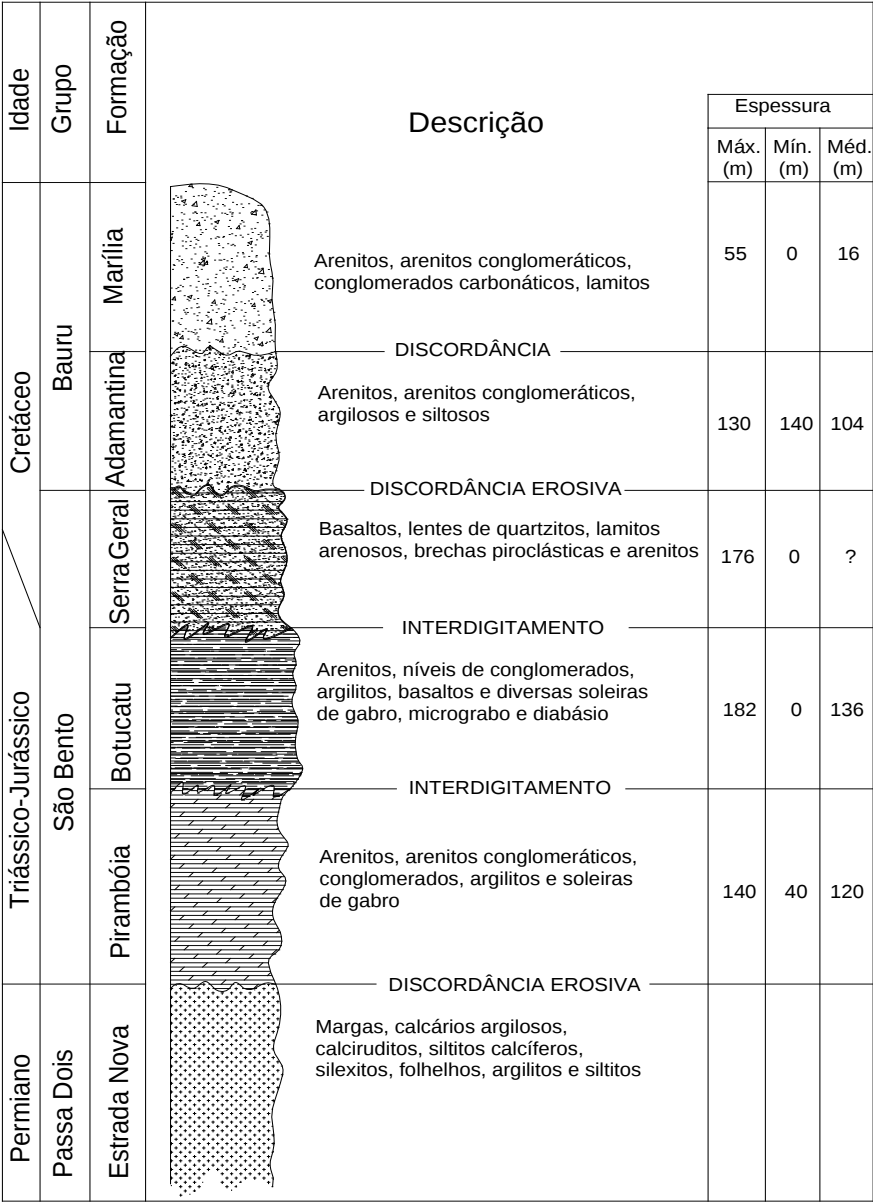


Figura 43 - Coluna estratigráfica provável da região de Bauru (CAVAGUTI, 1981 *apud* MONDELLI, 2008).

Perfil Geológico Geotécnico- NORTE/SUL - Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Bauru

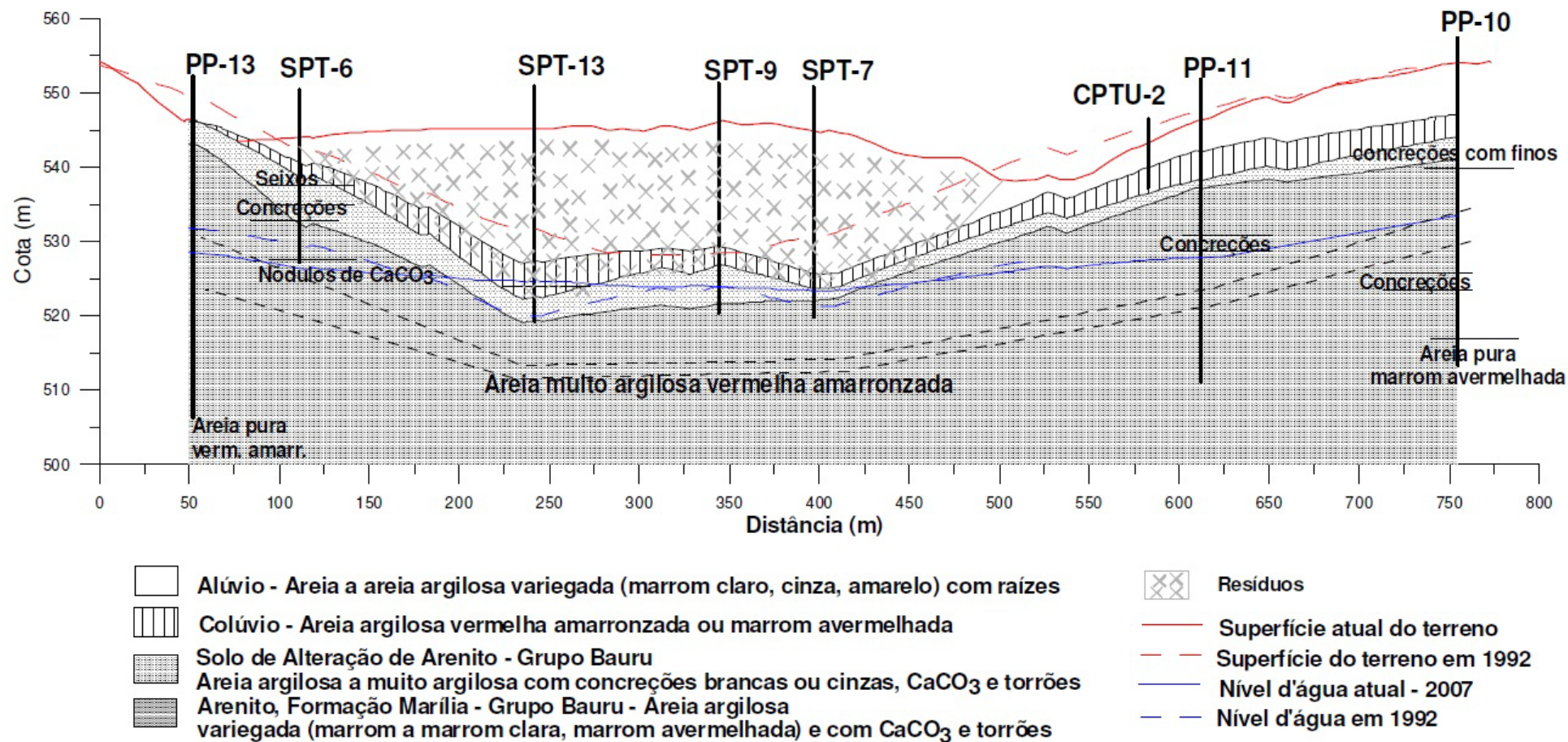


Figura 44 – Perfil Geológico Geotécnico do aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru/SP no sentido Norte – Sul (MONDELLI, 2008).

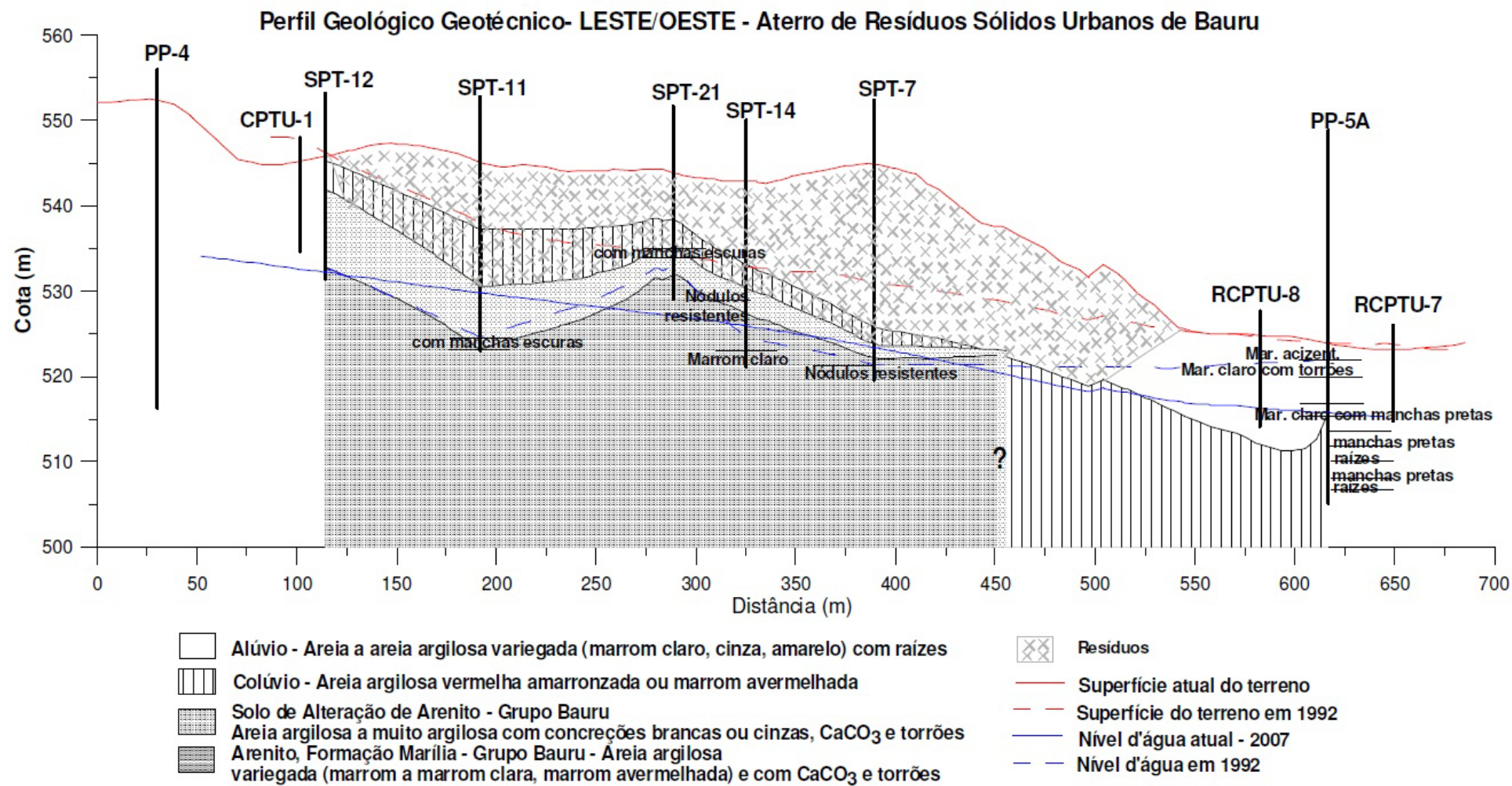


Figura 45 – Perfil Geológico Geotécnico do aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru/SP no sentido Leste – Oeste (MONDELLI, 2008).



Figura 46: Vista geral da área escavada para o futuro armazenamento de chorume. Destaque para o perfil geológico mostrado através do talude, com continuidade para a área escavada da lagoa (MONDELLI, 2008).

4.3 Permeabilidade dos solos do aterro de resíduos sólidos de Bauru

Trabalhos realizados por Mondelli (2004) e por Mondelli (2008) sugerem valores para a permeabilidade dos solos que ocorrem no entorno do aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru – SP. As amostras de solos coletadas para os estudos estão apresentadas na Figura 48, bem como uma descrição breve desses solos. Os locais de amostragem estão apresentados na Figura 47.

Os valores de coeficiente de permeabilidade obtidos usando permeâmetro de parede rígida de PVC para as diferentes amostras e fluidos estudados são apresentados na Tabela 4. Os resultados obtidos por Mondelli (2004) para as amostras de colúvio usando permeâmetro de parede flexível também estão resumidos nessa tabela. Destaca-se que alguns corpos de prova, principalmente para amostra 2 (2b, 2c e 2d), foram difíceis de serem moldados, devido à existência de muitos flocos de argila e concreções. Mesmo assim, podem-se considerar esses resultados de acordo com relação à textura e à mineralogia desses materiais.

Entretanto, como houve dificuldades na moldagem dos corpos de prova e devido os permeâmetros de PVC não utilizarem elemento de vedação entre o corpo

de prova e a parede do corpo de prova, suspeita-se que houve fluxo preferencial pela parede dos permeâmetros.

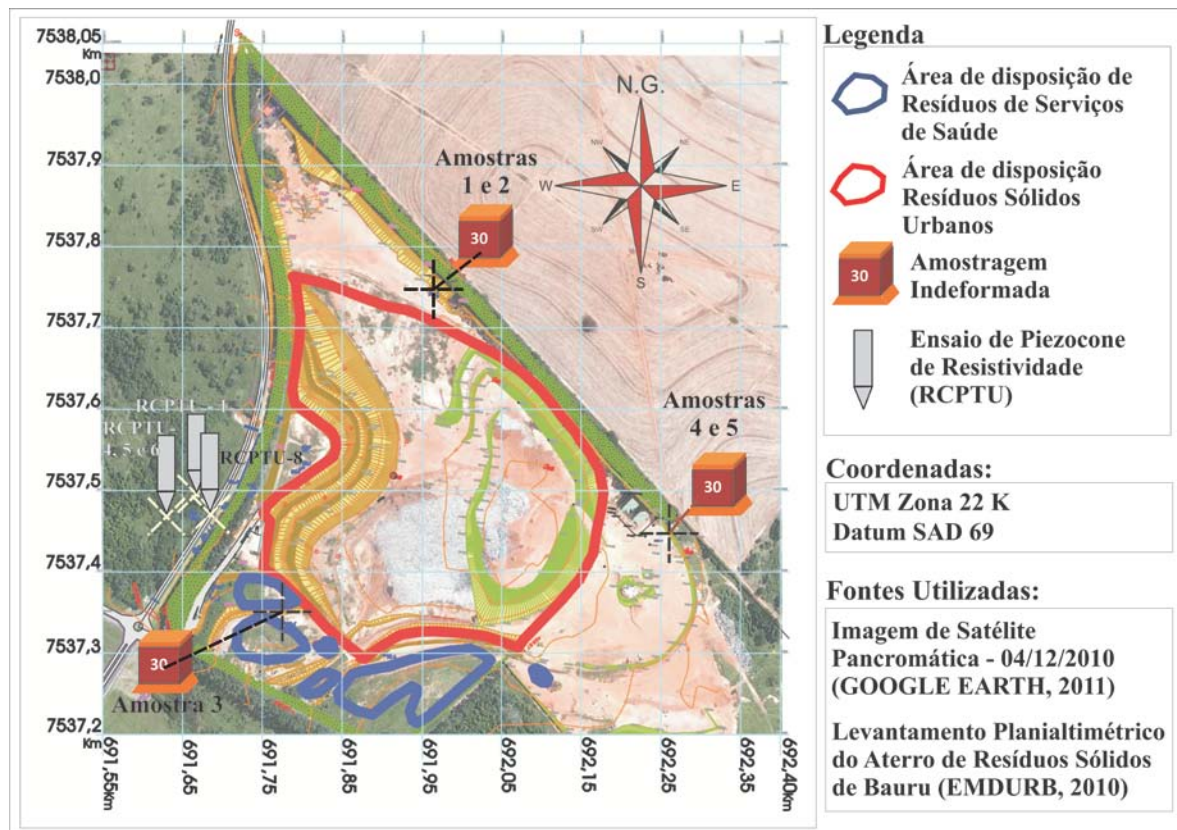


Figura 47 – Localização dos pontos de coleta para realização de ensaios de condutividade hidráulica realizados por Mondelli (2004) e por Mondelli (2008) e dos ensaios de RCPTU realizados por Mondelli (2008).

Vale destacar que os trabalhos desenvolvidos por Mondelli (2008) tiveram como objetivo o estudo da contaminação do solo do Aterro de RSU de Bauru, tendo como objetivo avaliar a permeabilidade ao chorume do aterro e por isso houve restrição ao uso de equipamentos, como, por exemplo, o permeâmetro de parede flexível.

Mondelli (2008) afirma que era de se esperar que os solos residuais menos evoluídos e mais argilosos (amostras 1 e 2 – $K = 10^{-6}$ m/s) apresentassem valores de permeabilidade menores que aqueles solos mais evoluídos (amostras 4 e 5 – $k = 10^{-5}$ m/s), o que de fato ocorreu (Tabela 4). A mesma ordem de grandeza dos valores de permeabilidade foi obtida para o colúvio e as amostras 4 e 5, o que já era esperado, devido às características granulométricas semelhantes entre esses materiais. Esse fato confirma a aplicabilidade dessas duas técnicas (parede rígida e

flexível) na realização de ensaios de coluna utilizando os solos estudados no estado indeformado.

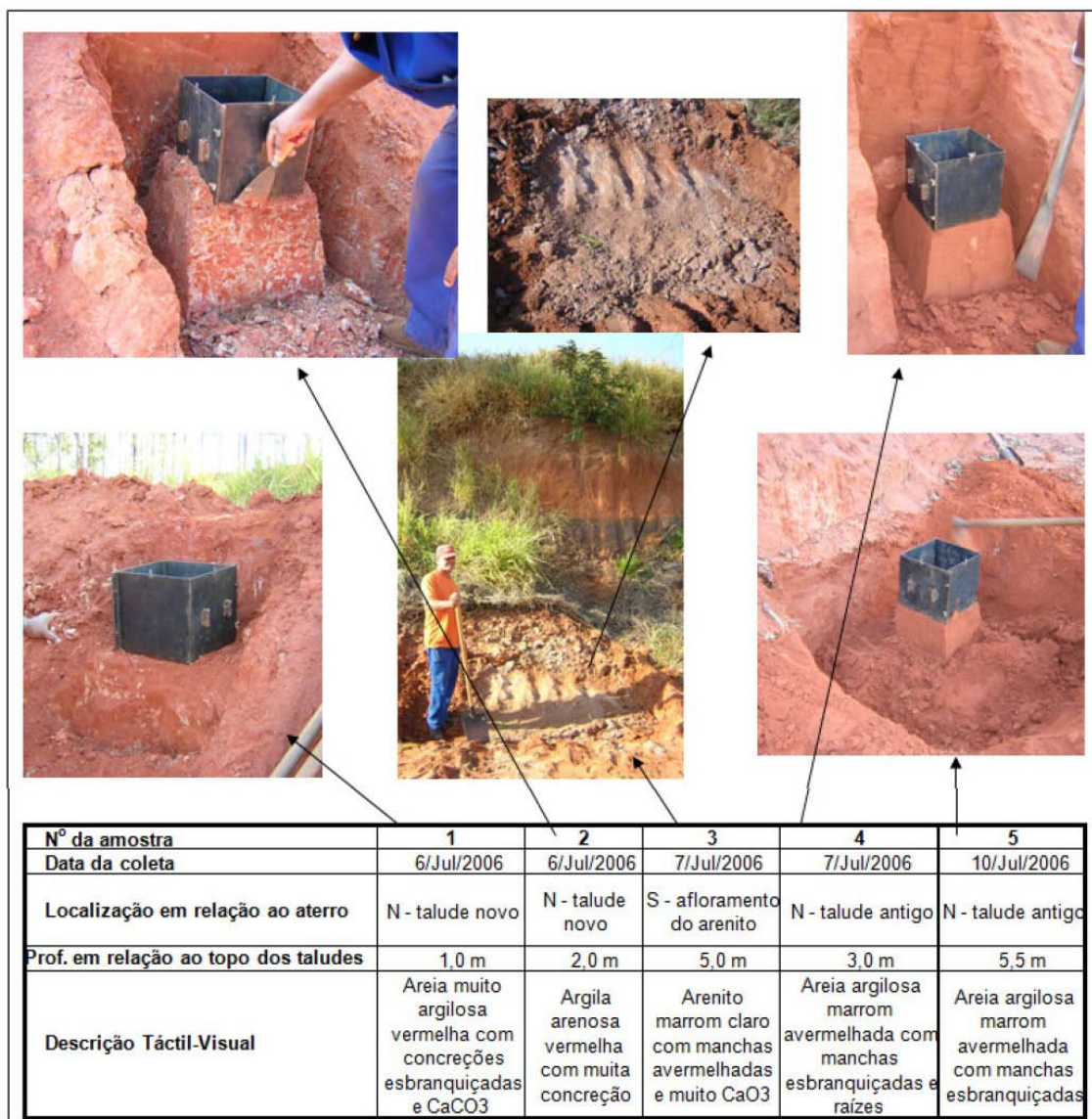


Figura 48: Características das amostras de solo do aterro de RSU de Bauru (MONDELLI, 2008).

Os coeficientes de permeabilidade determinados utilizando-se solução salina sofreram pouca variação em relação àquelas obtidas com água deionizada, tendendo a diminuir, com exceção das amostras 1, 5 e do colúvio, que apresentaram um pequeno aumento da condutividade com a percolação de NaCl.

A classificação dos solos ensaiados por Mondelli (2008) e Mondelli (2004) esta representada na Tabela 6 e na Tabela 7, já na Tabela 5 são mostrados os índices físicos encontrados para estes solos.

Ademais, quanto a permeabilidade dos solos que ocorrem no Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos, Modelli (2008) realizou ensaios de dissipação de poropressões durante a cravação de piezocone de resistividade (RCPTU), utilizando filtro de cavidade saturado com graxa para a interface do transdutor de poropressão (U2) com o solo.

Tabela 4 - Coeficientes de permeabilidade (K) determinados para os diferentes materiais coletados no entorno do aterro de Bauru, percolados com diferentes fluidos (Mondelli, 2008).

Fluido	Amostra	1	2	3	4	5	Parede Flexível (Mondelli, 2004)
	Gênese	Residual de arenito	Residual de arenito	Arenito Bauru	Residual de arenito	Residual de arenito	Colúvio
	Textura	Areia silto-argilosa	Areia argilo-siltosa	Areia siltosa	Areia argilosa	Areia argilo-siltosa	Areia argilo-siltosa
Água destilada	K 20°C (m/s)	(a) $1,3 \times 10^{-6}$	(a) $3,8 \times 10^{-6}$	(a) $2,5 \times 10^{-5}$	(a) $1,9 \times 10^{-5}$	(a) $1,5 \times 10^{-5}$	$7,4 \times 10^{-6}$ a $1,2 \times 10^{-6}$
		(b) $3,9 \times 10^{-6}$	(b) * $4,0 \times 10^{-5}$	(b) $1,6 \times 10^{-5}$	(b) $2,4 \times 10^{-5}$	(b) $9,6 \times 10^{-6}$	
		(c) $2,3 \times 10^{-6}$	(c) * $7,5 \times 10^{-5}$	(c) $1,5 \times 10^{-5}$	-	(c) $1,7 \times 10^{-5}$	
		-	(d) * $5,4 \times 10^{-5}$	-	(d) $1,9 \times 10^{-5}$	(d) $8,9 \times 10^{-6}$	
NaCl (1000 ppm)	K 20°C (m/s)	(c) $2,0 \times 10^{-6}$	(b) * $3,1 \times 10^{-5}$	(c) $1,5 \times 10^{-5}$	(d) $1,7 \times 10^{-5}$	(d) $1,2 \times 10^{-5}$	$2,2 \times 10^{-5}$
Chorume	K 20°C (m/s)	(b) $4,2 \times 10^{-6}$	(d) * $2,0 \times 10^{-5}$	(b) $6,5 \times 10^{-6}$	(b) $1,7 \times 10^{-5}$	(b) $1,5 \times 10^{-5}$	$1,2 \times 10^{-5}$

***Corpos de prova com moldagem comprometida. Para amostra 2, estima-se K**

$$= 10^{-6} \text{ m/s.}$$

Tabela 5 – Índices Físicos (MONDELLI, 2008).

Nº da amostra	1	2	3	4	5	Colúvio (Mondelli, 2004)
w(%)	12,6	18,1	14,5	7,7	10,8	8
$\rho(g/cm^3)$	1,98	1,92	2,09	1,77	1,71	1,7
$\rho_s(g/cm^3)$	2,7	2,69	2,64	2,7	2,65	2,84
$\rho_d(g/cm^3)$	1,76	1,63	1,83	1,64	1,54	1,57
e	0,53	0,66	0,45	0,64	0,72	0,8
n(%)	35	40	31	39	42	45
Sr(%)	64	74	86	32	40	28

Tabela 6 – Classificação dos solos ensaiados (MONDELLI, 2008).

Nº da amostra		1	2	3	4	5	Colúvio (Mondelli, 2004)
Granulometria Conjunta (NBR 6502/95)	% Areia média	18	19	25	21	20	32,5
	% Areia fina	54,6	42	52,5	55,6	62	40,5
	% Silte	13,9	18	17,5	7,1	8	5,5
	% Argila	13,5	21	5	16,3	10	21,5
	% Finos	39,6	46,3	28,4	37,8	31,6	30
	% CaCO ₃			5			
Limites de Consistência	LL (%)	28	32	39	27,5	28	26
	LP (%)	16	22	30,5	19,5	20	16
	IP (%)	12	10	8,5	8	8	10
Classificação Unificada		Areia argilosa SC	Areia argilosa SC	Areia siltosa SM	Areia argilosa SC	Areia argilosa SC	Areia argilosa SC
Classificação Granulométrica	com defloculante	Areia fina silto-argilosa	Areia fina argilo-siltosa	Areia fina siltosa	Areia fina argilosa	Areia fina argilo-siltosa	Areia fina argilosa
	sem defloculante	Areia fina siltosa	Areia fina muito siltosa	Areia fina siltosa	Areia fina siltosa	Areia fina siltosa	-
Índice de atividade (%)		0,89	0,47	1,7	0,48	0,73	0,47
		normal	inativa	ativa	inativa	nativa	inativa

Tabela 7 – Resultados dos ensaios de azul de metileno dos solos ensaiados (MONDELLI, 2008).

Nº da amostra	1	2	3	4	5	Colúvio (Mondelli, 2004)
Peso seco (g)	0,8322	0,9529	0,6753	0,8232	0,8254	2,6
% Finos (#200)	39,6	46,3	28,4	37,8	31,6	30
% argila	13,5	21,0	5,0	16,3	10,0	21,5
Concentração de azul (N)	0,0047	0,0047	0,0047	0,0047	0,0047	0,0047
Vol. de solução gasto (ml)	8,1	19,0	6,0	5,0	7,0	17,0
CTC (meq/100g)	5	9	4	3	4	3
CTC (meq/100g de argila)	34	45	84	18	40	14
SE (nr/g)	36	73	33	22	31	28
Vb (g/100g)	1,46	2,99	1,33	0,91	1,27	1,14
Acb (g/100g)	11	14	27	6	13	5
Argilomineral provável com base na CTC	Ilita	Ilita	Montm./Ilita	Ilita/Caulinita	Ilita	Caulinita
Classificação (Lautrin, 1989 apud Pejon, 2005)	Ilita ativa	Montm. muito ativa	Montm. nociva	Caulinita normal	Ilita ativa	Caulinita normal

Os ensaios de condutividade hidráulica com o RCPTU foram realizados na porção oeste do aterro onde há a ocorrência do solo aluvionar (Figura 47). Seus perfis interpretados a partir dos resultados estão representados na Figura 49, lembrando que os ensaios de RCPTU - 4, 5 e 6 foram realizados no mesmo ponto, portanto são relacionados ao perfil do RCPTU – 4. A partir deste pode-se notar que solo aluvionar de ocorrência na porção oeste do aterro possui lentes argilosas em meio a camadas de areia.

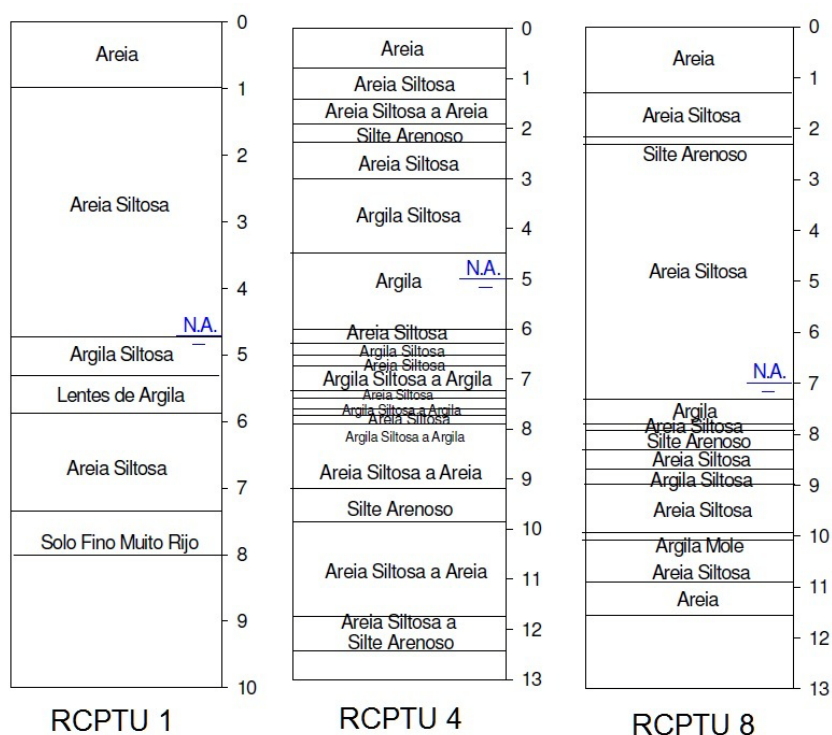


Figura 49 – Perfis de solo interpretados a partir dos resultados dos ensaios de RCPTU (MONDELLI, 2008)

Os resultados calculados a partir dos ensaios de Mondelli (2008) estão dispostos na Tabela 8. A Tabela 9 traz a interpretação do tipo de solo do local exato da dissipação da poropressão, lembrando que devido as características do piezocone a condutividade hidráulica é medida na direção horizontal radial em um porção pequena de solo no entorno do filtro de cavidade.

Tabela 8 - Resultados da condutividade hidráulica horizontal (K_h) estimada a partir dos resultados dos ensaios de dissipação de poro-pressões no piezocone (JESUS; MONDELLI; GIACHETI, 2011).

RCPTU	Prof. (m)	N.A. (m)	t_{50} (s)	K_h (m/s)
1	6,06	4,7	979,6	$1,1 \times 10^{-9}$
4	9,50	2,8	305,8	$1,3 \times 10^{-9}$
5	9,46	3	1475	$2,0 \times 10^{-10}$
6	5,04	2,55	262	$6,7 \times 10^{-9}$
8	8,00	6,25	51,4	$1,0 \times 10^{-8}$

Tabela 9 - Tipo de solo onde foi realizado o ensaio de dissipação segundo o abaco de classificação de Robertson (1992 *apud* CAMPANELLA *et al*, 1995) (JESUS; MONDELLI; GIACHETI, 2011).

RCPTU	Tipo de solo onde foi feita a dissipação (interpretação)
1	Argila
4	Silte Argiloso
5	Silte Argiloso
6	Argila
8	Silte Arenoso

5 METODOLOGIA

5.1 Painel de Permeabilidade – Ensaio em Permeâmetros de Parede Rígida

O primeiro equipamento utilizado para realizar ensaios de permeabilidade em permeâmetros de parede rígida a carga constante e variável (Figura 50) foi desenvolvido por Yano (1995), segundo as recomendações da norma ASTM D 2434-68, sendo este denominado pelo autor como painel de permeabilidade.

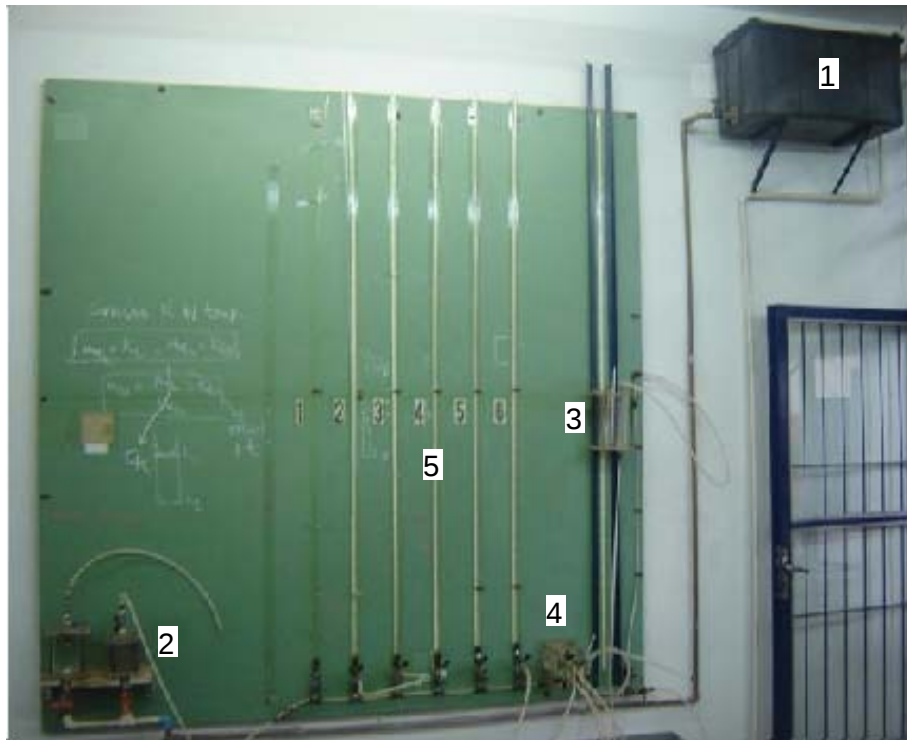


Figura 50 – Painel de permeabilidade desenvolvido por Yano (1995).

Neste painel a água era primeiramente armazenada numa caixa plástica preta (1) utilizada como caixa d'água, seguia seu fluxo passando por um filtro ascendente de areia grossa (2), deste filtro o fluxo d'água era direcionado para um reservatório cilíndrico acrílico provido de um ladrão e de um sistema de fixação móvel na direção vertical, denominado reservatório de carga (3), e daí para um reservatório cilíndrico acrílico provido de vários registros de saída, denominado distribuidor de carga (4). Do distribuidor de carga, a água podia ser direcionada tanto para abastecer tubos capilares de acrílico para realização de ensaios a carga variável, denominados tubos de carga variável (5), como para permeâmetros de parede rígida para saturação de amostras e realização de ensaios a carga constante. Toda a rede de interligação do sistema foi desenvolvida com mangueiras para pressão de polietileno flexíveis de diâmetro 3/8" e conexões de bronze também utilizadas em vasos de pressão com roscas do tipo NPT.

Esse painel foi desenvolvido há 15 anos e apresentava conexões oxidadas, mangueiras ressecadas e esbranquiçadas, vazamentos, tubos de carga variável quebrados e avarias na placa onde os componentes ficam fixados.

Esse painel, além das avarias causadas pelo tempo, também possuía deficiências no projeto. Na entrada do tubo de carga o fluxo era regulado por um

registro de gaveta, os quais não são fabricados para este fim, tornando difícil a imposição de um fluxo suficiente para manter o nível d'água dentro do reservatório de carga acima do ladrão, porém sem transbordar o mesmo reservatório. A caixa d'água plástica não permitia a visualização da água em seu interior, impossibilitando a checagem visual da qualidade da água na entrada do sistema quanto a impurezas grosseiras, bem como quanto à decantação de sólidos suspensos. Estudando-se o sistema, notou-se que parte da água acabava indo para o reservatório de carga sem passar pelos filtros.

Visando solucionar essas questões um novo painel de permeabilidade foi projetado e construído. A metodologia empregada para a reconstrução do painel de permeabilidade consistiu no seguinte:

- Visita ao Laboratório de Mecânica dos Solos do Depto de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo (EESC-USP), para estudar o painel de permeabilidade lá existente e tomá-lo como base na reformulação do novo painel;
- Substituição de todas as mangueiras e conexões que apresentavam mal funcionamento;
- Substituição da caixa d'água plástica opaca por uma transparente, a placa de fixação por uma nova e os tubos de carga acrílicos por tubos de vidro;
- Inserção de um controlador de fluxo mais eficaz entre a caixa d'água e o reservatório de carga;
- Remontagem de todo o sistema, garantindo melhor vedação do mesmo, e realização de testes de estanqueidade, buscando e corrigindo possíveis vazamentos;
- Cálculo dos diâmetros internos dos tubos de carga e teste final do novo painel realizando ensaios de permeabilidade a carga constante e variável com solos de permeabilidade conhecidas comparando os resultados.

Os testes de estanqueidade foram realizados deixando-se todo sistema saturado por 24 horas monitorando antes e após o período o nível dos reservatórios. Para os tubos de carga foram realizados testes individuais do mesmo modo.

O cálculo das áreas internas dos tubos de carga foi realizado medindo-se volume de água contido num certo trecho do tubo de carga (Δh), por gravimetria, de acordo com a equação (5.1)

$$a = \frac{M_w \left[\frac{1}{\rho_w(T)} \right]}{\Delta h} \quad (5.1)$$

Onde:

a = área interna do tubo (L^2)

M_w = massa de água (M)

$\rho_w(T)$ = massa específica da água em função de T (M/L^3)

T = Temperatura da água durante o ensaio ($^{\circ}C$)

Sendo M_w dada por

$$M_w = M_{b+w} - M_b \quad (5.2)$$

Onde:

M_{b+w} = Massa do béquer mais água

M_b = Massa do béquer

Os diâmetros internos dos tubos de carga foram calculados através da equação (5.3) da área de um círculo, sendo a propagação do desvio dada pela equação (5.5)

$$a = \frac{\pi \phi^2}{4} \Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{4a}{\pi}} \quad (5.3)$$

$$d\phi = \frac{d\phi}{da} da \Rightarrow d\phi = \frac{2da}{\pi \sqrt{\frac{4a}{\pi}}}, \quad d\phi = \sigma_{\phi} \text{ e } da = \sigma_a \quad (5.4)$$

$$\therefore \sigma_{\phi} = \frac{2\sigma_a}{\pi \sqrt{\frac{4a}{\pi}}} \quad (5.5)$$

Onde:

ϕ - Diâmetro interno dos tubos de carga

σ_{ϕ} - Desvio padrão de ϕ

σ_a - Desvio padrão da área de seção interna medida

5.1.1 Ensaios de permeabilidade para o teste do painel

Foram realizados ensaios de permeabilidade a carga variável em três corpos de prova (CP) de solo coluvionar do aterro de resíduos sólidos de Bauru/SP (caracterizado no item 6.3) conforme preconiza a norma ABNT NBR14545/2000 e seguindo as recomendações de Stancati (1981). Afim de avaliar as dificuldades e

encontrar o melhor método, a montagem dos permeâmetros foi realizada segundo três abordagens diferentes mostradas na Figura 51. A saturação dos corpos de prova foi realizada em gradiente hidráulico igual a 5, sendo os corpos de prova moldados com altura de 12 cm e diâmetro de 5 cm.

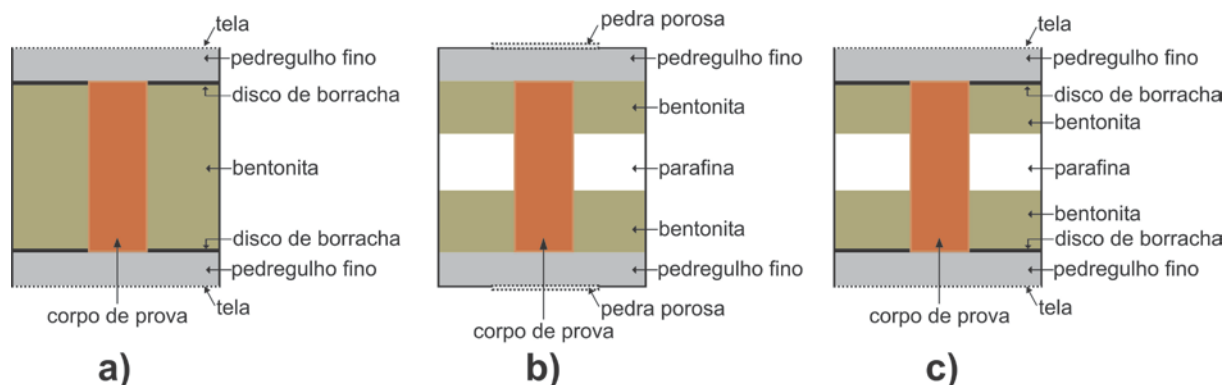


Figura 51 - Perfil da montagem dos permeâmetros. a) Segundo recomendações da NBR14545/00 usada no CP1. b) Segundo recomendações de Stancati *et al* (1981), aplicado ao CP2. c) Fusão entre os dois métodos, testado no CP3

Utilizou-se uma areia fina lavada para realizar um teste a carga constante, para isso a areia foi compactada a 95% da energia normal num permeâmetro de PVC, realizando-se o ensaio segundo a norma ABNT NBR 13292/95.

Os resultados foram comparados com o resultado esperado para a areia, e com os resultados prévios do solo do aterro de resíduos sólidos de Bauru/SP obtidos por Mondelli(2008) para o solo do aterro de resíduos sólidos de Bauru/SP.

5.2 Desenvolvimento de sistema de ensaio com permeâmetro de parede flexível.

Dentre os variados sistemas de controle de fluxo já abordados no Item 3.4.1.2.1, optou-se pela utilização de um sistema de controle aberto, onde a imposição de pressão confinante (σ_3), contra pressão (u) e gradiente hidráulico é dada através de fontes de pressão de ar em conjunto com interfaces ar-água, buscando adequar-se ao método C descrito na ASTM D-5084-03, ilustrado na Figura 52.

Este sistema foi escolhido principalmente visando evitar o uso de colunas de mercúrio líquido para a imposição de pressão de um modo geral, devido a este elemento possuir alto risco toxicológico e efeito cancerígeno, o que envolveria uma

série de cuidados adicionais, como procedimentos de manipulação e descarte adequados, sendo que, mesmo assim, não se eliminaria a possibilidade de contaminação/intoxicação às pessoas e ao meio ambiente durante o desenvolvimento e utilização do novo sistema.

Ademais, há disponibilidade de fonte de ar comprimido e de um painel de controle de pressão no Laboratório de Mecânica dos Solos da UNESP – Bauru, utilizados para a realização de ensaios de compressão tri-axial, os quais foram ser adaptados para o sistema em questão, colaborando para escolha do sistema de controle de fluxo.

Para o permeâmetro de parede flexível, foi estudado o projeto desenvolvido por Dourado (2003), devido este ter sido bem descrito pelo autor em seu trabalho, e por estar disponível para visualização no Laboratório do Departamento de Geotecnia da EESC – USP, tendo sido realizada visita a este laboratório para conhecer o sistema lá utilizado.

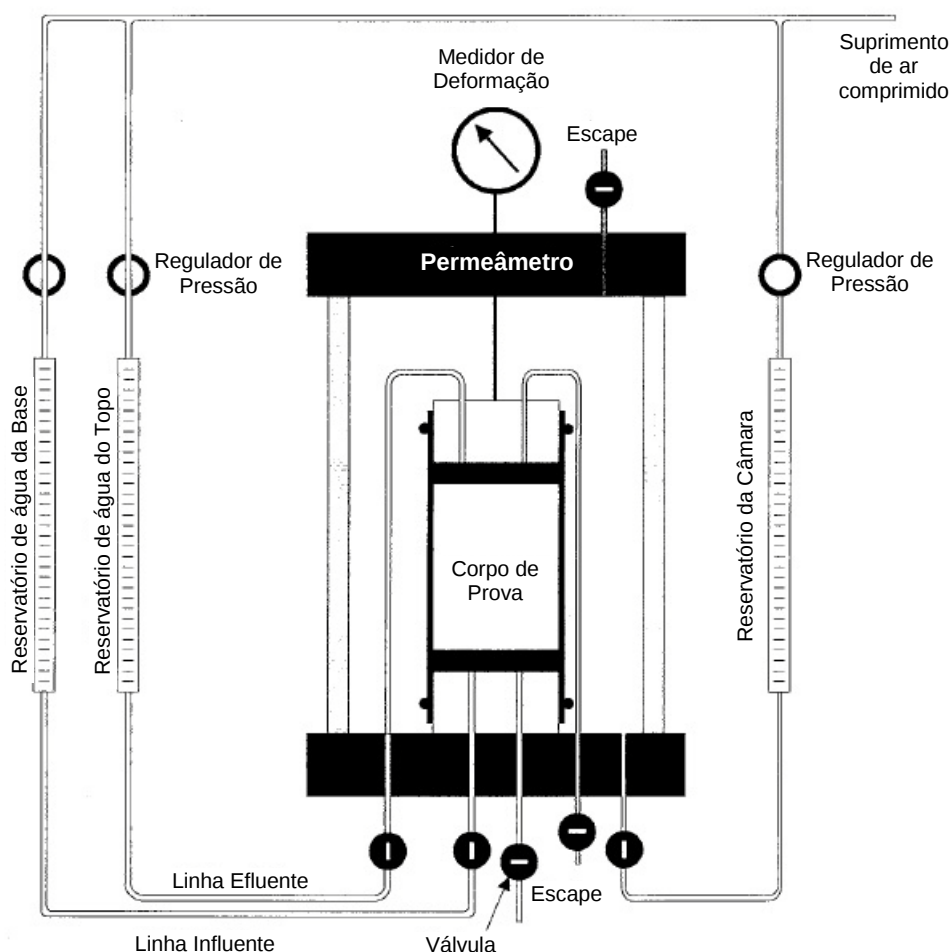


Figura 52 – Carga Hidráulica Variável – Sistema de incremento no Topo – Método C (ASTM D-5084-03).

Deste modo, a metodologia de desenvolvimento de um sistema de controle de fluxo e de fabricação e montagem de três permeâmetros de parede flexível seguiu os passos abaixo:

- Visita ao Laboratório do Departamento de Geotecnia da EESC-USP visando conhecer o sistema de ensaio utilizando permeâmetros de parede flexível lá utilizado;
- Encomendar as peças usinadas necessárias à montagem dos permeâmetros, levantar e comprar válvulas, conexões e mangueiras também para este propósito;
- Avaliar as peças, conexões e demais equipamentos disponíveis no Laboratório de Mecânica dos Solos da UNESP – Bauru para a montagem do sistema de controle de fluxo;
- Projetar o sistema de controle de fluxo propondo um novo painel de controle de pressão e adaptações de painéis já existentes;
- Levantar e comprar válvulas, conexões e mangueiras para a montagem do sistema de controle de fluxo;
- Executar a montagem dos permeâmetros de paredes flexíveis e interfaces ar-água, com a realização de testes de estanqueidade;
- Executar a montagem do painel para controle de fluxo, com realização de testes de estanqueidade;
- Executar ensaios de condutividade hidráulica com o novo sistema buscando corrigir demais problemas que possam ocorrer;

5.3 Amostragem

Em visita ao aterro resíduos sólidos urbanos de Bauru/SP (maio de 2010) foram definidos seis pontos de coleta, considerados como representativos dos tipos de solos daquele local (Figura 53). Considera-se que os pontos P1, P2 e P5 apresentam solo coluvionar, enquanto o ponto P3 apresenta solo coluvionar e residual de arenito e o ponto P4 apresenta um afloramento de arenito.

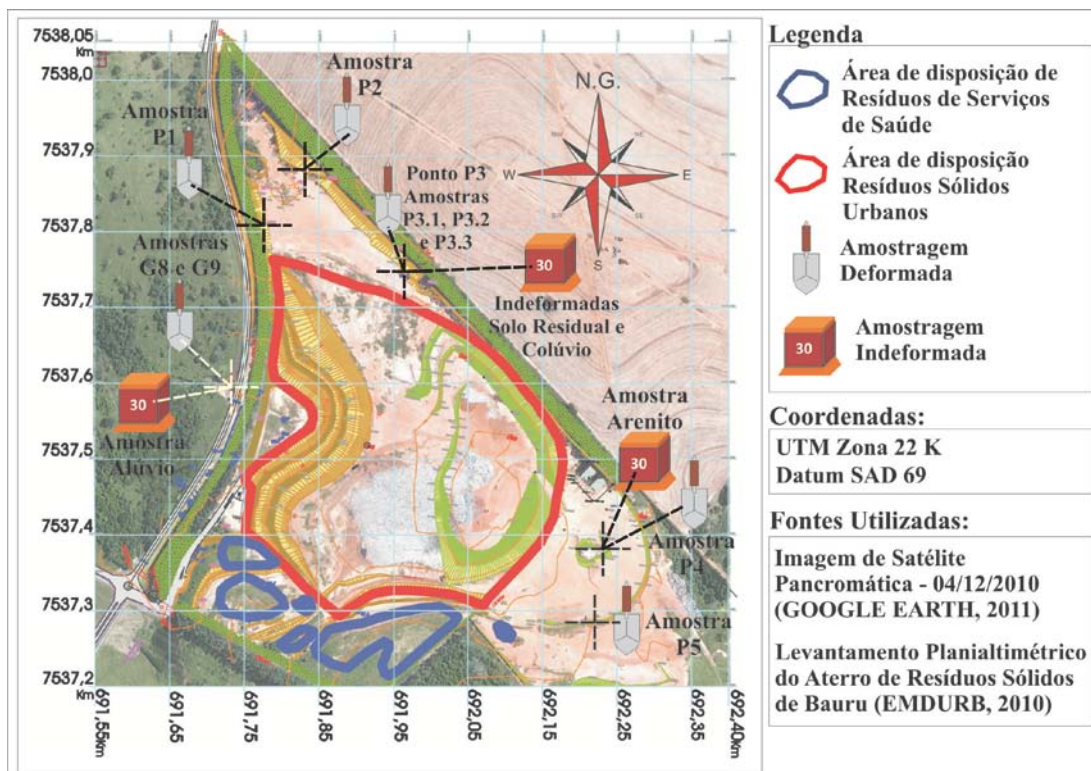


Figura 53 – Pontos de coleta de amostras deformadas e indeformadas no Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Bauru.

Na escolha dos pontos de coleta tomou-se o cuidado de selecionar locais à montante, ou distantes, das áreas de disposição de resíduos marcadas na Figura 53 com polígonos azuis para resíduos de serviços de saúde (lixo hospitalar) e vermelho para resíduos sólidos urbanos (lixo comum), visando evitar a manipulação de solo contaminado.

Foram coletadas amostras deformadas em todos os pontos (Figura 54), sendo que no ponto P3 foram realizadas três amostragens distintas, em diferentes alturas do talude, devido à presença de diferentes materiais neste local.

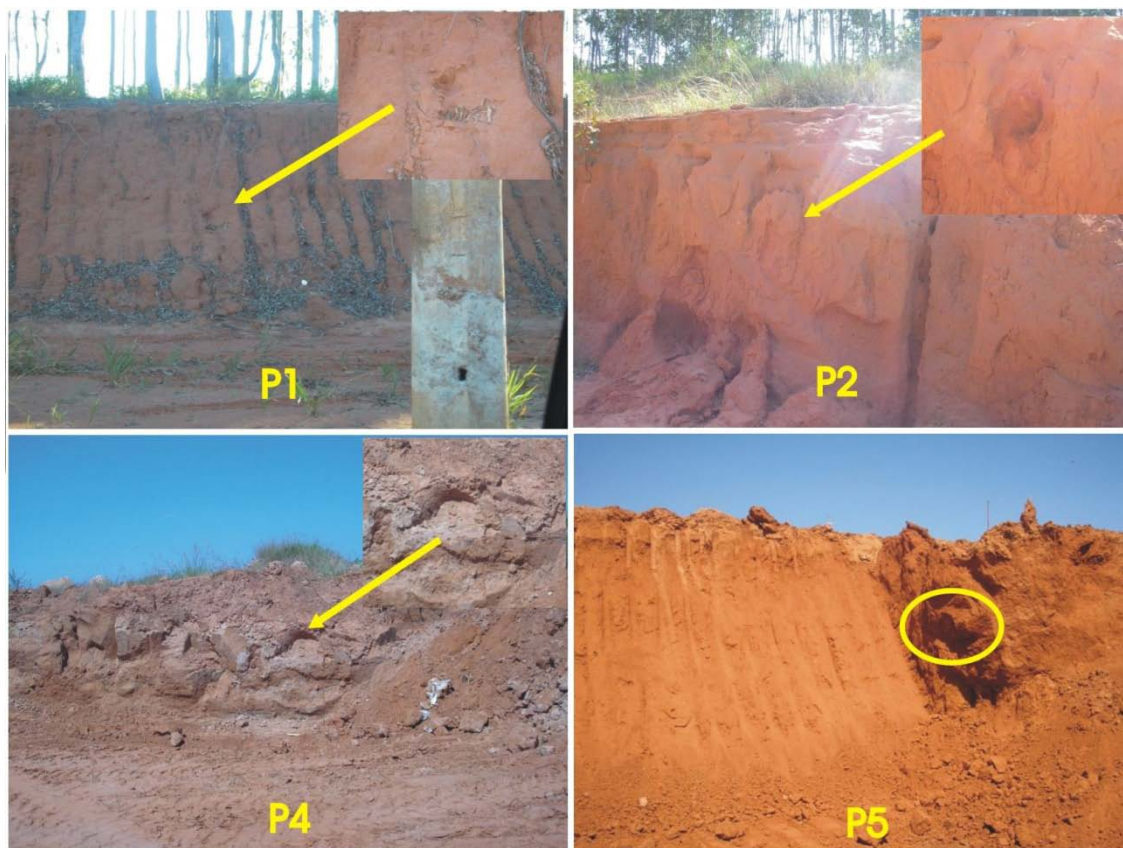


Figura 54 – Pontos de coleta de amostras deformadas.

No ponto P3 coletou-se solo coluvionar (ponto P3.3) e residual de arenito (pontos P3.1 e P3.2), conforme mostrado na Figura 55.

Os locais de coleta de amostras indeformadas foram os pontos P3 e P4, incluindo três tipos de solo encontrados no local, o colúvio, o solo residual de arenito e o arenito. Além desses, também foram coletadas amostras deformadas e indeformadas para um quarto tipo de solo, de origem aluvionar, localizados nos pontos G8 e G9, a jusante do aterro. No arenito a retirada de amostras foi feita utilizando marretas, talhadeiras, enxada e vanga, as quais eram usadas para forçar os planos naturais de fratura da rocha visando à retirada de blocos. Os blocos foram acondicionados no campo em sacos plásticos para a realização do transporte para o laboratório, local onde receberam uma camada de parafina, outra de tecido e mais outra camada de parafina, sendo então armazenados em câmara úmida.

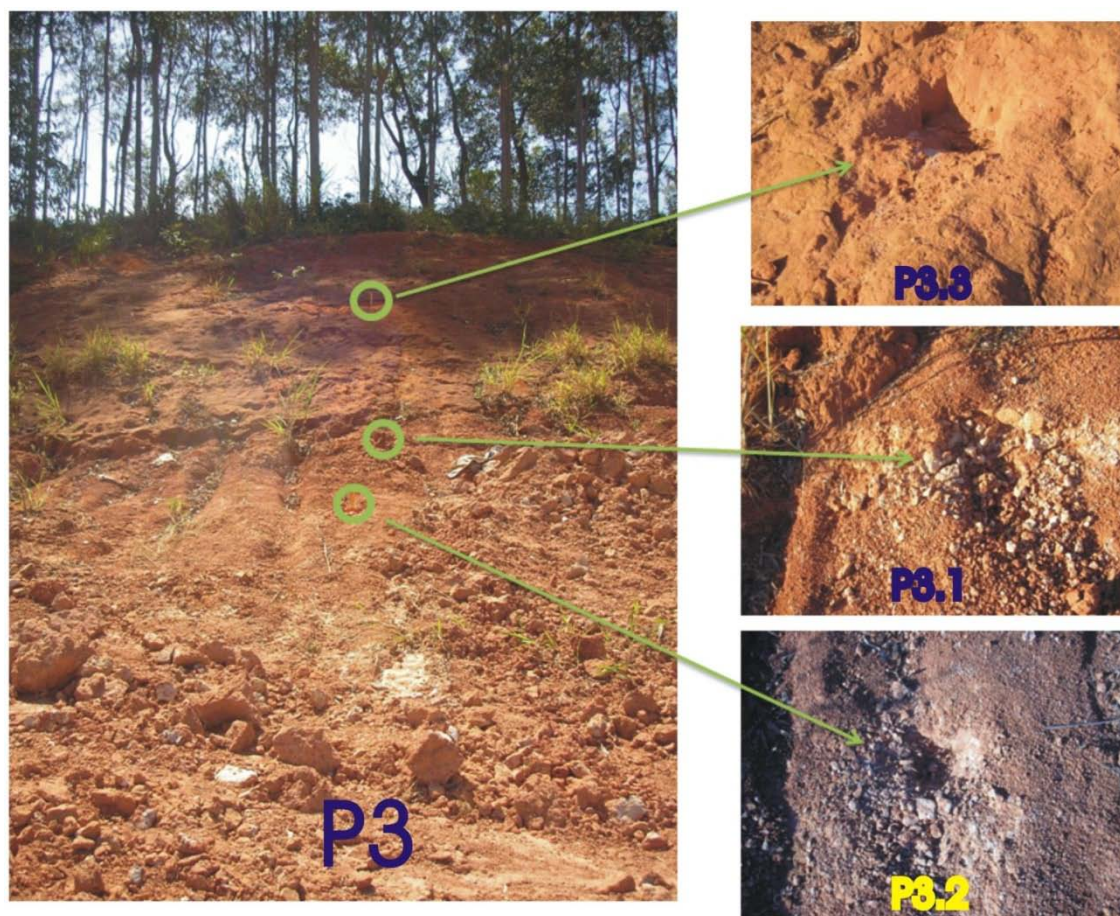


Figura 55 – Pontos de coleta de amostras deformadas no ponto P3.

Duas campanhas de coleta foram realizadas para a retirada de amostras indeformadas de arenito (Figura 56 e Figura 57). Em ambas houve extrema dificuldade de execução, pois o material era muito duro. Na primeira campanha de coleta um técnico levou cerca de 5 horas de trabalho para a retirada de três blocos de rocha, sendo dois com aproximadamente 5 Kg e um com aproximadamente 20 Kg.

Já, na segunda campanha de coleta, três operários levaram cerca de 4 horas de trabalho, para coletarem vários blocos com peso médio de 5 a 10 Kg e mais dois blocos maiores, com cerca de 30 Kg.

Três campanhas para a coleta de amostras indeformadas foram realizadas no ponto P3, duas para a retirada de amostra do colúvio (tendo a primeira fracassado), e uma para a retirada de amostra do solo residual. No colúvio, uma caixa metálica cúbica de 30 cm de lado foi utilizada para a retirada da amostra, conforme proposto por Stancati (1981). Na primeira tentativa, como o solo estava muito seco e parte do bloco de solo escolhido continha um pouco de solo residual, que é rijo e quebradiço,

durante o processo de amostragem surgiu uma trinca passando pelo centro do bloco, danificando a amostra (Figura 58).

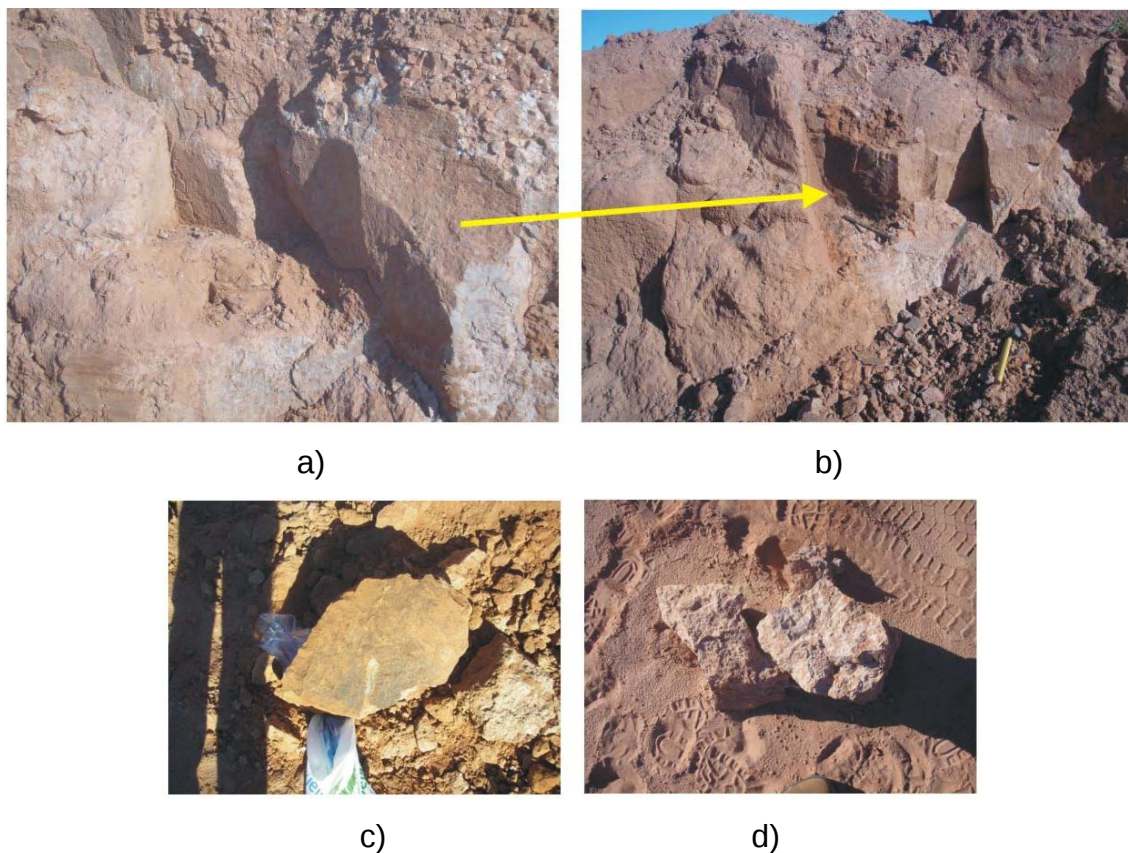


Figura 56 – 1º Coleta de amostra indeformada de arenito: a) bloco de rocha escolhido para a coleta; b) vazio deixado pelo bloco retirado; c) e d) blocos retirados.

A segunda campanha de coleta de amostras no colúvio apresentou menor dificuldade devido ao solo estar mais úmido e menos rijo, não tendo ocorrido nenhum problema (Figura 59).

Para o transporte, a amostra de colúvio foi acondicionada na própria caixa metálica utilizada para a sua retirada, sendo aplicada em campo uma camada de parafina sobre a amostra na face aberta da caixa. Da mesma forma que no arenito o tratamento com parafina e tecido foi realizado no laboratório e a amostra foi acondicionada em câmara climatizada, a qual conserva as condições de temperatura e umidade relativa a 20°C e 100% respectivamente.

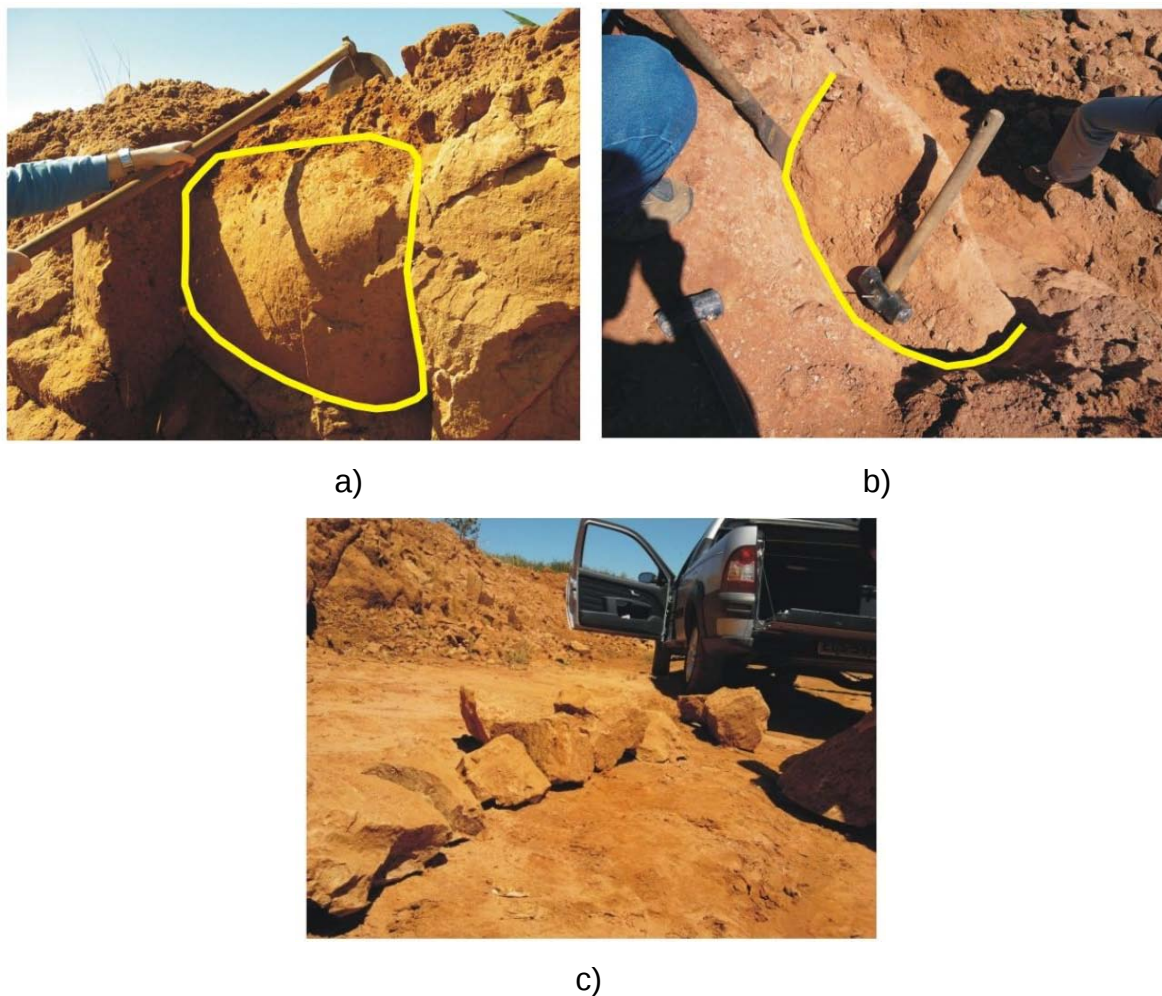


Figura 57 – 2º coleta de amostra indeformada de arenito, linhas amarelas evidenciando os planos de fratura: a) bloco escolhido; b) processo de retirada; c) blocos retirados.

Para a coleta de amostras indeformadas do solo residual de arenito buscou-se inicialmente adotar os mesmos procedimentos utilizados para as amostras de colúvio, porém por ser muito rijo e quebradiço, foi inviável. Empregou-se então o mesmo procedimento utilizado para as amostras de arenito, ou seja, a coleta na forma de blocos (Figura 60).



Figura 58 – Primeira campanha de coleta de amostra indeformada de solo coluvionar: a) bloco escavado; b) bloco danificado devido à trinca, onde nota-se o início da camada de solo residual na sua base.

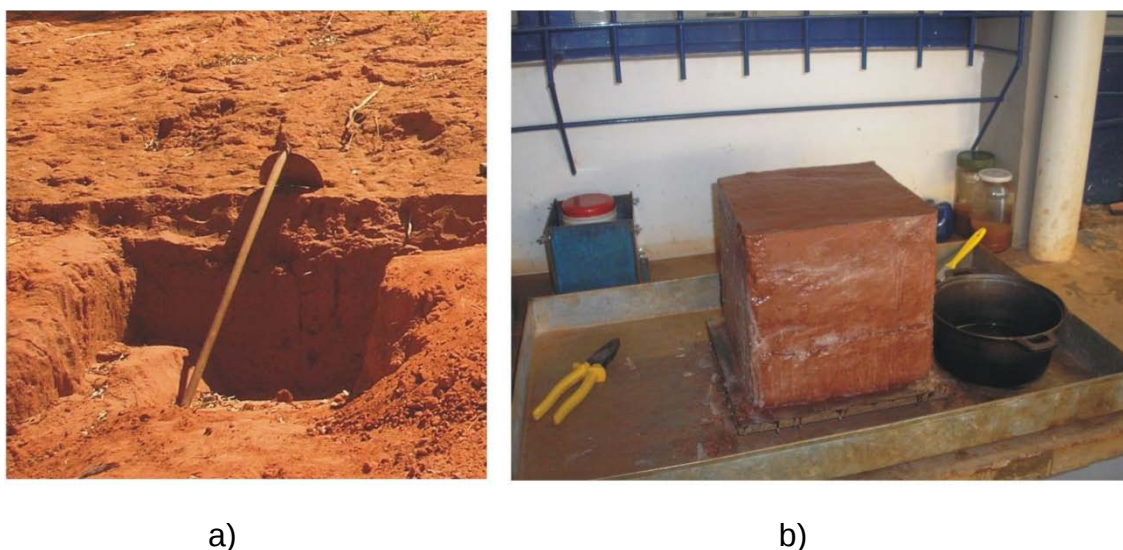


Figura 59 – Segunda campanha de coleta de amostra indeformada de solo coluvionar: a) corte deixado no talude pela retirada da amostra; b) amostra recebendo o tratamento com a primeira camada de parafina, esbranquiçado na amostra.

A amostragem indeformada do solo aluvionar deu-se do mesmo modo que o coluvionar, utilizando-se da caixa metálica (Figura 61) de acordo com a metodologia de Stancati (1981). Durante avaliação preliminar em campo acreditava-se que o mesmo se tratava de uma areia fofa, o que a princípio deixou dúvidas quanto a possibilidade de sua amostragem por esse método.



a)

b)

Figura 60 – Coleta de amostra indeformada de solo residual de arenito: a) bloco escavado; b) vários blocos menores retirados do bloco escavado.

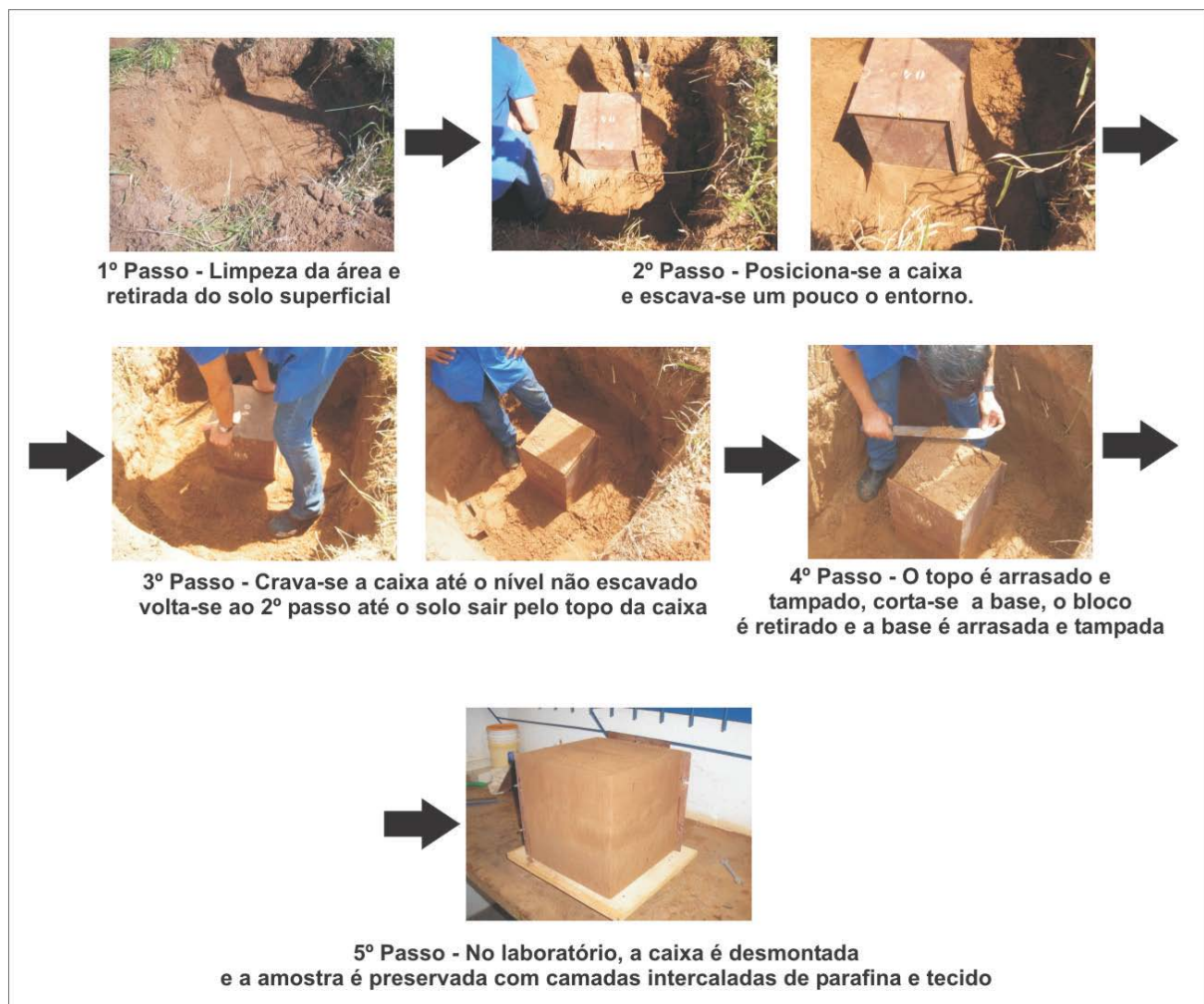


Figura 61 – Procedimento empregado para a coleta de amostra indeformada do solo aluvionar.

No entanto, durante a amostragem, a umidade natural solo conferiu-lhe uma coesão aparente suficiente para garantir a estabilidade do bloco, fato que também permitiu a desmontagem da caixa metálica para preparação da amostra com camadas de parafina e tecido e posterior acondicionamento em câmara climatizada.

Em todas as amostras indeformadas retiradas em bloco tomou-se o cuidado de realizar pequenas marcas com uma faca a fim de diferenciar topo e base, garantindo esta referência.

5.4 Caracterização do solo

As amostras deformadas de solo foram caracterizadas quanto sua textura, consistência e mineralogia. Ensaio de granulometria conjunta foram feitos seguindo a norma NBR 7181:1988, com lavagem do precipitado do ensaio de sedimentação na peneira 230. Os limites de consistência foram determinados empregando os ensaios que preconizam as normas NBR 6459:1984 e NBR 7180:1984. Para caracterização dos argilo-minerais o ensaio adsorção de azul de metileno foi realizado pelo método apresentado por Pejon (1992). A massa específica dos sólidos foi determinada de acordo com Stancati (1981).

Os corpos de prova talhados das amostras indeformadas possibilitaram determinar os índices físicos, massa específica natural e teor de umidade pelo método da estufa elétrica, seguindo os procedimentos recomendados por Stancati (1981).

5.5 Ensaio de permeabilidade em laboratório

5.5.1 Ensaio de permeabilidade em permeâmetros de parede rígida

Os ensaios de permeabilidade em laboratório foram realizados talhando-se corpos de prova (CP) cilíndricos das amostras indeformadas retiradas em campo nas dimensões aproximadas de 12 cm de altura por 5 cm de diâmetro utilizando-se de um torno específico para esta finalidade (Figura 62).

Para a moldagem dos corpos de prova de arenito, vários procedimentos foram tentados. Inicialmente empregou-se o mesmo procedimento adotado para os demais tipos de solos, porém a retirada de um bloco pequeno da amostra para a confecção do CP não foi possível empregando faca, serrote ou outro utensílio de corte, pois todos esses utensílios acabaram perdendo o fio ou os dentes. Assim,

empregou-se uma esmerilhadeira com disco para metal e uma furadeira com broca de vídea. Topo e base foram rasados, e depois o bloco pequeno de arenito foi talhado no torno. Todo esse processo levou 4 dias para a confecção de 3 CPs; um dia para retirar três pequenos blocos do arenito e mais 1 dia para talhar um corpo de prova cada um desses pequenos blocos.

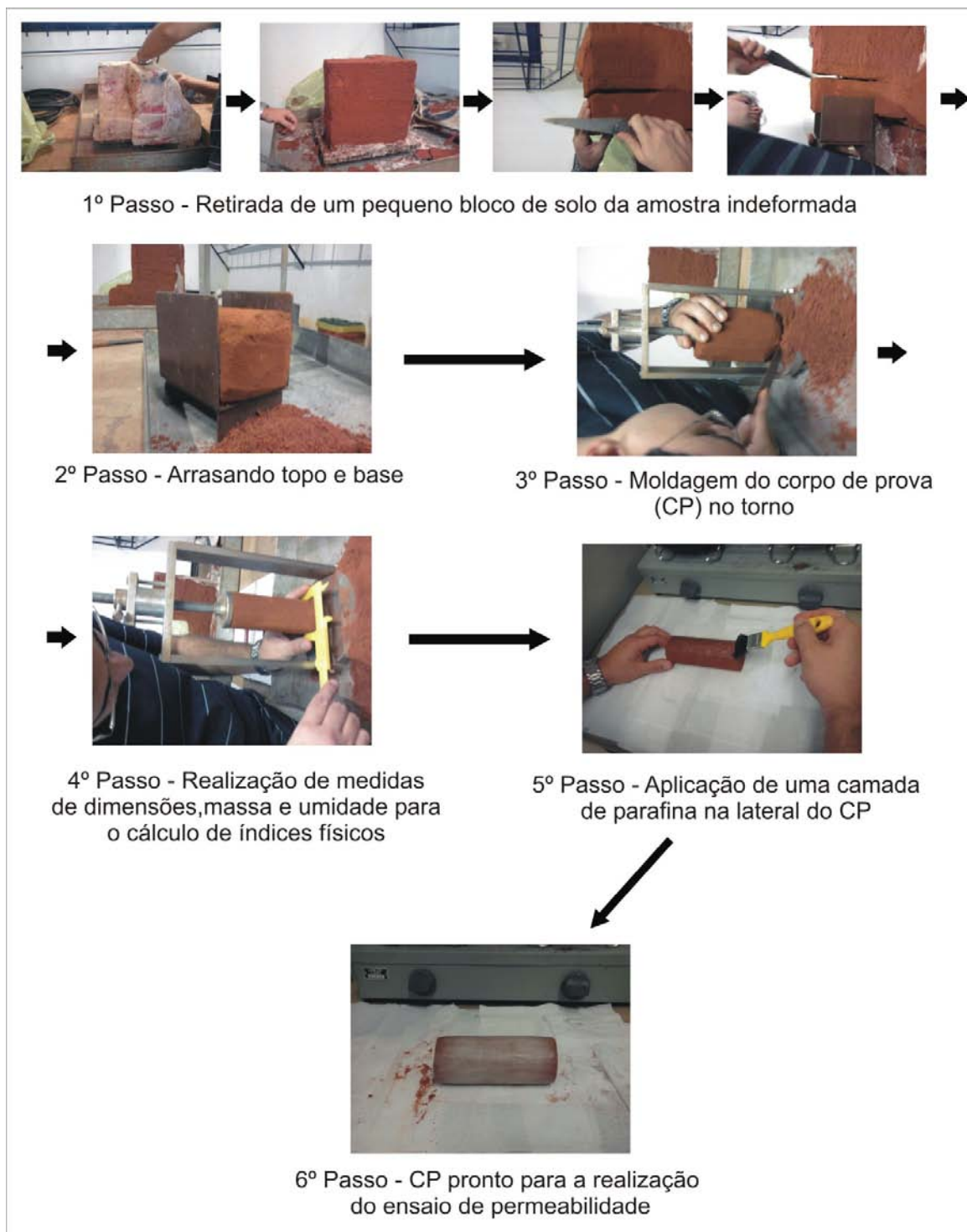


Figura 62 – Talhagem de um corpo de prova para a realização de ensaio de permeabilidade em permeâmetro de parede rígida.

Frente à dificuldade e lentidão do processo inicialmente utilizado, buscou-se um recurso mais eficiente para a moldagem dos corpos de prova de arenito. Para isso uma serra copo diamantada para corte de cerâmica foi adquirida e utilizada. Esperava-se, com este equipamento, que os CPs poderiam ser retirados diretamente da amostra de arenito, sem a necessidade de dividi-la em blocos menores. Assim já sairiam prontos nas dimensões de 5 cm de altura por 10 cm de diâmetro. No entanto, apenas um corpo de prova pode ser moldado por este método. Nas demais tentativas o CP trincava ao meio durante sua retirada da amostra através do corte da base com uma faca, provavelmente devido ao ressecamento e pela falta de resistência necessária para suportar o processo de corte (Figura 63).

Outro método foi utilizado, empregando-se um esmeril para talhar os blocos menores retirados com a esmerilhadeira. No ato de talhar os CPs testou-se também a utilização de uma escova de aço acoplada ao esmeril, a qual mostrou-se muito satisfatória na moldagem do CP, possibilitando a talhagem de grande volume de material em pouco tempo, sem comprometer a amostra e permitindo a moldagem de um cilindro grosseiro, o qual pode ser facilmente retificado utilizando o torno manual.

Deste modo, o melhor método encontrado para a moldagem dos corpos de prova de arenito foi a retirada de blocos menores com a esmerilhadeira e a furadeira, a utilização do berço para arrasar topo e base, seguido da utilização da escova de aço do esmeril para moldar um cilindro grosseiro e por fim ao uso do torno para dar acabamento ao cilindro (Figura 64). Através deste método pôde-se moldar 3 corpos de prova de arenito no mesmo dia, ao invés dos 4 dias necessários quando se empregava o procedimento anterior. Durante este procedimento tomou-se o cuidado de se preservar ao máximo a direção de topo e base demarcada em campo.

Para o solo aluvionar seria inviável a utilização do torno para a moldagem de um corpo de prova devido sua baixa resistência. Neste caso, optou-se na utilização de um permeâmetro construído em PVC, no qual a moldagem do corpo de prova é realizada diretamente sua na câmara, como mostrado na Figura 65.

Alguns autores apresentam uma série de restrições quanto ao uso do permeâmetro de PVC mostrado na Figura 66. Isso se deve ao fato de que em sua montagem não se utiliza um elemento selante entre a parede do permeâmetro e o corpo de prova, havendo assim grande probabilidade de ocorrência de fluxo

preferencial pela parede do permeâmetro. Por isso, optou-se pelo uso deste tipo de permeâmetro apenas para areias puras, ou limpas, com muito pouca fração de argila na sua composição, semelhante ao permeâmetro recomendado pela NBR 13292/95.

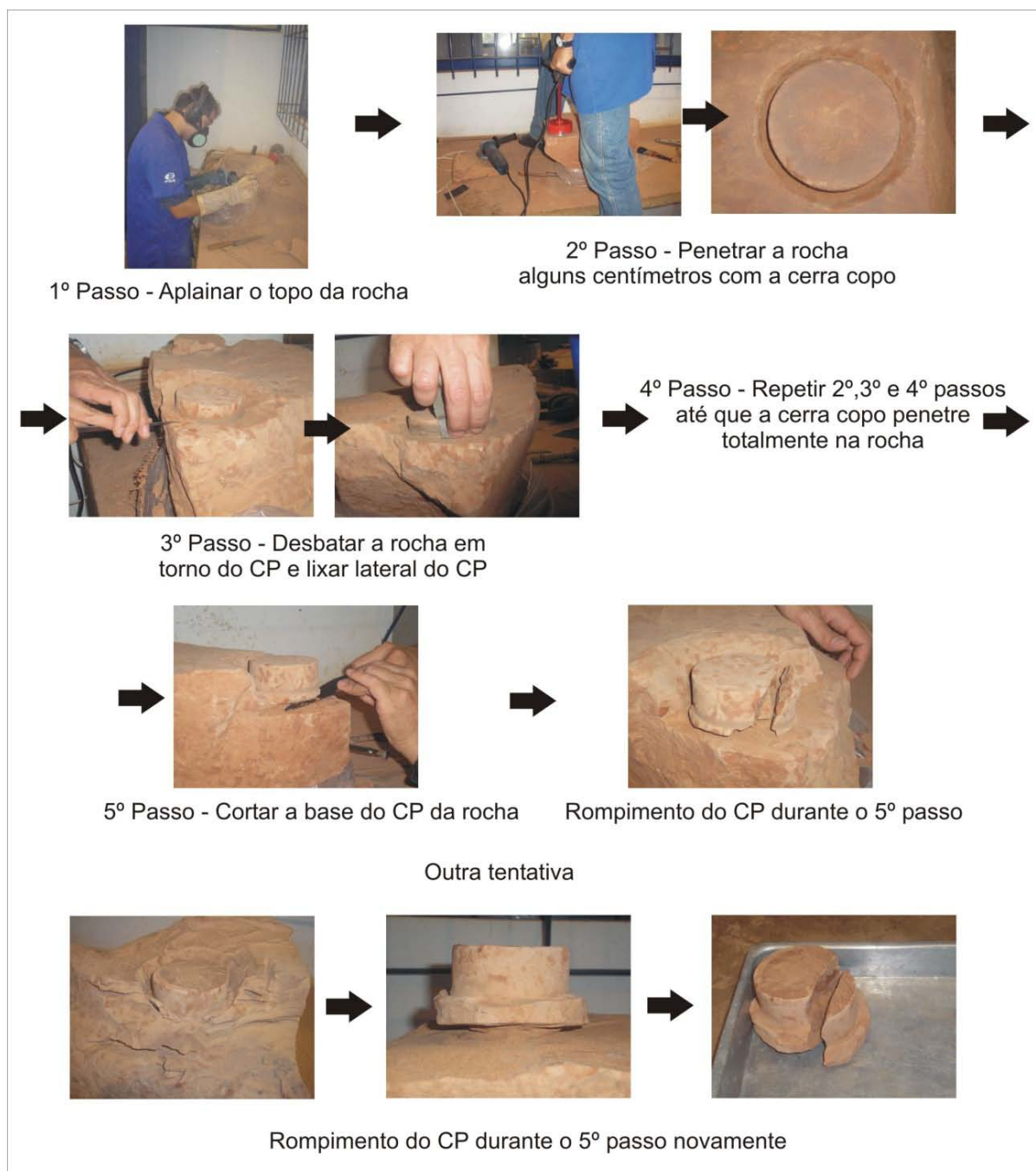


Figura 63 – Método alternativo para a moldagem de corpos de prova em arenito utilizando uma serra copo diamantada.

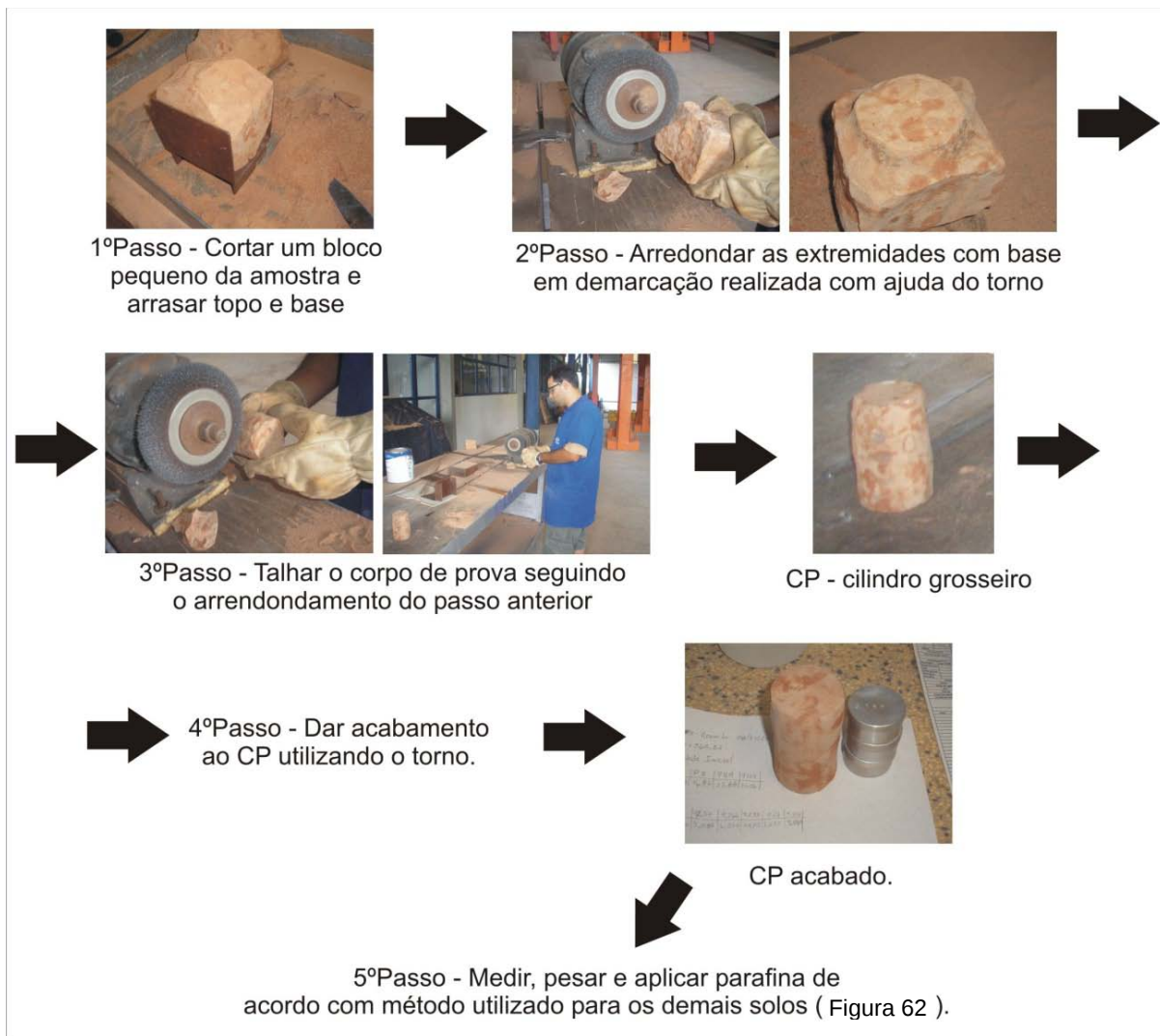


Figura 64 – Procedimento para talhagem de corpos de prova em arenito utilizando uma escova de aço circular de um esmeril.



Figura 65 – Moldagem de corpo prova utilizando o permeâmetro de PVC

A montagem dos permeâmetros foi realizada segundo as recomendações de Stancati (1981) mostrada na Figura 66.

A saturação das amostras foi feita empregando-se um gradiente hidráulico constante igual 5 para todas as amostras, exceto para o arenito, que teve esse gradiente aumentado para 10. Os ensaios de permeabilidade foram realizados a carga variável tomando-se várias medidas ao longo do tempo de percolação, visando verificar se existe carreamento de finos, colmatção e diminuição da permeabilidade do solo.

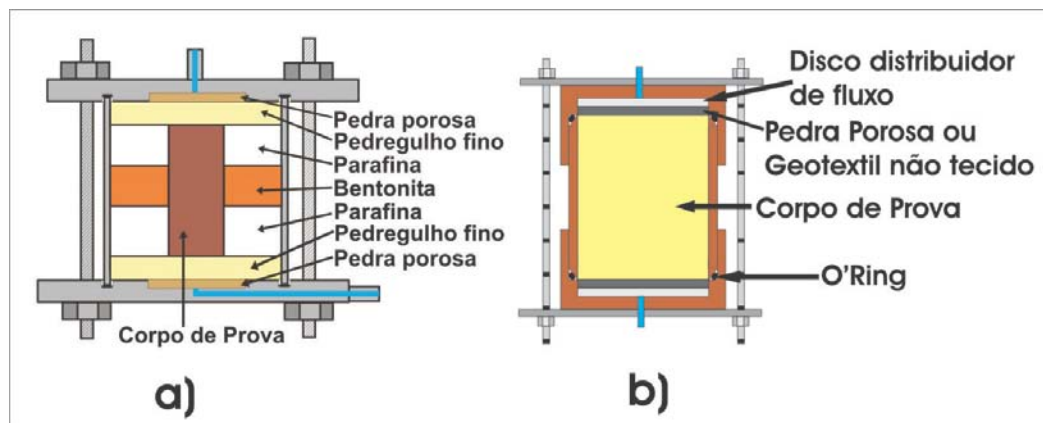


Figura 66 – Montagem dos permeômetros utilizada nos ensaios de permeabilidade: a) permeômetro de aço ; b) permeômetro de PVC.

5.5.2 Ensaios de permeabilidade em permeômetros de parede flexível

Os ensaios utilizando permeômetros de parede flexível foram conduzidos no solo residual de arenito e no arenito, por neste não se ter conseguido a saturação dos corpos de prova utilizando permeômetros de parede rígida.

O corpos de prova foram moldados nas medidas de 10 cm de diâmetro por 5 cm de altura utilizando-se da técnica desenvolvida para o arenito, demonstrada no item 5.5.1, entretanto para tal foi utilizada a serra copo para a marcação inicial, seguindo-se da utilização da escova de aço do esmeril, e do ajuste fino sendo utilizada a própria serra copo manualmente (Figura 67).

A Figura 68 mostra a montagem do corpo de prova no permeômetro de parede flexível, nesta montagem o corpo de prova é envolto por uma membrana de borracha (“parede flexível”), nota-se no detalhe do reforço entorno das pedras porosas com um recorte de membrana, isto serve para evitar a ocorrência esporádica do rompimento da membrana devido a fricção contra a pedra porosa.



Figura 67- Moldagem dos corpos de prova (BERNARDES, 2012).

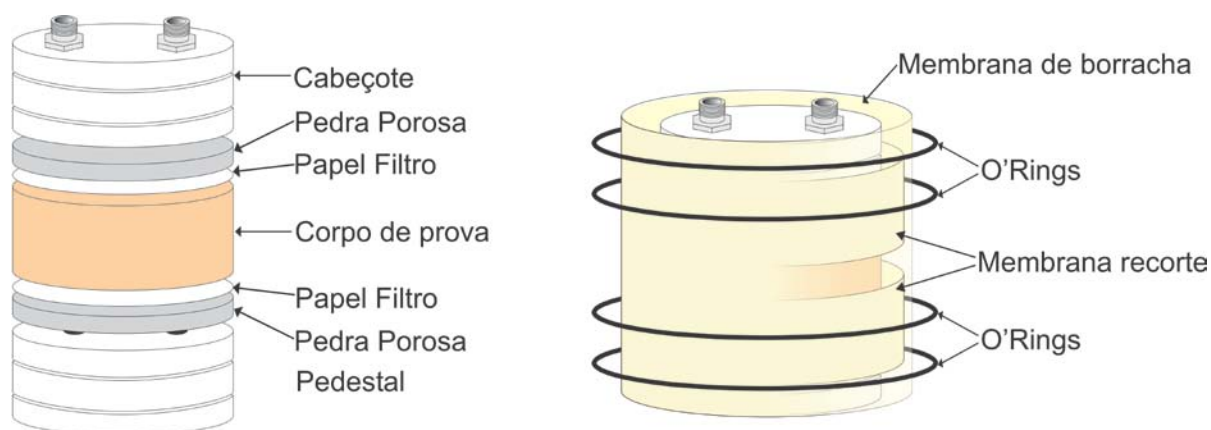


Figura 68 – Montagem dos corpos de prova no permeâmetro de parede flexível.

O corpo de prova montado no permeâmetro pode ser visto na foto da Figura 70, ademais, além dos O'rings, elásticos comuns de escritório também são utilizados como reforço na fixação da membrana no pedestal e no cabeçote.



Figura 69 – Tubo auxiliar para a colocação da membrana de borracha

Para a colocação da membrana de borracha utiliza-se um tubo dotado uma mangueira lateral (Figura 69). A membrana é colocada internamente ao tubo, e succionando o ar através da mangueira lateral faz-se a membrana colar na parede do tubo, esticando-a o suficiente para a montagem no corpo de prova.

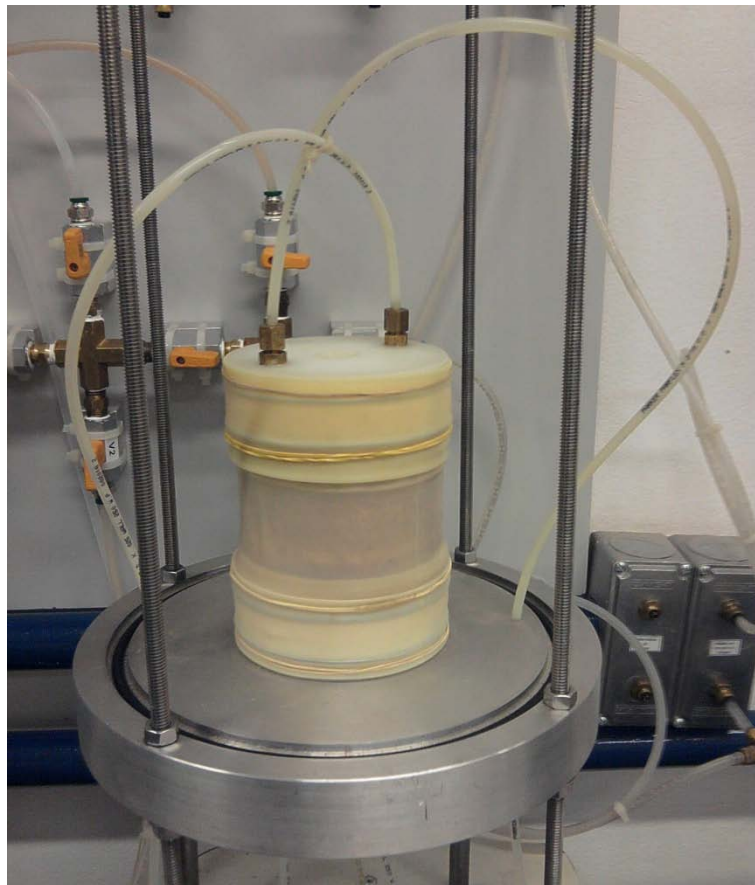


Figura 70 – Corpo de prova montado no permeâmetro de parede flexível

Após a montagem do corpo de prova no interior do permeâmetro as etapas necessárias para execução do ensaio são:

- Saturação do sistema;
- Saturação do corpo de prova;
- Percolação para medida da condutividade hidráulica.

5.5.2.1. Saturação do Sistema

Esta etapa consiste da saturação de todas as mangueiras, do preenchimento da câmara do permeâmetro com água e da saturação das pedras porosas, lembrando que a água utilizada no sistema, excluindo-se a água da câmara externa a membrana de borracha (utilizada para a pressão confinante), trata-se de água deionizada e deaerada.

A saturação do sistema é realizada de modo a preencher todas as linhas com água, retirando-se todas as bolhas de ar. Na câmara do permeâmetro as bolhas de ar são retiradas pela válvula de assento da tampa superior da câmara.

Para a saturação das pedras porosas provoca-se o fluxo da água através destas seguindo-se os passos abaixo em sua ordem exata (vide Figura 71):

1º Passo: Impõe-se uma pressão confinante na câmara de no máximo 35 KPa, para tal regula-se $P\sigma_3$ para até 35 KPa, abre-se V_5 e depois σ_3 (Válvula da confiante no permeâmetro), nesta ordem;

2º Passo: Impõe-se uma contra-pressão na pedra porosa superior de até 20 KPa por uma linha, deixando-se a outra linha do cabeçote aberta para atmosfera, para tal, regula-se até 20 KPa em P_C e abre-se V_2 , A, D, nesta ordem, e deixa-se a água percolar pela pedra porosa superior até que não haja mais arraste de bolhas de ar, então fecha-se D e A nesta ordem;

3º Passo: Impõe-se uma contra-pressão na pedra porosa inferior de até 20 KPa por uma linha, deixando-se a outra linha do pedestal aberta para atmosfera, para tal, desconecta-se a mangueira da válvula C, abre-se B e C, e deixa-se a água percolar pela pedra porosa inferior até que não haja mais arraste de bolhas de ar, então fecha-se C e B, nesta ordem, e reconecta-se a mangueira da válvula C, lembrando que a pressão já foi imposta em P_C no passo anterior.

A Figura 71 mostra o fluxo durante a saturação dos corpos de prova.

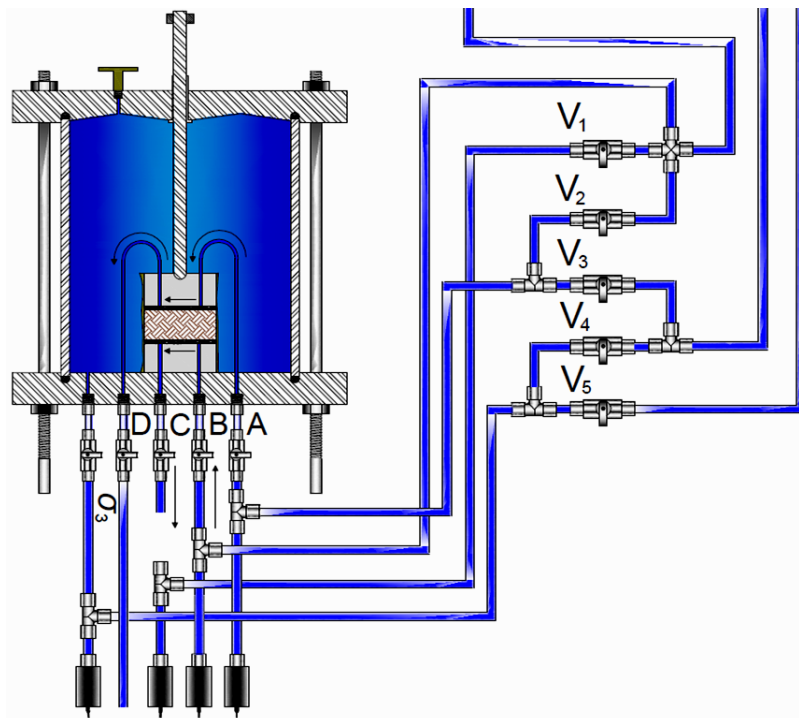


Figura 71 – Fluxo durante a saturação das pedras porosas (BERNARDES, 2012).

5.5.2.2. Saturação dos Corpos de Prova

Após a saturação das pedras porosas dá-se início ao processo de saturação do corpo de prova por incrementos de pressão confinante e contra pressão.

Anteriormente a aplicação de incrementos de pressão, é realizada uma percolação do corpo de prova, com saída para pressão atmosférica, visando elevar o nível de umidade inicial da amostra.

Assim, lembrando que nesta fase uma pressão confinante de até 35 KPa já foi imposta sobre o corpo de prova, e uma contra pressão de até 20 KPa já está atuando na válvula C, abre-se C e D, nesta ordem, deixando-se a água percolar pelo corpo de prova até não seja mais observado a saída de bolhas de ar em D, ou até que o fluxo permaneça constante, este processo pode levar, horas ou dependendo do tipo de solo ensaiado, então se fecham D e C, nesta ordem.

Após esta saturação inicial, procede-se a saturação por incrementos de pressão. Para estimativa da contra pressão final do processo de saturação pode-ser utilizada a equação (3.27) ou o gráfico da Figura 18, lembrando que o processo de saturação inicial altera a o grau de saturação inicial calculado antes do início do ensaio, assim devido as características de permeabilidade, o valor de contra pressão final estimados serão maiores que os reais para areias e próximos para argilas.

Na saturação por contra pressão recomenda-se que a tensão efetiva sobre o corpo de prova seja sempre menor que a tensão de pré-adensamento do solo ensaiado durante o ensaio. Para os ensaios realizados neste trabalho, devido a característica rija dos solos ensaiados (arenito e solo residual de arenito), utilizou-se incrementos de pressão confinante de até 100 KPa e contra pressão até igualar o incremento de pressão confinante, mantendo-se a tensão efetiva no corpo de prova entorno de 20 KPa.

Para imposição dos incrementos de pressão seguem-se os passos abaixo:

1º Passo: Verifica-se pela tela do software do sistema de aquisição de dados (Figura 104) a estabilidade das medidas de pressão confinante e contra pressão, então se abre V_5 e no software de aquisição de dados clica-se no botão iniciar estágio, este botão inicia a coleta de dados.

2º Passo: Espera-se um minuto para a coleta dos dados iniciais, então, no software clica-se em iniciar incremento, este botão salva os valores iniciais de pressão confinante e contra pressão em variáveis no sistema, então aplica-se o incremento de pressão confinante através do regulador $P\sigma_3$, monitorando-se a pressão pela tela do software de aquisição de dados. Espera-se até que o valor da contra pressão se estabilize, e clica-se em finalizar incremento, este botão resgata os valores iniciais das pressões salvos anteriormente e com os valores atuais da pressão confinante e da poropressão calcula o coeficiente B dado pelo incremento de pressão confinante e a resposta do incremento de pressão neutra gerado e mostra tela.

3º Passo: Para $B < 0,95$, procede-se então o incremento de contra pressão (poropressão) até que atingir o mesmo montante do incremento de pressão confinante aplicado anteriormente, ou seja o valor de contra pressão para $B=1$. Para tal, fecha-se C , abre-se V_1 e Regula-se P_C até o valor requerido, após abre-se C novamente e espera-se que o incremento de contra pressão se equalize ao longo do corpo prova (medido pelo transdutor de pressão diferencial e monitorado na tela do software). Fecha-se V_1 e espera-se um minuto para a coleta de dados.

4º Passo: Volta-se ao 1ºPasso, repetindo-se o procedimento até que atingir $B \geq 0,95$, então clica-se no botão finalizar estágio, salvando os dados. Ajusta-se a contra pressão para $B = 1$, fecha-se A , C e V_1 , abre-se B e clica-se no botão voltar.

5.5.2.3. Percolação para medida da condutividade hidráulica

Para ocorrer a percolação da água pelo corpo de prova é necessário criar um gradiente hidráulico entre o topo e base do corpo de prova. Este gradiente é criado pela imposição de pressões diferentes entre topo e base. No sistema de fluxo desenvolvido para o ensaio impõe-se uma pressão inicial $u_A(t_i)$ no topo do corpo de prova enquanto uma pressão constante u_B é mantida na base do corpo de prova, sendo esta igual a contra pressão atingida na fase de saturação. Para imposição de pressão no topo do corpo de prova a relação $\sigma_3 > u_A(t_i) > u_B$ deve ser obedecida, sendo que a norma ASTM D 5084/2003 cita que $\sigma_3 - u_A(t_i) \geq 7 \text{ KPa}$, para garantir que não haverá o descolamento da membrana de borracha do corpo de prova, sendo σ_3 a pressão confinante.

No sistema desenvolvido a imposição de pressão no topo e percolação do corpo prova é dada pelos seguintes passos:

1º Passo: Após atingir os valores de pressão confinante e contra pressão para $B = 1$, ou seja, após o término do 4º Passo da etapa anterior, com A fechado, e V_3 aberto regula-se em P_A a pressão imposta sobre o menisco do tubo de carga, monitorando-se no sistema de aquisição de dados $u_A(t_i)$ desejada.

2º Passo: Clica-se em iniciar estágio e aguarda-se um minuto para a coleta inicial de dados, após abre-se A, iniciando a percolação, e aguarda-se até que pelo menos 75% do diferencial de pressão entre topo e base seja dissipado, clica-se em finalizar incremento, salvando-se os dados, e por fim fecha-se A.

Para a realização de nova percolação é necessário reabastecimento da água no tubo de carga, o qual se faz pelo controle do registro V_4 e que direciona a água da interface de aplicação de pressão confinante, para o tubo de carga. A partir daí uma nova percolação pode ser realizada repetindo-se o procedimento do 1º Passo.

O sentido do fluxo durante a percolação pode ser observado na Figura 105, e o cálculo da condutividade hidráulica é dado pela equação (6.9) desenvolvida no item 6.2.1.

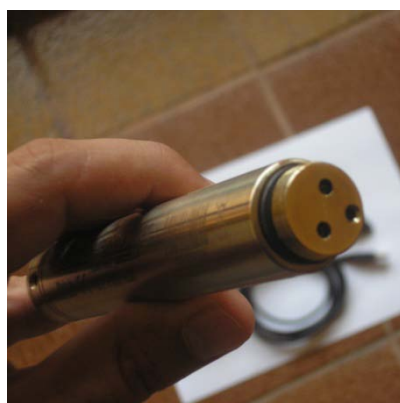
5.6 Ensaios de recuperação nos poços de monitoramento

Os ensaios de recuperação foram realizados em todos os poços de monitoramento já existentes no aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru/SP. As medidas de recuperação do nível d'água foram realizadas simultaneamente com o

medidor de nível elétrico de 50 m e com um transdutor de pressão instalado no fundo do poço, sendo este equipamento um Levellogger Gold LTM30 da fabricante Solinst.



a)



b)



c)

Figura 72 – Levellogger LTM 30 da Solinst: a) Levellogger e interface USB para conexão ao computador; b) Detalhe do sensor infravermelho que comunica-se com a interface; c) Levellogger instalado na interface.

O equipamento possui uma capacidade para até 30 m.c.a. de pressão, e retorna o valor da altura de água sobre ele em metros já ajustado para a temperatura de ensaio. Possui acurácia de $\pm 1,5$ cm e resolução de 0,0054 m, e taxa de aquisição ajustável com frequência máxima de 1 medida a cada 0,5 segundo, e mínima de 1 a cada 99 horas. A comunicação com o computador é feita via uma interface com conexão USB.

Antes da utilização do equipamento é realizada sua programação através do software (Figura 75) fornecido pelo próprio fabricante e iniciada a aquisição de dados. Em seguida o equipamento é instalado no fundo do poço e ao termino do ensaio é retirado. Os dados são armazenados no computador, onde podem ser visualizados em forma de planilha e gráfico.

Além do medidor de nível e o Levelogger foi utilizada uma bomba d'água de 11/2 polegada própria para o desenvolvimento de poços de monitoramento da fabricante Proactive que funciona ligada a bateria de carro numa tensão de 12V, e galões para água mineral de 20L.



Figura 73 – Bomba de 5 estágios 12V da Proactive

O procedimento de execução do ensaio seguiu dois métodos, um onde a profundidade do poço e do nível d'água estático (NE) permitiu a utilização da bomba, que possui cabo de 25 m, e outro em poços onde a bomba não alcançou o NE, utilizando-se então dos galões de água.

O procedimento de ensaio com a bomba segue os seguintes passos:

- 1) Mediu-se o NE com o medidor de nível
- 2) Instalou-se o levelogger no fundo do poço com uma linha de nylon, descendo-o junto com o medidor de nível até o fundo do poço, medindo-se a profundidade do poço e deixando o levelogger um pouco acima do fundo, evitando o contato com possíveis sedimentos no fundo que possam danificar

o sensor, prendeu-se a linha que o segura, após isso retirou-se o medidor de nível do interior do poço.

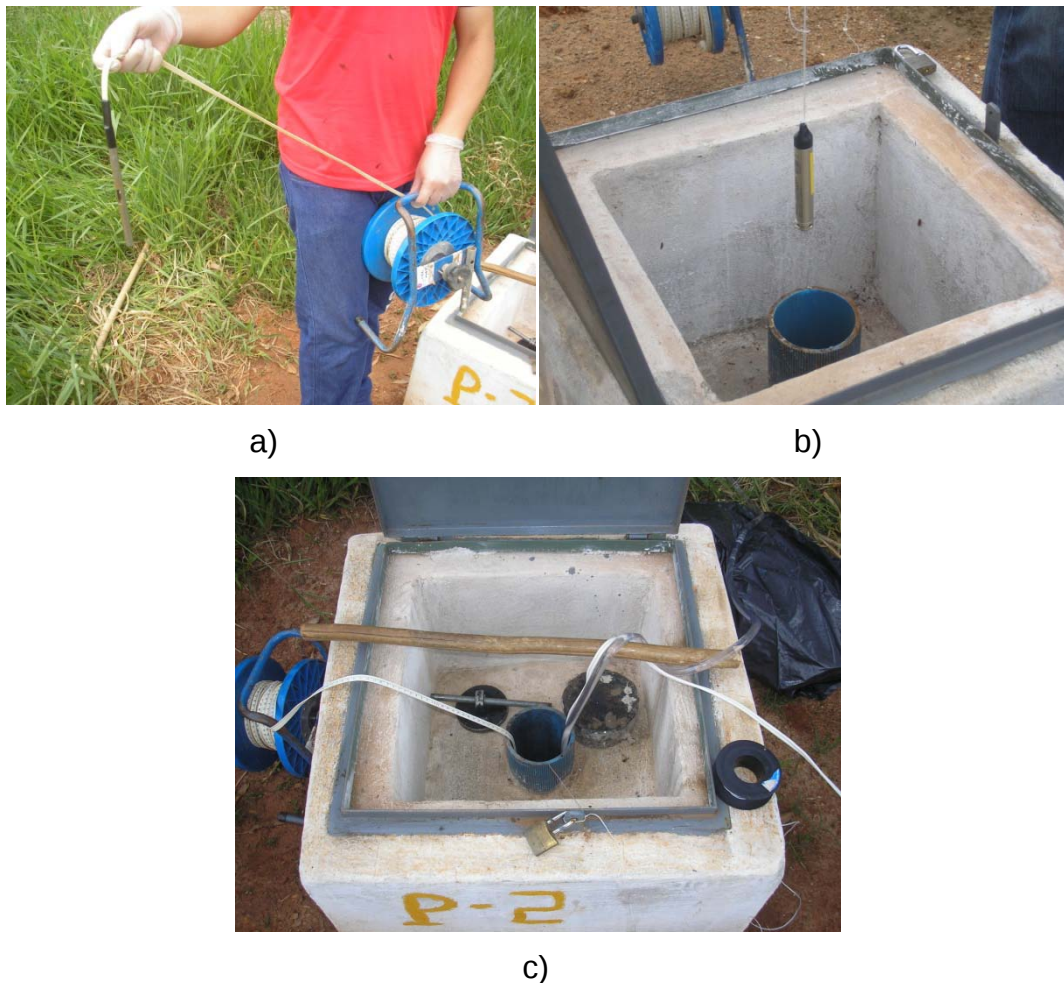


Figura 74 – Ensaio de recuperação nos poços de monitoramento: a) medidor de nível; b) Levellogger sendo baixado no poço; c) equipamentos instalados no poço.

3) Desceu-se a bomba junto com o medidor de nível, instalando-a cerca de 1 a 2 metros abaixo do NE.

4) O medidor de nível foi então puxado para cima do nível d'água (NA) e a bomba foi ligada, permanecendo assim até que o NA descesse para baixo da bomba, cessando a saída de água, ou que o NA estabiliza-se numa certa altura.

5) Assim que desligada a bomba, as medidas do NA começaram a ser realizadas com o medidor de nível em intervalos de 1 mim nos primeiros 20 mim, em intervalos de 5 mim nos próximos 20 mim, e prosseguindo em intervalos de 10 mim, até que o NA se recuperasse no mínimo a 85% do NE, ou que o tempo de ensaio alcançasse 1 hora.

6) Ao termino das medições o medidor de nível, a bomba e o levellogger eram retirados do poço respectivamente nesta seqüência, para não haver embaraços entre os cabos.

7) Após ser retirado do poço o levellogger é descontaminado com água deionizada e conectado ao computador para o download dos dados.

O procedimento de ensaio com os galões de 20L segue os mesmos passos do anterior até o passo 2, após esse passo todo o volume do galão com água é jogado no interior do poço de uma única vez. Imediatamente após o termino do água contida no galão inicia-se os passos anteriores a partir do passo 5.

A Figura 75 mostra a tela do software de aquisição de dados, nota-se que o próprio software já gera um gráfico do rebaixamento e recuperação do nível d'água durante o ensaio ao baixar os dados do Levellogger.

Na Figura 76 observa-se em detalhe o gráfico gerado, nesta pode ser observado a colocação e retirada da bomba, bem como o momento em que esta foi

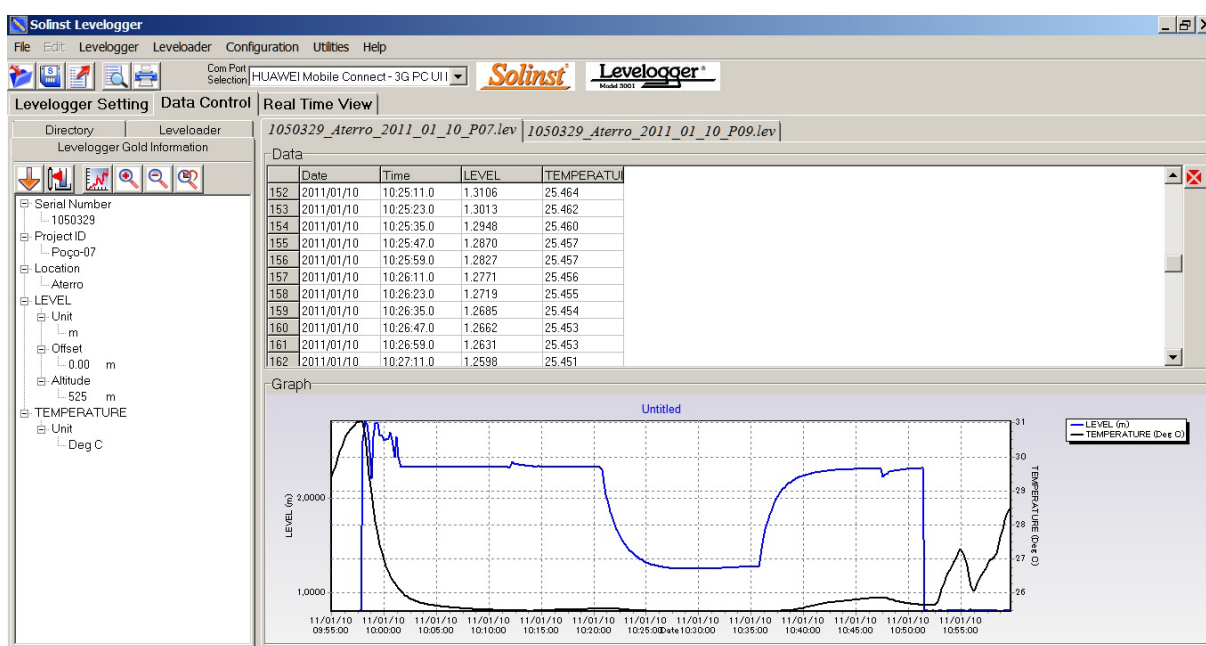


Figura 75 – Software de aquisição de dados do transdutor de pressão utilizado.

ligada e desligada, e a curva de recuperação do nível d'água. Na verdade neste gráfico há três curvas de recuperação, além da demonstrada na figura, há a dada pela colocação da bomba e a dada pela retirada desta, sendo que as três podem ser utilizadas para o cálculo da condutividade hidráulica. Neste trabalho as curvas de recuperação após o rebaixamento do nível freático foram utilizadas para este cálculo.

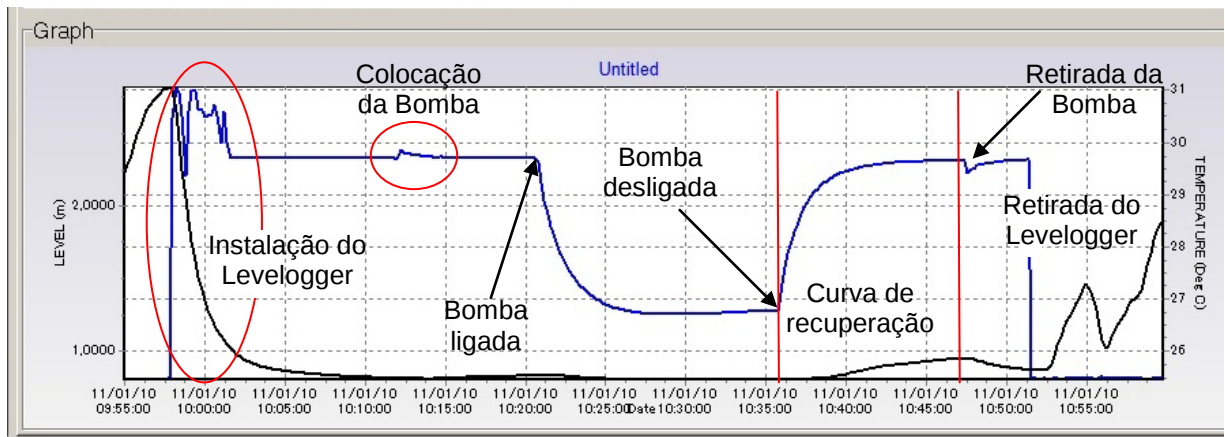


Figura 76 – Software de aquisição de dados do transdutor de pressão – Detalhe do gráfico gerado no qual pode-se notar as fases do ensaio.

5.7 Ensaios de permeabilidade *in situ* com o permeâmetro de Guelph

Os ensaios de permeabilidade com o permeâmetro de Guelph foram realizados próximos aos pontos de coleta P3.2 e P3.3, num ponto no topo do mesmo talude dos pontos anteriores e num ponto a jusante do aterro que possui solo de origem aluvionar, tendo sua execução realizada de acordo com os passos indicados na Figura 78.

O cálculo da condutividade hidráulica foi realizado de acordo com as formulações de Elrick (1989), sendo utilizado apenas uma carga hidráulica no furo de 5 cm ou de 10 cm.

Na Tabela 10 apresentam-se a profundidade dos furos, a localização em coordenadas geográficas e o solo ensaiado. Na coluna da tabela denominada pontos de referência, indica-se os pontos de amostragem mais próximos ao furo realizado e que possuem o mesmo solo.

Tabela 10 – Características dos ensaios de permeabilidade com o permeâmetro de Guelph.

Ponto	Solo	Ponto de Referência	Coordenadas Geográficas Datum SAD 69		Profundidade do furo (cm)
G1	Residual	P3.1, P3.2	22°15'17,11" S	49°08'11,9" W	50
G3	Residual	P3.1, P3.3	22°15'16" S	49°08'11,3" W	35
G4	Colúvio	P3.3	22°15'16" S	49°08'11,3" W	50
G5	Colúvio	P3.3	22°15'16,8" S	49°08'11,8" W	50
G8	Solo aluvionar	-	22°15'21,7" S	49°08'20,7" W	50
G9	Solo aluvionar	-	22°15'21,5" S	49°08'21,3" W	50

Ao todo 10 ensaios foram realizados, descartando-se dois (G2 e G10) devido a erros de execução. A localização em planta dos ensaios segue na Figura 77.

Os ensaios foram realizados buscando encontrar resultados para os quatro tipos de materiais que se apresentam na área do aterro.

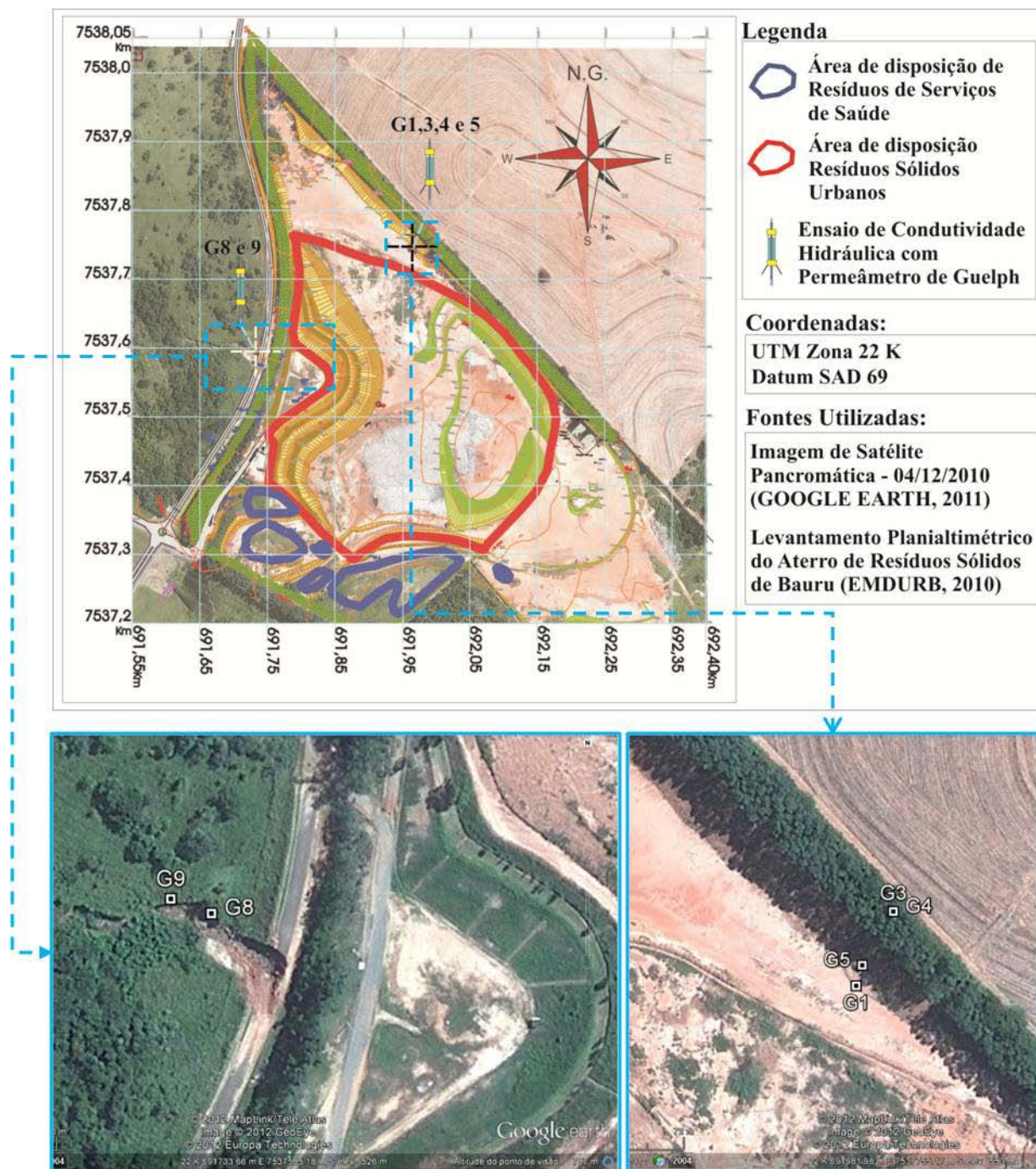


Figura 77 – Localização dos ensaios de condutividade hidráulica com o permeômetro de Guelph

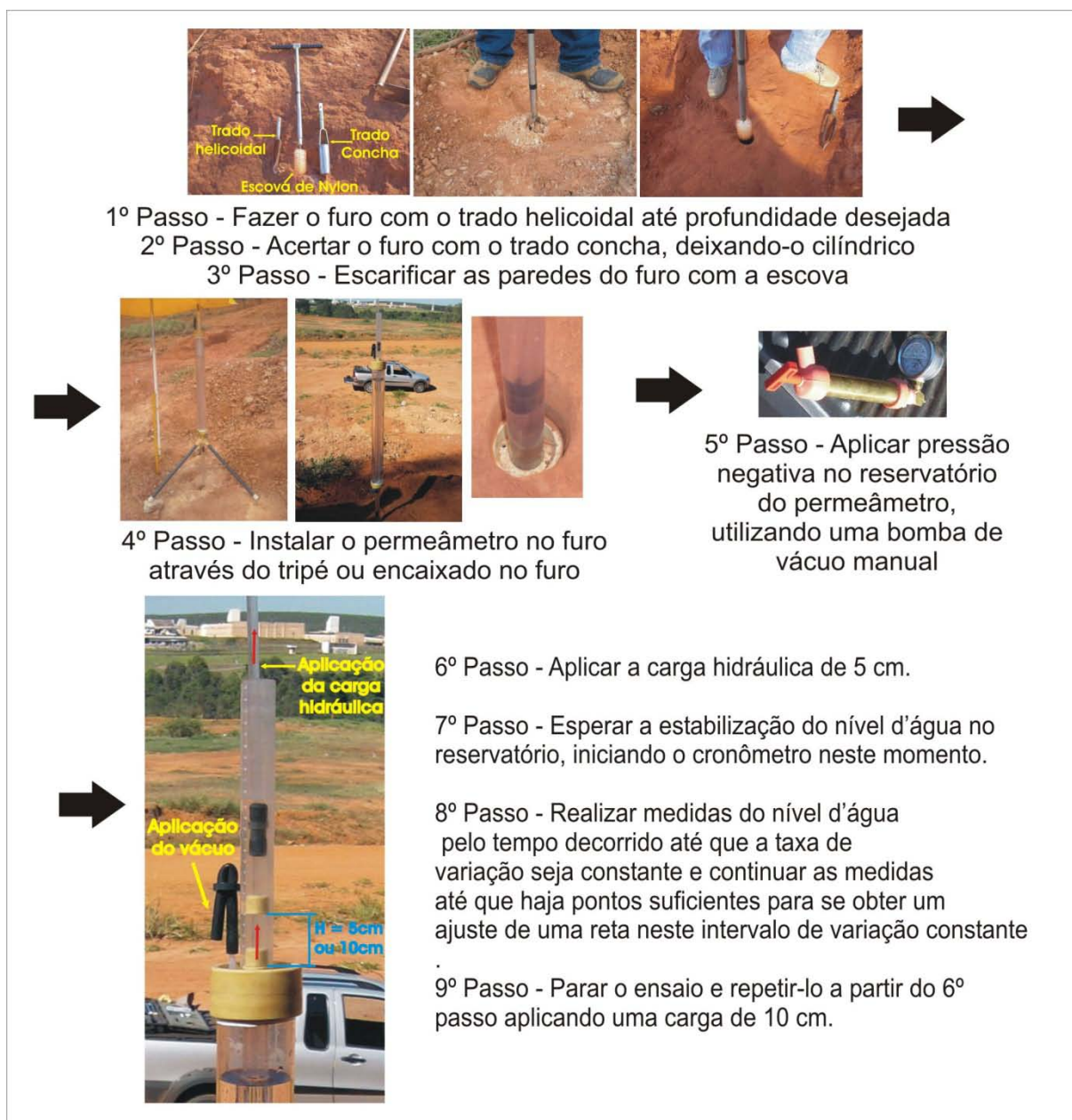


Figura 78 – Método de execução do ensaio de permeabilidade em campo utilizando o permeâmetro de Guelph.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 Paineis de Permeabilidade

6.1.1 Projeto e montagem do novo painel

Em visita ao Laboratório de Mecânica dos Solos da EESC – USP observou que o sistema lá utilizado é muito semelhante ao painel que existia no Laboratório de Geotecnia da Unesp, porém aquele não utiliza os filtros de areia, os quais tem a

função de deaerar a água. Bombas de vácuo também não são utilizadas. O uso de filtros e de bombas de vácuo para deaerar a água não alteram representativamente os resultados finais de acordo com os técnicos do mesmo laboratório. Assim, no projeto do novo painel o filtro de areia foi suprimido. Na Figura 79 tem-se um croqui da proposta para o mesmo. Nesse croqui o registro de gaveta colocado entre caixa d'água e o reservatório de carga foi instalado para solucionar a questão do controle do fluxo.

A figura 3 mostra o novo painel já montado. Durante esse processo as principais dificuldades encontradas foram a instalação dos tubos de carga, por serem frágeis, de espessura delgada e comprimento extenso, necessitando-se de duas pessoas para o manuseio.

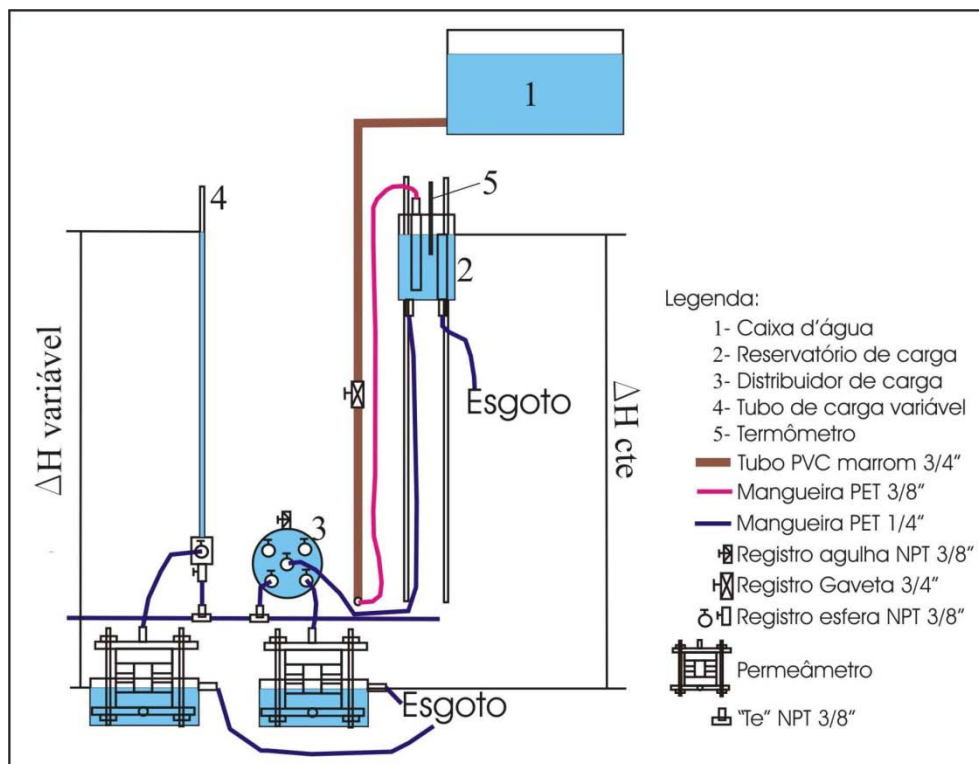


Figura 79 – Desenho esquemático para o novo painel de permeabilidade.

Praticamente todos os componentes do painel foram trocados por novos, com exceção dos registros de esfera do distribuidor de carga, dos trilhos de encaixe do reservatório de carga e das caixas em aço galvanizado nas quais os permeômetros ficam alojados.



Figura 80 – Novo painel de permeabilidade

Inicialmente, foi utilizada uma mangueira de alimentação do reservatório de carga com diâmetro de 1/4", porém a vazão resultante não foi suficiente para abastecer o reservatório. Assim uma mangueira de 3/8" foi instalada no lugar da antiga, normalizando o abastecimento.



Figura 81 – Caixa d'água de vidro nas dimensões 60x30x40 cm.

Os testes de estanqueidade revelaram vazamentos principalmente na junção dos tubos de carga com os adaptadores de nylon (Figura 82), que foram desenvolvidos para realizar a conexão dos tubos com roscas 3/8" NPT macho. Esses vazamentos tornaram-se reincidentes nos novos testes de estanqueidade. Observando-se as junções com o problema notou-se que, mesmo refazendo a montagem com vedação nova, a cola de silicone utilizada nesta não aderiu muito bem ao nylon, soltando-se com o tempo, provocando o reaparecimento dos vazamentos.

Avaliando todos os adaptadores de nylon pode-se observar que não houve vazamentos apenas naqueles em que o encaixe com o tubo de carga era bem justo, ocorrendo vazamento nos quais o encaixe apresentava milímetros a mais de folga. Essas diferenças nos encaixes devem-se a falhas do fornecedor na confecção dos mesmos.

Durante o processo de montagens e desmontagens sucessivas para sanar os vazamentos houve grande dificuldade na reinstalação dos tubos de carga no painel, pois devido aos adaptadores serem rígidos e seu alinhamento ser imperfeito, esforços flexores acabaram sendo impostos ao tubo carga para alinhá-lo na vertical. Assim, alguns tubos se quebraram nessa operação, mas sem o prejuízo de sua reutilização, podendo ainda ser reaproveitados, causando apenas danos à estética do painel.



Figura 82 – Detalhe do conjunto de conexões acopladas ao tubo de carga através do adaptador de nylon.

A questão foi solucionada trocando-se os adaptadores de nylon que apresentaram vazamentos por mangueiras de borracha com diâmetro interno ligeiramente menor que o diâmetro externo dos tubos, as quais foram acopladas aos tubos e as conexões NPT com espigões e braçadeiras (Figura 83). Esta configuração permitiu flexibilidade no alinhamento vertical dos tubos de carga, eliminando os esforços e o risco de quebra, e resultou numa ótima vedação, sem o reaparecimento de vazamentos e sem a necessidade de utilização de colas de silicone.



Figura 83 - Detalhe do conjunto de conexões acopladas ao tubo de carga através da mangueira de borracha.

A troca dos tubos de carga acrílicos para tubos de vidro melhorou a precisão do painel, pois o vidro sofre menos variações de volume com a temperatura que o acrílico.

O registro de gaveta (Figura 84-a) colocado entre a caixa d'água e o reservatório de carga permitiu um ótimo controle do fluxo, como era esperado, e os trilhos de suporte (Figura 84-c) deste reservatório possibilitaram uma faixa de variação de 55 cm a 185 cm na imposição da carga hidráulica constante, resultando em maiores possibilidades de ensaios.

Após a desmontagem dos ensaios com o arenito (ver Item 6.4), houve a suspeita de que impurezas na água poderiam ter alterado o resultado dos ensaios. Assim foi instalado um filtro de carvão ativado na saída da caixa d'água mostrado na Figura 85.

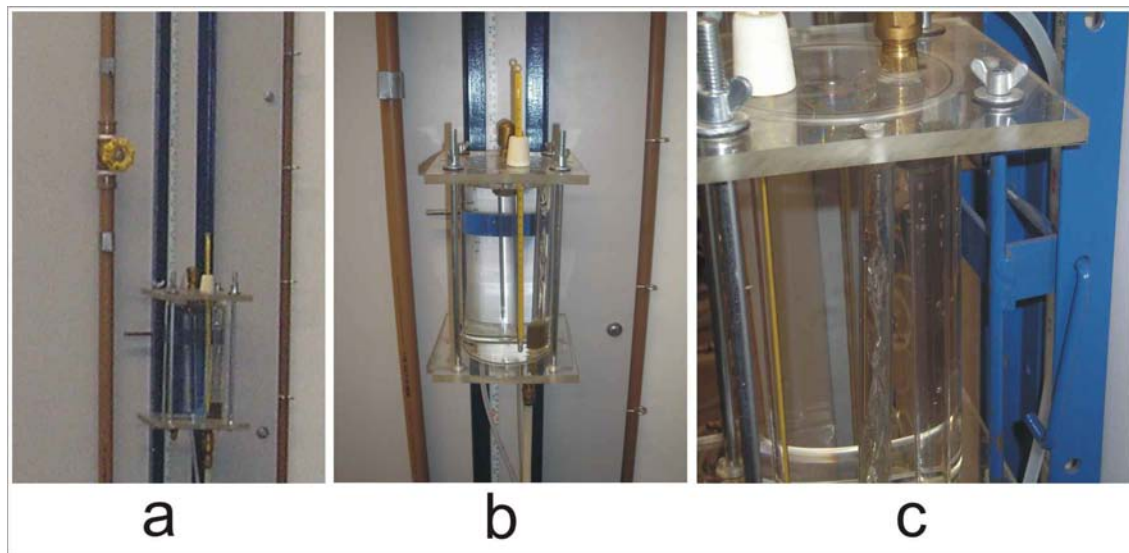


Figura 84 – Reservatório de carga: (a) detalhe do registro de gaveta; (b) reservatório de carga; (c) detalhe do sistema de fixação em trilhos.



Figura 85 – Filtro de carvão ativado instalado no sistema de realização de ensaios de permeabilidade.

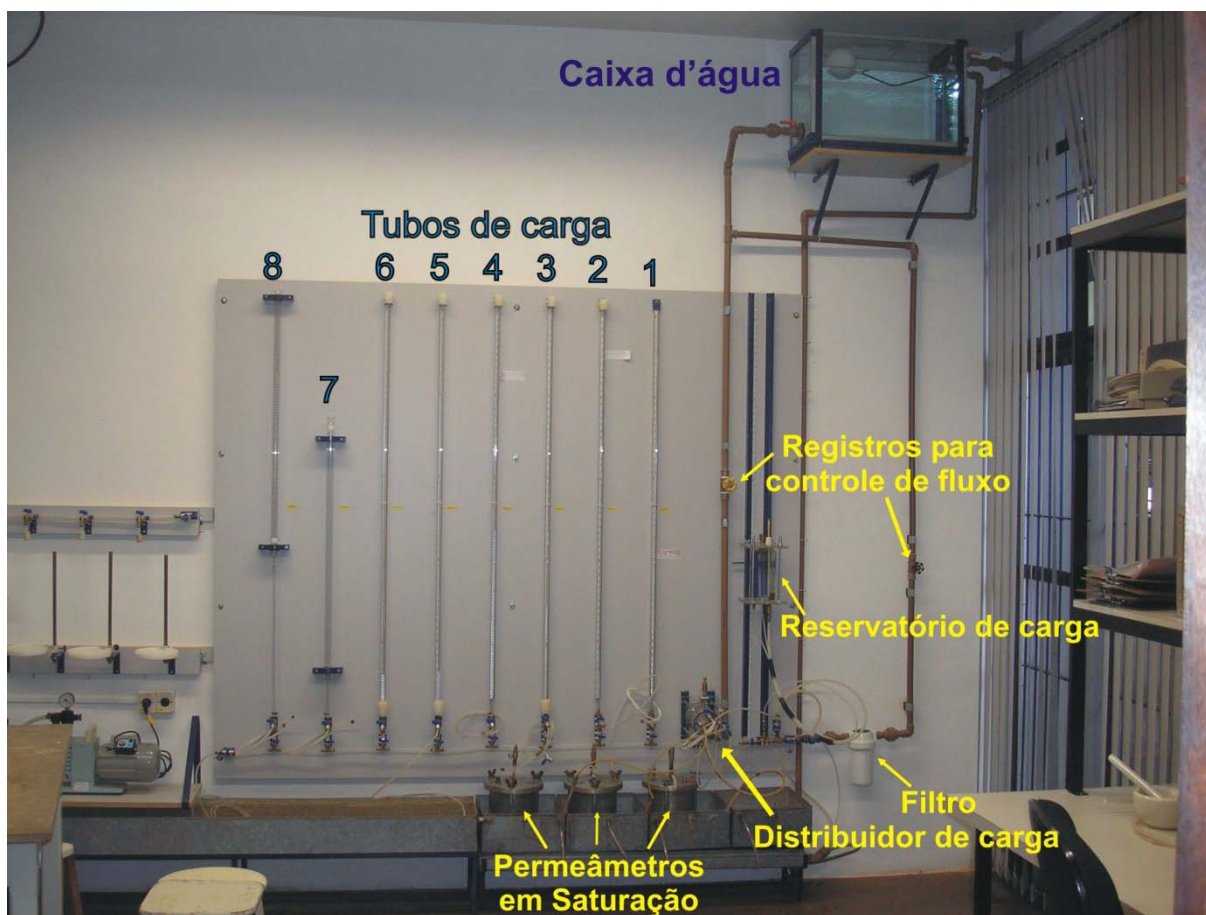


Figura 86 – Configuração final do novo painel de permeabilidade

6.1.2 Cálculo das áreas internas dos tubos de carga.

A Tabela 11 resume os resultados das áreas médias internas de seção transversal de cada tubo de carga.

Tabela 11 – Áreas de seção transversal dos tubos de carga

Tubo de carga	Área de seção média do tubo de carga ($\bar{a}$) [cm ²]	Desvio Padrão de $\bar{a}$ [$\pm$ cm ²]	Diâmetro médio do tubo de carga ($\bar{\phi}$) [cm]	Desvio de $\bar{\phi}$ [$\pm$ cm]
1	0,1321	0,0005	0,4102	0,0007
2	0,1310	0,0042	0,4085	0,0066
3	0,1319	0,0002	0,4097	0,0003
4	0,5098	0,0003	0,8056	0,0003
5	0,5066	0,0004	0,8031	0,0003
6	0,5059	0,0003	0,8026	0,0003

6.1.3 Ensaios de permeabilidade realizados para o teste do painel

A saturação dos corpos de prova do solo coluvionar se deu em três dias, já a da areia ocorreu em apenas um dia. Na Tabela 12 tem-se um resumo dos resultados dos ensaios realizados para três corpos de prova (CP1, CP2 E CP3) de solo coluvionar e um corpo de prova de areia fina lavada compactada com 95% da energia do Proctor normal.

Tabela 12 – Resultado dos ensaios de permeabilidade iniciais realizados para testar o painel de permeabilidade.

Método	Amostra	K (m/s)	Obs.
Perm. PVC	Areia Compactada	$2,5 \times 10^{-7}$	-
Perm. Aço – ABNT 14545/2000	CP1	-	Resultado descartado, foi constatado fluxo preferencial pela lateral do CP na desmontagem do ensaio
Perm. Aço – Stancati et al (1981)	CP2	$3,3 \times 10^{-6}$	-
Perm. Aço – fusão dos métodos	CP3	$8,3 \times 10^{-6}$	Durante a desmontagem do corpo de prova constatou-se que a parafina obstruiu a seção do CP na base do permeâmetro

Perm. – Permeâmetro.

O resultado para a areia compactada está dentro da ordem de grandeza esperada (10^{-7} m/s) de acordo com a granulometria do material. Dentre as montagens utilizadas, a indicada por Stancati et al (1981) mostrou-se a mais eficaz, tanto no procedimento de montagem, como na realização do ensaio. A montagem indicada pela norma NBR – 14545/2000, utilizada no CP1, foi de difícil realização, devido ao grande força necessária para a aplicação da espessa camada de bentonita, que provoca estresse físico, causando cansaço e dores nas mãos do operador, aumenta o risco de danos ao CP durante a montagem. Em um dos ensaios, durante a desmontagem do CP1, constatou-se que devido a fadiga do operador, e ao temor de causar danos ao CP1, a bentonita não foi bem prensada durante a montagem, ocasionando assim o fluxo preferencial principalmente pela lateral do CP1. Por isso, os resultados desse ensaio não foram considerados.

A abordagem híbrida dos dois métodos proposta, utilizada no CP3, auxiliou na colocação da primeira camada de parafina sobre pedregulho grosso, através da colocação de um anel de borracha. No entanto, devido ao mesmo anel, parte da parafina acabou escoando para baixo do CP3, o que causou obstrução de parte da seção do corpo de prova. Esse ensaio apresentou um valor de permeabilidade de $8,3 \times 10^{-6}$ m/s, quase uma ordem de grandeza maior que valor encontrado para o CP2, e um pouco maior que a faixa de valores encontrados por Mondelli (2004).

O ensaio realizado para o CP2 não apresentou nenhum problema durante a desmontagem e apresentou um K de $3,3 \times 10^{-6}$ m/s estando dentro do intervalo encontrado por Mondelli (2004) que vai de $7,4 \times 10^{-6}$ a $1,2 \times 10^{-6}$ cm/s, que indica um valor na ordem de 10^{-6} m/s.

Uma vez que a metodologia de Stancati et al (1981) para a montagem dos permeâmetros apresentou o melhor funcionamento e praticidade optou-se por este método na realização dos demais ensaios de permeabilidade realizados.

Todos os ensaios foram de fácil realização após a montagem dos permeâmetros, as características do painel permitiram a saturação das amostras de modo simultâneo e a execução dos ensaios quase que simultâneos, sendo limitados apenas à capacidade do operador de anotar os diversos dados ao mesmo tempo. Ao todo há quatro opções de ensaios: a carga constante; a carga variável com tubos de carga de diâmetro 0,4 cm (Tubos 1, 2 e 3), com tubos de diâmetro 0,8 cm (Tubos 4, 5 e 6), e com tubos grossos (Tubos 7 e 8). É possível ainda a realização de sete ensaios a carga variável, incluindo a saturação e mais três ensaios a carga constante, também a incluindo a saturação, todos de forma simultânea.

6.2 Desenvolvimento de sistema de ensaio com permeâmetro de parede flexível

Durante a visita ao Laboratório de Geotecnia da EESC – USP pode-se observar com mais detalhes o sistema para ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetros de parede flexível. O sistema lá utilizado consiste de um dispositivo de controle hidráulico fechado à carga variável, onde a imposição do gradiente hidráulico se dá através da utilização de uma coluna de mercúrio. Um desenho esquemático deste sistema pode ser observado na Figura 87.

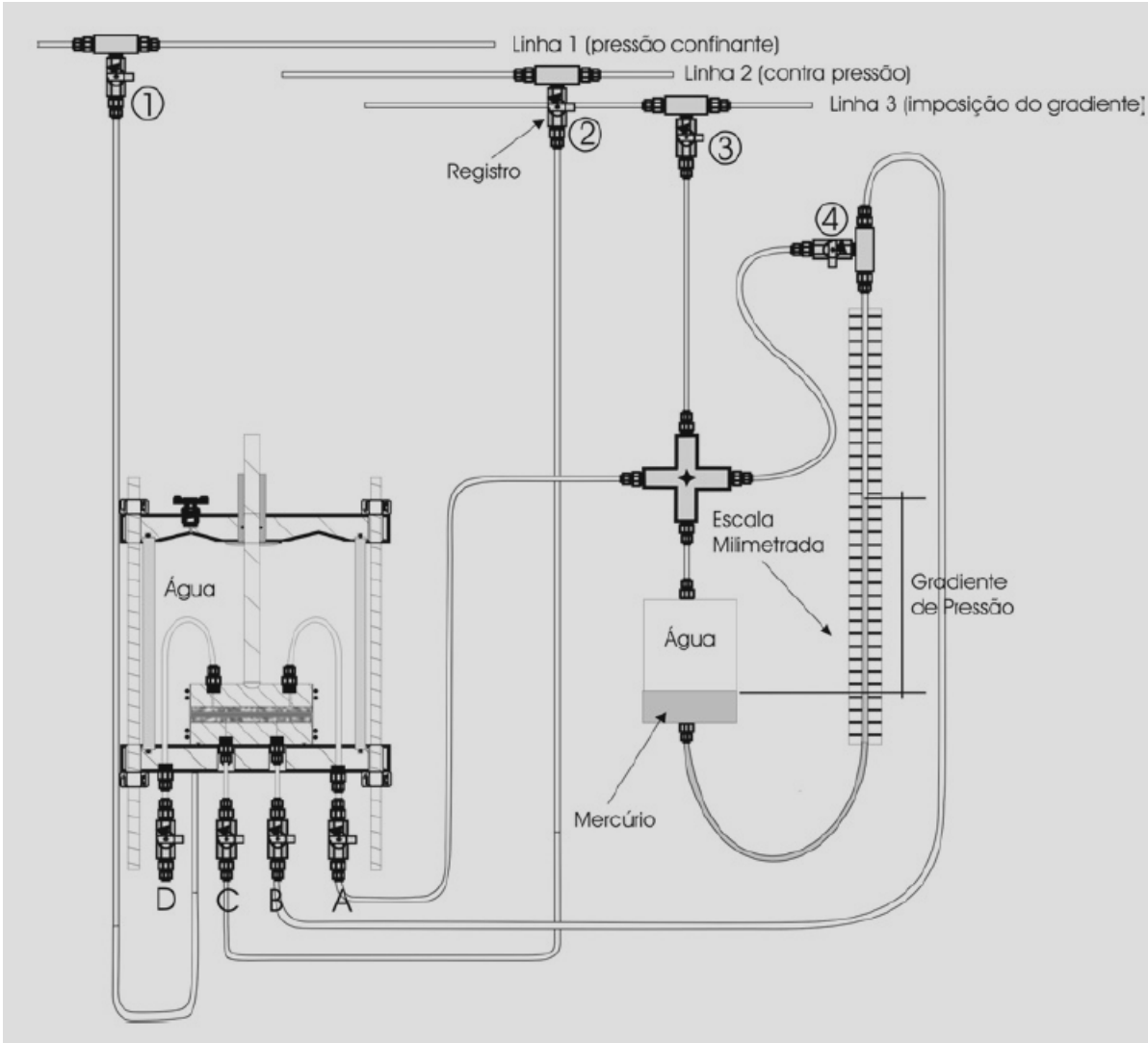


Figura 87 – Sistema de Controle Hidráulico desenvolvido na EESC-USP (DOURADO, 2003).

Neste sistema não só o gradiente hidráulico é aplicado através do uso de coluna de mercúrio, mas como as linhas de pressão 1 e 2 são alimentadas por sistema de pressão de água dado pela utilização de canecas de mercúrio e interface mercúrio água, sendo a pressão devido a diferença altimétrica entre o nível de mercúrio da caneca de mercúrio e da interface mercúrio água (Figura 88 – a). A pressão na linha 3 é dada através da utilização de um atuador de pressão, no qual pode-se programar a pressão requerida, sendo que o mesmo mede o volume bombeado (Figura 88 – b).

Os principais resultados obtidos nesta visita consistem de se poder manusear o permeâmetro de parede flexível e observar seus detalhes antes do início da montagem deste no Laboratório de Mecânica dos Solos da Unesp – Bauru. Alguns detalhes observados são mostrados nas Figura 89, Figura 90 e Figura 91.



a)



b)

Figura 88 – a) Sistema de aplicação de pressão por canecas de mercúrio; b) Bomba de injeção com servo-controle de pressão e medida de volume (atuador de pressão).



a)



b)

Figura 89 – Permeâmetro de Parede Flexível: a) fechado sobre a aplicação de pressão; b) aberto.



Figura 90 – Detalhe da tampa do permeâmetro de parede flexível: a) parte interna; b) lado externo.



Figura 91 – Detalhes da tampa/base de duraluminíno sem a base de PEAD onde é montado o corpo de prova: a) lado interno; b) lado externo;

A Figura 92 traz a vista frontal e em corte do permeâmetro de parede flexível e mostra a denominação das peças do permeâmetro de parede flexível, com exceção das válvulas A, B, C, D, confiante e de espurgo, das conexões e mangueiras, as demais peças, ou seja, as câmaras, foram encomendadas no mesmo fabricante das peças utilizadas nos permeâmetros da EESC-USP, com o auxílio do Prof. Dr. Edmundo Rogério Esquivel, as três câmaras foram encomendadas.

As tampas inferior e superior são confeccionadas em Durualumínio, a parede do permeâmetro trata-se de um tubo de PVC com diâmetro de 100 mm, utilizado para canalizações de adução de tratada água sobre pressão, o pedestal e o cabeçote são confeccionados em PEAD.

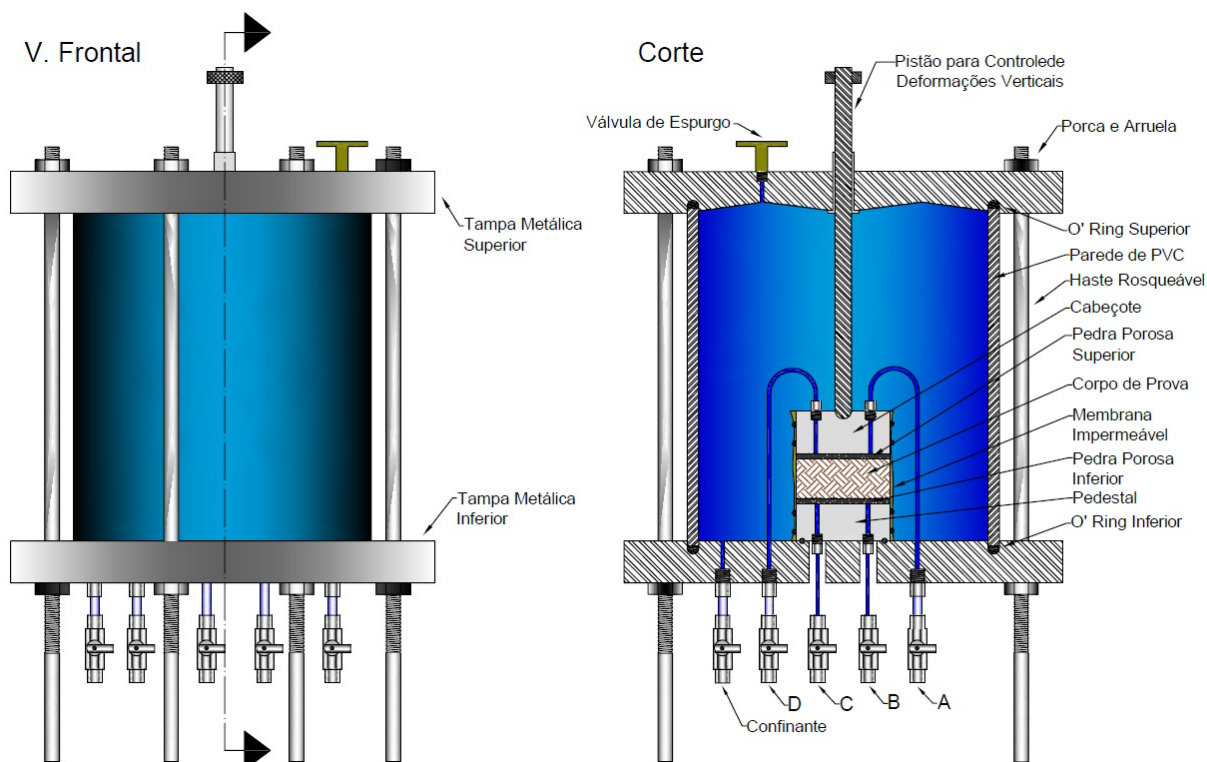


Figura 92 - Vista esquemática do permeâmetro de parede flexível desenvolvido por Dourado (2003) (FERNANDES, 2012).

Avaliando-se o sistema utilizado no ensaio de compressão triaxial no Laboratório de Mecânica dos Solos da UNESP/Bauru, decidiu-se pela utilização do painel de imposição de pressão de ar, do sistema de medição de variação de volume através de um transdutor de pressão diferencial e do sistema de aquisição de dados, o qual possuía dois transdutores de pressão. Ademais havia duas câmaras utilizadas nos ensaios de compressão triaxial, as quais poderiam ser utilizadas como interfaces ar-água.

Inicialmente as interfaces ar-água foram montadas utilizando-se essas câmaras e bexigas para festas infantis de tamanho grande. Para esta montagem foi utilizado dois o-rings e elásticos comuns de escritório para prender as bexigas nos pedestais das câmaras para cada interface, sendo que em uma das interfaces foi necessária a usinagem de um novo pedestal em alumínio, pois o pedestal original possuía 10 cm de diâmetro e não possuía ranhuras laterais para o-rings, o que não permitiu a instalação da bexiga. A largura do pedestal original esticava muito a boca da bexiga rasgando-a, e a falta de ranhuras fazia com que a bexiga escapasse. Assim, o novo pedestal foi confeccionado com uma redução para um diâmetro de 5 cm e com ranhuras laterais, semelhante ao pedestal original da outra câmara, dando

viabilidade a montagem da interface. A Figura 93 mostra as duas interfaces montadas.



Figura 93 – Interfaces montadas utilizando-se câmaras para ensaios de compressão triaxial e bexigas de latex.

Para a montagem dos permeâmetros foram compradas válvulas de esfera fêmeas de latão com roscas NPT 1/4" e conexões retas de porca e anilha (plástica e de latão) para mangueiras de 1/4" com roscas NPT 1/4". Sendo que para a válvula de espurgo foi comprada uma válvula de assento com rosca NPT 1/4" como saída de porca e anilha plástico para mangueira 3/8".

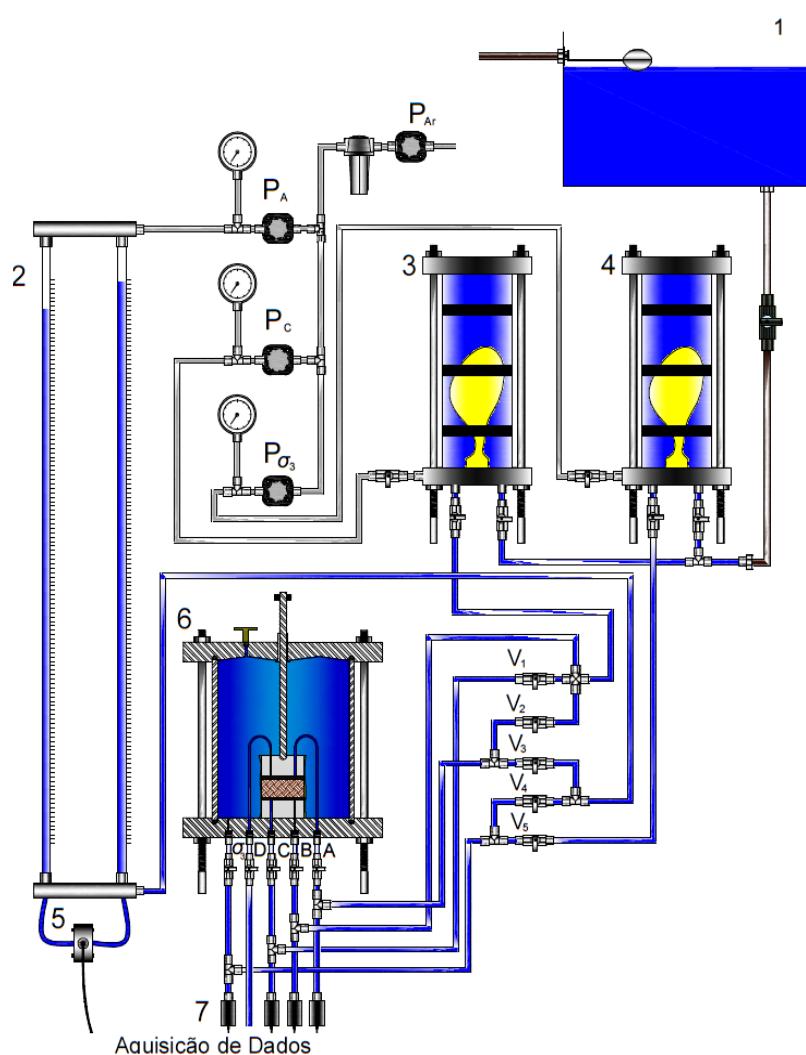
O principal detalhe da montagem dos permeâmetros trata-se da conexão passante, que permite a passagem da mangueira para dentro da câmara do permeâmetro, para esta ser ligada ao cabeçote. Durante a compra das conexões, não foi encontrada no mercado uma conexão deste tipo. Na Figura 91 pode-se observar esta conexão, notando que a utilizada na EESC-USP é muito semelhante a uma conexão de porca e anilha de latão. De fato, Dourado (2003) mostra uma conexão com anilha metálica para esta conexão passante.

Sendo assim, para esta conexão passante teve-se a ideia de utilizar uma conexão reta de porca e anilha metálica em latão, desbastando seu orifício interior

com uma broca até que se conseguisse transpassar a conexão com a mangueira de modo bem justo. Ideia esta que foi executada e mostrou-se eficaz.

As interfaces foram utilizadas para o teste hidrostático dos permêametros aplicando-se cerca de 500 KPa pressão de água nestes, sendo os vazamentos dados por falta de aperto nas conexões e falhas de vedação, os quais foram sanados com um melhor aperto e vedação.

Para o sistema de controle hidráulico projetou-se o sistema mostrado na Figura 94.



Disposição e Função dos Elementos:

- 1 - Reservatório de água
- 2 - Tubos de carga
- 3 - Interface de contrapressão
- 4 - Interface de pressão confinante
- 5 - Medidor de variação de volume
- 6 - Permeâmetro de parede flexível
- 7 - Transdutores de pressão
- P_{ar} - Fonte de pressão de ar
- P_A - Pressão de ar do gradiente
- P_C - Pressão de ar da contrapressão
- P_{σ_3} - Pressão de ar da confinante
- A - Impõe carga sobre o CP
- B - Impõe contrapressão sob o CP
- C - Satura por contrapressão
- D - Drena para a atmosfera
- σ_3 - Aplica pressão confinante
- V_1 - Satura CP e pedra porosa inferior
- V_2 - Satura pedra porosa superior
- V_3 - Impõe fluxo durante percolação
- V_4 - Repõe carga nos tubos
- V_5 - Submete a pressão confinante

Figura 94 – Esquema do sistema de controle hidráulico e pneumático aberto proposto para a utilização do permeâmetro de parede flexível (FERNANDES, 2012).

Para a montagem deste sistema inicialmente utilizou-se o painel disponível no laboratório para o controle de pressão de ar (válvulas P_{ar} , P_A , P_C , P_{σ_3} e manômetros)

e os transdutores de pressão e sistema de aquisição de dados também disponível (sistemas do ensaio de compressão triaxial). A foto da Figura 95 mostra a primeira montagem do sistema.

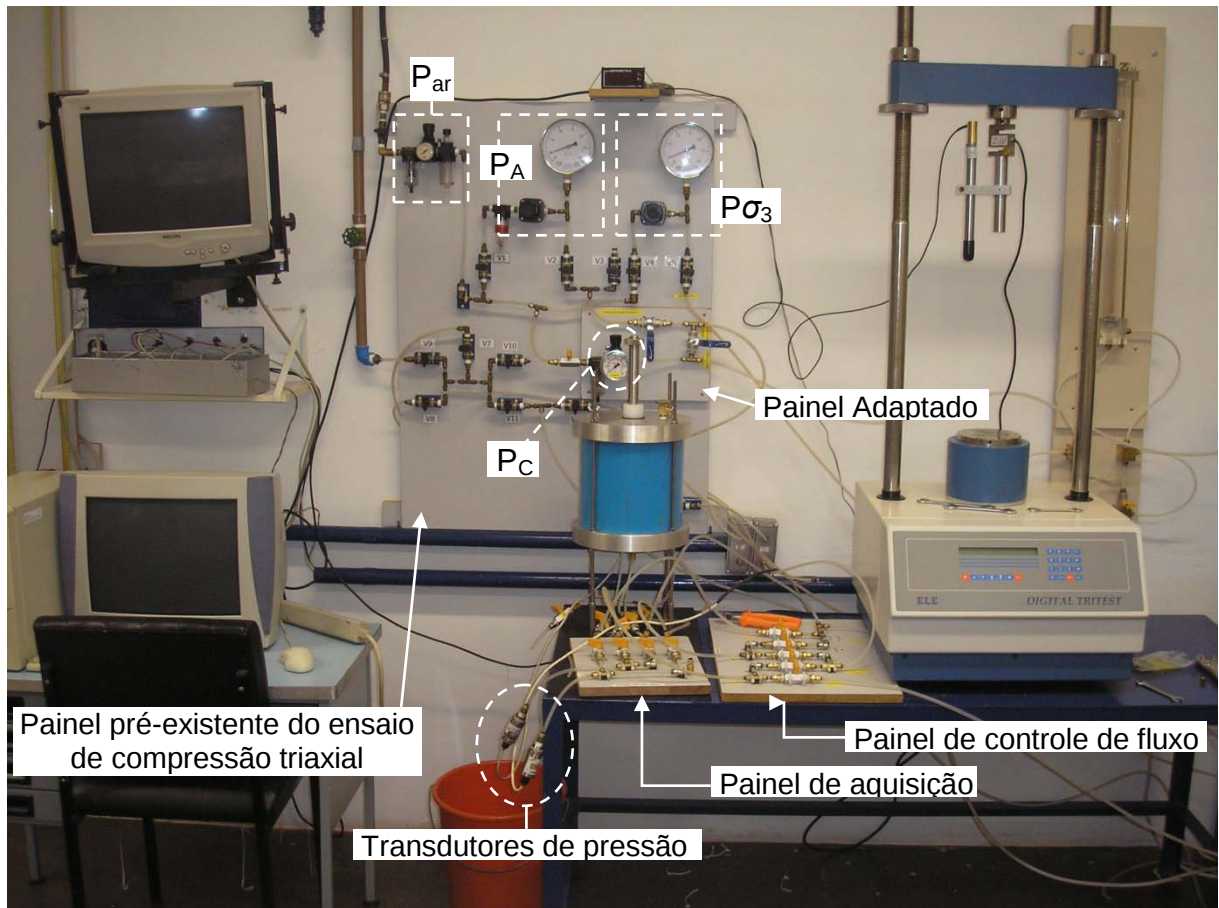


Figura 95 – Primeira montagem do sistema de ensaio em permeâmetro de parede flexível

Nesta montagem, tinha-se disponível apenas dois regulares e dois manômetros de pressão com boa precisão, P_{σ_3} e P_A , assim houve necessidade da montagem de um painel de adaptação, fixado ao painel já existente, contendo duas válvulas de esfera cuja função era permutar aplicação de contra pressão entre P_A e P_C , deste modo, poder-se-ia utilizar P_A , mais preciso, para aplicar contra pressão durante a saturação, utilizando-se P_C apenas para manter a contra pressão aplicada durante o ensaio de condutividade hidráulica.

Também houve necessidade da montagem de um painel de aquisição, pois havia apenas dois transdutores de pressão para medir a pressão confinante, a contra pressão, a pressão topo do corpo de prova e a pressão na base deste, assim, este painel tinha a função de permutar as medidas entre pressão confinante e contra

pressão, durante a saturação, e pressão no topo e na base do corpo de prova durante o ensaio de condutividade hidráulica.

Ensaio com três corpos de prova de arenito foram realizados com esta primeira montagem e vários problemas ocorreram. Os vazamentos neste painel pré-existente eram recorrentes devido suas conexões terem bastante tempo de uso, estando bem desgastadas



Figura 96 – Descolamento da membrana devido à aplicação de contra pressão maior que a confinante.

Os dois transdutores de pressão disponíveis apresentavam um ruído muito amplo em seu sinal, não havendo como controlar com a precisão necessária os incrementos de pressão confinante e contra pressão.



Figura 97 – Rompimento do corpo de prova durante ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível, devido à aplicação de pressão confinante muito maior que a contra pressão.

Na realidade, devido este ruído, acreditava-se que a contra pressão era 10 KPa menor que a pressão confinante quando na verdade era igual ou maior, acarretando no descolamento da membrana de borracha do corpo de prova (Figura 96) e na perda do ensaio devido a geração fluxo preferencial. Ademais, também devido ao ruído do sinal dos transdutores, aplicou-se uma pressão confinante muito maior que a contra pressão causando o rompimento do corpo de prova (Figura 97).

Tendo em vistas todos esses problemas e o insucesso do sistema, buscou-se a montagem de um novo sistema.

Para tal um novo painel de controle de pressão de ar foi montado para substituir o painel pré-existente que apresentava muitos vazamentos, os dois transdutores de pressão foram substituídos por dois transdutores de pressão novos da marca HBM e conseguiu-se mais um transdutor de pressão diferencial da marca Sensotec para medir a diferença de pressão entre topo e base do corpo de prova.

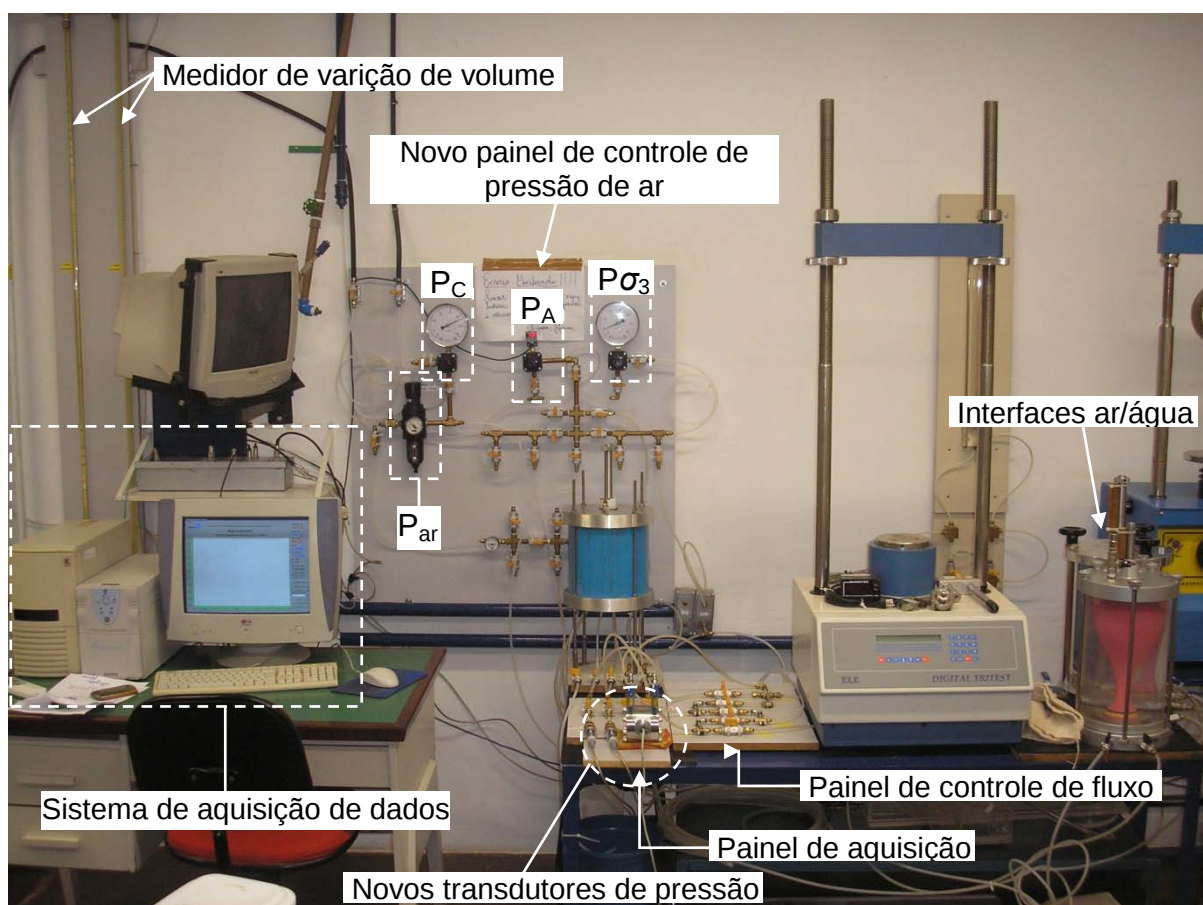


Figura 98 - Segunda montagem do sistema de ensaio em permeâmetro de parede flexível.

O novo painel de controle de ar comprimido foi montado contando com três reguladores e três manômetros de boa precisão, eliminando a necessidade de permutar os reguladores e manômetros, como mencionado.

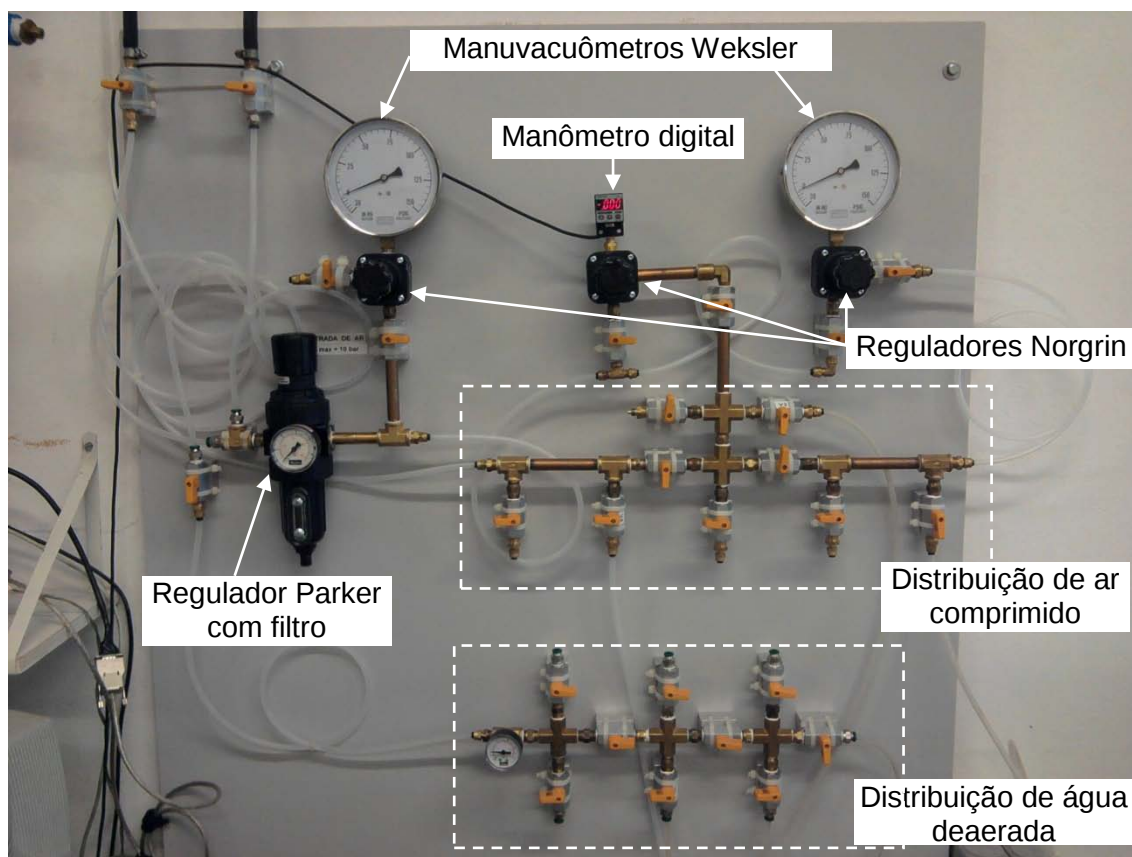


Figura 99 – Painel de controle de pressão de ar.

A fonte de pressão de ar também foi melhorada através da utilização de um compressor de ar da Soilmoisture com capacidade para manter 20 Bar de pressão.



Figura 100 – Compressor da Soilmoisture com capacidade máxima de 20 Bar, utilizado como fonte pressão para o sistema.

Da Figura 98 a Figura 100 ilustra-se o segundo sistema utilizado. Com as melhorias foi possível a realização dos ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível sem maiores problemas, apenas alguns vazamentos correram na tampa superior do permeâmetro, que foram facilmente corrigidos com aperto adicional nas porcas, sem prejuízo a continuidade dos ensaios.

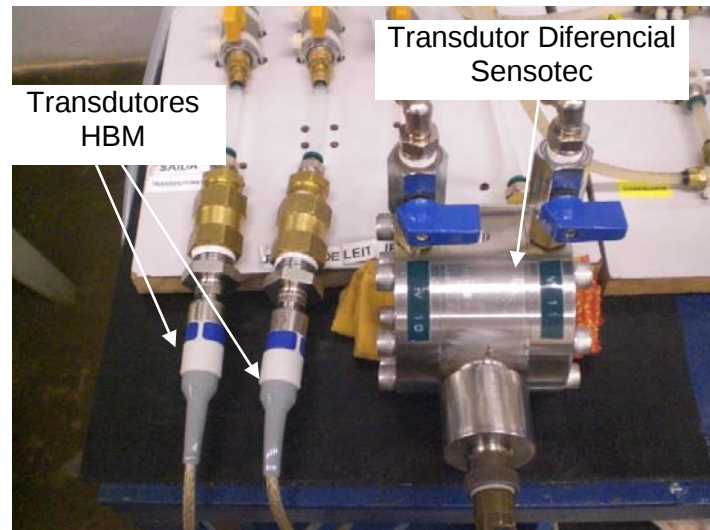


Figura 101 – Detalhe – novo transdutores de pressão

O novos transdutores de pressão da HBM, geram pouco ruído no sinal conseguem mensurar até 1000 KPa de pressão. O Transdutor diferencial da Sensotec mede o diferencial de pressão direto numa única medida, o que gera menos erro de medida. No medidor de variação de volume também se utiliza um sensor deste tipo, porém um pouco mais antigo que o utilizado no permeâmetro.

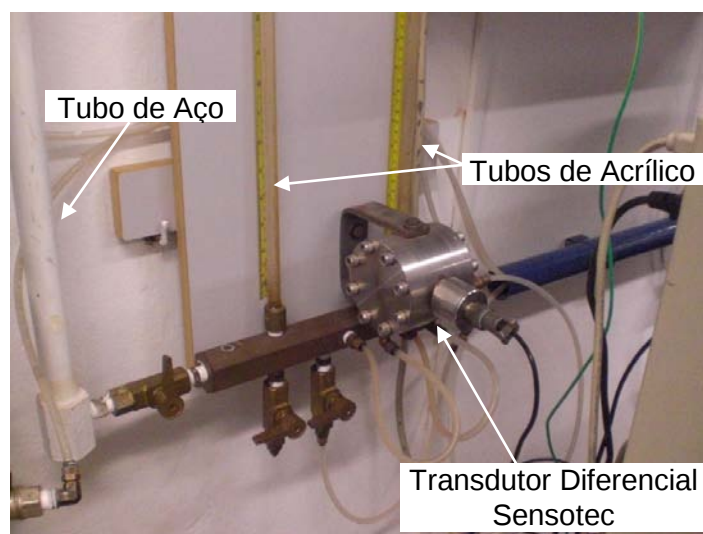


Figura 102 – Detalhe do medidor de variação de volume.

A Figura 103 mostra o detalhe do controle de fluxo hidráulico, indicando as válvulas mostradas no esquema da Figura 94

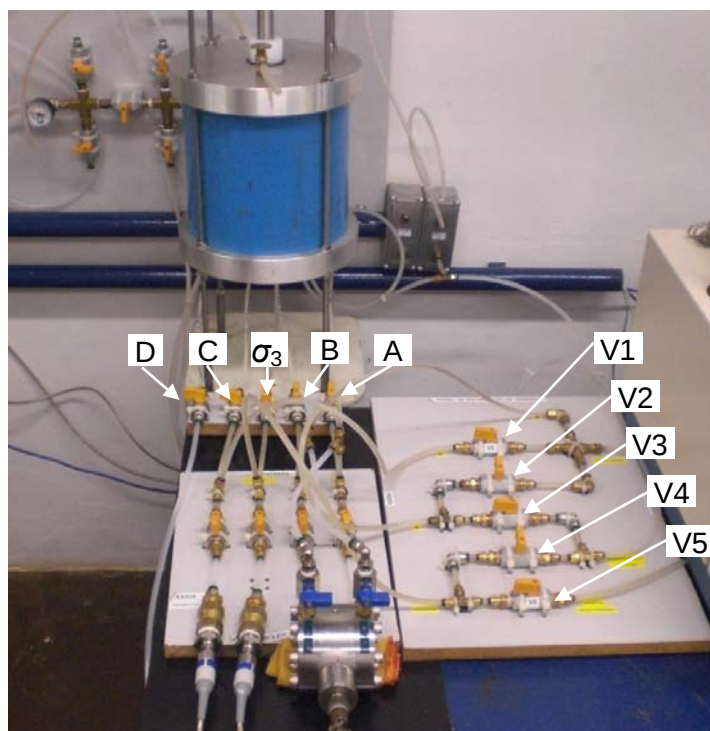


Figura 103 – Detalhe do sistema de controle hidráulico.

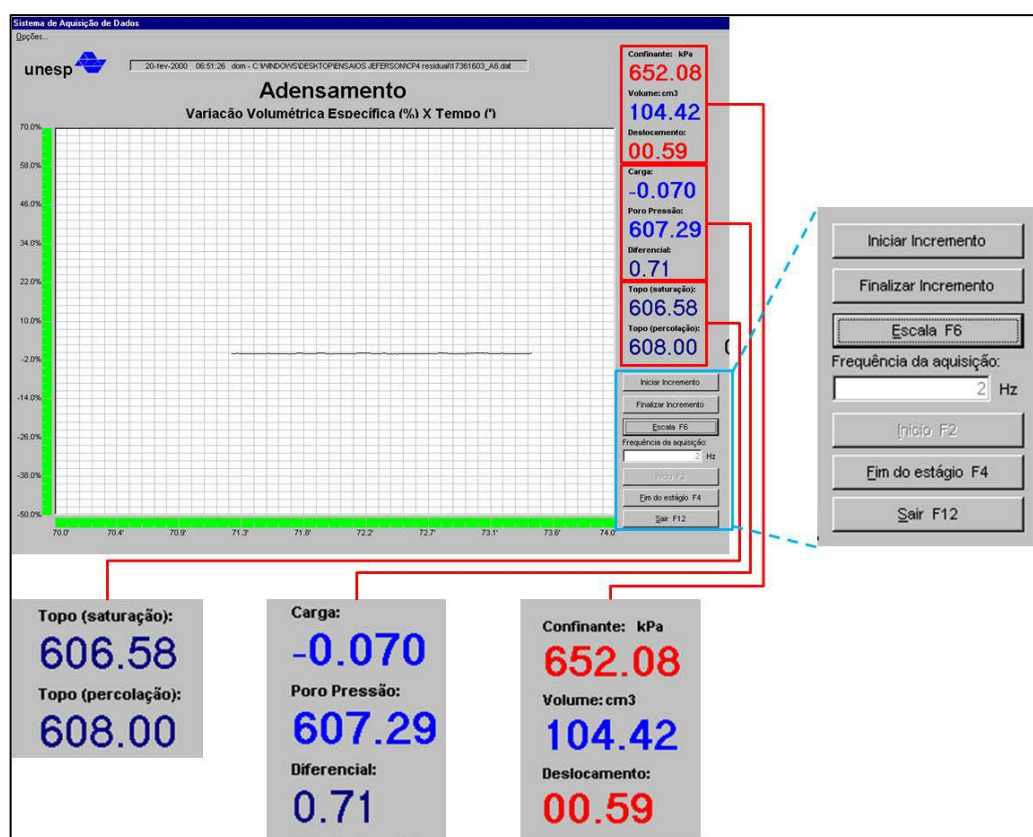


Figura 104 – Software de aquisição de dados

A Figura 104 mostra a tela principal do software utilizado para a aquisição dos dados. Este foi desenvolvido sobre um software pré-existente utilizado pra a aquisição de dados durante o ensaio de compressão triaxial, através de adaptações nos objetos mostrados na tela e da criação dos botões mostrados no quadro azul que iniciam, salvam e terminam a aquisição de dados conforme controlado pelo operador.

6.2.1 Cálculo da condutividade hidráulica no ensaio com permeâmetro de parede flexível

Para o cálculo da condutividade hidráulica com o permeâmetro de parede flexível, inicialmente tem-se que visualizar o sistema suas condições de contorno do sistema. A Figura 105 mostra o funcionamento do sistema durante a percolação do corpo de prova.

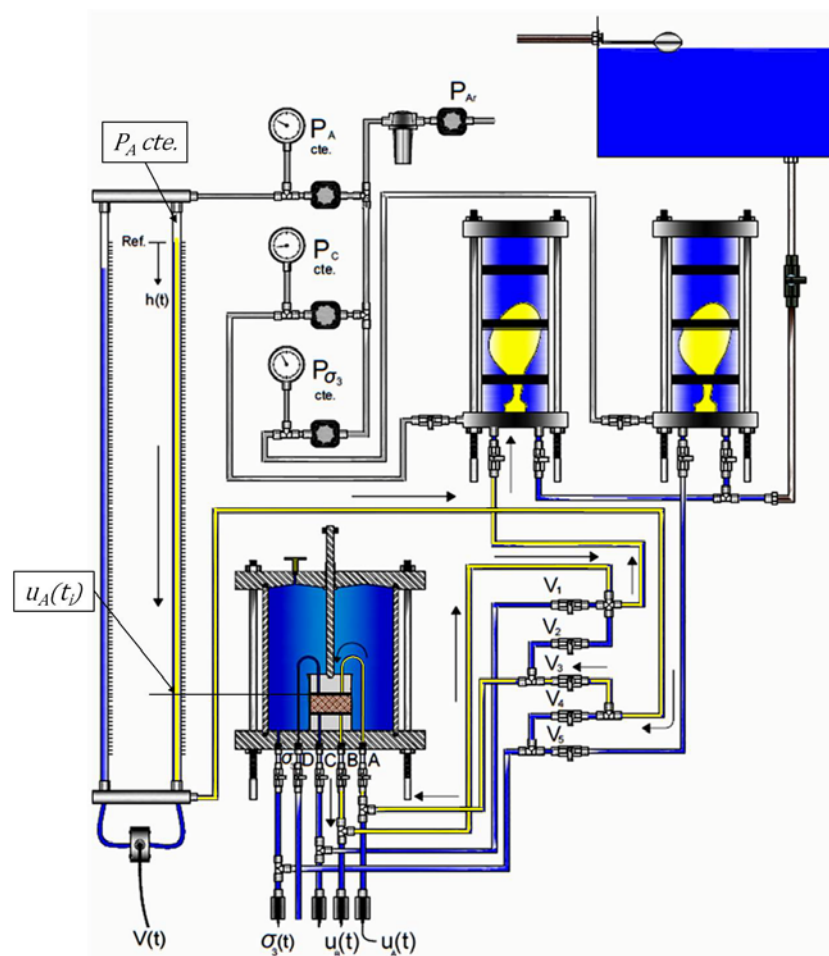


Figura 105 – Ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível – fluxo no momento da percolação para medida de K .

Dentre as condições de contorno temos que:

- A pressão sobre a coluna d'água que irá percolar (fluxo que entra) o corpo de prova é constante;
- A pressão de saída do corpo de prova no pedestal também é mantida constante;
- A medida de fluxo (medidor de variação de volume) é realizada com base no fluxo que entra no corpo de prova, que pode não ser o mesmo que sai, acarretando em variações e volume no corpo de prova;

Deste modo, das condições de contorno temos que:

$$\begin{cases} u_A(t) = u_A(t_i) - h(t) \cdot \gamma_{H_2O} \\ h(t) = \frac{V(t)}{a} \end{cases} \Rightarrow u_A(t) = u_A(t_i) - \gamma_{H_2O} \cdot \frac{V(t)}{a} \quad (6.1)$$

$$V(t_i) = 0 \quad (6.2)$$

$$u_B(t) = u_B \text{ cte} \quad (6.3)$$

Onde:

$u_A(t)$ - Pressão no topo do corpo de prova no instante t

$u_A(t_i)$ - Pressão no topo do corpo de prova no instante inicial t_i

$u_B(t)$ - Pressão na base do corpo de prova

$h(t)$ - Altura da coluna d'água no instante t no tubo de carga

a - Área de seção transversal do tubo de carga

$V(t)$ - Volume de água percolado no instante t

$V(t_i)$ - Volume de água percolado no instante inicial t_i

γ_{H_2O} - Peso específico da água

Fazendo as seguintes considerações:

- Após confinamento e saturação do corpo de prova, não há variações de volume significativas durante a determinação de K podendo

portanto estas serem desprezíveis, considerando assim o fluxo que entra no corpo de prova igual ao que sai;

- A água contínua e isenta de bolhas de ar comportar-se como um fluido incompressível, ou seja, não varia seu volume;

Pode-se aplicar a Lei de Darcy :

$$\begin{cases} Q = KiA \\ \frac{dV}{dt} = Q \end{cases} \Rightarrow \frac{dV}{dt} = KiA \quad (6.4)$$

Lembrando que:

Q – Vazão percolada pelo corpo de prova

K – Condutividade Hidráulica do solo ensaiado na temperatura do ensaio

i - Gradiente hidráulico atuando sobre o corpo de prova

A - Área de seção transversal do corpo de prova

dV – Infinitesimal do volume percolado

dt - Infinitesimal do tempo de percolação

Sendo que o gradiente hidráulico i é dado por:

$$\begin{cases} i = \frac{\Delta h}{L} \\ \Delta h = \frac{u_A - u_B}{\gamma_{H_2O}} \end{cases} \Rightarrow i = \frac{u_A(t) - u_B(t)}{L \cdot \gamma_{H_2O}} \quad (6.5)$$

Onde:

Δh - Diferença de carga hidráulica entre o topo e a base do corpo de prova em m.c.a.

L - Comprimento do corpo de prova

Substituindo (6.1) em (6.5) temos:

$$i = \frac{a \cdot (u_A(t_i) - u_B) - \gamma_{H_2O} \cdot V(t)}{a \cdot L \cdot \gamma_{H_2O}} \quad (6.6)$$

Substituindo a equação (6.6) na equação (6.4) temos:

$$\frac{dV}{a \cdot (u_A(t_i) - u_B) - \gamma_{H_2O} \cdot V(t)} = K \cdot A \cdot \frac{dt}{a \cdot L \cdot \gamma_{H_2O}} \quad (6.7)$$

Integrando a equação (6.7) no intervalo de tempo $[t_i ; t_{i+1}]$ temos:

$$K = \left(\frac{d}{D}\right)^2 \cdot \frac{L}{t_{i+1} - t_i} \cdot \ln \left[\frac{a \cdot (u_A(t_i) - u_B) - \gamma_{H_2O} \cdot V(t_i)}{a \cdot (u_A(t_i) - u_B) - \gamma_{H_2O} \cdot V(t_{i+1})} \right] \quad (6.8)$$

Considerando a equação (6.2) temos que a Condutividade Hidráulica K no sistema desenvolvido para ensaio em permeâmetros de parede flexível é dada por:

$$K = \left(\frac{d}{D}\right)^2 \cdot \frac{L}{\Delta t} \cdot \ln \left[\frac{a \cdot \Delta u_i}{a \cdot \Delta u_i - \gamma_{H_2O} \cdot V(t_{i+1})} \right] \quad (6.9)$$

Onde

d - diâmetro médio interno do tubo de carga;

D - diâmetro médio do corpo de prova;

L - comprimento médio do corpo de prova;

Δt - intervalo de tempo entre os instantes t_i e t_{i+1} ;

Δu_i - diferença de pressão inicial entre topo e base do corpo de prova;

γ_{H_2O} - peso específico d'água em uma temperatura $T^\circ\text{C}$;

a - área de seção transversal do tubo de carga;

$V(t_{i+1})$ - volume percolado durante o intervalo $[t_i ; t_{i+1}]$

Lembrando que o ajuste de K para a temperatura de 20°C é dado pela equação (3.15).

6.3 Caracterização dos solos

Os ensaios de granulometria e limites de Atterberg mostram que os solos coluvionais (P1, P2, P3.3 e P5) podem ser classificados, de uma forma geral, como sendo uma areia pouco argilosa não plástica. Quando classificados pelo Sistema Unificado acabam sendo denominados como SM, areia siltosa, devido ao comportamento não plástico (Tabela 13).

Tabela 13 - Resultados dos ensaios de granulometria conjunta, limites de Atterberg, massa específica dos sólidos e adsorção de azul de metileno.

Amostra		P1	P2	P3.1	P3.2	P3.3	P4	P5	G8 e G9
Profundidade (m)		2	0,5	5	4	2,5	0,5	1	0,5
Material (Gênese)		Colúvio	Colúvio	Residual de Arenito	Residual de Arenito	Colúvio	Arenito	Colúvio	Solo aluvionar
Granulometria Conjunta	Areia (%)	77	74	49	63	73	80	79	92
	Areia Média (%)	24	22	6	26	20	37	27	58
	Areia Fina (%)	52	52	43	37	53	43	52	34
	Silte (%)	6	7	38	30	7	11	4	4
	Argila (%)	17	19	13	7	20	9	17	4
	Finos (%)	23	26	51	37	27	20	21	8
Limites de Atterberg	LL (%)	19,5	24,9	31,9	26,1	25,9	27,1	21,9	3,75
	LP (%)	NP	NP	23,9	24,9	NP	16,4	NP	NP
	IP (%)	-	-	8	1,2	-	10,7	-	-
Massa específica dos sólidos (g/cm³)		2,670	2,684	2,721	2,677	2,731	2,691	2,659	2,650
Classificação Unificada		Areia siltosa SM	Areia siltosa SM	Silte Arenoso ML	Areia siltosa SM	Areia siltosa SM	Areia argilosa SC	Areia siltosa SM	Areia mal graduada SP
Adsorção de Azul de Metileno	CTC (meq/100g)	2,24	3,69	13,31	14,00	3,00	8,00	4,04	0,59
	Vb (g/100g)	0,7	1,2	4,3	4,4	0,9	2,5	1,3	0,2
	Acb (g/100g)	4,2	6,2	32,8	63,1	4,5	27,6	7,6	4,7
	S.E. (m²/g)	17,53	28,84	104,18	108,00	22,17	61,45	31,64	4,60
	Classificação do Argilomineral¹	Caulinita Pouco Ativa	Caulinita Normal	Montm. Nociva	Montm. Nociva	Ilita pouco Ativa	Montm. Nociva	Ilita Normal	Caulinita pouco Ativa
	Comportamento Laterítico²	Laterítico	Laterítico	Não Laterítico	Não Laterítico	Laterítico	Não Laterítico	Laterítico	Laterítico

1- Classificação de Lautrin (1989 *apud* PEJON, 1992) 2 - Classificação de Pejon (1992) Montm. - Montmorilonita

Já, os pontos referentes aos solos de origem residual (P3.2 e P3.3) apresentaram valores que podem classificá-los como sendo uma areia siltosa pouco argilosa de baixa plasticidade. No ponto P3.1 o solo foi classificado como ML, silte arenoso e no ponto P3.2 como SM, areia siltosa, também pelo Sistema Unificado. O arenito pode ser classificado como SC, areia argilosa. O solo aluvionar encontrado a jusante do aterro (pontos G9 e G8) foi classificado como areia mal graduada SP. De fato, em inspeção tátil-visual realizada em campo, verificou-se que o solo aluvionar se trata de uma areia média limpa fofa. Deve-se lembrar que a amostra em questão foi coleta em camada superficial do solo aluvionar, a qual possui lentes argilosas em maiores profundidades.

Os resultados dos ensaios de caracterização da fração fina dos solos através da adsorção de azul de metileno pelo método de Pejon (1992) também estão

apresentados na Tabela 13. Os solos coluvionares (P1, P2, P3.3 e P5) apresentaram os menores valores de adsorção de azul e metileno (VB), de valores de adsorção relacionados da fração argila (Acb), de capacidade de troca catiônica (CTC) e de superfície específica (Se), sendo classificados respectivamente como caulinita pouco ativa, caulinita normal, lilita pouco ativa, lilita normal, de acordo com ábaco de Lautrin (1989, *apud* PEJON, 1992). Este comportamento dos solos coluvionares deve-se ao seu maior grau de alteração pedogênica em relação aos demais. De fato, de acordo com a classificação de Pejon (1992), todos foram caracterizados como sendo de comportamento laterítico, ou seja, este pacote de solo sofreu um processo de laterização mais intenso que os demais, perdendo o material fino ativo para as camadas subjacentes.

Os solos residuais (P3.1 e P3.2), em contraste, apresentaram valores maiores para todos os parâmetros, indicando alta atividade da fração argila. De fato, ambas as amostras de solo residual foram classificadas como montmorilonita nociva não laterítica, indicando que este tipo solo sofreu menor grau de evolução pedogenética, sendo menos evoluído que o solo coluvinar.

O arenito (P4), assim como os solos residuais, apresentaram uma fração argila caracterizada como montmorilonita nociva não laterítica, o que era esperado uma vez que este se trata da rocha matriz ou de solo com pouco grau de evolução.

Pelos resultados dos ensaios de caracterização espera-se que as amostras P1, P2, P3.3 e P5 apresentem valores de condutividade hidráulica maiores, da ordem de 10^{-6} a 10^{-5} m/s, por possuírem granulometria predominante de areia e fração fina com menor atividade, enquanto, para as amostras P3.1 e P3.2 eram esperados valores menores, da ordem de 10^{-7} a 10^{-5} m/s, pois possuem uma fração fina mais ativa. A amostra G9 apresenta características de areia média limpa, com compacidade bastante fofa durante inspeção táctil-visual em campo, assim, espera-se para esta amostra um valor de condutividade hidráulica da ordem de 10^{-5} m/s.

Já a amostra P4, apesar da granulometria predominante de areia, poderia apresentar condutividade hidráulica próxima a característica de materiais mais finos, pois, neste caso, por se tratar de um arenito, material quase inalterado, a estrutura do material está mais intrinsecamente ligada a sua condutividade hidráulica que sua granulometria. Deste modo, têm-se como hipótese inicial que este material apresente valores de condutividade hidráulica da ordem de 10^{-7} a 10^{-6} m/s.

A Tabela 14 traz os índices físicos calculados para os solos que ocorrem na área do aterro. Analisando os valores de porosidade e índice de vazios apresentados na tabela, espera-se que o arenito e o solo residual de arenito apresentem os menores valores de condutividade hidráulica, pois estes possuem a menor porosidade (31%) e índice de vazios (0,46).

Tabela 14 – Índices físicos

Índices Físicos	Colúvio (P1, P2, P3.3, P5)	Solo aluvionar (G8, G9)	Residual de Arenito (P3.1 e P3.2)	Arenito (P4)
Massa específica natural (ρ) [g/cm ³]	1,76	1,64	2,06	1,94
Teor de umidade (w) [%]	8,67	7,51	11,97	5,32
Massa específica seca (ρ_d) [g/cm ³]	1,62	1,52	1,84	1,85
Índice de vazios (e)	0,68	0,77	0,45	0,46
Porosidade (n) [%]	41	43	31	31
Grau de Saturação (Sr) [%]	35	26	71	31

Já para o solo aluvionar espera-se que este apresente o maior valor de condutividade hidráulica, pois este é o mais poroso em relação aos demais solos, com índice de vazios de 0,77 e porosidade de 43%. Seguindo o mesmo raciocínio, ao colúvio espera-se um valor de condutividade hidráulica menor que para o solo aluvionar e maior que os demais solos estudados.

Comparando com a caracterização dos solos ensaiados por Mondelli (2008) e Mondelli (2004), pode-se dizer que o arenito amostra P4 consiste do mesmo solo da amostra 3, também denominada de arenito, tendo granulometria muito próxima, mesmo comportamento da fração fina e índices físicos praticamente iguais.

A amostra P3.2 de solo residual, com relação ao índice de vazios aproxima-se mais da amostra 1 de Mondelli (2008), entretanto considera-se que esta seja menos alterada que a amostra 1, uma vez que a apresentou índice de vazios pouco menor (0,45 para 0,55 da amostra 1) e fração fina mais ativa. Esperava-se que o solo residual de arenito coletado corresponde-se a amostra 2, entretanto apesar de grande correspondência com relação a identificação visual, atividade da fração e proximidade da granulometria, este apresenta índices de vazios (0,66) superior ao encontrando na amostra P3.2 (0,45), contudo, os demais índices físicos são praticamente iguais. Tal resultado deve-se certamente devido a grande heterogeneidade da camada de solo residual da região, dada ao processo de evolução tropical que ocorre no local.

O solo coluvionar ($e=0,68$) obteve maior correspondência com as amostras 4 ($e=0,64$), 5 ($e=0,72$) e de solo coluvionar (Mondelli, 2004) ($e=0,8$), considerando principalmente a atividade da fração finas e o índice de vazios, sendo que o colúvio (Mondelli, 2004) e a amostra 5 têm índice de vazios pouco maior que solo coluvionar coletado.

Em suma, os solos coletados possuem correspondência com os ensaiados por Mondelli (2008) e Mondelli (2004) guardadas as devidas considerações a respeito da própria heterogeneidade local, que varia o grau de alteração mesmo em camadas com o mesmo processo de formação, sendo necessária uma avaliação mais crítica na comparação de resultados de condutividade hidráulica, considerando principalmente diferenças quanto a porosidade e índice de vazios.

6.4 Ensaios em laboratório

6.4.1 Ensaios em permeâmetros de parede rígida

Os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica em laboratório estão resumidos na Tabela 15. Nestes o solo coluvionar apresentou valor médio de K_{20} igual a $2,6 \times 10^{-6}$ m/s, considerando os corpos de prova CP1, CP2 e CP2(teste), confirmando os valores encontrados por Mondelli (2004), $1,5 \times 10^{-6}$ a $7,2 \times 10^{-6}$ m/s. O valor da condutividade hidráulica determinada para o CP4 foi uma ordem de grandeza menor, $1,7 \times 10^{-7}$ m/s. Isto ocorreu devido a um erro na montagem do ensaio, pois durante a colocação da última camada de parafina houve a infiltração da mesma no corpo de prova devido sua temperatura estar muito alta, o que causou o derretimento da camada de parafina que reveste o corpo de prova.

A saturação dos corpos de prova do solo coluvionar se deu em três dias com um gradiente hidráulico igual a 5. Tentou-se a saturação dos corpos de prova de arenito por 4 semanas, iniciando com um gradiente 5, passando para 10 na segunda semana, e utilizando a carga hidráulica máxima possível no sistema do painel, resultando num gradiente de 15, nas duas semanas seguintes. Mesmo assim não houve a saturação do CP3. O valores de condutividade hidráulica encontrados para o arenito foram de $1,5 \times 10^{-8}$ e $3,8 \times 10^{-7}$ m/s, diferentes daqueles valores encontrados por Modelli (2008), que foram da ordem de 10^{-5} m/s

Para o solo de origem aluvionar, utilizou-se gradiente hidráulico 4, e a saturação ocorreu em poucos minutos, os ensaios de permeabilidade deram-se logo

em seguida a carga constante, com o mesmo gradiente, estando o resultado médio de acordo com a granulometria e classificação do mesmo, areia média limpa mal graduada.

Tabela 15 – Resultados dos ensaios de Permeabilidade a Carga Variável e Constante

Solo (Gênese)	Amostra	Corpo de Prova	Sr inicial (%)	Sr final (%)	K_{20} médio (m/s)	Método
Colúvio	P3.3	CP1	35	100	$1,8 \times 10^{-6}$	Permeâmetro de aço a carga variável
		CP2	36	100	$2,2 \times 10^{-6}$	
		CP4	41	98	$1,7 \times 10^{-7}$	
		CP2 (teste)	-	-	$3,8 \times 10^{-6}$	
Arenito	P4	CP1	24	98	$1,5 \times 10^{-8}$	Permeâmetro de aço a carga variável
		CP2	31	100	$3,8 \times 10^{-7}$	
		CP3	-	-	-	
Solo aluvionar	G8	CP1	26	98	$2,0 \times 10^{-5}$	Permeâmetro de PVC a carga constante
		CP2	-	-	$2,0 \times 10^{-5}$	
		CP3	-	-	$1,8 \times 10^{-5}$	

Sr – Grau de saturação; K_{20} – Conduvidade Hidráulica corrigida para temperatura de 20°C

O gráfico da Figura 106 mostra os resultados dos vários ensaios realizados ao longo do tempo para o arenito. A partir deste pode-se notar que houve uma tendência de queda da permeabilidade para o CP1 e de aumento para o CP2.

Essas tendências de redução e aumento podem ser explicadas por um pequeno carreamento de finos que possa ter ocorrido, devido ao grande gradiente hidráulico empregado. Constatou-se no CP2 houve a acumulação desses finos na base do corpo de prova, acarretando numa pequena colmatção, levando a diminuição da permeabilidade. No CP3 houve a perda de material fino causando um ligeiro aumento no índice de vazios e conseqüentemente na permeabilidade.

A Figura 107 mostra um gráfico com os resultados dos ensaios de permeabilidade realizados para o colúvio. Neste pode-se constatar que não houve variações significativas na condutividade hidráulica ao longo do tempo.

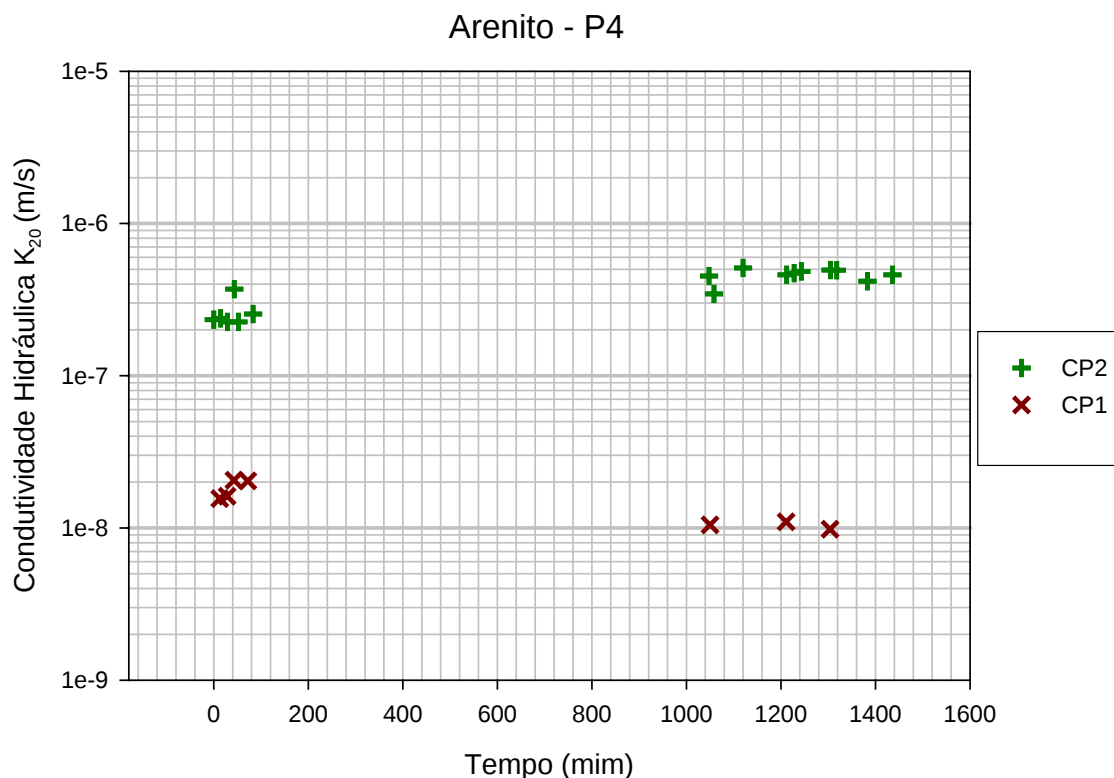


Figura 106 – Gráfico de condutividade hidráulica por tempo para o Arenito.

A Figura 108 apresenta os resultados de condutividade hidráulica para o solo aluvionar ao longo do tempo. Através deste nota-se que houve uma pequena variação em torno da média, não caracterizando nenhuma tendência significativa de queda ou aumento da condutividade hidráulica durante o tempo de percolação.

Durante a desmontagem dos permeâmetros dos ensaios realizados com o arenito houve a constatação de que uma espécie de sedimento fino de cor branca se acumulou tanto na base como no topo dos permeâmetros, ocasionando uma certa obstrução principalmente nos furos de saída dos mesmo. Atribui-se a presença desses sedimentos a três possíveis causas: impurezas na água; arraste de finos da amostra devido ao alto gradiente imposto durante a saturação; e dissolução e lixiviação de pequenas conchas contidas no pedregulho fino utilizado como filtro, disponível no laboratório.

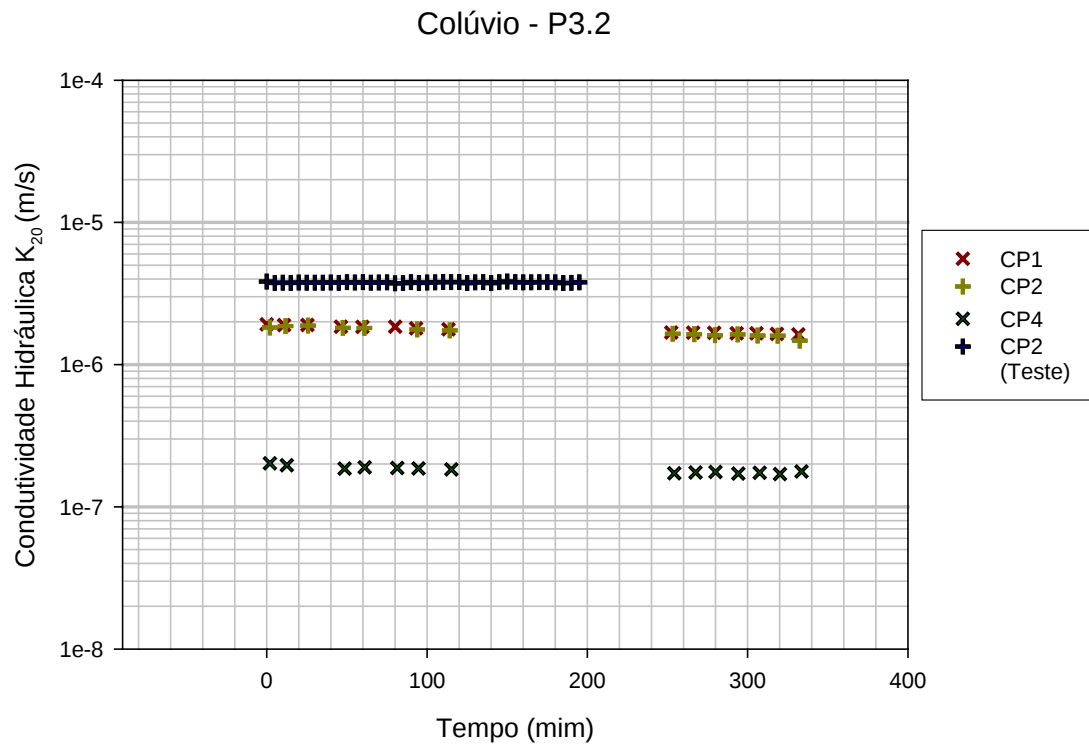


Figura 107 - Gráfico de condutividade hidráulica por tempo para o Colúvio.

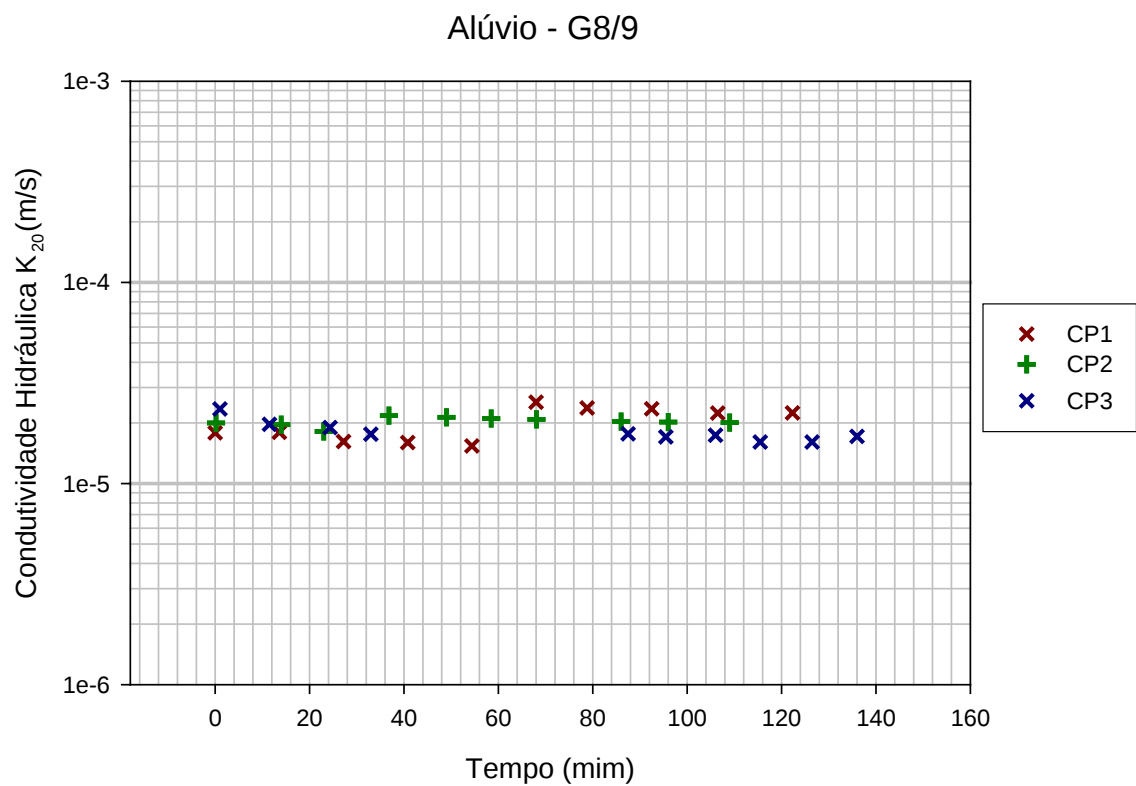


Figura 108 – Gráfico de condutividade hidráulica por tempo para o solo aluvionar.

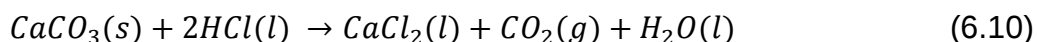
A desmontagem dos ensaios do solo coluvionar apresentou uma espécie de limo ferruginoso ralo sobre a pedra porosa do topo do permeâmetro (Figura 109),

provavelmente devido a impurezas na água, pois a acumulação deste tipo limo é comum em tubulações de água tratadas com sulfato férrico no processo de coagulação, devido à sobra de uma quantidade residual deste produto na água após o tratamento. Porém, neste caso, não houve comprometimento dos resultados do ensaio, uma vez que o limo ficou retido nas pedras porosas, sem causar qualquer tipo de entupimento.



Figura 109 – Limo ferruginoso encontrado na desmontagem dos permeâmetros

Para a solução dos problemas enfrentados nestes ensaios, procurou-se eliminar todas as causas prováveis assumidas. Para eliminar as impurezas da água, um filtro de carvão ativado foi instalado na entrada do painel de permeabilidade logo após a caixa d'água. O pedregulho fino foi tratado com uma solução de ácido clorídrico (HCl), a fim de dissolver e lixiviar todas as conchas, com base na reação química mostrada na equação (6.10) e demais impurezas que possam interferir no ensaio.



O procedimento de limpeza do pedregulho fino consistiu em deixá-lo em um banho com solução de HCl 18,5% (V/V) durante 24 horas e depois lavá-lo em água corrente até que toda a solução ácida fosse retirada. Assim que iniciado o procedimento vários focos de surgimento de gás foram localizados no pedregulho indicando a ocorrência da reação (6.10). O pedregulho fino limpo apresentou coloração diferente e ganhou certo brilho, revelando inclusive partículas vítreas. Durante a lavagem foi nítida a grande quantidade de impureza que ficou dissolvida e suspensa na solução, alterando sua cor de amarelada para amarronzada. A solução ácida foi descartada no esgoto após ampla dissolução com água, eliminando seus efeitos corrosivos nocivos à saúde e ao meio ambiente.



Figura 110 – Pedregulho em Banho de solução de HCl 18,5%

Um novo ensaio foi montando com três novos corpos de prova do arenito. Neste novo ensaio tomou-se o cuidado de impor um gradiente hidráulico baixo e ir aumentando aos poucos, buscando um gradiente mínimo para a saturação, a fim de impedir o carreamento de finos. No entanto, mesmo após cerca de 3 meses de percolação, iniciando-se com gradiente 5 na primeira semana, passando para gradiente 10 a partir da segunda semana, e aumentando-se, no último mês, para o gradiente máximo possível, cerca de 25, utilizando-se a carga direta da caixa de água, não houve saturação dos corpos de prova.

Três corpos de prova de solo residual foram ensaiados utilizando os permeâmetros de aço, com vedação de bentonita. Nestas amostras, após 2 meses de processo de percolação com gradiente 10, também não houve saturação. Mesmo após a elevação do gradiente hidráulico a cerca de 25, e deixando-se em processo de percolação por mais 2 semanas não ocorreu a saturação dos corpos de prova.

Durante a desmontagem dos permeâmetros (Figura 111) observou-se que não ocorreu nenhum de tipo de entupimento ou entrada de ar no sistema, e nem danos as amostras, sendo que a mesmas encontravam-se úmidas somente em suas extremidades, estando o seu núcleo seco.

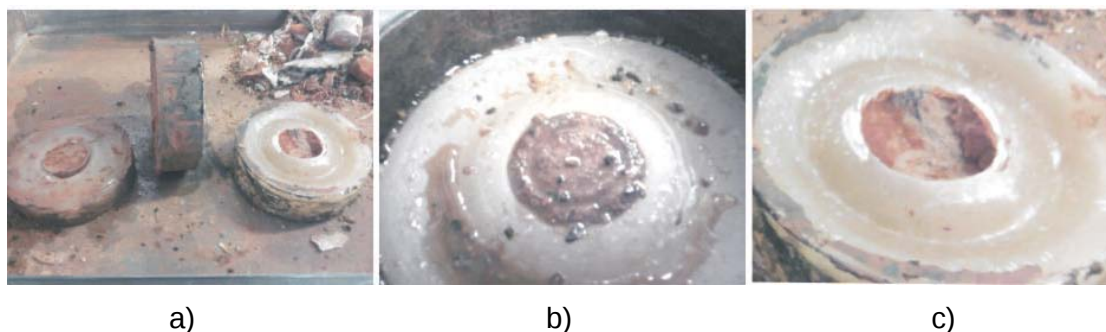


Figura 111 - Desmontagem do ensaio de condutividade hidráulica do solo residual de arenito: a) detalhe do conjunto dividido nas três camadas parafina – bentonita – parafina; b) topo do corpo de prova com água; c) parte interna do corpo de prova seco.

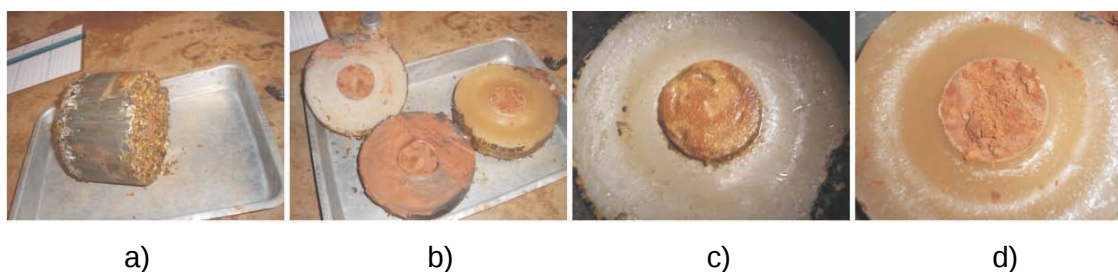


Figura 112 - Desmontagem do ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida de aço – corpo de prova de arenito: a) detalhe do conjunto retirado do permeâmetro b) conjunto dividido nas três camadas parafina – bentonita – parafina c) topo do corpo de prova com água d) parte interna do corpo de prova seco.

Acredita-se que a dificuldade de saturação nesses materiais é devida não só devido sua baixa condutividade hidráulica, mas também por possuírem uma estrutura que de certa forma impede a saída do ar de seu interior durante a percolação, formando-se muitas bolhas oclusas que por sua vez impedem o fluxo da água. Neste caso o processo de saturação só é possível por aplicação de contra-pressão. Neste sentido foi desenvolvido no laboratório um permeâmetro de parede flexível, o qual permitiu a saturação por contrapressão e a realização de ensaios sobre uma determinada pressão de confinamento.

6.4.2 Ensaios em permeâmetro de parede flexível

Com o permeâmetro de parede flexível foram feitos ensaios em três corpos de prova para o solo residual de arenito e três para o arenito. A Figura 114 traz os gráficos que mostram o processo de saturação de cada corpo de prova. Neste gráfico a linha tracejada vermelha representa uma reta de inclinação de 45°, que

passa pelo ponto inicial de cada processo de saturação por contra pressão, ou seja, os dados experimentais se aproximam desta linha conforme B se aproxima de 1. Todos os corpos de prova atingiram $B \geq 0,95$ em contra pressões elevadas, acima de 900 KPa. Acredita-se que isto ocorreu devido a estrutura destes tipos de solo, com vazios descontínuos que predomina o ar em seu interior, e devido ao procedimento adotado de incremento sucessivos de pressão, esperando-se alguns minutos apenas entre um incremento e outro. Provavelmente períodos de espera maiores entre os incrementos poderiam resultar em contra pressões finais mais baixas.

A Figura 113 mostra o gráfico com a variação dos valores de condutividade hidráulica ao longo do tempo obtidos para três corpos de prova, CP2, CP4 e CP5, de arenito. Neste gráfico pode-se notar grande variação dos valores para o CP4. Acredita-se que isto provavelmente se deve a ruídos no sinal do medidor de variação de volume, transdutor de pressão diferencial dos tubos de carga, o único que não foi substituído, o qual apresentou ruídos esporadicamente.

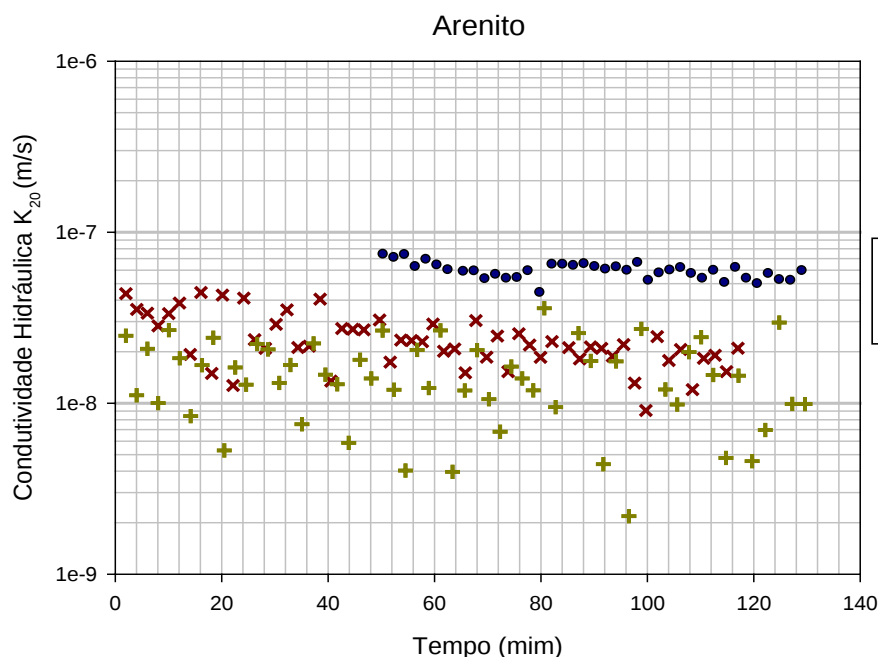


Figura 113 – Gráfico de Condutividade Hidráulica obtida em ensaio em permeâmetro de parede flexível *versus* tempo para o arenito.

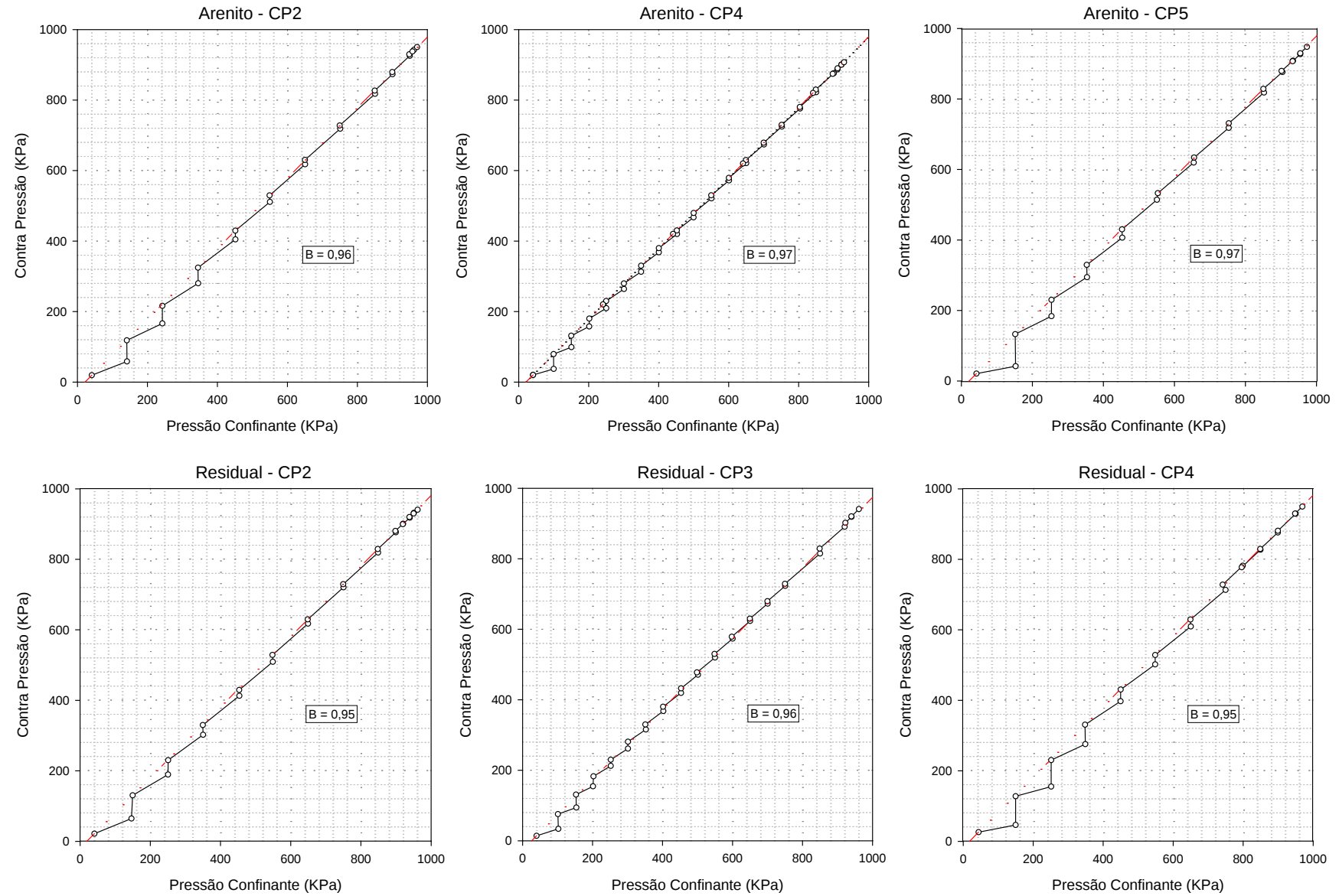


Figura 114 – Gráficos com resultados do processo de saturação por contra pressão

Os resultados de condutividade hidráulica para solo residual de arenito também devem ter sofrido influência deste ruído para o corpo de prova CP3, o que pode ser visto no gráfico da Figura 115. Excluindo-se os resultados discrepantes obtidos para o CP3, pode-se observar melhor os demais resultados, o que é visto no gráfico da Figura 116.

Para a obtenção de valores médios de condutividade hidráulica a partir dos ensaios em permeâmetros de parede flexível, preferiu-se excluir os resultados discrepantes referentes ao CP3 do solo residual de arenito, considerando-se os demais valores. Os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 16. Para o arenito obteve-se um valor médio de condutividade hidráulica de $3,3 \times 10^{-8}$ m/s e de $1,2 \times 10^{-7}$ m/s para o solo residual de arenito.

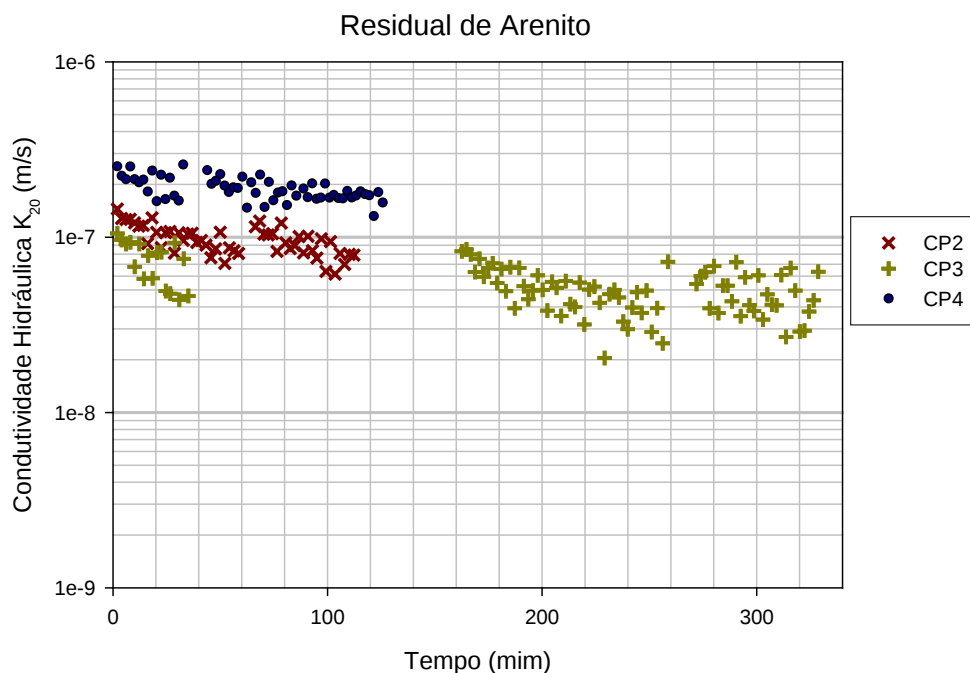


Figura 115 - Gráfico de Condutividade Hidráulica obtida em ensaio em permeâmetro de parede flexível pelo tempo para o solo residual de arenito.

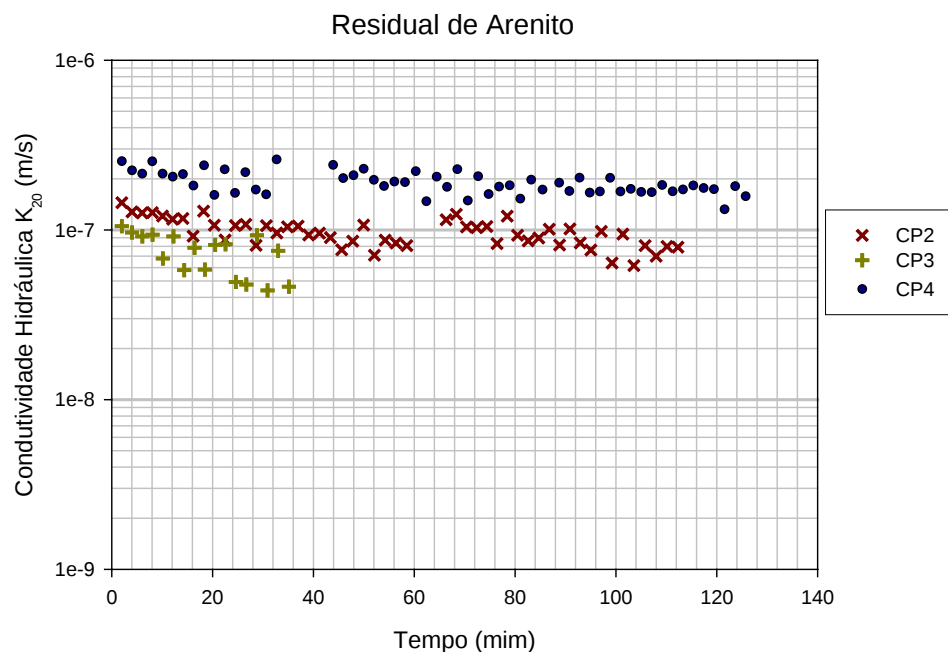


Figura 116 - Gráfico de Condutividade Hidráulica obtida em ensaio em permeâmetro de parede flexível pelo tempo para o solo residual de arenito, excluindo-se parte dos dados do CP3.

Tabela 16 – Síntese dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica nos permeâmetros de parede flexível

Parâmetros	Tipo de Solo (Gênese)					
	Arenito			Residual de Arenito		
Amostra	P4			P3.2		
Corpo de Prova	CP2	CP4	CP5	CP2	CP3	CP4
B (%)	96	97	97	95	96	95
Tensão Confinante (KPa)	960	930	971,6	960,8	960,7	970,6
Contra pressão (KPa)	940	910	947,8	940	941	949,4
$u_A(t_i) - u_B$ (KPa)	9,37	12,14	8,87	12,28	10,64	11,39
K_{20} (m/s)	$2,4 \times 10^{-8}$	$1,5 \times 10^{-8}$	$6,0 \times 10^{-8}$	$9,7 \times 10^{-8}$	$7,4 \times 10^{-8}$	$1,9 \times 10^{-7}$
K_{20} médio (m/s)	$3,3 \times 10^{-8}$			$1,2 \times 10^{-7}$		

6.5 Ensaios em campo

6.5.1 Ensaios com o permeâmetro de Guelph

Os resultados dos ensaios de campo na zona não saturada estão sintetizados na Tabela 17. Nesses ensaios utilizou-se uma carga hidráulica $H = 5$ cm, e duas cargas hidráulicas $H_1 = 5$ cm e $H_2 = 10$ cm. No cálculo com uma carga hidráulica utilizou a equação (3.30) a qual considera capilaridade nula fazendo $\alpha^* \rightarrow \infty$, e a

equação (3.29) estimando $\alpha^* = 12 \text{ m}^{-1}$ de acordo com as recomendações de Elrick(1989) da Tabela 2. Lembrando que os valores encontrados com a formulação resultante de $\alpha^* \rightarrow \infty$ tratam-se dos valores máximos estimados de condutividade hidráulica, uma vez que considera-se a hipótese de solo grosseiro sem capilaridade, enquanto os valores encontrados estimando $\alpha^* = 12 \text{ m}^{-1}$ tratam-se da melhor estimativa para a maioria dos solos segundo Elrick(1989).

A técnica de cálculo utilizando duas cargas hidráulicas no furo apresentou bons resultados apenas para o ponto G1, sendo que, para os demais, valores negativos de K_{fs} foram encontrados. De acordo com Elrick (1989) os valores negativos são um resultado do fato que as equações simultâneas de K_{fs} e ϕ_m não são bem condicionadas, ou seja, suas soluções são muito sensíveis a taxa Q_2/Q_1 , onde Q_2 e Q_1 são as vazões medidas referentes as cargas H_1 e H_2 . Os principais fatores que influenciam esta taxa são erros de medida e grande heterogeneidade localizada, ou seja, um local de variação em pequena escala espacial das propriedades hidráulicas do solo.

O colúvio apresentou valores de condutividade hidráulica com diferença de uma ordem de grandeza entre os valores estimados considerando capilaridade nula ($K_{fs} = 1,6 \times 10^{-5}$ e $1,0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$) em relação aos valores encontrados estimando-se $\alpha^* = 12 \text{ m}^{-1}$ ($K_{fs} = 4,1 \times 10^{-6}$ a $6,4 \times 10^{-6} \text{ m/s}$). Estes últimos valores tiveram a mesma ordem de grandeza do encontrado em laboratório ($2,6 \times 10^{-6} \text{ m/s}$).

Nos ensaios realizados no solo aluvionar, tinha-se como K de laboratório o valor de $2,0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$. Os valores encontrados em campo com permeâmetro de Guelph foram mais elevados ($K_{fs} = 1,1$ a $2,8 \times 10^{-4} \text{ m/s}$).

No solo aluvionar, apesar da condição de campo saturado, os valores mais altos encontrados durante o ensaio de campo provavelmente devem-se ao fluxo tridimensional, o que aumenta a possibilidade da ocorrência de caminhos preferenciais no solo, em conjunto com a baixa compactação da camada superficial do solo aluvionar ensaiada.

Tabela 17 - Resultados da condutividade hidráulica de campo saturada (K_{fs}) e sucção mátrica (ϕ_m) obtidos através dos ensaios com o Permeômetro de Guelph

Ponto	Material	Textura	H = 5 cm			H ₁ = 5 cm e H ₂ = 10 cm		
			Laplace ($\alpha^* \rightarrow \infty$)	Elrick ($\alpha^* \approx 12 \text{ m}^{-1}$)		K_{fs} (m/s)	ϕ_m (m ² /s)	α^* (m ⁻¹)
			K_{fs} (m/s)	K_{fs} (m/s)	ϕ_m (m ² /s)			
G1	Residual de Arenito	Areia Silto-Argilosa	$8,5 \times 10^{-7}$	$3,4 \times 10^{-7}$	$2,8 \times 10^{-6}$	$4,6 \times 10^{-7}$	$7,9 \times 10^{-6}$	5,87
G3	Residual de Arenito	Areia Silto-Argilosa	$3,1 \times 10^{-7}$	$1,3 \times 10^{-7}$	$1,1 \times 10^{-6}$	-	-	-
G4	Colúvio	Areia Siltosa	$1,0 \times 10^{-5}$	$4,1 \times 10^{-6}$	$3,4 \times 10^{-5}$	-	-	-
G5	Colúvio	Areia Siltosa	$1,6 \times 10^{-5}$	$6,4 \times 10^{-6}$	$5,4 \times 10^{-5}$	-	-	-
G8	Alúvio	Areia	$2,8 \times 10^{-4}$	$1,1 \times 10^{-4}$	$9,4 \times 10^{-4}$	-	-	-
G9	Alúvio	Areia	$2,8 \times 10^{-4}$	$1,1 \times 10^{-4}$	$9,4 \times 10^{-4}$	-	-	-

Nos pontos onde há afloramentos do arenito não foi possível realizar ensaios com permeômetro de Guelph, pois não se conseguiu fazer o furo para a realização do ensaio. O arenito nesses pontos, apesar de mais alterado pela maior exposição aos agentes intempéricos, apresentou elevada resistência, acima da capacidade de corte do trado manual utilizado.

Os ensaios realizados no solo residual de arenito apresentaram como principal dificuldade o controle da temperatura, uma vez que, como o solo possui uma condutividade hidráulica mais baixa que os demais solos ensaiados, foram necessárias cerca de 6 horas para cada ensaio ser concluído. Deste modo, houve grande variação de insolação e consequentemente de temperatura. O problema da exposição ao sol foi resolvido utilizando um guarda-sol para proteger o equipamento, o que também amenizou um pouco a temperatura. Os valores de K_{fs} encontrados ($8,5 \times 10^{-7}$, $3,4 \times 10^{-7}$, $3,1 \times 10^{-7}$ e $1,3 \times 10^{-7}$ m/s) eram esperados, pois este solo possui textura mais argilosa e estrutura menos alterada, mais próxima da rocha matriz, que é o arenito.

A Figura 117 e a Figura 118 trazem as funções da condutividade hidráulica não saturada dos solos ensaiados com o Permeômetro de Guelph, obtidas através da equação (3.26) de Gardner (1985). A Tabela 17 também traz os valores de sucção mátrica encontrados para os solos ensaiados. Estes resultados são apresentados visando complementar aqueles obtidos com o permeômetro de Guelph, entretanto estes não serão discutidos, uma vez que não faz parte do objetivo deste trabalho o estudo do comportamento de solos não saturados. Neste sentido, estes resultados

são apresentados apenas para servir como resultados preliminares para estudos futuros na área do aterro de RSU de Bauru que visem avaliar o efeito da condição não saturada no comportamento dos solos que lá ocorrem.

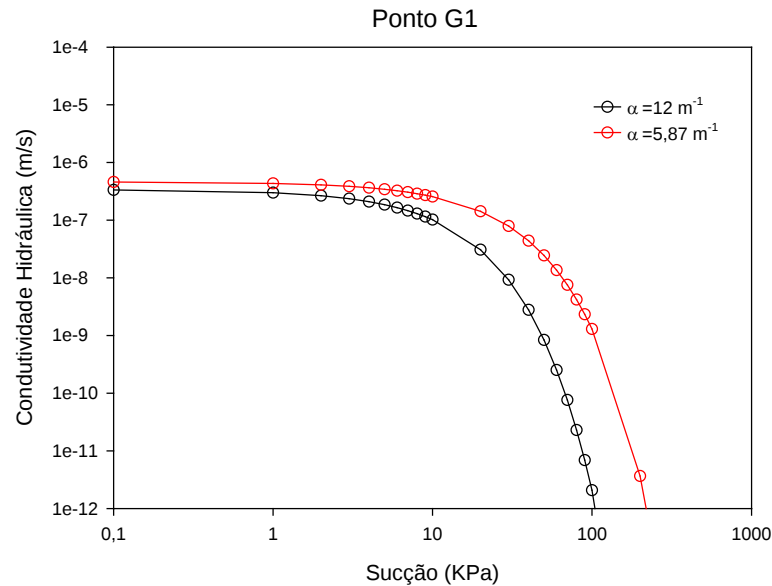


Figura 117 – Condutividade Hidráulica não saturada do solo no ponto G1 considerando o $\alpha = \alpha^* = 12 \text{ m}^{-1}$ e $\alpha = \alpha^* = 5,87 \text{ m}^{-1}$ encontrado no ensaio com duas cargas hidráulicas.

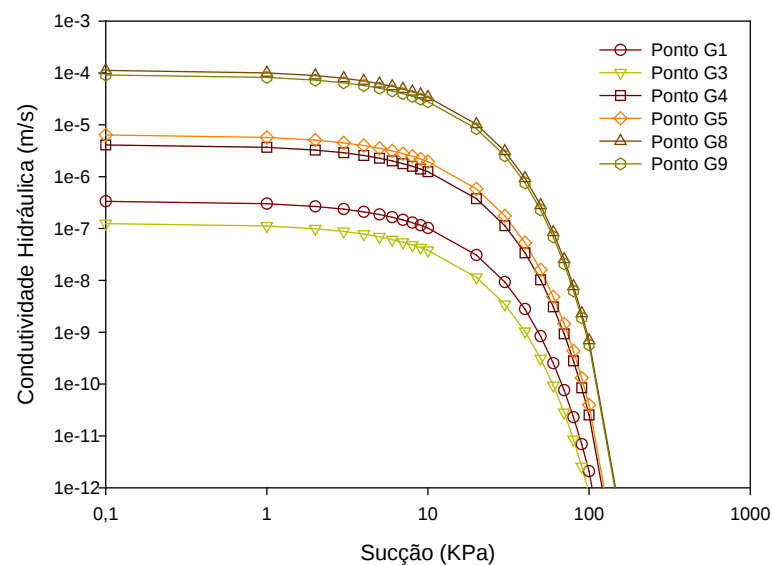


Figura 118 - Condutividade Hidráulica não saturada do solo nos pontos ensaiados com o Permeâmetro de Guelph considerando o $\alpha = \alpha^* = 12 \text{ m}^{-1}$

6.5.2 Ensaio de recuperação nos poços de monitoramento

Dentre todos os ensaios realizados, foram selecionados para a interpretação e discussão os resultados cinco poços, que possuíam solos com características na

seção filtrante do poço bem definidas. A localização dos poços selecionados é apresentada na Figura 119.

A Figura 121 e a Figura 120 mostram as curvas de recuperação do nível d'água normalizadas em porcentagem com relação ao rebaixamento total provocado no poço de monitoramento. Através destes gráficos observa-se que nem sempre a curva de recuperação é uma reta, como consideram as metodologias de Hvorslev (1951) adaptado por Fetter (2001) e de Bower & Rice (1976 *apud* BUTLER, 1998). Neste sentido as retas foram ajustadas nos intervalos recomendados por Butler (1998), de 15% a 25% para o método de Hvorslev e de 20 a 30% para o método de Bower & Rice, preferindo-se adotar uma única curva para o cálculo a partir dos dois métodos. Escolhe-se aquela que visualmente mais se ajustou aos dados experimentais, de um modo geral, com exceção da curva referente ao poço PP-5B.

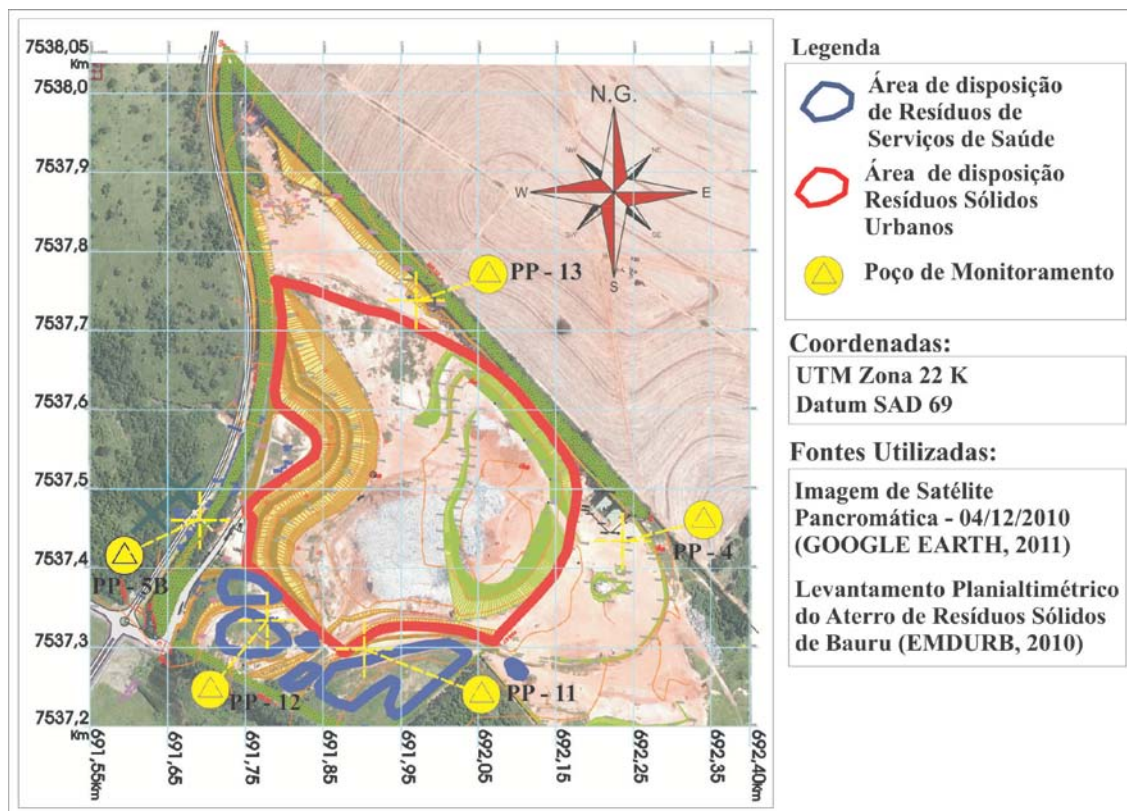


Figura 119 – Localização dos poços de monitoramento, nos quais os ensaios de recuperação foram realizados e interpretados.

A Tabela 18 resume as características construtivas e a posição do nível de água estático (N.E.) utilizados nos cálculos para determinação da condutividade hidráulica.

Tabela 18 - Características construtivas e posição do nível de água estático (N.E.) de cinco poços de monitoramento do Aterro de RSU de Bauru/SP

Poço	N.E. (m)	L (m)	Lw (m)	Le (m)
PP-04	25,23	37,4	12,17	8
PP-05B	7,57	24,8	17,23	17,8
PP-11	25,87	37,5	11,63	9,7
PP-12	18,57	26	7,43	10,5
PP-13	28,38	44	15,62	17,9

Poço	LeSat. (m)	2R (m)	2r (m)	D (m)
PP-04	8,00	0,15	0,10	100
PP-05B	17,23	0,18	0,10	30
PP-11	9,70	0,18	0,10	100
PP-12	7,43	0,18	0,10	100
PP-13	15,62	0,18	0,10	100

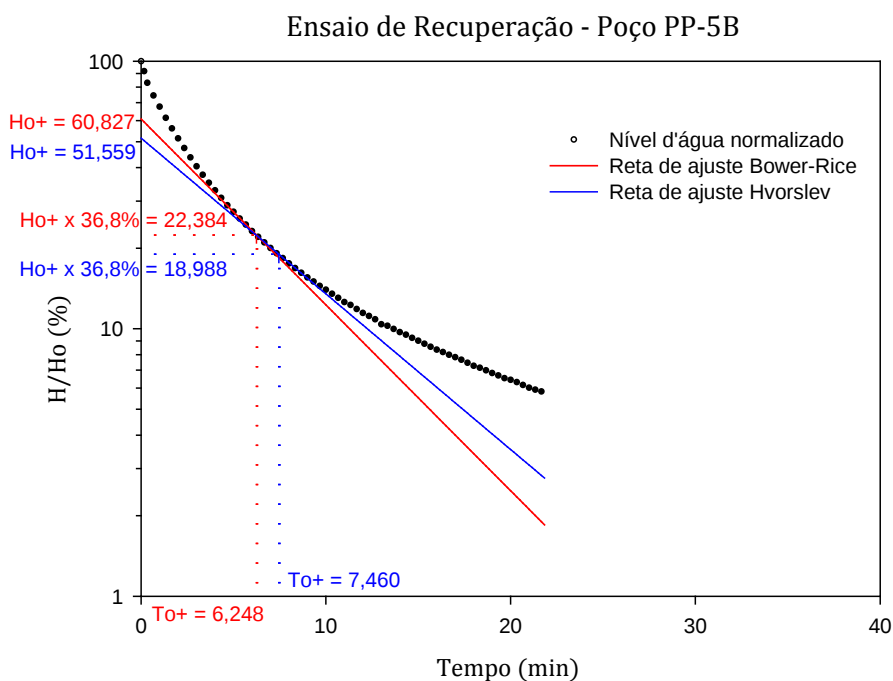


Figura 120 – Gráfico com os resultados dos ensaios de recuperação realizado no Poço de monitoramento PP-5B.

O gráfico do poço PP – 5B, ao invés de uma reta, traz uma curva côncava para cima acentuada. Em função disto foi necessário utilizar duas retas de ajuste, uma para cada método seguindo os intervalos de ajuste recomendados por Butler (1998), uma vez que a escolha de uma única reta resultou em valores de condutividade hidráulica discrepantes, em uma ordem de grandeza, entre os métodos de cálculo.

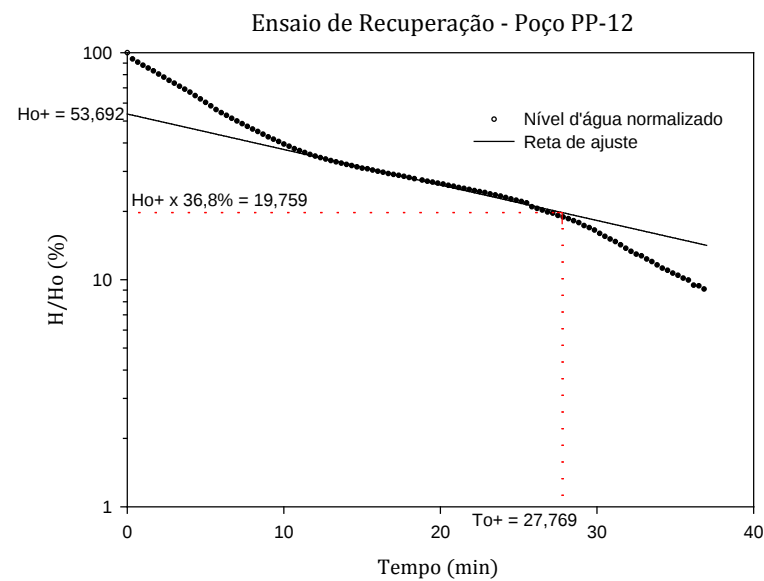
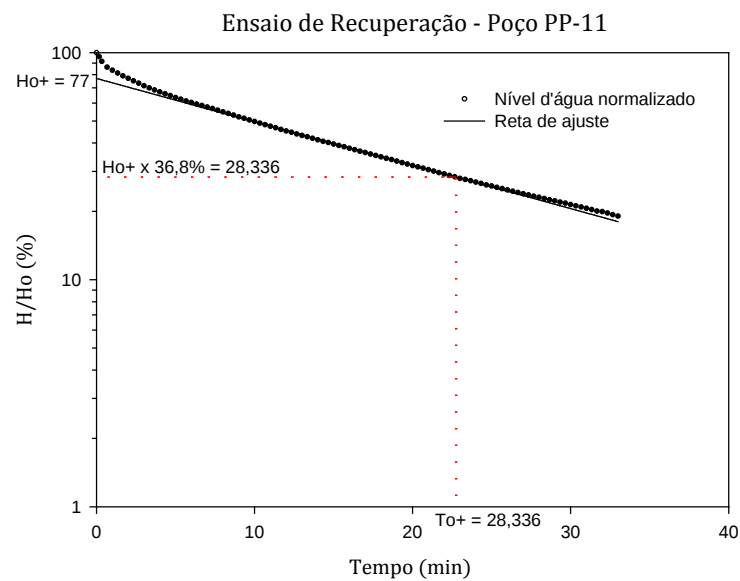
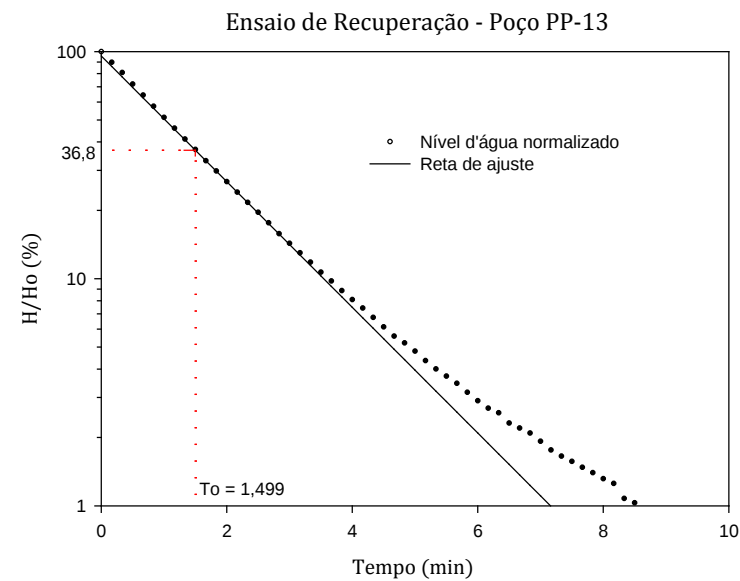
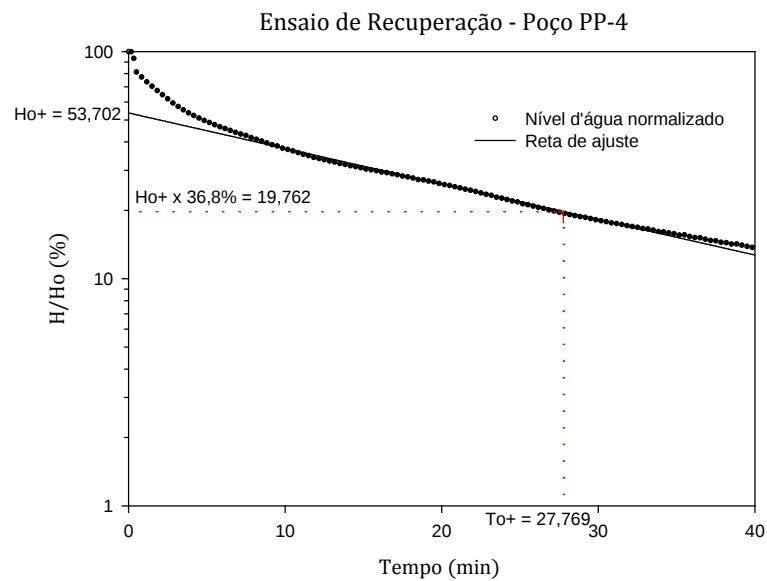


Figura 121 – Gráficos com resultados dos ensaios de recuperação nos poços de monitoramento

De acordo com Butler (1998) esta resposta é dada devido a influência do armazenamento elástico do aquífero. Em aquíferos confinados, quando se aplica a drenagem de um poço ocorre a diminuição da carga piezométrica que resulta na compressão do aquífero, forçando a saída da água; a redução da pressão provoca, por sua vez, a expansão e fluxo da água no aquífero (modificado de ABGE, 1998). O coeficiente de armazenamento S , que expressa o volume de água que pode ser retirado de prisma vertical dentro do aquífero, segundo Butler (1998) pode ser calculado por:

$$S = \frac{\alpha r_c^2}{r_w^2 B} \quad (6.11)$$

Onde:

r_c - Raio do tubo

r_w - Raio do furo

B – Espessura do aquífero

α – parâmetro adimensional de armazenamento, calculado através dos dados de recuperação do poço plotados no ábaco de Cooper et al (1967 *apud* BUTLER, 1998).

Butler (1998) também afirma que a resposta côncava para cima de uma curva de recuperação do nível d'água é dada principalmente em função do parâmetro adimensional de armazenamento α , sendo esta devido a um α grande.

Entretanto, o aquífero do poço PP-5B não é confinado. Deste modo, considera-se que este comportamento se deve a variação da estratigrafia ao longo da profundidade. Neste local o perfil apresenta camadas de areia e lentes de argila, que podem atuar como camadas confinantes do aquífero devido à sua baixa condutividade hidráulica, que variam em ordem de 10^{-8} a 10^{-10} m/s, conforme visto no item 4.3.

Para os demais poços também se observa em seus gráficos de recuperação do nível d'água normalizado uma ligeira concavidade para cima, o que também pode ser devido a um ligeiro efeito do armazenamento elástico. Isto também pode ser uma certa influência de um pré-filtro com permeabilidade consideravelmente maior que o aquífero, o que gera uma dupla reta no gráfico devido uma drenagem inicial proveniente apenas do pré-filtro, muito mais rápida que a contribuição do aquífero. Este efeito está bem caracterizado na porção inicial do gráfico de recuperação do

nível normalizado do poço PP-12, no qual, o efeito notado em sua porção final também provavelmente é dado pelo mesmo mecanismo.

A Tabela 19 resume os valores de condutividade hidráulica radial determinadas e corrigidas para a temperatura de 20°C, correlacionando-as com o tipo de solo que ocorre na região do entorno do pré-filtro de cada poço. Através desta, observa-se que não houve alteração significativa de resultado em função da alteração da metodologia de cálculo, podendo-se admitir os dois valores como corretos. Optou-se, portanto, em adotar uma média entre eles. Ressalta-se que a metodologia de cálculo da ABGE (1994) não foi utilizada, em virtude de apresentar resultados duas ordens de grandeza menor que os métodos de Hvorslev (1951) e Bower & Rice (1976) para os mesmos dados experimentais, ficando abaixo do esperado para esses tipos de solo. No decorrer dos cálculos notou-se que esta discrepância era devida, principalmente, a adoção do coeficiente S , sendo que não havia uma relação S/r (Tabela 3) adequada para as características geométricas dos poços de monitoramento.

Ainda na Tabela 19, observa-se que o ensaio realizado no solo aluvionar resultou em um baixo valor de condutividade hidráulica ($K_r = 7,2$ e $8,5 \times 10^{-7}$ m/s) em comparação com os resultados no ensaio com o permeâmetro de Guelph ($K_s = 1,1$ a $2,8 \times 10^{-4}$ m/s) e com o laboratório ($K = 2,0 \times 10^{-5}$ m/s). Isto ocorreu porque, diferentemente dos ensaios realizados nos poços de monitoramento, os ensaios de laboratório e no campo com o permeâmetro de Guelph foram feitos apenas numa camada superficial de areia limpa. Assim, nos ensaios de recuperação, o resultado obtido se refere a uma média da condutividade hidráulica entre camadas arenosas e lentes argilosas existentes no local.

Na Figura 122 podem-se observar as camadas de solo na região do pré-filtro do poço PP-5B, instalado na área com predominância de solo aluvionar. Nela fica demonstrada a variabilidade das camadas existentes no local.

O poço PP-13 apresentou valores de condutividade hidráulica de $3,1 \times 10^{-6}$ e $4,6 \times 10^{-6}$ m/s, maior que o determinado nos demais poços onde o solo próximo ao filtro era o residual de arenito. Acredita-se que este resultado deve-se a heterogeneidade do perfil do subsolo local, sendo o solo residual, na proximidade do filtro deste poço, provavelmente mais alterado que os demais. De fato, de acordo com o perfil geológico – geotécnico deste poço descrito por Mondelli (2008), Figura

123, há um tipo de solo com menor quantidade de finos e com descrição distinta das demais camadas na profundidade de 34 a 44 m.

Destacar que um procedimento diferente foi utilizado no ensaio realizado nesse poço. Em todos os demais poços o ensaio foi feito com o rebaixamento do nível d'água através da utilização de uma bomba de recalque, porém, no poço PP-13, a profundidade excedeu a capacidade de recalque da bomba. Assim, optou-se por adicionar um volume conhecido de água ao poço (20 L), para provocar a elevação do mesmo.

Tabela 19 - Valores de condutividade hidráulica radial corrigidos para temperatura de 20° C (K_{r20}) determinadas a partir de resultados de ensaios de recuperação em cinco poços de monitoramento no Aterro de RSU de Bauru/SP

Poço de Monitoramento	Solo próximo ao pré-filtro	Condutividade Hidráulica - K_{r20} (m/s)	
		Hvorslev (1951 adaptado por FETTER, 2001)	Bower-Rice (1976)
PP-04	Residual de Arenito	$4,4 \times 10^{-7}$	$3,0 \times 10^{-7}$
PP-5B	Solo Aluvionar	$8,5 \times 10^{-7}$	$7,2 \times 10^{-7}$
PP-11	Residual de Arenito	$4,4 \times 10^{-7}$	$3,0 \times 10^{-7}$
PP-12	Residual de Arenito	$4,5 \times 10^{-7}$	$2,8 \times 10^{-7}$
PP-13	Residual de Arenito	$4,6 \times 10^{-6}$	$3,1 \times 10^{-6}$

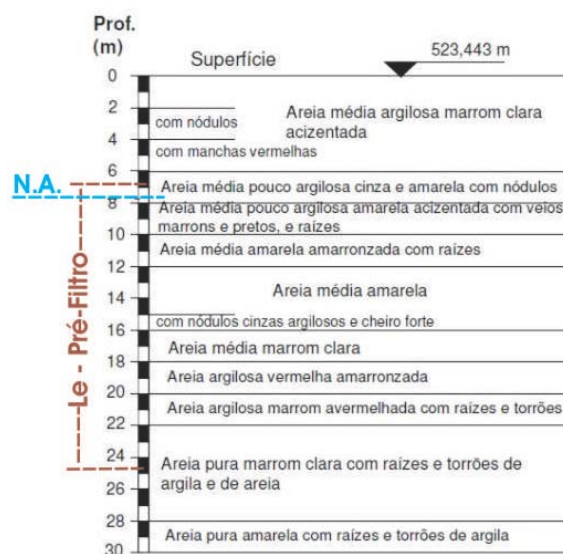


Figura 122 - Perfil geotécnico do poço PP-5B mostrando a posição do pré-filtro e do nível d'água em relação às camadas de solo (modificado de Mondelli, 2008).

PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO - POÇO 13

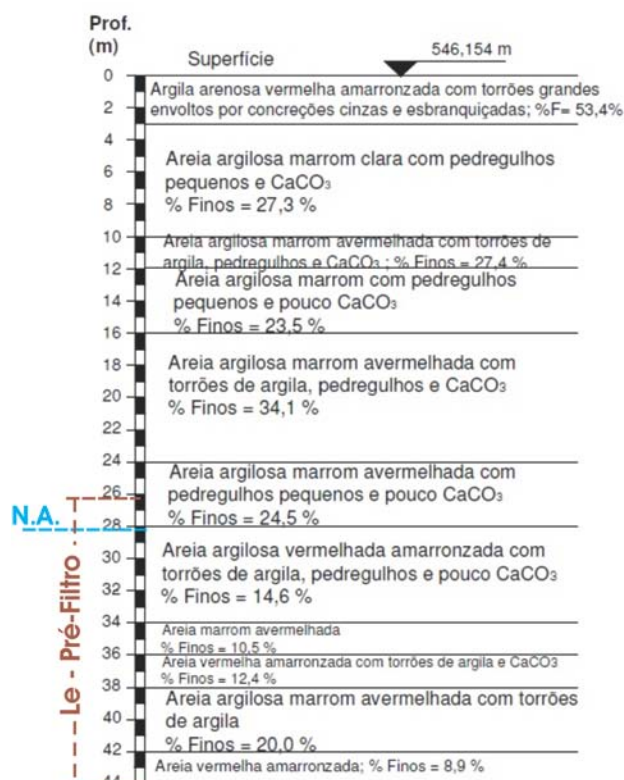


Figura 123 - Perfil geotécnico do poço PP-13 mostrando a posição do pré-filtro e do nível d'água em relação às camadas de solo (modificado de Mondelli, 2008).

Nos poços PP-04, PP-11 e PP-12 os valores determinados para a condutividade hidráulica foram próximos àqueles determinados no ensaio com o permeâmetro de Guelph (mesma ordem de grandeza), e estão de acordo com o esperado para esse tipo de material.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Considerações quanto as diferentes técnicas de ensaios

Esta pesquisa possibilitou a avaliação de diferentes técnicas de ensaios para determinação da condutividade hidráulica dos solos investigados, tanto em campo como em laboratório.

A Tabela 20 apresenta a opinião do autor sobre os prós e contras e algumas recomendações para a execução das técnicas de ensaios de laboratório empregadas. De modo geral, no laboratório não houve uma melhor técnica, mas sim a necessidade de adequação da técnica ao tipo de solo ensaiado e ao custo associado a esta.

Tabela 20 – Considerações quanto aos ensaios de laboratório realizados

	Prós	Contras	Recomendações
Ensaio de Laboratório	<i>Ensaio de Condutividade Hidráulica em Permeâmetro de parede rígida de PVC – fluxo unidimensional na direção vertical</i>		
	- Baixo Custo - Montagem simples e rápida - Permite a realização de ensaios com contaminantes	A falta de elemento de vedação entre a parede do permeâmetro e o corpo de prova pode gerar fluxos preferenciais pela parede do permeâmetro	Seu uso é mais adequado a solos granulares, areias limpas – $K \leq 10^{-6}$ m/s
	<i>Ensaio de Condutividade Hidráulica em Permeâmetro de parede rígida de Aço – fluxo unidimensional na direção vertical</i>		
	- Baixo Custo - Utilização de elemento de vedação (bentonita) dá melhor garantia de não ocorrência de fluxo preferencial	- Montagem demorada e mais complicada, devido a utilização de parafina derretida e bentonita - A falta de cuidado ou destreza na montagem pode comprometer o ensaio tanto por danos ao corpo de prova como por falhas na vedação. - Saturação muito lenta em solos de baixa permeabilidade, podendo durar meses para ocorrer, ou ainda não ocorrer	Recomenda-se o uso para solos de K previsto para até 10^{-7} m/s, ou seja, siltes a siltes argilosos.
Ensaio de Laboratório	<i>Ensaio de Condutividade Hidráulica em Permeâmetro de parede flexível – fluxo unidimensional na direção vertical</i>		
	- Elimina a possibilidade de fluxo preferencial - Permite a saturação por contra pressão - Saturação rápida mesmo em solos de baixa permeabilidade - Permite a variação de tensões confinantes na determinação de K - Utilizando-se de interfaces adicionais e conexões em aço inox podem-se realizar ensaios com contaminantes	- Alto custo - Exige a utilização de equipamentos eletrônicos de alto custo, e da necessidade de mão de obra especializada - Pode ser necessária a utilização de colunas de mercúrio, elemento de alta toxicidade, caso um sistema de fluxo fechado seja requerido (solos moles)	Seu uso é recomendado a solos de baixa permeabilidade ou de estrutura de difícil saturação

O ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetros de parede flexível foi a técnica mais elaborada utilizada, com a adoção de um sistema informatizado de aquisição dos dados.

As técnicas de campo, cuja síntese é mostrada na Tabela 21, devido suas características de fluxo e por sofrerem influência de uma porção maior de solo durante o ensaio são consideradas como mais representativas que as de laboratório. Entretanto, o conhecimento de valores de laboratório foi um grande auxílio na interpretação dos dados de campo, uma vez que, sem valores orientadores, apenas a análise tátil visual ou caracterização do solo pode levar a uma interpretação equivocada. A influência da estrutura dos solos menos alterados de ocorrência na área de estudo não seria de fácil percepção sem o ensaios realizados em laboratório.

Tabela 21 - Considerações quanto aos ensaios de campo utilizados

	Prós	Contras	Recomendações
Ensaio de Campo	<i>Ensaio de Condutividade Hidráulica com o Permeâmetro de Guelph – fluxo tridimensional, bulbo de campo saturado</i>		
	- Baixo custo - Fácil Montagem e utilização - Em solos homogêneos Permite a estimativa de parâmetros para solos não saturados - Pode ser utilizado mesmo em locais de relevo acidentado - Maior representatividade, seu resultado é influenciado por uma porção maior do maciço em relação ao laboratório	- Ensaio muito demorado em solos de baixa permeabilidade (horas) - Difícil leitura do menisco devido as constantes bolhas de ar que sobem gerando turbulência - Difícil controle da temperatura durante o ensaio - Necessidade da condição não saturado do solo para a realização do ensaio	- Seu uso é adequado para solos não saturados, bastante secos, ou seja, com baixo teor de umidade. - Grande demora no ensaio foi encontrada com solos com K da ordem de 10^{-7} m/s, recomendando-se a utilização para solos de K maiores
Ensaio de Campo	<i>Ensaio de Recuperação nos Poços de Monitoramento (Slug Test) – fluxo bidimensional na direção radial horizontal</i>		
	- Baixo custo - Fácil execução - Maior representatividade do resultado quanto a permeabilidade do aquífero, onde de fato ocorre a pluma de contaminação - Obtém um valor médio considerando a heterogeneidade, sendo representativo de porção extensa do maciço, a maior em relação aos demais	- Necessidade de existir poços de monitoramento instalados no local e documentados quanto seus dados geométricos de instalação. - Resultado são afetados pela má instalação e desenvolvimento inadequado dos poços - Necessidade do conhecimento prévio a geologia local e principalmente do perfil geológico - geotécnico do poço para a interpretação dos resultados, - Metodologia de cálculo requer cuidado e bagagem profissional e teórica no ajuste das curvas de H/Ho pelo tempo	- Considera-se que este método seja o mais adequado para o estudo da permeabilidade em áreas contaminadas, devido a sua maior representatividade - Realização de ensaios de caracterização de laboratório como auxílio a uma interpretação mais adequada

Com relação aos ensaios de campo, pode-se dizer que o mais representativo em relação ao estudo da contaminação da área foram os ensaios de recuperação nos poços de monitoramento (Slug Test). Os resultados destes são diretamente relacionados ao fluxo na zona saturada nas proximidades do nível d'água e da camada penetrada pelo pré-filtro do poço de monitoramento, local onde ocorrem as concentrações de poluentes e a movimentação da pluma contaminação.

7.2 Valores representativos de condutividade hidráulica para os diferentes tipos de solo que existem na área

A Tabela 22 mostra um resumo de todos os resultados de condutividade hidráulica obtidos para os solos que ocorrem na área do aterro de resíduos urbanos de Bauru.

Tabela 22 – Resumo dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados nos diferentes solos que ocorrem no Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos de Bauru/SP

Solo (Gênese)	Textura	Ponto/Poço/Amostra	$K(m/s)^1$	Profundidade (m)	Método de ensaio
Aluvionar	Areia média limpa mal graduada	G8	$2,0 \times 10^{-5}$	0,50	Permeâmetro de Parede Rígida (PVC)
		G8/G9	$1,1 \times 10^{-4}$	0,50	Permeâmetro de Guelph
	Areia média com lentes argilosas	PP-05B	$7,9 \times 10^{-7}$	7,57 - 24,80	Ensaio de Recuperação em poços de monitoramento (Slug Test)
Coluvionar	Areia silto-argilosa	P3.3	$2,6 \times 10^{-6}$	2,50	Permeâmetro de Parede Rígida (Aço)
		G4	$4,1 \times 10^{-6}$	0,50	Permeâmetro de Guelph
		G5	$6,4 \times 10^{-6}$	3,00	
Arenito	Areia Argilosa	P4	$3,3 \times 10^{-8}$	0,50	Permeâmetro de parede flexível
		P3.2	$1,2 \times 10^{-7}$	4,00	
		G1	$3,4 \times 10^{-7}$	4,50	Permeâmetro de Guelph
Residual de Arenito	Areia silto-argilosa	G3	$1,3 \times 10^{-7}$	4,35	
		PP-4	$3,7 \times 10^{-7}$	25,20 - 37,40	Ensaio de Recuperação em poços de monitoramento (Slug Test)
		PP-11	$3,7 \times 10^{-7}$	25,90 - 37,50	
		PP-12	$3,7 \times 10^{-7}$	18,57 - 26,00	
		PP-13	$3,9 \times 10^{-6}$	28,38 - 44,00	

1. K refere-se a K_{20} para os ensaios de laboratório, K_{r20} para os ensaios nos poços de monitoramento e K_{fs} para os ensaios com o permeâmetro de Guelph.

Os valores mostrados na Tabela 22 são a média encontrada para cada ensaio, com exceção dos resultados dos ensaios com o permeâmetro de Guelph, para os quais se considera os valores obtidos através da formulação de Elrick (1989), equação (3.29).

A profundidade mostrada nesta tabela para os ensaios de laboratório e de campo com o permeâmetro de Guelph, tanto para os solos coluvionar e residual de arenito, leva em conta a altura do talude de corte do qual foram retiradas as amostras e realizados os ensaios com o permeâmetro de Guelph.

Analisando-se os resultados apresentados na Tabela 22, considerando de modo crítico as características de cada tipo de ensaio pode-se assumir valores representativos de condutividade hidráulica para cada tipo de solo. Esses resultados serão discutidos um a um para cada tipo de solo a seguir.

7.2.1 Solo Coluvionar

No solo coluvionar os resultados encontrados em laboratório levaram a um valor médio de $K_{20} = 2,6 \times 10^{-6}$ m/s, estando dentro da faixa esperada de acordo com a caracterização geotécnica.

Em campo o solo coluvionar foi ensaiado apenas com o permeâmetro de Guelph, uma vez que este se encontra apenas na zona não saturada. O valor médio de K_{fs} encontrado foi de $5,3 \times 10^{-6}$ m/s, ligeiramente diferente do resultado do ensaio de laboratório, o que pode ser justificado pela natureza unidimensional e tridimensional das medidas. Assim, neste caso, devido a maior representatividade do ensaio em campo, o qual sofre influência de uma porção maior de solo em relação ao corpo de prova reduzido ensaiado no laboratório, pode-se considerar que o melhor valor para representar a condutividade hidráulica do solo coluvionar seria o encontrado em campo.

7.2.2 Solo Aluvionar

Com o mesmo raciocínio, pode-se dizer que o valor representativo da condutividade hidráulica para a camada superficial de solo aluvionar analisada foi o obtido nos ensaios de campo com o permeâmetro de Guelph encontrando um K_{fs} médio de $1,1 \times 10^{-4}$ m/s, enquanto que o valor encontrado em laboratório foi K_{20} de 2×10^{-5} m/s. Neste caso houve diferença de uma ordem de grandeza entre campo e laboratório. Tal fato pode ser justificado pela baixa compacidade do solo ensaiado, o que, em campo, devido ao fluxo tridimensional do ensaio com permeâmetro de Guelph, pode resultar na ocorrência fluxo por caminhos preferenciais naturais do solo.

De acordo com resultados de Mondelli (2008) sabe-se que este solo aluvionar de ocorrência da porção oeste do aterro possuem lentes de solo mais argiloso com K_r (na direção radial horizontal) variando de 10^{-8} a 10^{-10} m/s entre 5 e 8 m de profundidade. No ensaio de recuperação no poço de monitoramento PP-5B ficou claro um efeito de confinamento provocado por estas lentes de argila na curva de recuperação normalizada do nível d'água. Neste sentido, uma vez que a zona de influência deste ensaio ocorre na zona saturada entre 7,5 m e 24,8 m de profundidade, considera-se seu valor médio de K_{r20} (condutividade hidráulica na direção radial horizontal corrigida para 20°C) de $7,9 \times 10^{-7}$ m/s como representativo do

solo aluvionar em sua porção saturada, por sofrer influência de uma porção do aquífero incluindo as lentes de argila, sendo este considerando fluxo direção horizontal radial.

Destaca-se que a condutividade hidráulica na direção vertical no solo aluvionar varia com a profundidade devido a presença de lentes de solo mais fino existentes sendo recomendado estudos mais detalhados nesse perfil, inclusive para avaliar um possível efeito de anisotropia de permeabilidade.

7.2.3 Solo Residual de Arenito

Para solo residual de arenito, com a saturação por contra pressão possibilitada pelo desenvolvimento de um sistema de ensaio utilizando permeâmetros de parede flexível, pode-se encontrar valores representativos de laboratório para a condutividade hidráulica, sendo o K_{20} médio obtido em laboratório de $1,2 \times 10^{-7}$ m/s.

Em campo, com os ensaios utilizando o permeâmetro de Guelph, os solos residuais de arenito apresentaram os valores de K_{fs} de $3,4 \times 10^{-7}$ e $1,3 \times 10^{-7}$ m/s, na zona não saturada, e com os ensaios de recuperação nos poços de monitoramento obteve-se um valor médio de K_{r20} de $3,7 \times 10^{-7}$ m/s, com exceção do poço PP-13 cujo ensaio de recuperação resultou em $K_{r20} = 3,9 \times 10^{-6}$ m/s.

De um modo geral, todos os resultados obtidos para o solo residual convergiram para valores muito próximos, podendo-se utilizar a média de todos como representativa tanto para zona saturada como para a zona não saturada, sendo esta de $2,4 \times 10^{-7}$ m/s. Entretanto, dada a maior representatividade dos ensaios de recuperação para a zona saturada considera-se como representativo nesta o valor de K_{r20} de $3,7 \times 10^{-7}$ m/s. Destaca-se que o valor de $K_{r20} = 3,9 \times 10^{-6}$ m/s obtido para o poço PP-13 deve ser considerado como representativo nas proximidades da zona de influência deste, o que provavelmente ocorreu devido tal zona possuir um solo com maior grau de alteração em relação aos demais.

Com relação a zona não saturada, deve-se lembrar que os ensaios com o permeâmetro de Guelph foram realizados sem o controle da temperatura, e que, devido ao grande tempo necessário para percolação somado ao sistema de medição manual de difícil visualização, julga-se como mais cauteloso utilizar o valor médio encontrado em laboratório.

7.2.4 Arenito

Do mesmo modo que para o solo residual, para o arenito também houve dificuldade para a saturação dos corpos de prova. Em apenas dois ensaios, dentre seis ensaios realizados com os permeâmetros de parede rígida de aço, foi possível atingir a saturação, e os resultados desses dois ensaios apresentaram uma variação de praticamente uma ordem de grandeza ($K_{20} = 1,5 \times 10^{-8}$ e $3,8 \times 10^{-7}$ m/s).

Não foram realizados ensaios de campo no arenito, pois em sua porção aflorante não foi possível fazer furos com o trado utilizado para o ensaio com o permeâmetro de Guelph. Além disso, nenhum dos poços de monitoramento possui seção filtrante localizada estritamente nesse material.

Com a utilização do sistema de ensaio com permeâmetro de parede flexível foi possível a obtenção de um valor médio de $K_{20} = 3,3 \times 10^{-8}$ m/s, devendo este ser o valor a se considerar como representativo deste tipo solo, uma vez que não se conseguiu repetitividade nos resultados dos ensaios realizados em permeâmetros de parede rígida.

8 RECOMENDAÇÕES FUTURAS

A partir dos estudos realizados na área do Aterro de Resíduos Sólidos de Bauru por Mondelli (2008) foi possível identificar a ocorrência de contaminação no local e elaborar um modelo conceitual do subsolo. A contribuição deste novo estudo foi fornecer valores representativos de condutividade hidráulica para todos os diferentes tipos de solo que ocorrem no local. Para continuidade desses estudos recomenda-se elaborar um modelo conceitual de propagação da contaminação no aquífero freático empregando ferramentas de análise de risco ou o monitoramento dos parâmetros físico-químicos e biológicos do aquífero freático com a finalidade de avaliar a necessidade de intervenção na área empregando um processo de remediação.

Para tal avaliação sugere-se a melhoria de equipamentos e procedimentos de controle na área como:

- Instalação de piezômetros no aterro, visando ter um modelo potenciométrico do aquífero considerando a influência do aterro. Atualmente existem apenas poços de monitoramento no entorno do aterro. Tem-se, no momento, uma grande área sem informações no

centro da área do aterro, onde não se pode medir a posição do nível d'água;

- Instalação de mais poços de monitoramento nos locais indicados por Mondelli (2008) como aqueles que apresentam ocorrência de contaminação;
- A partir das informações da posição de nível d'água, de análises da qualidade das águas subterrâneas, em conjunto com os dados das pesquisas anteriores, procurar elaborar um modelo de evolução da pluma de contaminação, do fluxo subterrâneo e da tendência de movimentação desta pluma;
- Utilizar um método de análise baseado em risco toxicológico para avaliar o cenário da contaminação local visando determinar a necessidade de intervenção na área.

9 REFERÊNCIAS

- ABGE (1986). Ensaio de permeabilidade em solos - Orientações para sua execução no campo.
- ABGE (1998). Geologia de Engenharia. Oficina de Textos. São Paulo.
- ABNT MB-3406 (1990) Solo – Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT) CB-02, Rio de Janeiro, 10 p.
- ABNT NBR 13292 (1995) Solo-Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares a carga constante, CB-02, Rio de Janeiro. 8 p.
- ABNT NBR 14545 (2000) Solo-Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável, CB-02, Rio de Janeiro. 12 p.
- ABNT NBR 6459 (1984) Solo-Determinação do limite de liquidez, CB-02, Rio de Janeiro. 6 p.
- ABNT NBR 6484 (2001) Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio, CB-02, Rio de Janeiro. 17 p.
- ABNT NBR 7180 (1984) Solo-Determinação do limite de plasticidade, CB-02, Rio de Janeiro. 3 p.
- ABNT NBR 7181 (1988) Solo-Análise granulométrica, CB-02, Rio de Janeiro. 13 p.
- Aguiar, A.B.O. (2001) Emprego do Permeâmetro de Guelph na determinação da permeabilidade do solo de camadas de lixo e sua cobertura, Dissertação (Mestrado) – COPPE-UFRJ . 90 p.
- Almeida, M.S.S. e Miranda Neto, M.I. (2003) Investigação e Monitoramento de Áreas Contaminadas, V REGEO'2003, Porto Alegre/RS, CD-Rom.
- Archie, G.E. (1942) The Electrical Resistivity Log as an Aid in Determining Some Reservoir Characteristics. Trans. Am. Inst. Min. Eng., Vol. 146, p. 54-62.

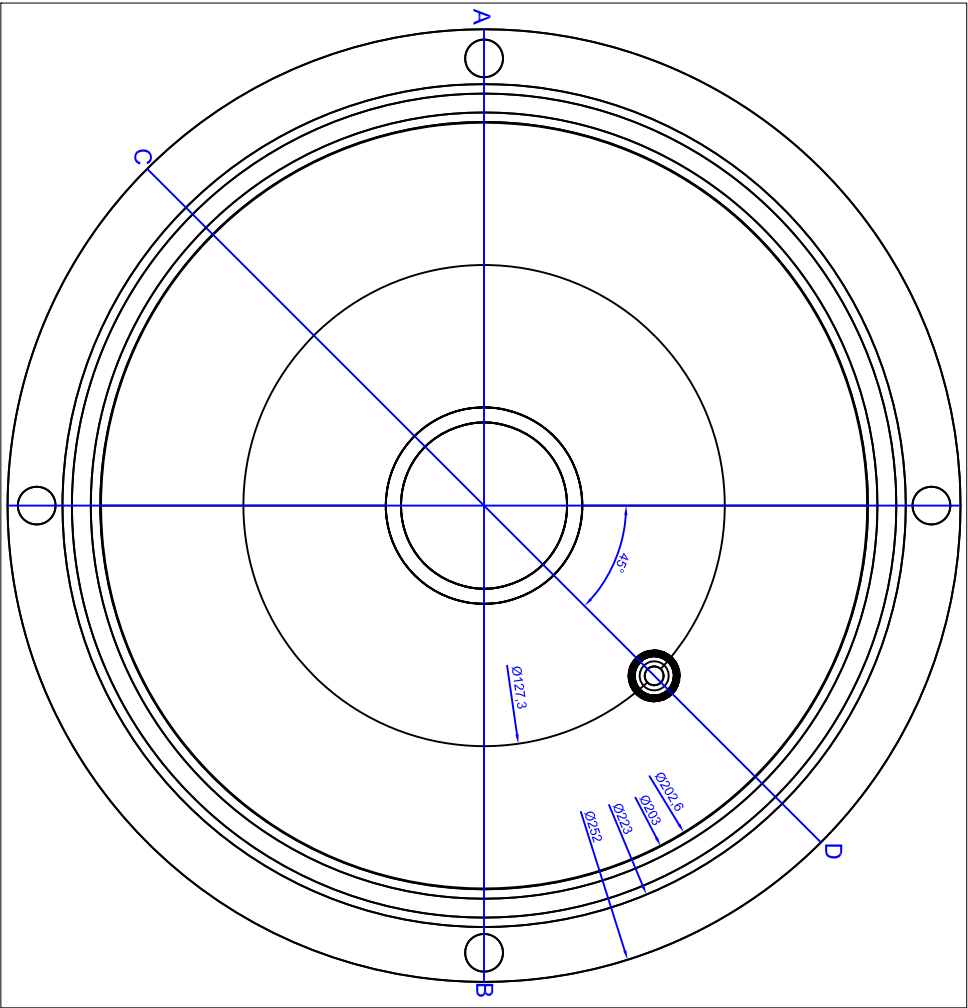
- ASTM D2434 – 68 (2006) Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head).
- Bernardes, G. P. (2009): Notas de Aula da Disciplina de Fundamentos de Geotecnia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UNESP.
- Bolinelli Jr, H.L.; Mondelli, G.; De Mio, G.; Peixoto, A.S.P. e Giacheti, H.L. (2005) Piezocone de Resistividade na Investigação do Subsolo: Execução, Interpretação e Exemplos de Aplicação, Anais do 11o. CBGE, Florianópolis/SC, CD-Rom, 15 p.
- Bolinelli JR., H.L. (2004): Piezocone de Resistividade: Primeiros Resultados de Investigação Geoambiental em Solos Tropicais. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Unesp, Bauru, 147p.
- Boskov, M.E.G. (2008): Geotecnia Ambiental. Editora Oficina de Textos, São Paulo – SP, 248p.
- Bouwer, H. & Rice, R. C. . (1976). A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells. *Water Resources Research* 12:423-28.
- Braga, B., Hespanhol, I., Conejo, J.G.L., Barros, M.T.L., Spencer, M., Porto, M., Nucci, N., Juliano, N., Eiger, S. (2002): Introdução à Engenharia Ambiental. Editora Prentice Hall, São Paulo-SP.
- Brandl, H. & Robertson, P.K. (1998): Geo-Environmental Site Investigation, Specification and Characterization. *Proceedings of the 2nd International Congress on Environmental Geotechnics*. Osaka, Japão, Vol. 3, pp. 1345-1374.
- Butler, J. J. (1998). The design, performance and analysis of slug tests. Boca Raton : Lewis, c1998, 252 p. : il.
- Campanella & Research Students (1995) Interpretation of piezocone test data for geotechnical design, *Soil Mechanics Series No.*, 157, UBC, Vancouver/BC, Canada, Sept/95, 2 volumes.
- Campanella, R.G. & Davies, M.P. (1997) In-situ Testing for Geo-Environmental Site Characterization: A Mine Tailings Example. *Proc. XIV ICSMGE*, Hamburgo, Alemanha, V.1. p.43-46.
- Campanella, R.G. & Robertson, P.K. (1988) Current Status of the Piezocone Test. *Inv. Lecture, ISOPT 1, Disney World, Balkema Publ.*, Vol. 1, p. 93-117.
- Cedergren, H. R. (1989). Seepage, drainage, and flow nets. New York : John Wiley & Sons, 1989 465 p. : il.
- CETESB (2011). Parecer Técnico nº 001/2011/LPGP. Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. São Paulo, 15p.
- Davies, M.P. & Campanella, R.G. (1995) Piezocone Technology: Downhole Geophysics for the Geoenvironmental Characterization of Soil, *Proceedings SAGEEP*. Orlando, Florida, 11 p.
- De Mio, G.; Giacheti, H.L.; Stevanato, R.; Goís, J.R. & Ferreira, F.J.F. (2005) Investigação de intrusão de água salgada em aquífero superficial a partir de medidas de resistividade elétrica, *Solos e Rochas*, V. 28, N. 3, p. 249-260.
- Elis, V.R. (1999) Avaliação da Aplicabilidade de Métodos Elétricos de Prospeção Geofísica no Estudo de Áreas Utilizadas para Disposição de Resíduos. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, UNESP, Câmpus de Rio Claro - SP, 273p.

- Elis, V.R. (2003) Aplicação Integrada de Métodos Geofísicos e Magneto Resistividade em Prospeção de Aquíferos Fissurais e Caracterização de Aterros Sanitários. Projeto FAPESP, Processo 99/12216-9.
- Elis, V.R.; Mondelli, G.; Giacheti, H. L.; Peixoto, A. S. P. & Hamada, J. (2004) The Use of Electrical Resistivity for Detection of Leachate Plumes in Waste Disposal Sites. 2nd International Conference on Geotechnical Site Characterization (ISC'2), Porto-Portugal ,v. 1, p. 467-474.
- Erick, D. E.; Reynolds, W. D.; Tan, K. A. (1989).Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analyses. Ground Water Monitoring and Remediation, Summer 1989. National Ground Water Association, USA, 1989.
- EMDURB (2010). Levantamento plani-altimétrico do aterro de resíduos sólidos urbanos de Bauru/SP. Empresa de Desenvolvimento Urbano e Rural de Bauru. Bauru.
- EMDURB (2010). Projeto básico e executivo de ampliação: Aterro sanitário de Bauru proposta de ampliação da capacidade. Empresa de Desenvolvimento Urbano e Rural de Bauru. Bauru
- EMDURB (2012). Histórico do Aterro. Empresa de Desenvolvimento Urbano e Rural de Bauru. Bauru. Disponível em: <http://www.emdurb.com.br/site2010/ambiental/index_ambiental.php>. Acesso em: 14/07/2012.
- Fernandes, J. B. (2012): Relatório Parcial de Iniciação Científica em Geotecnia, Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Bauru, UNESP.
- Fetter, C. W. (2001). Applied hydrogeology. 4th ed. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall. c2001.
- FIPAI (1992) Aterro Sanitário da Cidade de Bauru-SP. EIA-RIMA, Vol. 1 ao 5. Fundação para o Incremento da Pesquisa e do Aperfeiçoamento Industrial, São Carlos-SP.
- Giacheti, H. L. (2007) Os ensaios de piezocone sísmico e de resistividade na investigação geotécnica e geoambiental, University of British Columbia, UBC, Vancouver – Canadá, Relatório de estágio de pós doutorado, Capes, 34 p.
- Giacheti, H.L (2001) Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudos e considerações quanto à aplicação em solos tropicais (livre-docência) Bauru: Departamento de Engenharia Civil, Unesp; 2001.
- GOOGLE EARTH (2011). Vista da área do aterro de resíduos sólidos de bauru. acessado em 20/05/2011.
- GROUNDWATER FOUNDATION (2012). Groundwater glossary. Disponível em <<http://www.groundwater.org/gi/gwglossary.html#P>>. Acesso em 08/07/2012.
- Head, K. (1981): Manual of Soil Laboratory Testing. Pentech Press, London, cp. 10, v.2, p. 396-458.
- Hvorslev, M. J. (1951). Time lag and soil permeability in ground water observations. U.S. Army Corps of Engineers Water-way Experimentation Station, Bulletin 36.
- IBGE (2010). Censo Demográfico. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em < www.ibge.gov.br>. Acesso em 10/04/2012.
- Iratani, M. A., Notas de Aula, Curso de Especialização em Gerenciamento de Áreas Contaminadas, Santo André, SENAC, 2007.

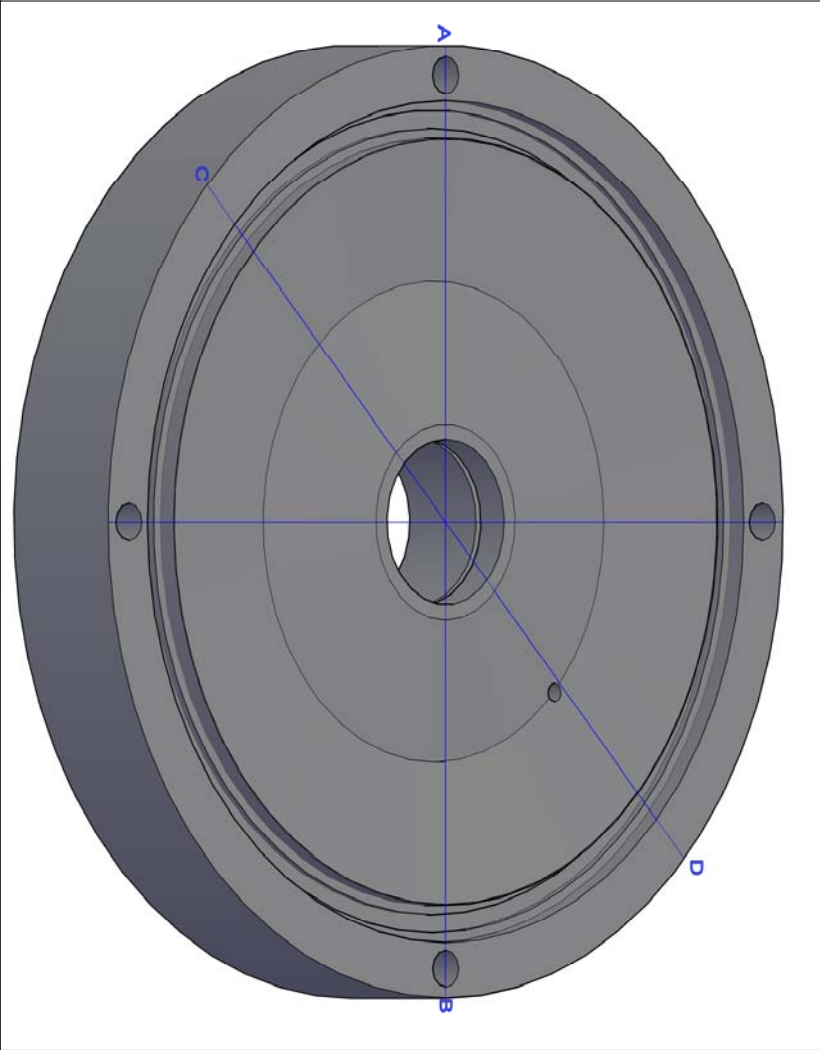
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1969) Soil mechanics. New York : J. Wiley. ix, 553p.
- Lisboa, R. L. L. (2006). Determinação da condutividade hidráulica não saturada de solos residuais com permeâmetro de Guelph e ensaios de laboratório. 2006. 104 f. Dissertação de Mestrado, UFV, Viçosa,.
- Lunne, T.; Robertson, P.K. e Powell, J. (1997) Cone Penetration Test in Geotechnical Practice, London, Blackie Academic Professional. 311 p.
- Mondelli, G.; (2004) Dissertação de Mestrado. São Paulo, Investigação geoambiental em áreas de disposição de resíduos sólidos urbanos utilizando a tecnologia do piezocone, Escola Politécnica, USP; 264 p.
- Mondelli, G.; (2008) Integração de diferentes técnicas de investigação para avaliação da poluição e da contaminação e de uma área de disposição de resíduos sólidos urbanos, Tese de Doutorado. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP; 354 p..
- Mondelli, G.; Zuquette, L. V.; Giacheti, H. L., Hamada, J. & Elis, V. R. (2006) Considerações Sobre a Implantação de Sistemas de Monitoramento de Águas Subterrâneas em Aterros de Resíduos Sólidos Urbanos: Um Estudo de Caso. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG 2006), Curitiba – PR.
- Oliva, A. et al. (2005). Determinação da condutividade hidráulica da formação Rio Claro: Análise comparativa através de análise granulométrica e ensaios com permeâmetro de Gelphe e testes de Slug. Águas subterrâneas, v.19, n. 2, p. 1-17,
- Pejon, O. J. (1992). Mapeamento Geotécnico da Folha de Piracicaba – SP (Escala: 1:100.000): Estudos de Aspectos Metodológicos de Caracterização e de Apresentação dos Atributos. 1992. v. 1. p.1-224. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos,
- Robertson, P. K. (1998) Geo-environmental Investigation, Characterization and Monitoring Using Penetration Techniques. Simpósio Brasileiro de Geotecnia Ambiental, São Paulo/SP, set/98.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D.J. & Grieg, J. (1986) Use of Piezometer Cone Data. Proc. of In-Situ' 86, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 6, p. 1263-1280.
- Robertson, P.K., Lunne, T. & Powell, J. (1996) Application of Penetration Tests for Geo-Environmental Purposes. Advances in site investigation practice, Thomas Telford, London, p. 407-419.
- Stancati, G.; Nogueira, J. B.; Vilar, O. M. (1981):). Ensaios de Laboratório de Mecânica dos Solos. São Carlos. EESC-USP
- Yano, F. (1995): Estudo da permeabilidade de um perfil de solo da região de Bauru, Monografia para a obtenção do título de Engenheiro Civil, Bauru, Faculdade de Engenharia de Bauru, UNESP.

ANEXO I – DESENHOS TÉCNICOS - PERMEÂMETRO DE PAREDE FLEXÍVEL

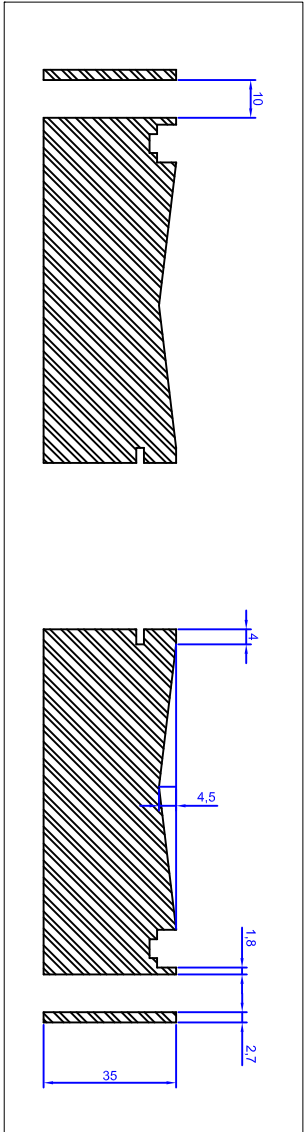
Medidas em milímetros.



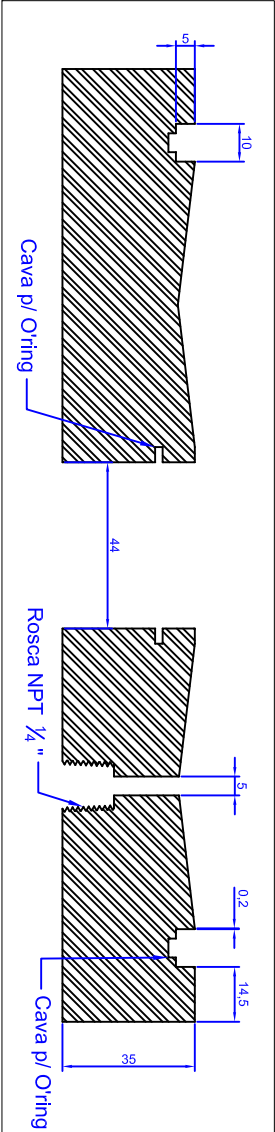
Tampa do Permeâmetro de Parede Flexível - Vista em planta do lado interno - Escala 1:2



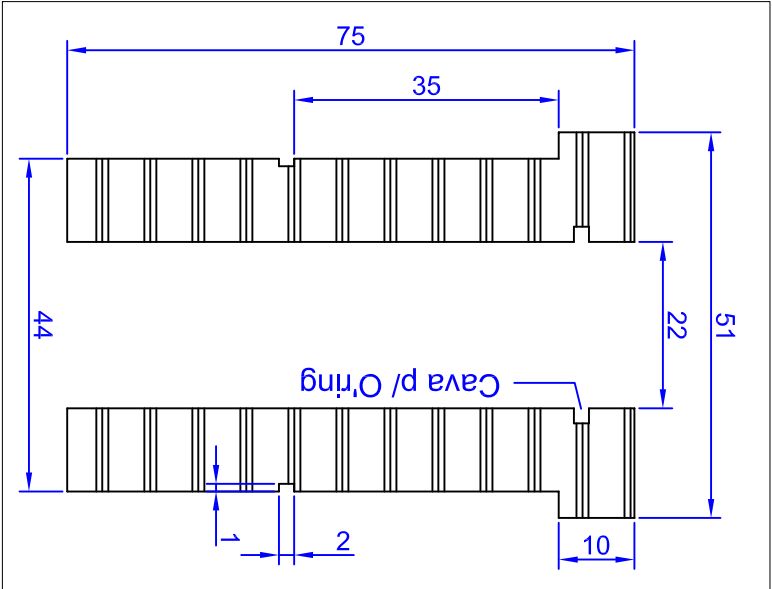
Tampa do Permeâmetro de Parede Flexível - Vista em perspectiva do lado interno - Escala 1:2



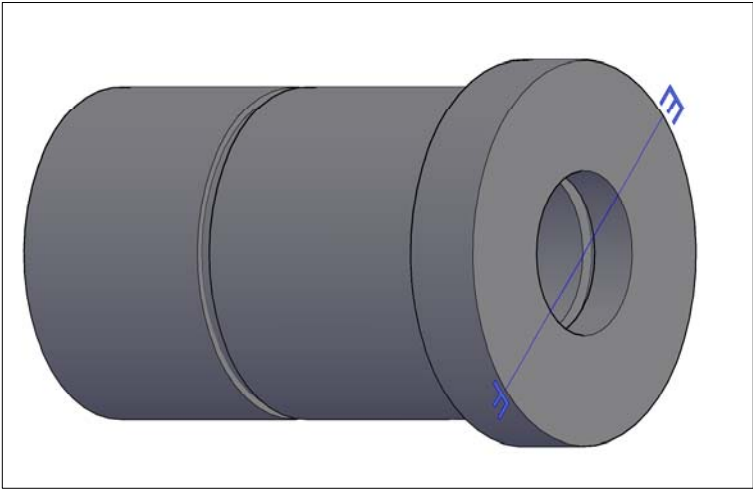
Tampa do Permeâmetro de Parede Flexível - Corte AB - Escala 1:2



Tampa do Permeâmetro de Parede Flexível - Corte CD - Escala 1:2



Buchas - Corte EF - Escala 1:1



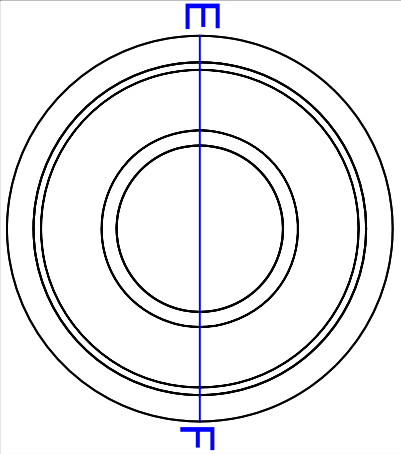
Buchas - Vista em perspectiva - Escala 1:1

Dados do projeto:

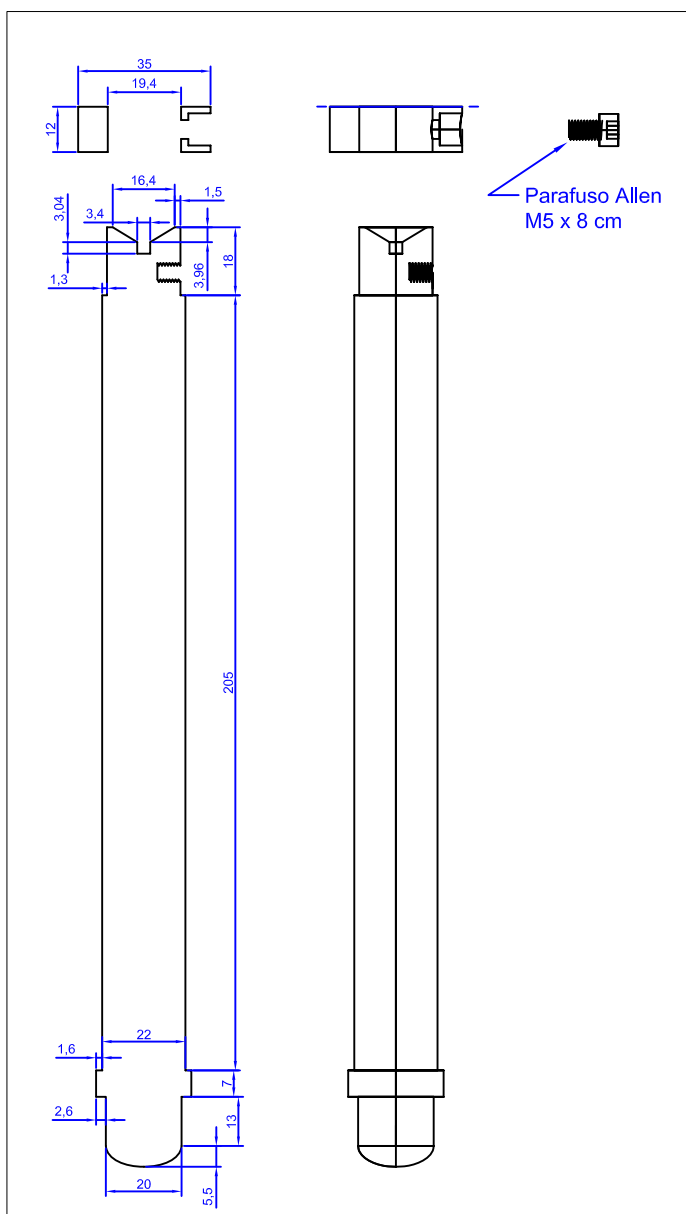
- A tampa deve ser confeccionada em Duroaluminio
- A Bucha deve ser confeccionada em PEAD
- As cavas dos O'rings devem ser dimensionadas e confeccionadas de acordo com os O'rings utilizados

Permeâmetro de Parede Flexível

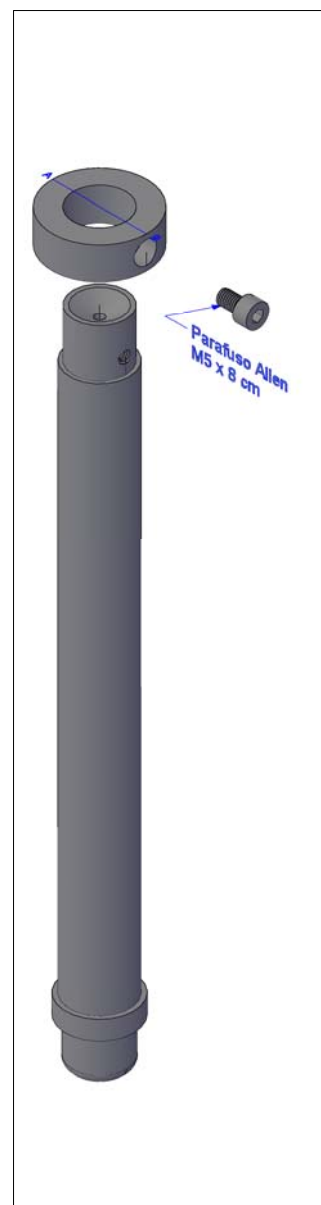
Folha:	01	Tampa - Detalhes		
Desenho:	Eng. Amb. Lucas Scarpanti de Jesus	Crea/SP:	5062806332	
Programa de Pós - Graduação em Eng. Civil e Ambiental				
UNESP / FEEB - Faculdade de Eng. de Bauru - Dpto. de Eng. Civil.				



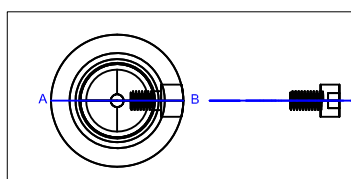
Buchas - Vista em planta - Escala 1:1



Pistão - Corte AB a direita, Vista frontal a esquerda
Escala 1:2



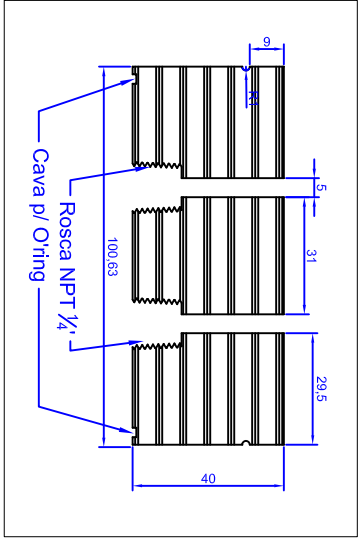
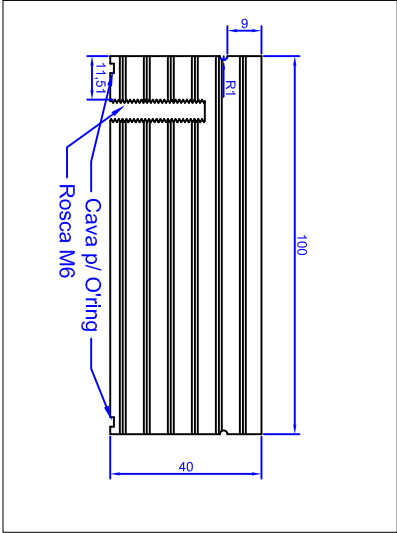
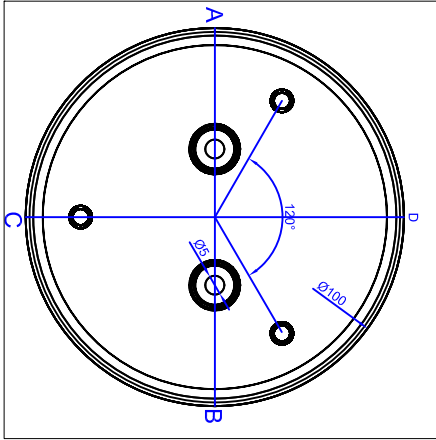
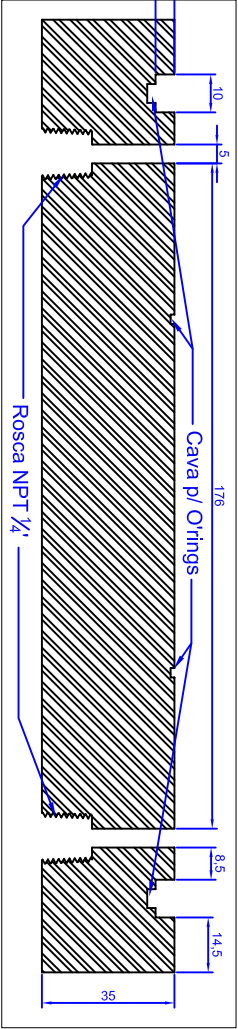
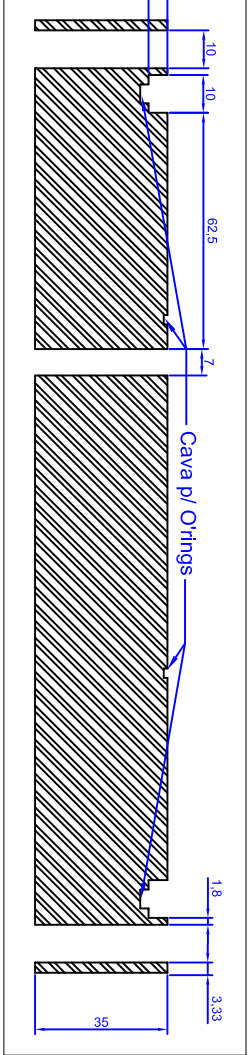
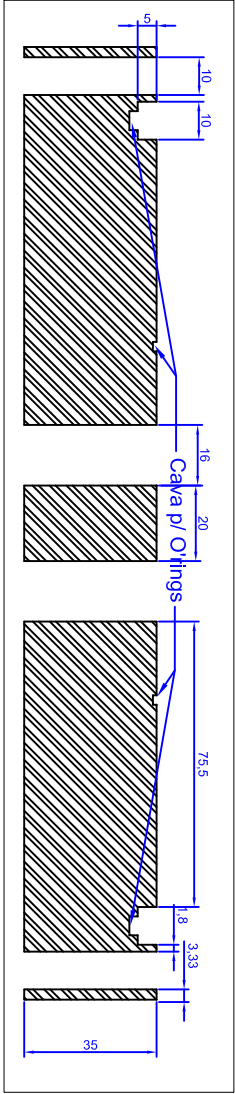
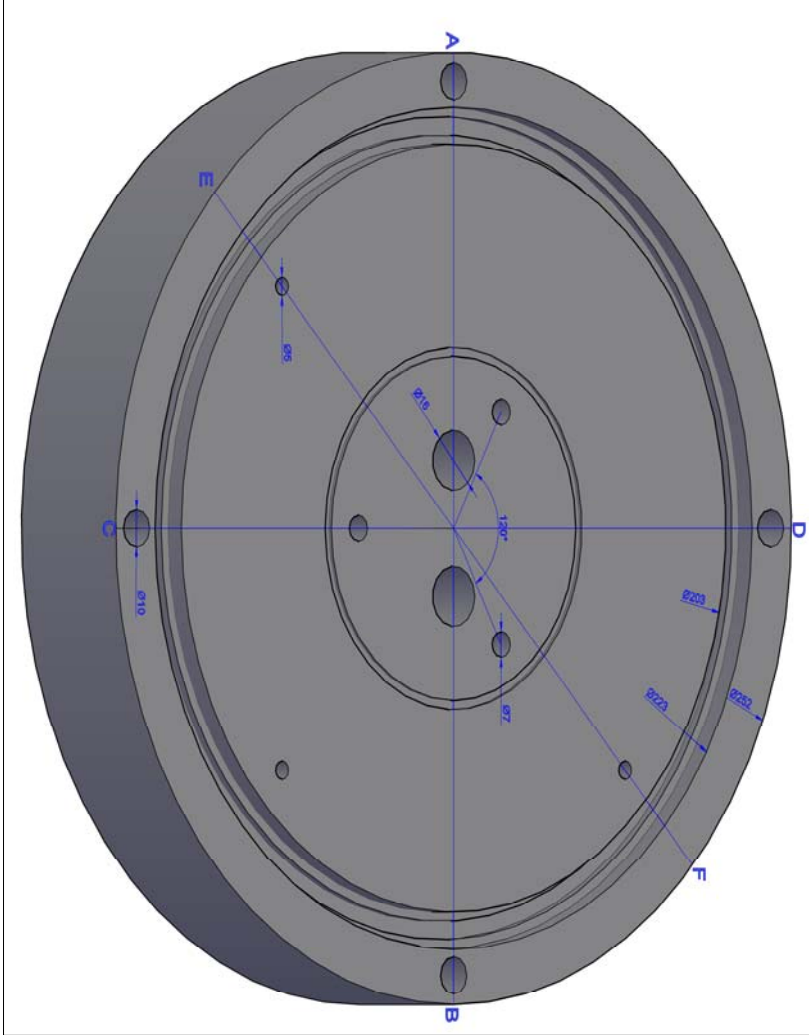
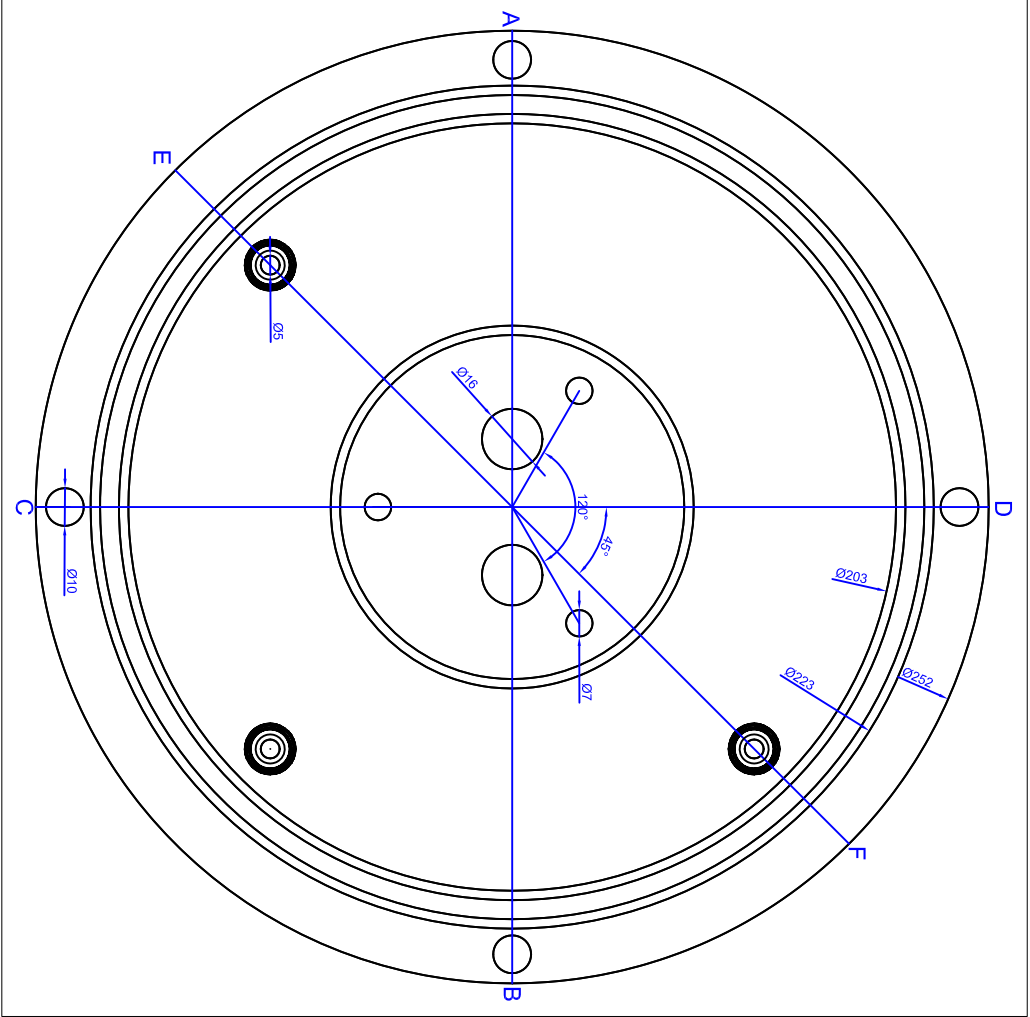
Pistão - Vista em Perspectiva
Escala 1:2



Pistão - Vista em Planta
Escala 1:2

Permeâmetro de Parede Flexível

Folha:	02	Pistão da Tampa - Detalhes		
Desenho:	Eng. Amb. Lucas Scarpanti de Jesus		Crea/SP:	5062806332
Programa de Pós - Graduação em Eng. Civil e Ambiental				
UNESP / FEB - Faculdade de Eng. de Bauru - Dpto. de Eng. Civil.				



Permeâmetro de Parede Flexível			
Folha:	03	Base - Detalhes	
Desenho:	Eng. Amb. Lucas Scarpanli de Jesus	Crea/SP:	5062806332
Programa de Pós - Graduação em Eng. Civil e Ambiental			
UNESP / FEEB - Faculdade de Eng. de Bauru - Dpto. de Eng. Civil.			

**ANEXO II – PROJETO DE ENCERRAMENTO DO ATERRO DE RESÍDUOS
SÓLIDOS DE BAURU - 4ª e 5ª CAMADAS**

INFORMAÇÕES DE COORDENADAS

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - UTM

SGR - SIRGAS2000
MC: 51° EGr

Ponto: E-5

Latitude = 22°15'26,05500" S

Longitude = 49°08'15,33672" W

Coefficiente de Escala K = 1,00034295

Data: 04/08/2010

Convergência Meridiana (c) - 0°42'20,27488"

Declinação Magnética(d) =19°23' W / 0°08' W ano

LEGENDA

ÁREA DE ATERRO	ÁREA DE COBERTURA	ÁREA DE EMPRESTIMO	ÁREA DE RESERVA	ÁREA DE PROTEÇÃO	ÁREA DE SINALIZAÇÃO	ÁREA DE VIGILÂNCIA	ÁREA DE ZONA VERDE
ÁREA DE ATERRO	ÁREA DE COBERTURA	ÁREA DE EMPRESTIMO	ÁREA DE RESERVA	ÁREA DE PROTEÇÃO	ÁREA DE SINALIZAÇÃO	ÁREA DE VIGILÂNCIA	ÁREA DE ZONA VERDE
ÁREA DE ATERRO	ÁREA DE COBERTURA	ÁREA DE EMPRESTIMO	ÁREA DE RESERVA	ÁREA DE PROTEÇÃO	ÁREA DE SINALIZAÇÃO	ÁREA DE VIGILÂNCIA	ÁREA DE ZONA VERDE
ÁREA DE ATERRO	ÁREA DE COBERTURA	ÁREA DE EMPRESTIMO	ÁREA DE RESERVA	ÁREA DE PROTEÇÃO	ÁREA DE SINALIZAÇÃO	ÁREA DE VIGILÂNCIA	ÁREA DE ZONA VERDE

EMPRESA MUNICIPAL DE DESENVOLVIMENTO
URBANO E RURAL DE BAURU
Praça João Paulo II, s/n - Jd. Santana
Bauru-SP
(14) 3233-9004

Presidente: ANTONIO MONDELLI JUNIOR
Diretoria de Limpeza Pública
Gerência de Resíduos Sólidos e Gestão Ambiental

Projeto para ampliação do aterro sanitário de Bauru-SP

Folha 6 - Situação final

Observações:

Escala - 1:1000

Concepção:
Prof. Dr. Jorge Hamada

Processo

Revisão 0

Outubro/2010

Folha

6/9

ANTONIO MONDELLI JUNIOR
Presidente da EMDURB

FELIPE CHAGAS CARVALHO
Eng. Civil - Responsável técnico
CREA-SP 5062701/070