

**ESTUDO DAS CONDICIONANTES HIDRÁULICAS DE UMA
RUPTURA DE TALUDE EM SÃO VENDELINO (RS)**

Isac Alexandre Martinello

Porto Alegre
Novembro 2006.

ISAC ALEXANDRE MARTINELLO

**ESTUDO DAS CONDICIONANTES HIDRÁULICAS DE UMA
RUPTURA DE TALUDE EM SÃO VENDELINO (RS)**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico.

Porto Alegre
Novembro 2006.

MARTINELLO, Isac Alexandre

Estudo das condicionantes hidráulicas de uma ruptura de talude em São Vendelino (RS) / Isac Alexandre Martinello. – Porto Alegre, RS: PPGEC/UFRGS, 2006.

160p.

Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Mestrado. Orientador: Luiz Antônio Bressani.

1. Estabilidade de taludes I. Estudo das condicionantes hidráulicas de uma ruptura de talude em São Vendelino (RS).

CCAA2

ISAC ALEXANDRE MARTINELLO

**ESTUDO DAS CONDICIONANTES HIDRÁULICAS DE UMA
RUPTURA DE TALUDE EM SÃO VENDELINO (RS)**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 17 de novembro de 2006

Prof. Luiz Antônio Bressani
Ph.D. pela University of London, U.K.
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Milton Assis Kanji (USP)
D.Sc. pela Universidade de São Paulo

Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro (UFSM)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Wai Ying Yuk Gehling (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Politécnic da Catalunya

Dedico este trabalho a Andressa, minha esposa, a Bianca e
Gianluca, meus queridos filhos

AGRADECIMENTOS

Gostaria inicialmente de deixar claro, esta parte da dissertação é com certeza uma das mais difíceis de ser escrita em um trabalho como este. Tantas pessoas que lhe ajudaram, incentivaram e torceram pelos seus resultados, merecem ter seus nomes aqui citados e esquecer de alguém seria muito chato.

Inicialmente eu agradeço a Deus, nosso grande criador, por toda sua completa criação que nos dá a oportunidade de viver, conviver, ver, sentir, ouvir, amar e também criar. Ele também é o comandante de todos os fenômenos naturais, muitos deles inexplicáveis até o momento, outros buscam explicação, como as corridas de detritos, que é assunto deste trabalho.

Aos meus pais, Rafael e Albertina, por todo seu incentivo e apoio às minhas decisões em relação à minha formação. Quando era mais dependente, meus pais sempre priorizaram a educação minha e de meu irmão Tiago (*in memoriam*), não medindo esforços para que sempre tivéssemos ensino de qualidade e também nos ajudando em nossas dificuldades nas lições de casa. A meu pai também agradeço o exemplo, no qual muito me espelhei para tomar algumas direções, 'Pai, admiro muito você pelo seu trabalho, suas conquistas, enfim, pela sua história'.

À minha querida família:

Andressa, já me considerava realizado junto com você. Agora depois de termos construído esse nosso lar e termos nossas crianças, o sentimento de realização aumenta a cada dia. Obrigado por todo o incentivo ao meu trabalho. Obrigado pela compreensão, principalmente na reta final, quando por algumas semanas você não viu nem a hora que fui deitar. Obrigado também pelas vezes que foi necessário se virar com as crianças, para que eu pudesse me concentrar no trabalho, viajar para campo ou congresso, chegar mais tarde da universidade. E mesmo depois de tudo isso, ainda assistiu algumas vezes minha apresentação, leu o trabalho e provavelmente já esteja sabendo sobre o assunto.

Bianca, ou Bibi, quantas vezes tu vieste com seu dedinho e desligou o computador né, bastou aprender a gatinhar. Mas talvez fosse realmente a hora de largar o trabalho e te dar mais atenção. E aquele seu sorriso estampado no rosto, começando apenas com um dentinho, depois dois, mal senti o tempo passar e você já tinha todos os dentinhos na boca. Hoje com dois aninhos e meio já não desliga o computador, mas escreve algumas mensagens que ficam

paradas no monitor, tipo esta: “gbfngasdbvavgvnsfuava hdfasdfn”. Bianca, quando leres este trabalho me explique, o que estava ali escrito!?

Gianlucca, ou maninho, pouco menos de 1 aninho, ainda sem nenhum dentinho, mas um lindo sorriso no rosto sempre presente em todos os momentos. Tão pequeno e tão bem humorado. Durante a “reta final” que aprendeu a gatinhar. Agora ir e vir já é fruto apenas de sua vontade. Andressa, acho que acertamos a receita nas duas vezes.

Ao curso de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, com toda sua estrutura e excelência. Todos os professores da área de Geotecnia, Ceratti, Karla, Nilo, Schnaid, Wai e Washington, em especial para o professor Bica, sempre disposto a ajudar no que fosse necessário, bibliografia, equipamento. Bica foi também a pessoa que me introduziu na área da pesquisa como orientador na iniciação científica.

Ao meu orientador Bressani, que não foi simplesmente orientador (o que não é nem um pouco simples assim). Com um jeito sempre sutil de lidar com a realidade, sem projetos que financiassem esta dissertação, buscou um assunto no qual me despertou o interesse logo no início. Conseguimos um trabalho com um baixo custo sem desmerecer sua qualidade, sobre um tema importante e ainda em campo, ambiente no qual sempre tive mais vontade de trabalhar. Agradeço a ele também pelo incentivo, paciência, compreensão e até “puxões de orelha”, principalmente quando nem tudo parecia dar certo. Suas tomadas de decisão e seus conselhos de como tratar determinadas situações foram imprescindíveis.

Ao Sr. Aloísio (Aloísio Neis), proprietário das terras onde foram realizados os trabalhos, por toda sua disponibilidade em ajudar, todas as centenas de litros de água levadas pelo seu carro de boi até o reservatório instalado na parte superior da encosta estudada. Pela abertura de uma picada para viabilizar a movimentação em diversos trechos da cicatriz. Pela ilustre descrição prestada sobre o evento, o qual danificou muito a sua propriedade e lhe traz tristes lembranças, mas mesmo assim, teve interesse em nos ajudar em tudo o que foi ao seu alcance.

Um agradecimento a todos os colegas do curso de pós-graduação, da minha turma de mestrado: Álvaro, Bianca, Carol, Cezar, Chico, Klaus, Lélío, Lisiane, Marlon e Vitorello. Aos companheiros do laboratório Felipe, Vinícius, especialmente para Carol (Feuerharmel), pela ajuda na curva característica e tudo relacionado a solos não-saturados; ao Jair que nunca deixa ninguém na mão e é o melhor coletor de amostras indeformadas no campo e moldador de corpos de prova no laboratório, mesmo sendo o solo do mais frágil dos colúvios. À Lilian,

pelas dúvidas tiradas nas análises de fluxo, mesmo sendo uma ligação às 22 hs. Aos bolsistas Cleber e Patrícia, por toda sua ajuda nos trabalhos, Cleber em campo com sua agilidade de “artilheiro” e Patrícia com sua organização e paciência para o procedimento do papel filtro.

Ao colega Álvaro novamente, que caminhamos juntos desde a metade do curso de graduação, quando ingressamos no laboratório como bolsistas até os dias de hoje, muita sorte em seu doutorado! E ao colega Rodrigo Silveira, que também trabalhamos juntos desde que entrei no laboratório, inicialmente em seus ensaios para o mestrado e agora, neste trabalho sobre corridas de detritos, no qual todas as idas a campo, ensaios no laboratório e análises foram realizadas em conjunto com ele.

À CAPES pela bolsa fornecida que me incentivou a permanecer na universidade. À Portosul Comercial de Aços, empresa de meu pai, agradeço pela estrutura e apoio financeiro, quando necessitou de alguns trabalhos meus, que me ajudou na manutenção das despesas de casa. Também a Portosul, por todos os materiais emprestados ou doados que foram necessários para as atividades em campo, dispensando a compra dos mesmos. Novamente ao meu pai, pela sua ajuda na construção dos anéis para o infiltrômetro de anel duplo.

Às minhas duas bicicletas, com as quais andei uma distância que poderia ter dado mais de $\frac{1}{2}$ volta ao mundo durante estes dois anos e meio de mestrado. Elas algumas vezes tomaram o tempo que deveria ser dedicado a este trabalho, mas várias outras vezes transformaram a energia física gasta no exercício em mental para concentrar nos trabalhos desta dissertação.

Finalmente gostaria de prestar meus sinceros agradecimentos aos membros formadores da banca de avaliação, prof. Milton Kanji, Rinaldo Pinheiro e Wai Gehling, dizendo que me sinto muito honrado em vocês terem aceitado o convite e participarem da mesma.

“Você não pode provar uma definição,
pode apenas mostrar que faz sentido.”

Albert Einstein

$E=m.c^2$

RESUMO

MARTINELLO, I. A. (2006) **Estudo das condicionantes hidráulicas de uma ruptura de talude em São Vendelino (RS)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A presente dissertação apresenta um estudo experimental e de simulação de fluxo de água investigando os efeitos de chuvas torrenciais sobre o solo existente em um talude da região de São Vendelino. Para este estudo foi selecionada uma encosta na qual houve duas ocorrências de rupturas rasas que deram origem a corridas de detritos num evento importante que ocorreu no local em dezembro de 2000. Ao longo da cicatriz deixada por uma delas, foram realizados ensaios de caracterização e determinadas as propriedades hidráulicas do solo a partir de ensaios de campo e de laboratório. Os ensaios de campo compreenderam ensaios com o permeâmetro de Guelph, ensaios com piezômetros de tubo aberto e infiltrômetro de anel duplo. Em laboratório foram realizados ensaios utilizando dois diferentes permeômetros de parede flexível. Foi feita também a determinação da curva característica do solo através do método do papel-filtro. A partir das propriedades hidráulicas do solo, da geometria do talude e espessura dos materiais, obtidas a partir de topografia, foram realizadas análises de fluxo utilizando o programa Seep/W simulando a precipitação medida de 148 mm/2 h que deflagrou as corridas de detritos de dezembro de 2000.

As análises mostraram que, como o solo coluvionar tem uma condutividade hidráulica bastante elevada, ocorre a infiltração de toda a chuva ocorrida. As análises de fluxo mostraram uma elevação progressiva do nível freático com o tempo, o qual atinge a superfície do terreno no trecho crítico do talude (trecho de maior inclinação) após cerca de 95 minutos de precipitação. Análises de estabilidade simplificadas (talude infinito) mostram fatores de segurança próximos da unidade com o nível freático em 80% da camada de solo coluvionar, considerando o trecho mais íngreme do talude. Embora com algumas simplificações de análise, estes resultados mostram que as análises de fluxo e de ruptura, utilizando dados reais medidos em campo, são muito promissoras pois conseguem modelar de forma adequada a ruptura ocorrida ($FS=1,0$).

Palavras-chave: estabilidade de taludes, condutividade hidráulica, ensaios de campo e laboratório.

ABSTRACT

MARTINELLO, I. A. (2006) **Study of the hydraulic conditioning factors of a slope failure at São Vendelino (RS)**. Dissertation (Master in Engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This dissertation presents an experimental study and a simulation of hydraulic flow in a slope at São Vendelino region, to investigate the effects of torrential rains on the existing soil. A natural slope was selected in which two shallow slope failures had occurred in December 2000 during a serious debris flow event. Soil characterization tests and hydraulic properties have been determined in the laboratory on soil samples taken close to one of the scars left by the failures. The field tests involved Guelph permeameter, stand pipe piezometers and double-ring infiltrometer tests. Tests on two different flexible wall permeameter tests and the determination of the moisture-suction characteristic curve have also been carried out in the laboratory. Using the measured soil hydraulic properties, the slope geometry and soil covering depths obtained through topography, some hydraulic flow analyses have been carried out. The SEEP/W software was used and the measured precipitation of 148mm/ 2h, which caused the debris flow event of December 2000, was simulated. The analyses have shown that all the precipitation can infiltrate, as the soil has a large hydraulic conductivity, and there is a progressive rising of the phreatic line with time. This level of water reaches the soil surface in the critical length of the slope (the length with the larger inclination) after 95 min of rain. Simplified slope stability analysis (infinite slopes) had shown values of safety factors close to one in the critical length of the slope when the phreatic line is at 80% depth of the colluvium soil. Although there are some simplifications in the analysis, these results show that the flow and the stability analyses using the real data collected from field tests modeled in an appropriate way the real failure (FS~1,0).

Key-words: slope stability, hydraulic conductivity, field and lab tests.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	22
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	25
2.1.1 Fatores que Influenciam a Condutividade Hidráulica	27
2.2 ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS SOLOS	32
2.2.1 Ensaios de Laboratório	33
2.2.1.1 Permeâmetro de Parede Rígida	33
2.2.1.2 Permeâmetro de Parede Flexível	33
2.2.2 Ensaios de Campo	34
2.2.2.1 Piezômetros	35
2.2.2.2 Permeâmetro de Guelph	37
2.2.2.3 Infiltrômetro de Anel Duplo	41
2.3 ESTUDOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM TALUDES	44
2.4 ESTUDOS DE INSTABILIDADES DECORRENTES DE EVENTOS PLUVIAIS	47
2.5 CORRIDAS DE DETRITOS	50
2.5.1 Descrição e Definição das Corridas de Detritos	50
2.5.2 Principais Condicionantes de Fluxos de Detritos	52
2.5.2.1 Fatores Internos	53
2.5.2.2 Fatores Externos	55
3 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	58
3.1 GEOLOGIA REGIONAL	58
3.1.1 Formação Serra Geral	59
3.1.2 Geomorfologia Regional	62
3.2 ASPECTOS LOCAIS E RUPTURAS ANTERIORES	64
4 MÉTODOS EXPERIMENTAIS	74
4.1 AMOSTRAGEM	74
4.1.1 Coleta de Amostras Deformadas	74
4.1.2 Coleta de Amostras Indeformadas	76
4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	77
4.2.1 Peso Específico Real dos Grãos e Limites de Atterberg	77
4.2.2 Análise Granulométrica	78
4.2.3 Índices Físicos	79

4.2.4 Determinação da Faixa de Variação da Sucção <i>versus</i> Teor de Umidade Volumétrico ($S \times \theta$)	79
4.3 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	83
4.3.1 Ensaios de Laboratório	83
4.3.1.1 Permeâmetro de Parede Flexível – Ensaio Triaxial	84
4.3.1.2 Permeâmetro de Parede Flexível com Coluna de Mercúrio	88
4.3.2 Ensaios de Campo	92
4.3.2.1 Permeâmetro de Guelph	92
4.3.2.2 Piezômetros	97
4.3.2.3 Infiltrômetro de Anel Duplo	103
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	107
5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	107
5.1.1 Índices Físicos e Limites de Atterberg	108
5.1.2 Análise Granulométrica	109
5.1.3 Curva Característica	113
5.2 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	116
5.2.1 Ensaios de Laboratório	116
5.2.1.1 Fase de Percolação – Ensaio Triaxial	118
5.2.1.2 Amostra Saturada por Contra-Pressão – Ensaio Triaxial	121
5.2.1.3 Permeâmetro de Parede Flexível com Coluna de Mercúrio	123
5.2.2 Ensaios de Campo	128
5.2.2.1 Permeâmetro de Guelph	129
5.2.2.2 Piezômetros	134
5.2.2.3 Infiltrômetro de Anel Duplo	136
6 ESTUDO DO FLUXO DE ÁGUA E DA ESTABILIDADE DO TALUDE	139
6.1 ANÁLISE DO FLUXO DE ÁGUA NO TALUDE	139
6.1.1 Modelagem	139
6.1.2 Análise de Fluxo	144
6.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO TALUDE	147
7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	151
7.1 CONCLUSÕES	151
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	153
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Esquema do permeâmetro de parede flexível (modificado de Daniel, 1994)	34
Figura 2.2: Esquema do piezômetro escavado	36
Figura 2.3: Esquema do permeâmetro de Guelph. Adaptado do Manual do equipamento, Soilmoisture Equipment Corp. (1991)	38
Figura 2.4: Infiltrômetro de Anel Duplo: provável condição de fluxo	42
Figura 2.5: Geometrias típicas de taludes do RJ utilizadas nas modelagens por Vargas Jr. <i>et al.</i> (1990)	45
Figura 3.1: Mapa de localização da Bacia do Paraná (Melfi <i>et al.</i> , 1988)	59
Figura 3.2: Perfil típico de um derrame basáltico na Formação Serra Geral (Leinz e Amaral, 1978)	60
Figura 3.3: Seção tipo de encostas da Formação Serra Geral (adaptada de Tugrul, 1997)	61
Figura 3.4: Mapa do Rio Grande do Sul. Região Nordeste em destaque	65
Figura 3.5: Região Nordeste do Estado do Rio Grande do Sul (mapa rodoviário – DAER-RS). São Vendelino em destaque	65
Figura 3.6: Imagem aérea da região	66
Figura 3.7: Imagem aérea da área de estudo	66
Figura 3.8: Fotos do evento de dezembro de 2000. a) vista aérea da encosta estudada, b) e c) ruptura planar e trecho interditado da RS122, d) detritos depositados ...	69
Figura 3.9: Topografia da encosta em estudo	71
Figura 3.10: Perfil topográfico longitudinal da cicatriz de ruptura	72
Figura 3.11: Fotos da cicatriz da ruptura no talude estudado	73
Figura 4.1: Pontos de amostragem: a) Cota 351 m, b) Cota 360 m e c) Cota 365 m	76
Figura 4.2: Equipamento triaxial utilizado para os ensaios	86
Figura 4.3: Permeâmetro com coluna de mercúrio: a) câmara triaxial e voltímetro; b) painel de medida de vazão; c) Painel de aplicação de pressões	90
Figura 4.4: Permeâmetro de Guelph instalado, ensaio Cota 350 m	93
Figura 4.5: Ábaco para obtenção do Fator de forma “C”. Adaptado de <i>Soilmoisture Equipment Corp.</i> (1991)	96
Figura 4.6: Piezômetro. a) tubo de água sendo introduzido no furo; b) tubo de água instalado; c) execução das leituras e d) reservatório de água	99
Figura 4.7: a) Infiltrômetro de anel duplo instalado; b) preenchimento dos anéis com água; c) remoção da “serrapilheira” e d) ”serrapilheira” removida	104
Figura 5.1: Carta de Casagrande para os solos estudados	109
Figura 5.2: Curvas granulométricas para a amostra da Cota 351 m	110

Figura 5.3: Curvas granulométricas para a amostra da Cota 360 m	111
Figura 5.4: Curvas granulométricas para a amostra da Cota 365 m	111
Figura 5.5: Faixa de variação de sucção versus teor de umidade volumétrico obtida para o solo da cota 360 m	114
Figura 5.6: Coeficiente de condutividade hidráulica <i>versus</i> tensão de confinamento	127
Figura 5.7: Variação da vazão com o tempo – Permeâmetro de Guelph Cota 347 m	130
Figura 5.8: Variação da vazão com o tempo – Permeâmetro de Guelph Cota 350 m	130
Figura 5.9: Variação da vazão com o tempo – Permeâmetro de Guelph Cota 361 m	131
Figura 5.10: Variação da vazão com o tempo – Permeâmetro de Guelph Cota 361,5 m	131
Figura 5.11: Taxa de infiltração x Tempo. Ensaio de infiltrômetro de anel duplo	136
Figura 6.1: Malha de elementos finitos utilizada para a análise de fluxo	141
Figura 6.2: a) Curva da relação entre teor de umidade volumétrico e sucção; b) Condutividade hidráulica em função da sucção	143
Figura 6.3: Contornos de pressão ao final das 2 horas de precipitação de 75 mm/h	145
Figura 6.4: Elevação do nível de água no talude em função do tempo, sob uma precipitação de 75 mm/h, tempo total de 2 horas	146
Figura 6.5: Determinação do parâmetro “m”	147

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Equações empíricas de correlações entre sucção matricial e condutividade hidráulica não saturada	30
Tabela 2.2: Fator de correção R_T para a viscosidade da água (adaptado de ASTM D5084. 1990)	32
Tabela 3.1: Compartimentação geomorfológica do estado do Rio Grande do Sul (IBGE, 1986)	63
Tabela 5.1: Classificação táctil-visual das amostras de solo	107
Tabela 5.2: Índices físicos e limites de Atterberg dos solos estudados	108
Tabela 5.3: Resumo dos resultados obtidos nas análises granulométricas	109
Tabela 5.4: Índices físicos iniciais das amostras para determinação da faixa de variação da relação sucção <i>versus</i> teor de umidade volumétrico	113
Tabela 5.5: Dados iniciais dos corpos de prova para ensaios durante a fase de percolação no equipamento triaxial	119
Tabela 5.6: Coeficientes de condutividade hidráulica obtidos durante a fase de percolação no equipamento triaxial	120
Tabela 5.7: Coeficientes de condutividade hidráulica obtidos após a fase de saturação no equipamento triaxial	122
Tabela 5.8: Dados iniciais dos corpos de prova para ensaios no permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio	124
Tabela 5.9: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg-1	124
Tabela 5.10: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg-2	125
Tabela 5.11: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg-3	126
Tabela 5.12: Dados característicos dos ensaios com permeâmetro de Guelph	129
Tabela 5.13: Vazões estabilizadas para as cargas hidráulicas nos ensaios com Permeâmetro de Guelph	132
Tabela 5.14: k_{fs} e ϕ_m para os ensaios com Permeâmetro de Guelph nas cotas 347 m e 350 m	132
Tabela 5.15: k_{fs} e ϕ_m para os ensaios com Permeâmetro de Guelph nas cotas 361 m e 361,5 m	133
Tabela 5.16: k_{fs} para os ensaios com Permeâmetro de Guelph nas cotas 347 m e 351 m	134
Tabela 5.17: k_{fs} para os ensaios com Permeâmetro de Guelph nas cotas 361 m e 361,5 m	134
Tabela 5.18: Dados característicos e resultados obtidos nos ensaios realizados com piezômetros	135
Tabela 5.19: Condutividade hidráulica determinada a partir dos ensaios com infiltrômetro de anel duplo	137

Tabela 6.1: parâmetros de resistência do solo coluvionar em estudo (Silveira, 2006)	142
Tabela 6.2: Fator de segurança para diferentes condições de nível de água no talude ($\gamma=15,8$ kN/m ³ , $\phi'=28,8^\circ$ e $c'=9,3$ kPa)	149

SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: American Society for Testing and Materials

LAGEO: Laboratório de Geotecnologia

NBR: Norma Brasileira Registrada

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

SÍMBOLOS

A_{cp} : área da seção transversal do corpo de prova

a_f : raio do furo de sondagem

a_m : área da seção transversal da mangueira flexível

C : fator de forma

$^{\circ}C$: grau celsius

CC : modalidade de ensaio com piezômetro com carga hidráulica constante

CV : modalidade de ensaio com piezômetro com carga hidráulica variável

c' : intercepto coesivo

cm^3 : centímetros cúbicos

d : diâmetro

D_f : diâmetro do filtro de areia do piezômetro

D_s : diâmetro efetivo das partículas

ΔH : deslocamento da coluna de mercúrio

Δh : perda de carga hidráulica

Δt : intervalo ou variação de tempo

ΔV : volume percolado

e : índice de vazios

F : fator de forma

ϕ' : ângulo de atrito interno

ϕ_m : potencial matricial de fluxo

g : grama

γ : peso específico

γ_d : peso específico aparente seco

γ_{Hg} : peso específico do mercúrio

γ_i : peso específico aparente úmido

γ_s : peso específico real dos grãos

γ_w : peso específico da água

H : carga hidráulica (permeâmetro de Guelph e piezômetros)

H : altura da coluna de água no interior do anel interno (infiltrômetro de anel duplo)

H : altura do corpo de prova mais altura dos discos porosos

H_b : altura do disco poroso da base

H_s : altura do corpo de prova

H_t : altura do disco poroso do topo

h_{cp} : altura do corpo de prova

I : taxa de infiltração estabilizada

i : gradiente hidráulico

IP : índice de plasticidade

K : Permeabilidade intrínseca do material poroso

k : coeficiente de condutividade hidráulica

k_a : coeficiente de condutividade hidráulica em relação à fase gasosa

k_b : coeficiente de condutividade hidráulica do disco poroso da base

k_{fs} : coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada de campo

k_s : coeficiente de condutividade hidráulica do corpo de prova (corrigida)

k_{sat} : coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada

$k_{sistema}$: coeficiente de condutividade hidráulica do sistema (discos porosos e mangueiras)

k_T : coeficiente de condutividade hidráulica sob temperatura T

k_t : coeficiente de condutividade hidráulica do disco poroso do topo

k_w : coeficiente de condutividade hidráulica em relação à fase líquida

km: quilômetro

km²: quilômetro quadrado

km/h: quilômetro por hora

kPa: quilopascal

L_{Hg} : comprimento da coluna de mercúrio

L_f : comprimento do filtro de areia do piezômetro

L_f : profundidade da frente de umedecimento

LL : limite de liquidez;

LP : limite de plasticidade;

m: metro

m²: metro quadrado

m³: metro cúbico

mm: milímetro

mm/h: milímetros por hora

μ : viscosidade cinemática

μ_{20} : viscosidade cinemática da água a 20°; μ_T - viscosidade cinemática da água na temperatura da medida de kT;

μ_T : viscosidade cinemática da água na temperatura da medida de kT.

μm : micrometro (10^{-6} metro)

p.p.: pontos percentuais

q : vazão

Q : volume de água infiltrado (permeâmetro de Guelph e piezômetros)

Q : vazão estabilizada (infiltrômetro de anel duplo)

Q_{est} : Vazão estabilizada (permeâmetro de Guelph)

θ : teor de umidade volumétrica

θ_{sat} : teor de umidade volumétrica na condição saturada (porosidade)

s: segundo

S : sucção

S_r : grau de saturação

T : temperatura

u_w : poro pressão de água

u_a : poro-pressão de ar

$(u_a - u_w)$: sucção matricial

$(u_a - u_w)_b$: sucção matricial equivalente ao valor de entrada de ar

w : teor de umidade gravimétrico

w_p : teor de umidade do papel filtro

ψ : sucção total do solo

ψ_f : sucção na frente de umedecimento

1 INTRODUÇÃO

A superfície da Terra apresenta uma constante evolução geomorfológica que molda a topografia. Diversos agentes como erosão e movimentos de diferentes tipos modelam o relevo da superfície tornando as montanhas e vales mais suaves, com encostas menos íngremes e menos acidentadas. Os principais fatores que contribuem nesta modelagem da superfície são: gravidade, agentes sísmicos, intemperismo, eventos pluviais e erosão. Em alguns casos, os fenômenos que modelam o relevo podem criar situações em que os volumes deslocados e as velocidades atingidas provocam danos ao atingirem rodovias ou locais ocupados por populações, gerando grandes prejuízos socioeconômicos. (Fernandes e Amaral, 1988; Wolle, 1980).

Os movimentos associados a instabilidades de taludes fazem parte desta evolução. Dentre os fenômenos de instabilidade, os movimentos rápidos do tipo corridas de detritos merecem um cuidado especial. Estes movimentos ocorrem geralmente em ambientes com características propícias para o fenômeno e geralmente são deflagrados sem movimentos precedentes que indiquem a instabilidade de maneira clara previamente. A velocidade de deslocamento dos materiais mobilizados é muito grande, chegando a dezenas de metros por segundo, concentrando uma energia cinética muito grande no material mobilizado, que lhe confere um enorme poder destrutivo. Seu agente deflagrador geralmente é uma chuva de grande intensidade.

Para prevenir ou ao menos reduzir os danos provocados pela ocorrência de corridas de detritos é necessário que sejam criados sistemas de alerta através do monitoramento em tempo real dos agentes deflagradores de tal movimento. O objetivo principal desta dissertação é o de analisar os efeitos do principal agente deflagrador das corridas de detritos, a chuva, com seus efeitos na percolação dentro de um talude que apresentou uma ruptura.

A região escolhida para este estudo situa-se entre os municípios de São Vendelino, Carlos Barbosa e Alto Feliz. Esta região foi palco de diversas corridas de detritos em 24 de dezembro de 2000, quando uma gigantesca nuvem *cumulus-nimbus* se formou junto das montanhas provocando uma chuva de grande intensidade, com precipitação de 148 mm em cerca de duas horas (medida realizada em estação pluviométrica próxima da área). A encosta escolhida para

o desenvolvimento deste trabalho fica situada no município de São Vendelino/RS, próximo ao leito da rodovia RS 122 entre São Vendelino e Farroupilha e apresentou algumas rupturas que originaram corridas de detritos no evento de dezembro de 2000.

A metodologia empregada nesta dissertação envolveu ensaios de campo e laboratório com a aplicação dos resultados obtidos em análises numéricas de fluxo de água e posterior análise de estabilidade. Os ensaios de campo compreenderam ensaios para a determinação da condutividade hidráulica do solo coluvionar. Em laboratório foram executados ensaios complementares de condutividade hidráulica e determinadas as características físicas (distribuição granulométrica, índices físicos e limites de Atterberg) e de retenção de água (curva característica) para correlações com as propriedades hidráulicas do solo quando o mesmo encontra-se não saturado. Os ensaios de condutividade hidráulica realizados em campo foram Permeâmetro de Guelph, Piezômetros e Infiltrômetro de Anel Duplo.

Esta dissertação apresenta no Capítulo 2 uma revisão bibliográfica sobre os assuntos de interesse nesta dissertação. Os temas principais abordados nesta revisão bibliográfica são condutividade hidráulica e métodos para sua determinação em laboratório e em campo; estudos de condutividade hidráulica em taludes; instabilidades decorrentes de eventos pluviais e corridas de detritos.

O Capítulo 3 apresenta a caracterização geológica e geomorfológica da região em estudo. Também estão apresentados no mesmo capítulo os locais de execução dos ensaios de campo e amostragem de solo para ensaios em laboratório.

No Capítulo 4 são apresentadas detalhadamente a metodologia e as técnicas experimentais empregadas. São descritas as técnicas de amostragem, os procedimentos para realização dos ensaios de caracterização e curva característica e são descritos os equipamentos e procedimentos adotados para a realização dos ensaios de condutividade hidráulica, bem como a interpretação utilizada para cada ensaio.

O Capítulo 5 refere-se à apresentação e discussão dos resultados obtidos a partir dos ensaios descritos no capítulo 4. Os resultados de condutividade hidráulica obtidos são comparados entre os diferentes tipos de ensaio.

No Capítulo 6 é apresentada uma análise de fluxo de água, na qual foi simulada uma chuva com as mesmas características da chuva deflagradora do evento, em dezembro de 2000.

Através da análise foi possível determinar a elevação do nível freático no interior do talude em diferentes instantes durante a ocorrência da chuva. A estabilidade do talude também é estudada neste capítulo, considerando-se um talude infinito. O Capítulo 7 apresenta as principais conclusões do trabalho e algumas sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica apresenta um levantamento de informações sobre a condutividade hidráulica de solos, realizado a partir da bibliografia geotécnica nacional e internacional. O presente capítulo encontra-se estruturado da seguinte forma: (i) apresentação da conceituação básica sobre condutividade hidráulica (k); (ii) descrição de alguns métodos para a obtenção do parâmetro k ; (iii) apresentação de alguns estudos realizados, relacionados à condutividade hidráulica de solos em taludes; (iv) apresentação de trabalhos que abordam instabilidades de taludes correlacionadas com eventos pluviais atípicos e (v) apresentação de uma breve descrição do fenômeno de fluxo e corridas de detritos.

2.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A natureza porosa dos solos permite a percolação de líquidos e gases em seu interior, sendo os solos, portanto, meios permeáveis. A condutividade hidráulica (ou permeabilidade) de um solo pode ser considerada como a facilidade que o solo oferece à passagem de um fluido por seus poros e vazios.

Na literatura geotécnica encontra-se uma certa divergência referente à terminologia do coeficiente de condutividade hidráulica (k). Conforme Daniel (1994), este coeficiente encontra-se denominado por determinados autores como permeabilidade, e por outros como coeficiente de condutividade hidráulica. Segundo o autor, permeabilidade refere-se à água no papel de fluido permeante, já condutividade hidráulica considera a viscosidade do fluido permeante em sua determinação. O meio geotécnico geralmente denomina este parâmetro como coeficiente de condutividade hidráulica. O coeficiente de proporcionalidade, em diversas equações que descrevem fenômenos de condução com formulações idênticas à de condutividade hidráulica, é denominado de “coeficiente de condutividade”. Por outro lado, k pode confundir-se com K que é a permeabilidade intrínseca do material (Olson e Daniel, 1981), *apud* Bortoli (1999). De acordo com a definição da Lei de Darcy, o coeficiente k representa a velocidade de percolação do fluido quando o gradiente hidráulico corresponde à unidade.

A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica é de fundamental importância no desenvolvimento de diversos tipos de projetos geotécnicos. No caso de aplicações ambientais como a construção de *liners* em aterros sanitários, há necessidade de que os mesmos apresentem baixa condutividade hidráulica, para evitar a infiltração de chorume no solo. Em análises de compressibilidade de solos saturados, o tempo necessário para o adensamento, é fortemente influenciado pela condutividade hidráulica do solo. Em estabilidade de taludes, o volume de água infiltrado no solo é função do coeficiente de condutividade hidráulica. A água no interior do solo pode ser agente deflagrador de uma instabilidade pela redução da sucção e por geração de poro-pressões positivas.

Quando um solo encontra-se na condição saturada, ou seja todos os espaços entre suas partículas sólidas encontram-se preenchidos por água, o fluxo pode ser descrito pela Lei de Darcy. Esta estabelece uma relação linear entre a vazão (q) e o gradiente hidráulico (i) e admite o fluxo no regime laminar (condição onde a velocidade de escoamento é baixa, não havendo turbulência no fluido permeante). O gradiente hidráulico é a razão entre a perda de carga hidráulica (δh) e a distância percorrida pelo fluido (δL). A Lei de Darcy pode ser escrita da seguinte forma (Equação 2.1):

$$q = k \frac{\Delta h}{\Delta L} A \quad [2.1]$$

Onde:

q – vazão;

k – coeficiente de condutividade hidráulica;

$\frac{\Delta h}{\Delta L}$ – gradiente hidráulico, que recebe a notação “ i ”;

A – área da seção transversal de fluxo.

2.1.1 Fatores que Influenciam a Condutividade Hidráulica

A condutividade hidráulica é influenciada por uma gama de fatores referentes ao solo e ao fluido permeante no interior deste solo. Assim sendo, a condutividade hidráulica não pode ser considerada um parâmetro constante. Com relação às características do solo, os principais fatores que a influenciam são: tamanho das partículas, índice de vazios, composição mineralógica, estrutura e o grau de saturação. A propriedade do fluido percolado que afeta a condutividade hidráulica é a viscosidade, que por sua vez, é afetada pela temperatura.

Existem formulações propostas para estimar a condutividade hidráulica do solo a partir de parâmetros do solo e do fluido, por exemplo a Equação 2.2 proposta por Lee *et al.* (1983). Entretanto estas estimativas têm aplicações restritas a determinados tipos de solos.

$$k = D_s^2 \frac{\gamma \cdot e^3}{\mu \cdot (1 + e)} C \quad [2.2]$$

Onde:

D_s – diâmetro efetivo das partículas;

e – índice de vazios;

C – fator de forma (dependente da forma dos grãos do solo);

γ – peso específico do fluido;

μ – viscosidade cinemática do fluido percolado.

A seguir encontra-se uma breve descrição dos principais fatores que influenciam a condutividade hidráulica dos solos:

a) Tamanho das partículas

Quanto ao tamanho das partículas percebemos na Equação 2.2 a proporcionalidade de k com o quadrado do diâmetro efetivo das partículas (D_s). O diâmetro efetivo das partículas é relacionado com a curva de distribuição granulométrica do solo. Se a curva granulométrica apresentar descontinuidade, o comportamento dessa relação é diferenciado. Para solos arenosos e siltosos, a Equação 2.2 apresenta uma boa aproximação de k . Já para solos argilosos, esta aproximação fica comprometida devido ao fato de os diâmetros dos argilominerais não possuírem uma relação com sua superfície específica.

b) Índice de vazios

O índice de vazios (e) é por definição a relação entre volume de vazios no interior do solo e o volume de partículas sólidas. A determinação de e ocorre de maneira indireta através de outros índices físicos.

Em relação à condutividade hidráulica, um índice de vazios elevado representa mais espaços vazios no interior de um solo, sendo que estes espaços vazios quando preenchidos por água constituem os canais por onde ocorre o fluxo, na ocasião de haver gradiente hidráulico.

A Equação 2.2 indica uma dependência de k em relação ao índice de vazios com uma razão

$\left(\frac{e^3}{1+e} \right)$, mostrando que k aumenta com uma relação da potência cúbica do índice de vazios.

c) Composição mineralógica

A composição mineralógica tem importância principalmente no caso de solos com elevada fração argila. Mitchell (1993) mostrou que, no mesmo teor de umidade, os coeficientes de condutividade hidráulica da caulinita, ilita e esmectita apresentam-se na seguinte relação: $k_{caulinita} > k_{ilita} > k_{esmectita}$. Esta influência é consistente devido às diferenças de superfícies específicas apresentadas por estes argilominerais. Além disso, o cátion trocável no argilomineral também exerce influência sobre a condutividade hidráulica. Segundo Mitchell (1993), a montmorilonita cálcica apresenta k maior que a montmorilonita sódica, sendo este um efeito proveniente das dimensões da dupla camada iônica.

d) Estrutura

A estrutura do solo pode ser diferenciada em microestrutura e macroestrutura. Entende-se como microestrutura o resultado do arranjo das partículas. Mitchell (1993), verificou que a microestrutura de solos argilosos, quando compactados no ramo seco da curva de compactação, seguida de saturação, apresenta estrutura flokulada; já quando compactados no ramo úmido e seguida de saturação, apresenta estrutura dispersa. Em termos de condutividade hidráulica, a estrutura flokulada, sob condições saturadas e com mesmo índice de vazios, apresenta maior k do que o mesmo solo com estrutura dispersa. Isso se deve ao fato de que os canais de fluxo são maiores quando a estrutura é flokulada, sendo o caminho percorrido pela água menos tortuoso do que quando a estrutura é dispersa. A formação dos grumos, quando o solo é compactado no ramo seco, deve-se à elevada sucção presente, visto que o solo está não saturado. Entende-se como macroestrutura a presença de grumos, macroporos, fissuras, trincas e canais provenientes de raízes decompostas. Em ensaios de laboratório, medidas dos efeitos da macroestrutura não são avaliadas, devido ao pequeno tamanho das amostras ensaiadas. Estes elementos referentes à macroestrutura do solo geralmente atuam em campo como elementos drenantes, aumentando a condutividade hidráulica do solo.

e) Grau de saturação

O grau de saturação é a relação do volume de água e o volume total de vazios entre as partículas sólidas do solo. A percolação da água não consegue remover todo o ar existente nos poros de um solo não saturado, portanto este processo não é capaz de saturar o solo.

A água no interior do solo flui pelos vazios preenchidos com água e os vazios preenchidos por ar, em forma contínua ou em bolhas oclusas, não são considerados canais de fluxo, constituindo assim obstáculos para o fluxo (Pinto, 2000). Em solos não saturados temos dois fluídos passíveis de percolação, a água e o ar. O coeficiente de condutividade hidráulica com relação a fase líquida é denotado como k_w , e o coeficiente de condutividade hidráulica com relação à fase gasosa é denotado como k_a .

Para se obter a condutividade hidráulica de solos na condição não saturada, além do grau de saturação, tem-se que considerar a sucção matricial. Quando o grau de saturação do solo é reduzido, sua sucção matricial aumenta, fazendo com que o meio líquido passe a dar espaço ao ar, assim, os canais de fluxo de água (meio líquido) são progressivamente reduzidos,

diminuindo bruscamente a condutividade hidráulica. Variando a sucção, também se tem efeito sobre a tensão efetiva do solo; exercendo, portanto, uma influência direta sobre o índice de vazios. Assim sendo, é de grande importância a determinação da curva característica do solo para análises de condutividade hidráulica em solos não saturados. A Tabela 2.1 apresenta algumas equações empíricas para a determinação da condutividade hidráulica em relação a fase líquida para diferentes níveis sucção a partir da curva característica do solo (adaptado de Bortoli, 1999).

Tabela 2.1: Equações empíricas de correlações entre sucção matricial e condutividade hidráulica não saturada

Equação	Referência	Descrição
$k_w = k \quad \text{para } (u_a - u_w) \leq (u_a - u_w)_b$ $k_w = k \left\{ \frac{(u_a - u_w)_b}{(u_a - u_w)} \right\}^\eta \quad \text{para } (u_a - u_w) > (u_a - u_w)_b$	Brooks & Corey (1964)	$(u_a - u_w)_b =$ Sucção equivalente a entrada de ar. $\eta = 2 + 3 * \lambda,$ $\lambda =$ índice de distribuição do tamanho dos poros.
$k_w = \frac{k}{1 + a * \left\{ \frac{(u_a - u_w)}{\rho_w * g} \right\} * n}$	Gardner (1958a)	$a, n =$ constantes $\rho_w =$ peso específico da água $g =$ gravidade
$k_w = \frac{k}{\left\{ \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right\} * n' + 1}$	Arbhabhirama & Kridakom (1968)	$n' =$ constante
$k(\theta) = \frac{k}{kc} * \frac{T^2 * \rho_w * g * \theta_s^p}{\mu_w} * \int_{\theta_1}^{\theta} \frac{\theta - x}{S^2 * x} dx$	Fredlund <i>et al.</i> (1994)	$\theta =$ umidade volumétrica $T =$ tensão superficial da água $kc =$ coef. de cond. Estatístico $x =$ variável de integração $S =$ sucção do solo $\theta_1 =$ menor valor de θ na curva característica
$k_w = k * e^{-\alpha * \psi}$	Gardner (1958b)	$\alpha = k / \phi_m$ $\phi_m =$ potencial matricial de fluxo $\psi =$ sucção / ρ_w

f) Viscosidade e temperatura

A temperatura afeta diretamente a condutividade hidráulica devido a sua influência sobre a viscosidade do fluido. Ao aumentar a temperatura, a viscosidade cinemática do fluido é reduzida, ficando mais fácil a percolação no interior de um meio poroso. Os valores de k citados na literatura geralmente correspondem a uma temperatura padrão de 20°C. A correção de um k_T encontrado a uma temperatura “ T ” para a temperatura de 20°C é dada pela Equação 2.3.

$$k_{20} = k_T \cdot \left(\frac{\mu_T}{\mu_{20}} \right) \quad [2.3]$$

Onde:

k_{20} – coeficiente de condutividade hidráulica a 20°C;

k_T – coeficiente de condutividade hidráulica a uma temperatura T ;

μ_{20} – viscosidade cinemática da água a 20°C;

μ_T – viscosidade cinemática da água na temperatura da medida de k_T .

Para efetuar a correção de k para a temperatura padrão, utiliza-se os coeficientes apresentados na Tabela 2.2. Basta que se multiplique o valor obtido de k em qualquer temperatura pelo coeficiente referente a esta mesma temperatura.

Tabela 2.2: Fator de correção R_T para a viscosidade da água (adaptado de ASTM D5084, 1990)

T (°C)	R_T	T (°C)	R_T	T (°C)	R_T	T (°C)	R_T	T (°C)	R_T
0	1,783	10	1,301	20	1,000	30	0,797	40	0,653
1	1,723	11	1,265	21	0,976	31	0,780	41	0,641
2	1,664	12	1,230	22	0,953	32	0,764	42	0,629
3	1,611	13	1,197	23	0,931	33	0,749	43	0,618
4	1,560	14	1,165	24	0,910	34	0,733	44	0,607
5	1,511	15	1,135	25	0,889	35	0,719	45	0,598
6	1,465	16	1,106	26	0,869	36	0,705	46	0,585
7	1,421	17	1,077	27	0,850	37	0,692	47	0,575
8	1,379	18	1,051	28	0,832	38	0,678	48	0,565
9	1,339	19	1,025	29	0,814	39	0,665	49	0,556

$$R_T = (-0,02452T + 1,495)$$

2.2 ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS SOLOS

A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica de um solo pode ser realizada através de diversos métodos, em laboratório ou em campo. Em laboratório, a técnica usual é a utilização de permeâmetros, podendo estes ser de parede rígida ou flexível. Em campo, existem vários tipos de ensaios para a determinação de k . Os ensaios de campo mais usuais são: piezômetros de tubo aberto, piezômetros de tubo fechado, permeâmetro de Guelph e infiltrômetros. Neste item os ensaios mencionados serão apresentados com maior detalhamento.

2.2.1 Ensaios de Laboratório

2.2.1.1 Permeâmetro de Parede Rígida

O ensaio em permeâmetro de parede rígida é realizado no interior de um tubo cilíndrico que contém a amostra de solo, com o fluxo no sentido axial. O fluxo pode ser ascendente ou descendente e a carga hidráulica aplicada pode ser constante ou variável.

Um permeâmetro de parede rígida pode ser adaptado a partir de outros equipamentos, como cilindro de compactação, célula de adensamento e permeâmetro com selamento anelar. Neste último, usa-se um selo de bentonita para evitar o fluxo entre a amostra e as paredes do permeâmetro.

2.2.1.2 Permeâmetro de Parede Flexível

O permeâmetro de parede flexível consiste em uma câmara triaxial, onde o corpo de prova é envolvido por uma membrana de látex e suas extremidades superior e inferior ficam em contato com papel filtro e discos porosos. A câmara é preenchida com água destilada onde é permitida a aplicação de tensões confinantes no corpo de prova. Daniel (1994) recomenda a aplicação mínima de tensão efetiva de confinamento de 30 kPa para a garantia de que não haja fluxo entre a membrana e o corpo de prova. Este método de ensaio ainda permite que o corpo de prova seja saturado por aplicação de estágios de contra pressão. A saturação do corpo de prova pode ser verificada através do parâmetro B , que é a relação entre a variação da poro-pressão no interior do solo a partir de um incremento de tensão confinante. Considera-se que para o parâmetro $B > 0,95$; o corpo de prova encontra-se saturado.

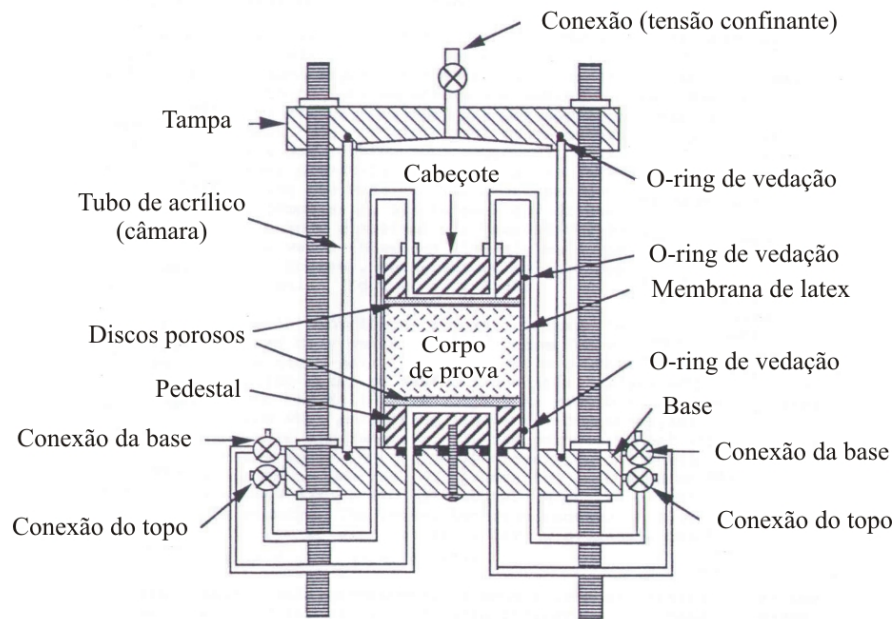


Figura 2.1: Esquema do permeâmetro de parede flexível (modificado de Daniel, 1994)

2.2.2 Ensaios de Campo

A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica através de ensaios de campo é menos precisa do que a determinação em ensaios de laboratório. Este fato deve-se à incertezas ligadas a determinadas condições encontradas em campo como a posição do nível da água, espessura das camadas do perfil de solo e amolgamento do solo nas adjacências da perfuração (Pinto, 2000).

Ensaios de campo são realizados em condições reais, o que muitas vezes os ensaios de laboratório não conseguem reproduzir, principalmente em solos residuais, devido aos efeitos de escala. Os ensaios de campo abrangem um volume de solo maior, incluindo portanto efeitos da variabilidade natural da permeabilidade no perfil de solo e a presença das discontinuidades (macroestrutura), Daniel (1989).

A qualidade dos resultados dos ensaios de campo depende dos cuidados na execução e também têm uma interpretação teórica mais complexa. No caso de ensaios de laboratório a área de passagem do fluxo é constante e igual à área da seção transversal do corpo de prova,

já nos ensaios de campo a área varia continuamente nas proximidades de ensaio, necessitando de uma solução compatível com a geometria e as condições de contorno do problema.

A seguir, serão apresentadas as características gerais, métodos de execução e interpretação de ensaios de condutividade hidráulica em campo utilizando piezômetros de tubo aberto, permeâmetro de Guelph e infiltrômetro de anel duplo, ensaios realizados nesta dissertação.

2.2.2.1 Piezômetros

Os piezômetros são equipamentos muito utilizados no meio geotécnico para medidas de poro-pressão e obtenção do coeficiente de condutividade hidráulica de solos naturais. A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica por meio de piezômetros apresenta a vantagem de o ensaio ser de fácil montagem e de rápida execução. Existem dois tipos de piezômetros capazes de medir a condutividade hidráulica de solos, os piezômetros cravados e os escavados.

De acordo com Tavenas *et al.*, (1983), a utilização de piezômetros cravados é desaconselhada devido ao amolgamento e posterior adensamento do solo devido ao processo de cravação do equipamento, provocando uma redução na medida do valor de k . Seu uso também é desaconselhado, para a determinação de k , pelo fato de que a medida de infiltração corresponde apenas a um pequeno volume de solo adjacente ao elemento poroso do equipamento.

Um piezômetro escavado consiste em um tubo de PVC instalado dentro de um furo de sondagem. O diâmetro do tubo utilizado geralmente possui 32 mm ou 40 mm. Na parte inferior do tubo de PVC são executadas ranhuras intercaladas para a infiltração de água no solo. O comprimento do trecho ranhurado é pouco menor do que o do filtro granular de areia, que será apresentado posteriormente.

A diferença básica entre um piezômetro para a medida de condutividade hidráulica e um piezômetro convencional para a medida de poro-pressão é a adaptação de um sistema para medir o volume de água que infiltra no solo. A obtenção da vazão se dá através de uma bureta graduada, do sistema de leituras adaptado, onde se mede o volume de água infiltrado em um determinado intervalo de tempo, sob carga hidráulica constante ou variável.

Para a execução do ensaio se realiza um furo de sondagem, de preferência aberto a trado, com cuidado para evitar o amolgamento do solo junto às paredes do furo. Por praticidade, executa-se o furo de sondagem para a instalação do tubo de PVC (piezômetro) com diâmetro entre 80 mm e 100 mm. O fundo do furo de sondagem é preenchido com areia, que tem a finalidade de regularização do fundo do mesmo. No furo de sondagem, o espaço entre suas paredes e o tubo de água é preenchido com um filtro granular, também de areia. O filtro deve se estender até alguns centímetros acima do final do trecho ranhurado do tubo de PVC. A folga entre o tubo de PVC e as paredes do furo, acima do trecho ranhurado é preenchida com um selo de bentonita (*grout*). Costuma-se utilizar uma pequena camada de areia fina entre o filtro e o selo de bentonita para que a bentonita não venha a colmatar o filtro. A Figura 2.2 mostra um esquema de um piezômetro escavado.

Segundo de Groot & Lutenege (1994) o comprimento do filtro geralmente deve ser igual a 5 vezes o diâmetro do furo, pois este comprimento inclui adequadamente os efeitos de escala no valor medido de k .

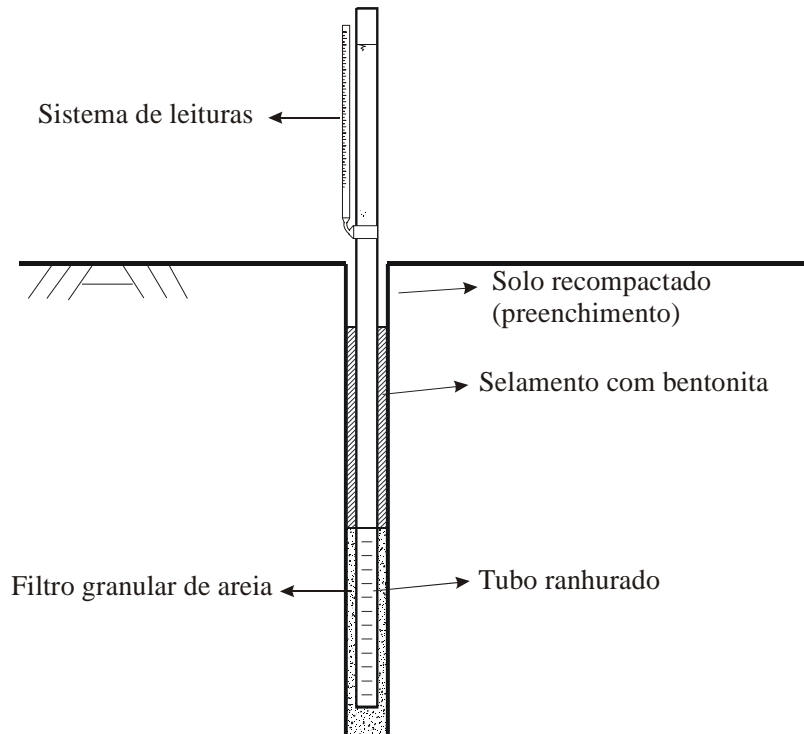


Figura 2.2: Esquema do piezômetro escavado

No caso de ensaios em solos saturados, ou seja, abaixo do nível freático, as medidas de volume de água infiltrada podem ser iniciadas a partir da estabilização da expansão da

bentonita no selo. O coeficiente de condutividade hidráulica é determinado a partir de teoria de Hvorslev (1951), que considera o solo incompressível, ou a partir da teoria de Gibson (1963) que considera a compressibilidade do solo.

A teoria de Hvorslev (1951) é aceita e a mais utilizada no meio da engenharia geotécnica devido a sua simplicidade e obtenção de bons resultados. Esta será a solução utilizada para a interpretação dos ensaios com piezômetros desta dissertação.

2.2.2.2 Permeâmetro de Guelph

O permeâmetro de Guelph foi desenvolvido na Universidade de Guelph no Canadá e descrito por Reynolds *et al.* (1983). Foi introduzido no Brasil por Campos *et al.* (1992) e no Rio Grande do Sul, por Cunha (1997). Através deste equipamento é possível estimar a condutividade hidráulica não saturada através da correlação dos parâmetros obtidos no ensaio e a curva característica do solo. Os parâmetros obtidos a partir da realização deste ensaio são: (i) condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}) e (ii) potencial matricial de fluxo (ϕ_m).

Com este equipamento, as determinações de condutividade hidráulica saturada de campo são realizadas acima do nível freático, onde o solo encontra-se na condição não saturada. O valor da condutividade hidráulica obtida neste tipo de ensaio é menor do que a obtida em laboratório, uma vez que em campo não é possível a obtenção da saturação completa do volume de solo correspondente ao ensaio.

O ensaio consiste basicamente em estabelecer um fluxo de água de regime permanente em um solo não saturado, em um furo de sondagem, sob uma carga hidráulica pequena e constante. Calcula-se o coeficiente de condutividade hidráulica através da determinação da vazão infiltrada pela base e pela parede do furo. O Permeâmetro de Guelph mede k_{fs} entre 10^{-2} e 10^{-8} m/s. A profundidade máxima admitida, conforme o manual do fabricante do equipamento é de 6,0 m (*Soilmoisture Equipment Corp.*, 1991).

Essencialmente o permeâmetro de Guelph é um vaso de Mariotte, capaz de medir a vazão que infiltra no solo. O vaso de Mariotte é um arranjo de tubos, que possui a finalidade de manter um determinado nível de água constante. O vaso de Mariotte é composto por:

- Um reservatório, onde é armazenada a água para a execução do ensaio, dividido em duas partes (interna e externa), com uma escala graduada;
- Tubo de água, que conecta o reservatório de água ao furo de sondagem;
- Um tubo de ar central, ligado em uma extremidade à atmosfera e a outra no nível d'água.

O funcionamento do vaso de Mariotte consiste em manter o reservatório sob vácuo parcial, com a finalidade de evitar a saída de água do mesmo. No fundo do furo, o nível de água fica ligeiramente acima da extremidade do tubo de ar, impedindo a entrada de ar no reservatório. Conforme a água infiltra no solo, o nível de água no furo cai, permitindo a entrada de ar no reservatório (em forma de bolhas), fazendo com que diminua o vácuo parcial e conseqüentemente permitindo a saída de água do reservatório. A água desce pelo tubo de água e no furo de sondagem o nível de água sobe, cobrindo a entrada do tubo de ar, novamente impedindo a entrada de ar. A Figura 2.3 mostra um esquema completo do equipamento descrito.

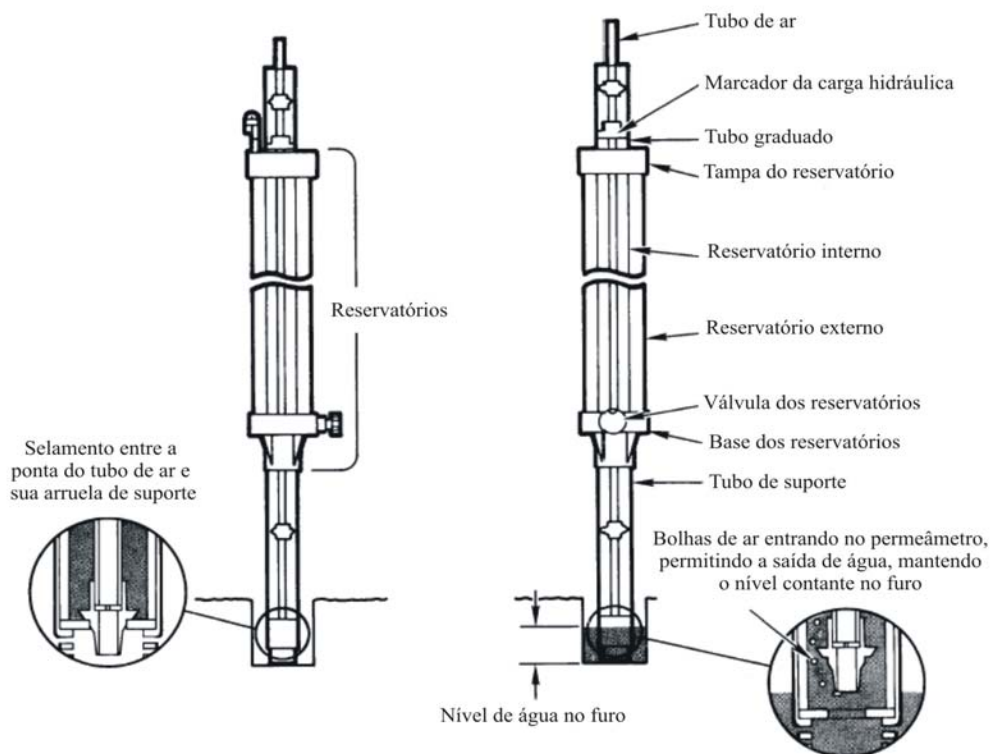


Figura 2.3: Esquema do permeâmetro de Guelph. Adaptado do Manual do equipamento, *Soilmoisture Equipment Corp.* (1991)

Para a execução do ensaio realiza-se um furo de sondagem, no interior do qual será instalado o equipamento. O diâmetro do furo é de 6,0 cm e a profundidade do furo é a profundidade na qual se deseja conhecer os parâmetros determinados pelo ensaio. O furo de sondagem é aberto com um trado tipo concha. No final da escavação é utilizado um trado especial para a remoção do material solto no fundo do furo. Ambos os trados acompanham o equipamento.

Com o furo aberto, conectam-se os tubos de água e de ar ao corpo do permeâmetro. Os tubos são introduzidos no interior do furo, apoiando o tubo de água no fundo. Com um tripé é ajustada a verticalidade do equipamento. Ajustada a posição do equipamento, os dois reservatórios do permeâmetro são preenchidos com água desaerada e então se fecha a entrada de água para aplicação do vácuo parcial, com uma bomba de vácuo manual.

Para iniciar a fase de percolação, o tubo de ar é levantado até que sua extremidade inferior fique a uma altura em relação ao fundo do furo que coincida com a carga hidráulica imposta, (normalmente 5 cm).

No início da percolação, o fluxo encontra-se no regime transiente, sendo que o solo, em função do fluxo imposto, vai aos poucos se tornando saturado. Passado algum tempo após o início da percolação, a vazão que sai do reservatório passa a ser constante (regime permanente). Este fato indica a obtenção da condição saturada de campo da porção de solo correspondente ao ensaio e pode ser verificado quando o intervalo de tempo entre as bolhas formadas no interior do vaso de Mariotte assume um valor constante. O tempo para atingir o regime de fluxo permanente depende de vários fatores, destacando-se a condutividade hidráulica e a umidade antecedente do solo.

Quando o fluxo atinge o regime permanente, podem ser realizadas as medidas de volume infiltrado *versus* tempo, para a determinação da condutividade hidráulica do solo. Após realizadas estas medidas, o tubo de ar é novamente levantado, para aplicar uma segunda carga hidráulica, normalmente com 10 cm.

As condições assumidas para a interpretação do ensaio são: (i) solo não saturado (acima do nível freático), (ii) homogêneo, (iii) isotrópico e (iv) solo sem expansão ou inchamento quando umedecido (Daniel, 1989). A medida principal do ensaio é a vazão de saída de água do reservatório, após atingidas as condições de fluxo permanente. A percolação de água no furo está submetida a três tipos de fluxo: um de pressão radial ao longo das paredes, um vertical de pressão na base e outro vertical gravitacional também na base.

A solução analítica aproximada do ensaio se dá pela solução da Equação 2.4, Reynolds *et al.* (1985):

$$Q_f = \frac{2 * \pi * H^2}{C} * k_{fs} + \pi * a_f^2 * k_{fs} + \frac{2 * \pi * H}{C} * \phi_m \quad [2.4]$$

Onde:

Q_f – vazão medida;

H – carga hidráulica aplicada;

C – parâmetro adimensional;

k_{fs} – Coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada de campo;

a_f – raio do furo;

ϕ_m – potencial matricial de fluxo, definido por Gardner (1958b) pela Equação 2.5.

$$\phi_m = \int_{\psi_i}^0 k(\psi) * d\psi \quad [2.5]$$

Onde:

$k(\psi)$ – coeficiente de condutividade hidráulica não saturada do solo;

ψ_i – carga de pressão inicial nas paredes do furo, negativa, pois o solo está submetido a sucção matricial.

A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica não saturada do solo é realizada através da Equação 2.6, sugerida por Gardner (1958b).

$$k(\psi) = k_{fs} * e^{\alpha * \psi} \quad [2.6]$$

Onde α é a relação k_{fs}/ϕ_m .

Na Equação 2.4, os dois primeiros termos são relacionados ao fluxo devido à carga hidráulica e o terceiro termo é relacionado com a sucção do solo. O parâmetro adimensional C , apresentado na Equação 2.4 é dependente do tipo de solo e da relação entre a carga hidráulica e o raio do furo (H/a_f). Sua obtenção é apresentada na Seção 4.3.2.1.

2.2.2.3 Infiltrômetro de Anel Duplo

O Infiltrômetro de Anel Duplo é um método utilizado para determinar a taxa de infiltração de água nos solos. É um ensaio largamente utilizado na área das ciências de solo voltadas para irrigação e drenagem. Na área da Geotecnia, Daniel e Trautwein (1986) descreveram a adaptação do ensaio para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica em argilas compactadas, mais especificamente para o uso em liners de aterros sanitários. Campos e Burgos (2003) utilizaram este tipo de ensaio para a análise de taxa de infiltração vertical em solos residuais e coluvionares na cidade de Salvador (BA), com aplicação dos resultados em análises de estabilidade de taludes.

O equipamento utilizado para a execução do ensaio consiste em dois cilindros, cravados de forma concêntrica no solo. Para aplicações em liners de argila compactada, o diâmetro recomendado do cilindro interno varia entre 0,6 m e 2 m (Daniel, 1989). O anel externo possui diâmetro cerca de duas vezes maior que o diâmetro do anel interno. Para aplicações em agronomia, os diâmetros recomendados dos cilindros são de 30 cm para o interno e no mínimo 50 cm para o externo (Cauduro e Dorfman, 1986).

As medidas de vazão são realizadas apenas controlando o volume de água do cilindro interno, medindo-se a taxa de variação do nível de água com o tempo ou a taxa de abastecimento de água neste anel para que o nível em seu interior se mantenha constante. O fluxo abaixo do cilindro interno é considerado unidimensional, na direção vertical. A função do anel externo neste ensaio é de proporcionar a condição unidimensional de fluxo abaixo do anel interno, de

maneira que o espalhamento do fluxo (com componentes na direção horizontal) se dá apenas embaixo do anel externo. Outro problema sanado pelo anel externo é a fuga de água através da ranhura de solo, resultante do processo de cravação, por baixo do anel.

A Figura 2.4 ilustra a provável condição de fluxo abaixo de um infiltrômetro de anel duplo. Na parte central, correspondente ao anel interno pode-se observar a verticalidade das linhas de fluxo, enquanto na área correspondente ao anel externo verifica-se o espalhamento do fluxo.

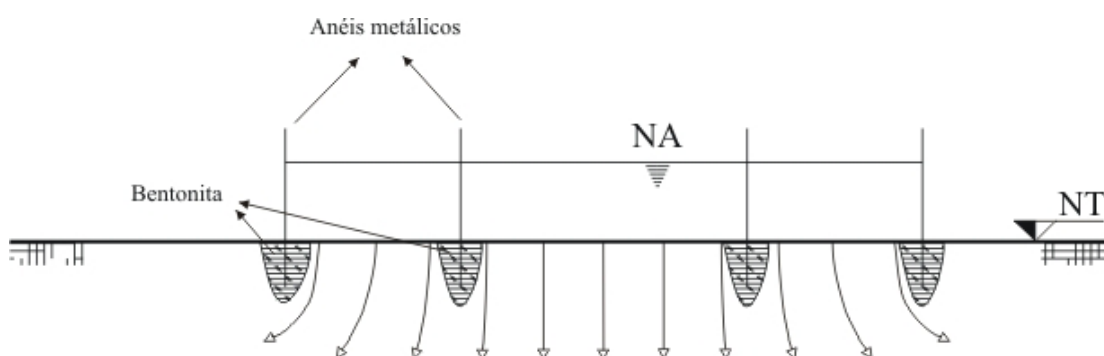


Figura 2.4: Infiltrômetro de Anel Duplo: provável condição de fluxo

Para a execução dos ensaios, os anéis são cravados, com auxílio de uma marreta e então preenchidos com água para então serem realizadas as leituras. Os seguintes métodos podem ser utilizados para a medida de volume de água infiltrado: i) através do uso de um vaso de Mariotte, semelhante ao já citado na descrição do Permeâmetro de Guelph, conectado ao cilindro interno, que mantém o nível de água constante sendo o cilindro externo abastecido manualmente; ii) conectando-se ao cilindro interno uma bolsa de água, que permanece abaixo do nível de água do cilindro externo, em seu interior. Desta maneira, a carga hidráulica no interior dos dois cilindros é a mesma e igual ao nível de água do cilindro externo. Periodicamente, retira-se a bolsa de água com o intuito de pesá-la, e se necessário, preenchê-la com água novamente. Através da diferença de peso de água da bolsa, determina-se o volume de água infiltrado e procede-se o cálculo da vazão; iii) medir a variação do nível de água no interior do cilindro interno, através de um sistema de leituras composto por uma bóia que sustenta uma régua, esta régua é passante por um suporte que a mantém na posição vertical e serve como referência para as medidas.

As condições adotadas na interpretação do ensaio são: (i) solo homogêneo; (ii) isotrópico; (iii) temperatura da água do anel interno constante (iv) fluxo abaixo do anel interno unidimensional (na direção vertical).

De acordo com Daniel e Trautwein (1986) as oscilações de temperatura não são desejadas, teoricamente, a cada 1°C de oscilação na temperatura, haverá aproximadamente 50 mL de variação de volume na água dentro do anel interno, para as dimensões dos anéis interno e externo de 152 cm e 213 cm respectivamente. A manutenção da carga hidráulica constante e igual nos dois anéis também é importante, se a carga hidráulica diferencial entre os dois anéis variar 1 cm, há uma variação de cerca de 100 cm³ na leitura de volume infiltrado no anel interno. Devido a precisão do vaso de Mariotte ser de 1 mm, a variação é de cerca de 10 cm³. É recomendado portanto que as medidas sejam realizadas com no mínimo dez vezes esta resolução (100 cm³) no anel interno.

A Equação 2.7 define a taxa de infiltração.

$$I = \frac{Q}{\Delta t * A} \quad [2.7]$$

Onde:

Q – volume de água infiltrado;

Δt – intervalo de tempo correspondente ao volume Q ;

A – Área do anel interno;

A partir da obtenção da taxa de infiltração, pode-se calcular o coeficiente de condutividade hidráulica:

$$k = \frac{I}{i} = \frac{I}{\frac{(H + L_f + \psi_f)}{L_f}} \quad [2.8]$$

Onde:

i – Gradiente hidráulico;

H – profundidade da água no anel;

L_f – profundidade da frente de umedecimento;

ψ_f – sucção na frente de umedecimento.

A sucção na frente de umedecimento pode ser medida, estimada, ou arbitrada como nula. A sucção na frente de umedecimento é frequentemente considerada nula, porém corre-se o risco da superestimação do coeficiente de condutividade hidráulica. A medida da profundidade da frente de umedecimento (L_f) é realizada a partir de tensiômetros ou a partir da medida do teor de umidade ao final do ensaio.

2.3 ESTUDOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM TALUDES

Vargas Jr. *et al.* (1990) descreveram o uso de um programa computacional, baseado no método dos elementos finitos, para análise de fluxo não saturado em meios porosos, com o intuito de estudar os processos de infiltração da água das chuvas nas encostas do Rio de Janeiro. No estudo, foram reproduzidas sete geometrias típicas das encostas da região, mostradas na Figura 2.5. Como resultados típicos, o talude de perfil homogêneo da Figura 2.5 a) obteve um padrão de infiltração praticamente unidimensional. Quando a superfície impermeável está próxima da superfície do terreno (Figuras 2.5 b) e 2.5 c) podem se desenvolver poro-pressões no topo e na base do talude. Quando há um contato mais permeável entre o solo e o maciço, surgem poro-pressões na base do talude (Figuras 2.5 d) e 2.5 e). Quando a permeabilidade decresce com a profundidade (Figura 2.5 f), são geradas

poro-pressões no contato entre as camadas de solo; e no caso de haver uma fratura no contato entre a cunha e o solo (Figura 2.5 g) podem se desenvolver poro-pressões neste ponto.

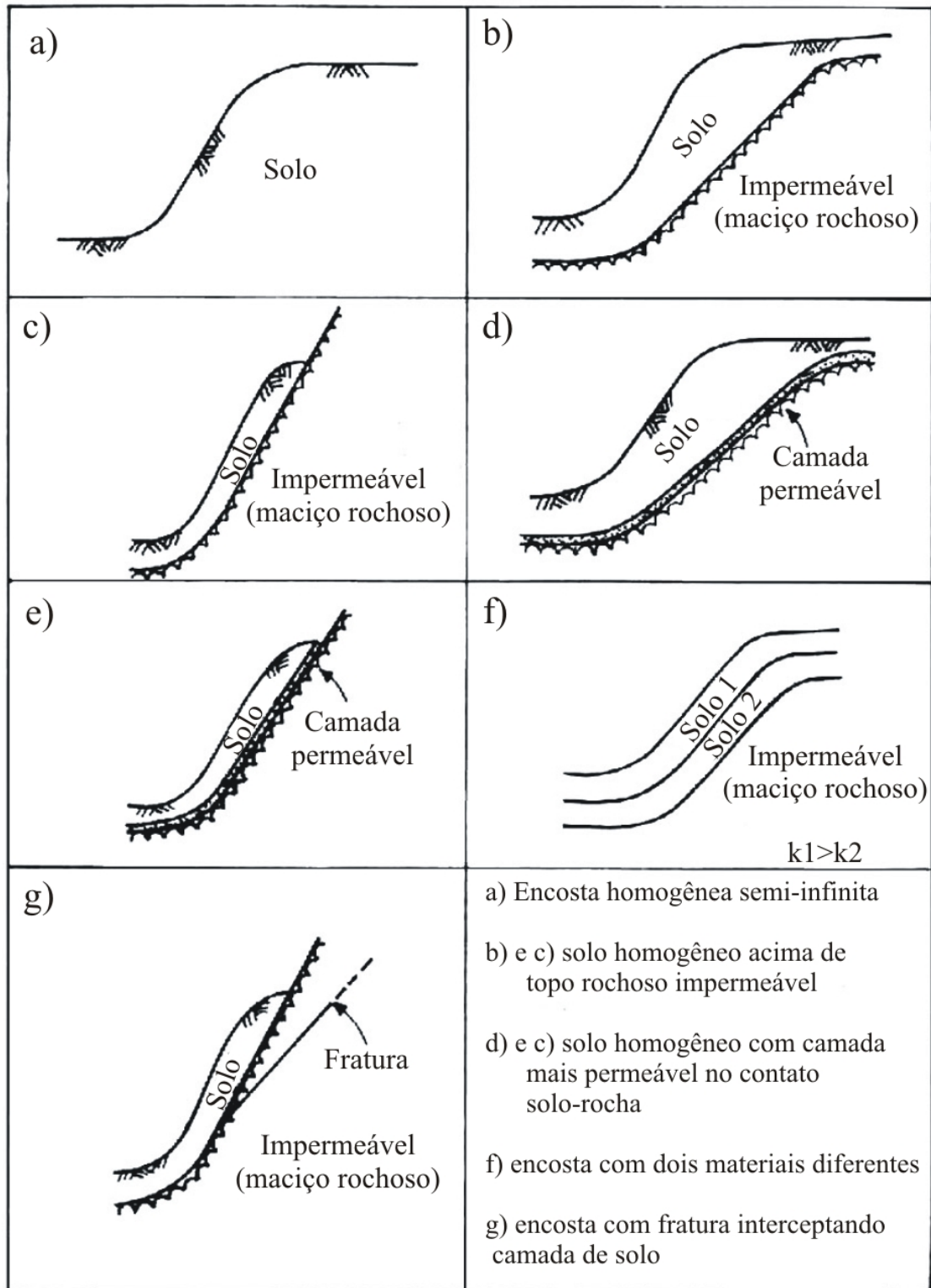


Figura 2.5: Geometrias típicas de taludes do RJ utilizadas nas modelagens por Vargas Jr. *et al.* (1990)

Vargas Jr. *et al.* (1992) fizeram uma revisão dos estudos realizados sobre a infiltração da água das chuvas nas encostas e as conseqüências em sua estabilidade. A avaliação de estabilidade estava limitada pelo desconhecimento das poro-pressões existentes no talude devido a infiltração da água. Alguns escorregamentos citados tinham nível freático abaixo da superfície de ruptura, com poro-pressões nulas ou negativas (sucção).

Vieira *et al.* (2001) realizaram ensaios com permeâmetro de Guelph, com o intuito de caracterizar a variação espacial da condutividade hidráulica saturada. O local estudado foi a bacia do Rio Papagaio, com área de 2,5 km², localizada na vertente sudoeste do maciço da Tijuca. Em quatro cicatrizes de deslizamentos na bacia eram selecionados até quatro pontos para a execução dos ensaios (topo, laterais e centro da cicatriz). As profundidades de ensaio foram de 30, 60, 90, 120, 150, 200, 250 e 300 cm. Dentre os resultados obtidos de k_{fs} , 95% encontram-se entre 1×10^{-4} cm/s e 9×10^{-3} cm/s. Há tendência de aumento de k_{fs} com a profundidade. Foi ainda medida uma variação abrupta de k_{fs} entre 30 e 60 cm de profundidade em um mesmo ponto, a variação foi de $3,27 \times 10^{-5}$ cm/s em 30 cm para $1,90 \times 10^{-3}$ cm/s em 60 cm de profundidade.

Bressani *et al.* (1997) estudaram um corte de talude rodoviário com 4 m de altura em Teutônia (RS), inserida na Formação Serra Geral. Os taludes da região são cobertos por solos saprolíticos ou coluvionares, com espessura total tipicamente na faixa de 4 metros. No talude estudado foi determinada a condutividade hidráulica do solo coluvionar e residual, através do uso de piezômetros. Foi observado a condutividade hidráulica no solo coluvionar difere entre sua porção superior e sua porção inferior, variando de 10^{-4} m/s para 10^{-10} m/s. Já o solo residual apresentou condutividade hidráulica na ordem de 10^{-9} m/s. A elevada condutividade hidráulica da porção superior do solo coluvionar foi atribuída às trincas e vazios provocados pela movimentação do talude. Em campo foi observado que o nível freático mantém-se a aproximadamente 2 m abaixo da superfície do terreno em alguns pontos e em outros não é observado. Após estação chuvosa, foi verificado que o nível freático coincide com a superfície. Conforme análise numérica de fluxo, para uma chuva com intensidade de 34 mm/h, o talude satura em 2 horas (tempo de recorrência de 20 anos).

2.4 ESTUDOS DE INSTABILIDADES DECORRENTES DE EVENTOS PLUVIAIS

Dentre os casos encontrados na literatura, a maioria das rupturas translacionais rasas são deflagradas devido ao excesso de poro-pressão no interior do talude. Excessos de poro-pressão podem ser gerados pelo fluxo de água e pela elevação do nível freático no talude, proveniente das chuvas. Esta seção apresenta alguns trabalhos realizados que relacionam eventos chuvosos com condutividade hidráulica ou geração de poro-pressão em taludes, e os efeitos em sua estabilidade.

Johnson e Sitar (1990), em seu trabalho, relatam o monitoramento de poro-pressões, através da utilização de tensiômetros, durante um período de dois anos, avaliando a resposta da sucção e da poro-pressão à eventos pluviais, em uma talude em Briones Park, Califórnia (EUA). A área freqüentemente é palco de instabilizações do tipo corridas de detritos, inclusive durante o monitoramento, houve deflagração do fenômeno em taludes adjacentes ao instrumentado. As chuvas foram medidas e registradas em pluviógrafos. Os tensiômetros eram capazes de medir valores de sucção e poro-pressão de até 100 kPa. Estes tensiômetros eram conectados a um sistema de aquisição automática de dados. Com a instrumentação citada foi possível avaliar a resposta hidráulica do solo para todas as chuvas ocorridas no período do monitoramento.

Os tensiômetros foram instalados em três diferentes profundidades, e em seis pontos distintos ao longo de uma linha no centro do talude com forma ligeiramente côncava. As profundidades de instalação foram: (i) ligeiramente abaixo da superfície, buscando avaliar o comportamento no topo da camada de solo, (ii) no meio da camada de solo e (iii) no fundo da camada de solo, visando avaliar o comportamento na interface solo-rocha alterada, subjacente.

Os pulsos de poro-pressão gravados eram extremamente dependentes da condição inicial do solo (obtidas através da sucção medida antes da chuva e a curva característica do solo). Os pulsos de poro-pressão medidos chegaram a ordem de 5 kPa, iniciando no ponto onde o talude passa de convexo para côncavo. Nas cotas mais baixas do talude observou-se um processo transiente com variabilidade espacial. Os autores concluíram que os métodos usuais até então não descrevem completamente os processos hidráulicos medidos em campo.

Tsaparas *et al.* (2002) estudaram através de modelos e soluções numéricas nos programas computacionais Seep/W e Slope/W várias hipóteses relacionadas a taludes não saturados envolvendo infiltração de água e sua influência na estabilidade. Nas análises de fluxo de água, foram simuladas hipóteses variando a distribuição das chuvas antecedentes à tempestade e a distribuição da própria tempestade. Foram analisadas cinco diferentes distribuições para a chuva antecedente combinadas com cinco hipóteses para a tempestade, totalizando um acumulado de 25 mm de chuva antecedente e 240 mm de precipitação na tempestade. As mesmas análises foram realizadas para diferentes condições iniciais do nível freático do talude e sucção do solo com diferentes coeficientes de condutividade hidráulica (10^{-2} , 10^{-3} , 10^{-4} e 10^{-5} cm/s). O estudo foi realizado em um talude idealizado, com inclinação de 1:2 (horizontal:vertical), 10 metros de altura, com um solo homogêneo e isotrópico em todo o perfil.

De acordo com Tsaparas *et al.* (2002) o coeficiente de condutividade hidráulica é o fator que mais influencia as condições de fluxo no talude. O k comanda a quantidade de água que irá infiltrar no solo e a quantidade que irá escoar superficialmente durante uma tempestade (quanto menor o k , menor a quantidade de água infiltrada). As análises realizadas mostraram que a pior situação ocorre quando a tempestade é a menos intensa das hipóteses, com os 240 mm distribuídos durante 16 horas. Em relação a chuva de cinco dias antecedentes, a situação mais desfavorável é quando os 25 mm são uniformemente distribuídos em uma chuva contínua e uniforme. Na hipótese com solo de alta permeabilidade ($k_{sat}=10^{-2}$) as chuvas no período antecedente não exercem influência sobre o fluxo de água durante a tempestade. Já em solos com $k_{sat}=10^{-3}$ cm/s a chuva antecedente já passa a exercer influência devido a redução na sucção. Finalmente, para solos com baixa permeabilidade ($k_{sat}=10^{-4}$ - 10^{-5} cm/s), a poro-pressão não varia significativamente durante a tempestade, mas tem uma elevação se tornando positiva após o final do período chuvoso antecedente á tempestade.

Simoni *et al.* (2004) descreveram o monitoramento da poro-pressão em um talude instável de material argiloso, durante o período de agosto/2001 até junho/2002. Os objetivos eram determinar a magnitude e o tempo de resposta da poro-pressão, após uma forte chuva e a trajetória da água na zona saturada após a chuva. Os autores comentam que a maioria das teorias e ferramentas existentes consideram apenas o fluxo paralelo ao talude, sem considerar o fluxo vertical. Nas medidas realizadas na estação úmida, a zona saturada manteve-se na faixa de 1 m de profundidade, elevando-se após a incidência de severas chuvas para bem

próximo à superfície. Já durante a estação seca, a zona saturada é mais profunda e temporais não causaram significativas respostas na poro-pressão. Os autores constataram uma clara tendência da propagação dos pulsos de poro-pressão na direção vertical, assim como a predominância do fluxo normal, a curto prazo, após uma simples precipitação. Durante o monitoramento não foi detectado fluxo superficial paralelo ao talude. Segundo os autores, esse fato é devido à uniformidade de k no perfil de solo, sendo que para haver o fluxo paralelo ao talude, deve haver uma quebra na condutividade hidráulica no perfil de solo, com uma camada de solo subjacente menos permeável.

Shakoor e Smithmyer (2005) analisaram rupturas em solos coluvionares devidas a temporais no estado de Ohio, EUA. As rupturas analisadas foram classificadas como rupturas rasas translacionais e ocorreram nas camadas de solo coluvionar de cortes rodoviários. Foram determinadas, em campo, propriedades de seis taludes onde houve ruptura (estratigrafia, geometria, peso específico e características da ruptura) e foram retiradas amostras para ensaios de laboratório (caracterização, cisalhamento direto e condutividade hidráulica). No caso, os autores comprovaram as três condições necessárias para a ocorrência de rupturas rasas durante um evento chuvoso, proposta por Campbell (1975): (i) a existência de um manto coluvionar, (ii) um talude com inclinação entre 26° e 45° , (iii) teor de umidade igual ou superior ao limite de liquidez do solo coluvionar.

Wolle *et al.* (2001) apresentaram as características geotécnicas do acidente ocorrido no km 42 da Via Anchieta (Serra do Mar/ SP) ocorrido em dezembro de 1999. Chuvas intensas provocaram rupturas nas cotas mais elevadas da encosta (entre 500 e 900 m de altitude). Trincas foram observadas na pista Sul e estas foram atribuídas ao alívio de tensões no maciço de solo devido ao material mobilizado, cerca de 80 m encosta abaixo. Foi identificado que as rupturas não se restringiram à porção superficial de solo, estendendo-se ao saprolito e rocha alterada subjacentes. Não há registros precisos de chuva no local, apenas a 3 km do local em cotas 400 m mais baixas foi registrada uma precipitação de 274 mm em 3 dias. Na região é comum ocorrer escorregamentos com chuvas de 100 mm/dia, e escorregamentos generalizados do tipo deste acidente com chuvas de 180 mm/dia. Estima-se que a ruptura iniciou nas cotas inferiores (a cerca de 300 m da rodovia), devido à rápida infiltração de água nas fraturas da rocha, gerando excesso de poro-pressão suficiente para mobilizar rocha alterada e solo coluvionar. O alívio das tensões encosta acima aliado ao fluxo pelo maciço provocou um movimento retrogressivo de instabilizações até atingir a cota da pista. Obras de

contenção foram realizadas e contiveram o avanço das instabilizações, até que em fevereiro foram registrados novos movimentos significativos (leituras de 200 mm em pinos de recalques e 50 mm em inclinômetros). Em nenhum dos piezômetros instalados foi identificado elevação do nível freático apesar da elevada profundidade de instalação dos mesmos (até 72 m), mesmo durante as chuvas que provocaram as instabilizações posteriores à inicial.

2.5 CORRIDAS DE DETRITOS

Nesta seção é apresentada uma breve descrição do fenômeno de corridas ou fluxos de detritos. É importante salientar que a área de estudo desta dissertação, descrita no próximo capítulo, foi palco deste tipo de movimento de massa em dezembro de 2000.

2.5.1 Descrição e Definição das Corridas de Detritos

As corridas de detritos são fenômenos naturais do âmbito geotécnico que apresentam o maior risco sócio-econômico. É de grande necessidade a elaboração de métodos capazes de identificar e monitorar áreas suscetíveis ao fenômeno, aprimorando os sistemas de alerta e o dimensionamento de obras de contenção ao fenômeno. Devido à grande energia acumulada durante o fluxo, as propriedades e obras de infra-estrutura situadas nas trajetórias de corridas de detritos e lamas são altamente vulneráveis; o que é demonstrado em inúmeros casos históricos, relatados por pesquisadores de todo o mundo. Gramani (2001) considera este tipo de fenômeno como um dos mais espetaculares e expressivos processos geológicos, dentre os demais movimentos de massa associados à dinâmica externa, atuantes na superfície do planeta.

Takahashi *et al.* (1997) cita que as corridas de detritos são fenômenos ora regidos pela mecânica dos solos, ora pela mecânica dos fluídos. O autor salienta o cuidado que deve ser tomado ao definir o fenômeno, excluindo-o do âmbito de escorregamentos e movimentos de blocos, ou transporte dos sedimentos por arraste ou suspensão. Bressani (1999) define corridas como um tipo de instabilização espacialmente contínuo, onde as superfícies de cisalhamento são pouco espaçadas e não são preservadas, lembrando o movimento de um

fluido viscoso durante o fluxo. Conforme o autor escorregamentos rasos podem se tornar corridas dependendo de alguns fatores: (i) perda de resistência do material; (ii) alta absorção de água pelo solo (iii) material mobilizado encontrar taludes mais íngremes. Segundo Gramani (2001), as corridas de detritos são originadas quando a adição de água mobiliza massas grosseiras de solo, rocha ou vegetação a partir das encostas e canais de drenagem. A maior parte das corridas iniciam-se a partir de escorregamentos rasos, principalmente em encostas íngremes com abundância de solos residuais e/ ou coluvionares.

Anderson e Sitar (1995) realizaram ensaios triaxiais especiais, com trajetórias de tensões que simulam as condições de campo na iniciação das corridas de detritos. Os resultados comprovam o lento processo de ruptura sob condição drenada, com posterior mobilização do material rompido de maneira bastante rápida, sob condições não drenadas.

As corridas de detritos podem atingir altas velocidades durante seu escoamento. Em diversos casos citados na literatura internacional, a velocidade de escoamento ultrapassa os 70 km/h sendo também relatados valores da ordem de 100 km/h. A alta velocidade do fluxo confere às corridas de detritos um alto poder de erosão e arraste de materiais sólidos. São comuns nas cicatrizes de corridas de detritos a presença de sulcos em forma de “U”.

Outra característica marcante do fenômeno é a capacidade de atingir grandes distâncias, mesmo em terrenos de baixa declividade. Diversos autores relatam que a mobilidade de uma corrida de detritos depende da quantidade de argila presente na matriz da corrida; devido à redução da permeabilidade com a presença de argila, a pressão de água aumenta, fornecendo maior mobilidade à massa. Gramani (2001) salienta a importância da determinação da distância possível de ser percorrida por uma corrida de detritos. A mobilidade é um fator importante para a ocupação segura de áreas de risco e prevenção de acidentes envolvendo este tipo de fenômeno.

As seguintes condições são favoráveis, (consideradas fundamentais por muitos autores) para a deflagração de corridas de detritos:

- Abundante fonte de partículas e detritos de solos e/ou rocha inconsolidados;
- Encostas íngremes (acima de 25°);
- Fonte abundante de água atingindo os materiais suscetíveis a escorregamentos;

- Vegetação esparsa.

Segundo Gramani (2001), as diversas corridas de detritos de grandes proporções, descritas na literatura, ocorreram em regiões montanhosas por mobilização de escorregamentos translacionais rasos, durante eventos pluviais atípicos. Durante estes eventos, a grande quantidade de água supera a capacidade de absorção da encosta, alterando drasticamente os processos de percolação e provocando a ruptura de diversos taludes, simultaneamente. Os materiais mobilizados nestas rupturas rasas podem ficar retidos nas drenagens, bloqueando-as temporariamente. Durante uma tempestade, a abundância de água que escoar pela drenagem faz com que o material depositado na drenagem atinja rapidamente seu estado líquido, fluindo drenagem abaixo em forma de onda, com grande energia. O alto poder erosivo do fluxo agrega ainda material sólido das margens do canal de drenagem, devido à ocorrência de rupturas nas mesmas, aumentando a concentração do fluxo.

Segundo IPT (1987), *apud* Gramani (2001), as corridas de detritos podem ser divididas em dois grupos, de acordo com a maneira que o movimento se inicia sendo então corridas de origem primária e secundária. As corridas de origem primária são originadas pela transformação de escorregamentos iniciados nas encostas da bacia do canal de drenagem através da dilatação ou liquefação espontânea do material. As de origem secundárias iniciam-se na própria drenagem a partir da ruptura de barragens naturais ou instabilização dos materiais depositados frente à passagem de uma quantidade crítica de água sobre os sedimentos.

A seguir serão analisados os condicionantes referentes à formação de fluxos ou corridas de detritos de origem primária, no que diz respeito à infiltração e percolação das águas da chuva na encosta.

2.5.2 Principais Condicionantes de Fluxos de Detritos

De acordo com Gramani (2001) as corridas de detritos geralmente são formadas nas cabeceiras das drenagens primárias ou secundárias, associadas à concentração de material mobilizado mais água, em quantidades críticas para sua iniciação no canal. O autor divide os fatores que condicionam sua ocorrência entre fatores internos, relativos à encosta, canal de

drenagem e bacia de captação; e os fatores externos, que são forças externas atuando sobre o local onde ocorre o fluxo, como tempestades, terremotos, degelo e ação antrópica.

2.5.2.1 Fatores Internos

a) Condicionantes das encostas

Os principais condicionantes referentes às encostas são: (i) inclinação (inclinação crítica na faixa de 30°) e (ii) disponibilidade de material passível de mobilização (solos coluvionares ou camada de solo residual).

Nas encostas, geralmente o material presente na calha fluvial é proveniente de escorregamentos das encostas adjacentes, podendo também ocorrer a concentração do material no leito de maneira mais lenta, através do rastejo das camadas de solo para as linhas de drenagem.

Uma boa parcela da concentração de sedimentos é composta por material rochoso proveniente das regiões próximas à cabeceira da drenagem, visto que nesses locais geralmente a camada de solo é muito pouco espessa. Em pontos mais a jusante, a contribuição de solos é mais efetiva, adicionando-se aos detritos grosseiros e compondo a massa das corridas.

Alguns fatores relacionados às características das encostas facilitam a ocorrência das corridas, tais como: a) ausência de vegetação, expondo o solo às condições climáticas, facilitando os processos erosivos; b) estruturas primárias (falhas, fraturas e juntas) que desestabilizam localmente a encosta; c) contatos entre diferentes camadas de solos, (com permeabilidades distintas possibilitando a geração de poro-pressão positiva e fluxo paralelo ao talude) e d) solos com baixa resistência ao cisalhamento.

b) Condicionantes das drenagens

Os canais de drenagem são o principal meio de movimentação das corridas. Dentre as feições típicas dos canais de drenagem, os que mais favorecem a deflagração de corridas são os vales encaixados, devido ao seu grande raio hidráulico.

As diferentes formas geométricas apresentadas pelas linhas de drenagem são controladas por fatores geomorfológicos e geológicos. A geomorfologia condiciona o formato das drenagens com vales encaixados, estrangulamento de canais (onde ocorre o barramento natural) e altas declividades. A geologia contribui na formação de corpos coluvionares e aluvionares, depositados ao longo das drenagens.

Pode-se considerar que as drenagens constituem fonte abundante de material sólido e representam estrutura de acumulação e barramento das partículas em movimento. Drenagens com elevadas declividades e raios hidráulicos favorecem o desenvolvimento das corridas de detritos.

c) Condicionantes da bacia de captação

Os elementos da bacia hidrográfica controlam a concentração de água das vertentes para a linha de drenagem. As principais características físicas de uma bacia são: (i) área, (ii) formato, (iii) sistema de drenagem e (iv) formas de relevo. Cada um destes fatores contribui para a distribuição de água pela superfície do terreno, tempo de concentração das águas e magnitude da vazão.

A forma da bacia depende diretamente da constituição geológica do terreno e controla o tempo de concentração da água. Bacias que permitem curtos tempos de concentração com picos de vazão elevados favorecem a ocorrência de corridas de detritos. Através da densidade de canais tem-se uma indicação da eficiência da bacia em drenar a água superficial, variando inversamente com a extensão do escoamento superficial.

O relevo controla a velocidade do escoamento superficial, através da declividade do terreno. A suscetibilidade à erosão e a magnitude das enchentes varia com a velocidade com que ocorre o escoamento sobre o terreno. O relevo também tem papel em fatores meteorológicos, controlando a precipitação e a evaporação dentro das áreas da bacia.

Assim, as bacias mais suscetíveis à deflagração de corridas de detritos são as de dimensões pequenas, por possuírem menor tempo de concentração e vazão maior e geralmente apresentam altas declividades. Estas ainda tendem se localizar em barreiras geográficas, apresentando maiores precipitações devido ao efeito orográfico.

2.5.2.2 Fatores Externos

Dentre os fatores externos que condicionam a ocorrência de corridas de detritos, podemos citar, a nível global: (i) precipitações pluviométricas, (ii) degelo, (iii) sismicidade, (iv) vulcanismo, (v) ação antrópica. Para este estudo, é de interesse apenas o primeiro e o último destes fatores, já que os demais apresentam pouca ou nenhuma importância na região de estudo. Maiores detalhes dos fatores de importância são apresentados a seguir.

a) Precipitações pluviais

As chuvas são os eventos que mobilizam a maior parte dos fenômenos de instabilidade de taludes. Os efeitos na consistência dos solos, forças de percolação e os excessos de poro-pressão são os fatores desestabilizadores provocados pelas águas das chuvas em um talude.

As águas provindas das chuvas e tempestades proporcionam a instabilização por escorregamentos e mobilização dos materiais, muitas vezes seguidas de erosão intensa das encostas. Por vezes mobilizam grandes volumes gerando catástrofes, com a formação de corridas de detritos ou de lama. Na maioria dos casos descritos na literatura geotécnica, a fase final dessas mobilizações é caracterizada por enchentes severas, demonstrando o papel das águas pluviais para a deflagração destes fenômenos.

Há controvérsias na literatura geotécnica quanto ao tipo de chuva que favorece o desenvolvimento das corridas de detritos: longa duração e pequena intensidade contra curta duração e grande intensidade. Diversos estudos foram realizados para que se conheça um índice pluviométrico crítico para a deflagração desse tipo de fenômeno. Nestes estudos, freqüentemente são ressaltados três fatores nas características das chuvas: quantidade, duração e intensidade. Estes três fatores são importantes tanto na tempestade, que vem a mobilizar a corrida como na chuva anterior a esta tempestade.

No estudo dos escorregamentos que dão origem às corridas de detritos há necessidade de se levar em consideração as chuvas ocorridas anteriormente à tempestade. Estas chuvas, de menor intensidade, são responsáveis pelo processo de perda de sucção e saturação do solo. Wolle e Carvalho (1989) mostram que a ação combinada de chuva precedente e

chuva intensa de curta ou média duração são responsáveis pelos fenômenos estudados na Serra do Mar.

O solo na condição não saturada tem sua condutividade hidráulica reduzida, uma vez que há vazios ocupados por ar, reduzindo ou tornando tortuosos os canais a serem percorridos pela água. Além disso, ainda há o efeito da sucção do solo, que ajuda a impedir a infiltração de água no interior do solo. Chuvas de menor intensidade fazem com que o grau de saturação aumente, diminuindo a sucção e conseqüentemente aumentando a condutividade hidráulica do solo. Desta maneira, a capacidade de infiltração da água da chuva no solo se torna muito maior.

Wolle (1988) *apud* Gramani (2001), estudando os mecanismos de escorregamentos na Serra do Mar (SP) relata que as chuvas que caem sobre encostas afetam diretamente sua estabilidade através da elevação do nível freático e geração de forças de percolação; preenchimento temporário de fendas, trincas e demais estruturas em solos saprolíticos e rochas (fraturas, juntas) com geração de pressões hidrostáticas e formação de frentes de saturação sem a formação de nível da água (em solos não saturados), diminuindo a resistência dos materiais pela redução da sucção. Ele ainda afirma que na região estudada, chuvas de no mínimo 180 mm diários podem deflagrar escorregamentos significativos, desde que anteriormente tenham ocorrido chuvas regulares.

O fato de haver precipitações anteriores “preparando” o solo para após ou durante um evento de maior intensidade de chuva subsequente ocorrer uma corrida de detritos foi defendido por diversos autores. Muitos também foram os estudos para se determinar um evento chuvoso crítico, para que eventos com intensidade e duração maiores que tais sejam potenciais condicionantes da formação de corridas de detritos.

A determinação e as tentativas de se estimar curvas deflagradoras de corridas de detritos apresentam uma série de problemas e dificuldades. Dentre as dificuldades duas se destacam: a) a chuva registrada em geral não é medida justamente na área do movimento e b) para cada região do mundo têm-se características particulares que dificultam o traçado de curvas limites com a mesma forma representativa de diferentes regiões. Dentre os problemas também ressalta-se a forma de apresentação dos dados de chuvas, que são extremamente variáveis nas fontes encontradas, isto é, por vezes se apresenta dados de intensidade em mm/h, mm/min, mm/dia; o tempo acumulado das chuvas também

varia muito (2, 4, 7, ... dias e outros que nem mencionam o tempo de chuva acumulada) e estes dados plotados em diferentes tipos de gráficos. Tudo isso dificulta muito a elaboração de uma coleção de resultados para a confecção de uma situação limite única para qualquer encosta.

b) Ação antrópica

Uma significativa parcela dos movimentos de massa é provocada devido à atividades humanas. Em encostas com suscetibilidade aos processos de corridas de detritos, a remoção da cobertura vegetal, mudanças na geometria natural do talude, mudanças nas características hidráulicas naturais ou o uso de explosivos que podem gerar sismos contribuem significativamente para processo de mobilização de grande quantidade de solo.

Augusto Filho (1995) apresenta as principais ações antrópicas que podem induzir movimentos gravitacionais de massa:

- Remoção da cobertura vegetal;
- Lançamento e concentração de águas pluviais
- Vazamentos na rede de abastamento, esgoto e presença de fossas sépticas;
- Execução de cortes inadequados em encostas;
- Execução inadequada de aterros;
- Lançamento de lixo nas encostas;
- Vibrações produzidas por tráfego pesado, explosões, etc.

3 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Neste capítulo são apresentadas as características gerais da área de estudo, a partir de pesquisa bibliográfica e levantamentos de campo. Inicialmente é apresentada a geologia e a geomorfologia, descrevendo a formação geológica e as unidades geomorfológicas onde se encontra a região estudada. Posteriormente são apresentados os aspectos locais, com as principais características das encostas da região, algumas das quais apresentaram movimentos de massa do tipo corridas de detritos em dezembro de 2000.

3.1 GEOLOGIA REGIONAL

A Região Nordeste do estado do Rio Grande do Sul encontra-se inserida na Bacia Sedimentar do Paraná. Esta bacia situa-se na região centro-leste da América do Sul e constitui a maior bacia intracratônica conhecida, ocupando uma área de 1.600.000 km², sendo cerca de 60% desta área em território brasileiro, avançando ainda pela Argentina, Uruguai e Paraguai. No Brasil, todo o estado do Mato Grosso do Sul, a maior parte dos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná e São Paulo, além de boa parte dos estados de Mato Grosso, Goiás e Minas Gerais encontram-se em áreas de domínio desta Bacia.

A Figura 3.1 mostra a localização da bacia, a qual apresenta formato que lembra a letra “J”, com eixo principal na direção NE-SW, que é relacionado à reativação de estruturas tectônicas mais antigas do embasamento Cristalino (Melfi *et al.*, 1988).

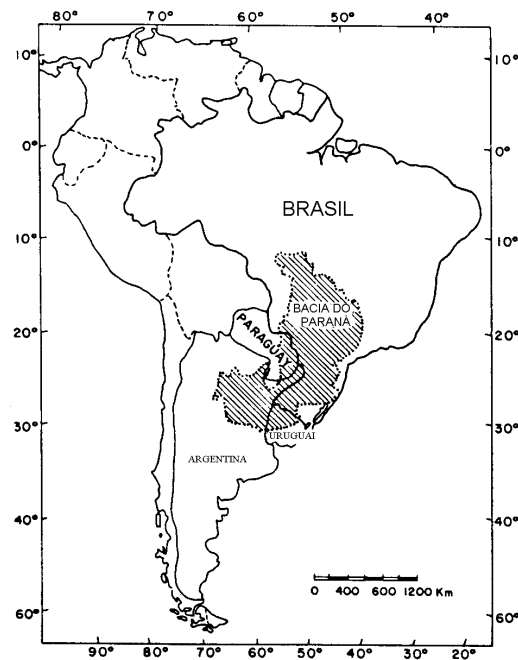


Figura 3.1: Mapa de localização da Bacia do Paraná (Melfi *et al.*, 1988)

No desenvolvimento da Bacia do Paraná entre os períodos Siluriano, na era Paleozóica (600 milhões de anos atrás) e período Jurássico, na era Mesosóica (entre 140 e 120 milhões de anos atrás) destacam-se processos de deposição de sedimentos, de subsidência e de tectonismo. Estes processos originaram diversas formações sedimentares que foram posteriormente encobertas em grande parte de sua área por derrames basálticos. Os derrames originaram-se no período Jurássico e se estenderam até o período Terciário, já na era Cenozóica. O pacote sucessivo de derrames deu origem a Formação Serra Geral. (Melfi *et al.*, 1988).

As seqüências sedimentares são expostas apenas em pequenas faixas nas bordas da Bacia do Paraná, com largura máxima de 200 km. As rochas basálticas da Formação Serra Geral ocupam toda sua porção central, correspondendo à cerca de 75% das exposições rochosas na Bacia do Paraná.

3.1.1 Formação Serra Geral

A denominação Serra Geral foi introduzido por White (1908) ao estudar os carvões do sudeste catarinense, na região do rio São Bento, onde incluiu as “Eruptivas da Serra Geral” na “Série de São Bento”. A Formação Serra Geral se constitui de uma sucessão de corridas de lavas,

com composição predominantemente básica. A seqüência superior destes derrames apresenta um domínio de rochas efusivas ácidas.

A formação Serra Geral cobre uma área aproximada de 1.200.000 km². A espessura média do pacote de derrames é de 660 m, sendo que a espessura de cada derrame varia desde poucos metros até 100 m. A composição química dos diversos derrames apresenta variações, podendo ser desde caráter básico até caráter ácido. Rochas basálticas representam cerca de 90% em volume dos derrames, andesitos representam 7% e riolitos e riolitos 3% (Melfi *et al.*, 1988).

Segundo Leinz e Amaral (1978), de maneira geral um derrame é constituído por cinco camadas, como pode ser observado na Figura 3.2. A porção basal é formada por um material vítreo, conseqüente do rápido resfriamento da lava. A segunda camada apresenta diaclasamento horizontal, após gradativa mudança da camada basal. A parte central do derrame apresenta diaclasamento vertical e é a rocha de maior solidez e resistência ao intemperismo. A parte superior do derrame é constituída de um arranjo de rocha vesicular, rocha amigdalalar, brecha vulcânica e material vítreo.

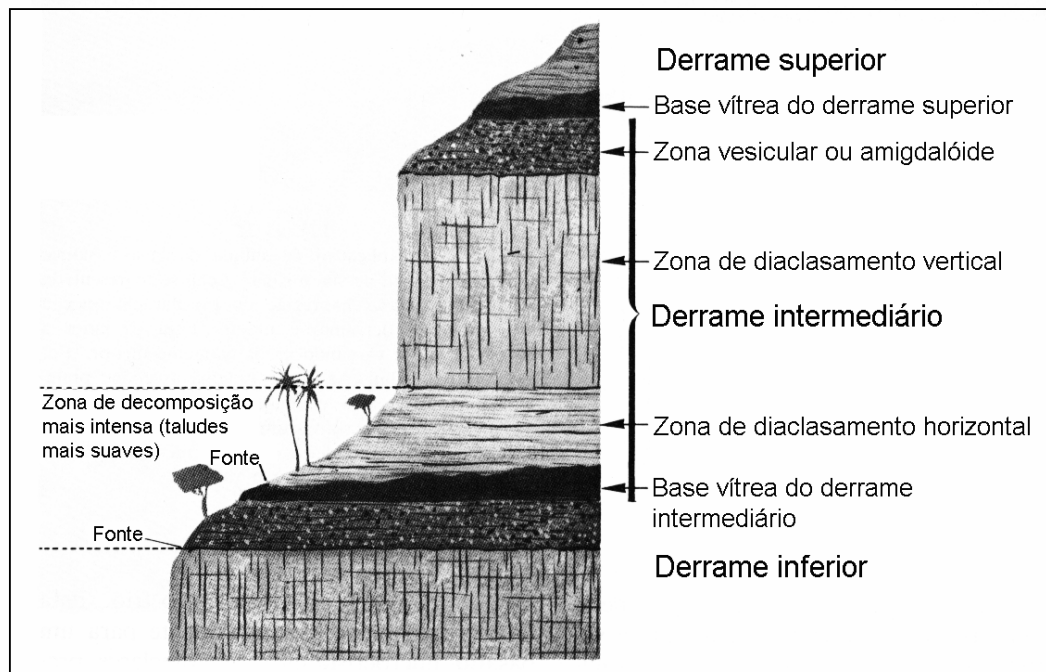
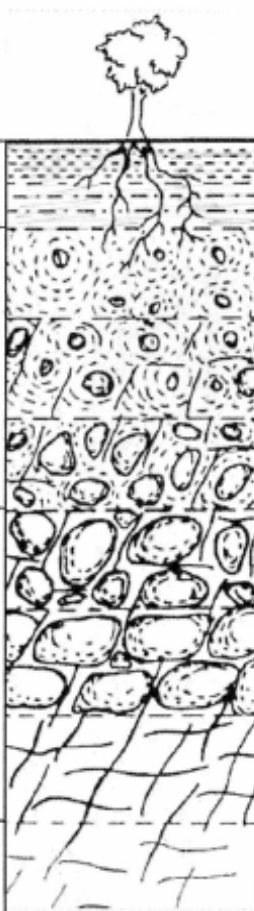


Figura 3.2: Perfil típico de um derrame basáltico na Formação Serra Geral (Leinz e Amaral, 1978)

As encostas localizadas nas bordas da Formação Serra Geral são encobertas por corpos de colúvio ou tálus. Estes depósitos apresentam espessura bastante variável, de menos de 1 metro podendo chegar a 20 m. Depósitos de tálus são encontrados nas bases de camadas do derrame mais resistentes ao intemperismo (camada de diaclasamento vertical) devido à queda de blocos, sendo formados por matacões e pedregulhos, sem matriz argilosa. Os corpos coluvionares são predominantes na base dos vales e encostas, caracterizando-se por apresentarem matriz argilosa na qual encontram-se imersos pedregulhos e blocos de rocha. A composição e granulometria dos corpos coluvionares é muito variável e normalmente seu contato com o material subjacente é marcado pela presença de uma linha de seixos. Em muitos locais também é comum a ocorrência de colúvios mais recentes estarem depositados sobre colúvios mais antigos. Azambuja *et al.* (2000) apresentam as características típicas de um perfil de alteração e depósitos de encosta da Formação Serra Geral, adaptada de Tugrul (Figura 3.3).



SOLO		A	Solo orgânico	Solo rico com matéria orgânica e coloração marrom escura.
		DE	Depósitos de Encosta	Depósitos gravitacionais constituídos por tálus e colúvios de espessura variável. Apresenta blocos de rocha e solos transportados. Comportam-se como solos.
SOLO E ROCHA	20	C	Solo Saprolítico	A rocha apresenta-se completamente convertida a solo. São raros os núcleos de blocos, podendo chegar até 10%. A coloração do horizonte é predominantemente amarronzada e os blocos já não apresentam a coloração da rocha original. Tem comportamento geotécnico similar a solo, porém mais resistente.
		C/R	Saprolito de Rocha	A rocha está significativamente desintegrada e apresenta forte descoloração. Ao golpe de martelo partem-se facilmente. Os núcleos de blocos perfazem de 20 a 50% da fábrica e apresentam estoliação esferoidal na maior parte dos casos mostrando uma transição gradual de intensidade de alteração. Estruturas originais da rocha são claramente percebidas e seu comportamento geotécnico é similar ao de uma rocha alterada, é friável e escavável.
ROCHA ALTERADA	50	Ra	Rocha Alterada	A rocha está parcialmente alterada e apresenta alguma descoloração. As massas rochosas não são estruturalmente homogêneas, mas constituem vértices facetados que auxiliam no travamento do horizonte, atribuindo a este um comportamento geotécnico bastante resistente. Via de regra estão abaixo das juntas de alívio de tensão. Os núcleos tomam conotação de blocos e sua participação no horizonte pode variar de 50 a 90%.
	90	R	Rocha Sã	Apresenta poucos sinais de alteração. Sua coloração é predominantemente cinza e apresenta alta resistência ao cisalhamento.
ROCHA FRESCA				

Figura 3.3: Seção tipo de encostas da Formação Serra Geral (adaptada de Tugrul, 1997)

Corpos de arenitos eólicos intercalados entre os derrames basálticos da Formação Serra Geral ocorrem nesta unidade de maneira eventual, com espessuras que variam desde alguns centímetros até algumas dezenas de metros. Estes arenitos recebem a denominação de arenitos intertrapianos e são decorrentes da contínua atividade eólica durante o vulcanismo. Diques, sills, e corpos irregulares de diabásio têm ocorrência generalizada na Formação Serra Geral (IBGE, 1986).

3.1.2 Geomorfologia Regional

Existem duas sistematizações para a compartimentação geomorfológica do estado do Rio Grande do Sul. A mais simples divide o estado em quatro províncias geomorfológicas: i) Escudo; ii) Depressão Periférica; iii) Planície Costeira e iv) Planalto. Uma compartimentação mais completa, apresentada no Projeto RADAMBRASIL (IBGE, 1986) divide-se hierarquicamente em 4 níveis e é apresentada na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Compartimentação geomorfológica do estado do Rio Grande do Sul (IBGE, 1986)

PROVÍNCIAS GEOLÓGICAS	DOMÍNIOS MORFOESTRUTURAIS	REGIÕES GEOMORFOLÓGICAS	UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS
Costeira	Depósitos Sedimentares	Planície Costeira Externa	Planície Marinha
		Planície Costeira Interna	Planície Lagunar
			Planície Alúvio-Coluvionar
Paraná	Bacias e Coberturas Sedimentares	Planalto das Araucárias	Planalto dos Campos Gerais
			Planalto Dissecado Rio Iguaçu-Rio Uruguai
			Serra Geral
			Patamares da Serra Geral
		Planalto das Missões	Planalto de Santo Ângelo
		Planalto da Campanha	Planalto de Uruguiana
		Depressão Central Gaúcha	Depressão Rio Jacuí
Depressão Rio Ibicuí-Rio Negro			
Mantiqueira	Embasamento em Estilos Complexos	Planalto Sul-Rio-Grandense	Planaltos Residuais Canguçu-Caçapava do Sul
			Planalto Rebaixado Marginal

Conforme a compartimentação geomorfológica proposta pelo projeto RADAMBRASIL, a unidade geomorfológica ocorrente na área de pesquisa corresponde à Serra Geral. A unidade geomorfológica Serra Geral é constituída pelas escarpas dos terminais da unidade Planalto dos Campos Gerais em suas margens leste e sul. Desenvolve-se principalmente sobre rochas efusivas básicas e é subdivida em dois compartimentos: Aparados da Serra e Área Serrana. Esta divisão ocorre quando a Formação Serra Geral inflete da direção norte-sul para a direção leste-oeste, ao norte de cidade de Osório (RS) nas proximidades do lago das Malvas. O compartimento correspondente aos Aparados da Serra apresenta um relevo mais abrupto, com desníveis atingindo 1000 metros. Os vales fluviais apresentam grande aprofundamento, adaptados aos sulcos estruturais da área.

O compartimento correspondente à Área Serrana representa a área de estudo. É constituída por um relevo escarpado mais rebaixado e festonado devido principalmente à erosão

provocada pela presença de rios de grande porte. As formas de relevo estão representadas por profunda e intensa dissecação com marcante controle estrutural, freqüentes ocorrências de sulcos estruturais de diversas orientações com cursos fluviais a eles adaptados.

3.2 ASPECTOS LOCAIS E RUPTURAS ANTERIORES

A área de estudo se localiza no município de São Vendelino (RS), distante 80 quilômetros de Porto Alegre (RS), em direção a cidade de Caxias do Sul (RS), na região Nordeste do estado. O talude estudado encontra-se distante cerca de 7 km do centro da cidade de São Vendelino, na margem da rodovia RS122 em direção a cidade de Farroupilha (RS). O acesso ao talude se dá através de uma estrada vicinal não pavimentada.

A Figura 3.4 apresenta o mapa do estado do Rio Grande do Sul, com destaque para a região Nordeste do estado onde se encontra a cidade de São Vendelino. A Figura 3.5 apresenta o detalhe da Região Nordeste do estado, sendo destacado o município de São Vendelino. A Figura 3.6 apresenta uma imagem aérea da região destacada na Figura 3.5. Nela são indicadas a cidade de São Vendelino, a RS122 e a área de estudo. A Figura 3.6 apresenta a ampliação do quadrículo em vermelho presente na Figura 3.6, que representa a área de estudo. A área de estudo, indicada no quadrículo vermelho da Figura 3.6 encontra-se ampliada na Figura 3.7, onde estão indicadas as cicatrizes decorrentes dos movimentos de massa ocorridos na região em dezembro de 2000.



Figura 3.4: Mapa do Rio Grande do Sul. Região Nordeste em destaque

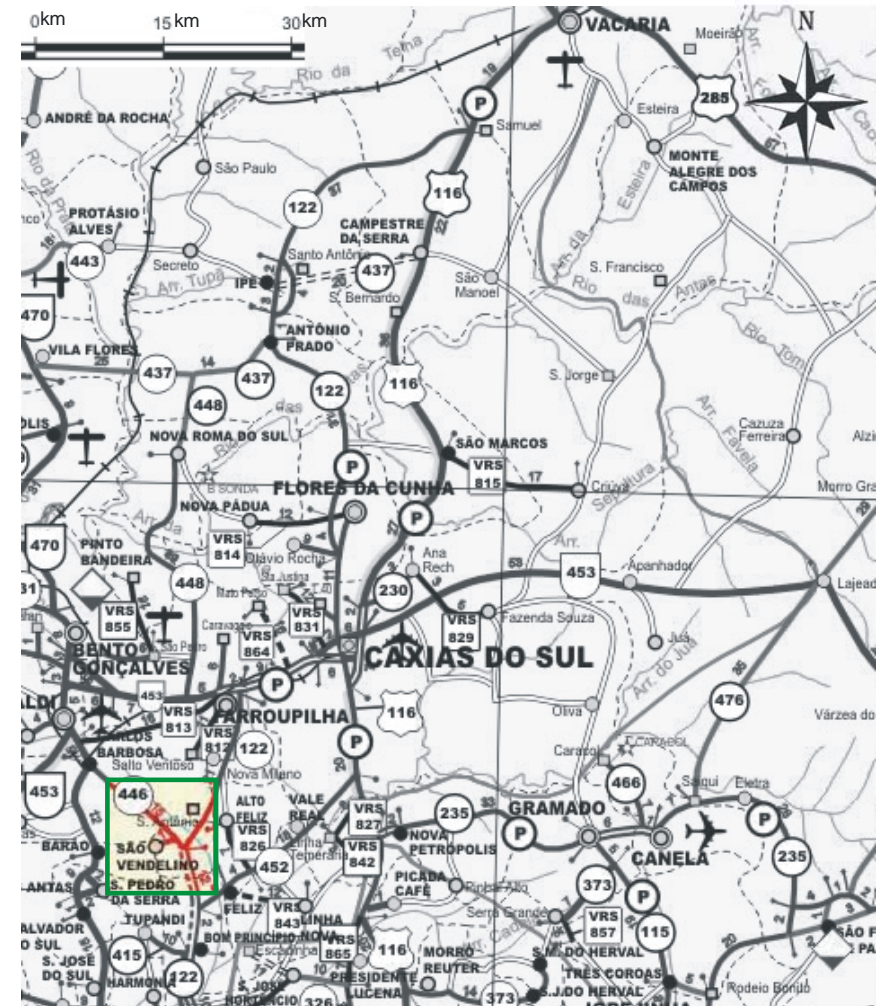


Figura 3.5: Região Nordeste do Estado do Rio Grande do Sul (mapa rodoviário – DAER-RS). São Vendelino em destaque



Figura 3.6: Imagem aérea da região



Figura 3.7: Imagem aérea da área de estudo

O trecho da rodovia RS122 entre São Vendelino e Farroupilha vence um desnível aproximado de 600 m. Os taludes das encostas apresentam inclinação média relativamente alta o que dificulta a estabilidade dos solos residuais. Geralmente os taludes apresentam uma camada muito pouco espessa (geralmente menor do que 2 m) de um solo coluvionar muito heterogêneo, com uma matriz silto-argilosa proveniente do solo residual e pedregulhos, matacões e blocos de rocha de origem basáltica.

As drenagens da região apresentam-se geralmente encaixadas nas áreas de lineamentos estruturais e estão representados nos vales e cursos fluviais por segmentos retilíneos e rupturas de declive marcadas por ressaltos, escarpas e quedas d'água.

A bacia hidrológica principal da região é formada pelo Arroio Ouro Verde com 26 microbacias de tributários que cruzam ortogonalmente a rodovia RS122. Geralmente as microbacias apresentam formas alongadas com rios retilíneos a levemente curvos que apresentam grande declividade. A geometria apresentada pelas drenagens geram curtos tempos de concentração das águas pluviais na bacia, fazendo com que o Arroio Ouro Verde apresente um hidrograma com um pico de cheia bastante expressivo. Esta geometria de drenagens também proporciona um alto poder de erodibilidade de materiais. Em condições de alta pluviosidade, a energia da água provoca erosão do leito dos talweges.

Azambuja *et al.* (2001) descreveram o evento ocorrido no local em dezembro de 2000. Os autores comentam que a área foi submetida a uma chuva sem precedentes, devido a uma nuvem gigantesca com formação facilitada pelas montanhas da região. A tempestade durou duas horas, entre 17 e 19 horas, no dia da véspera de natal (24/12/2000). A precipitação medida no posto pluviométrico junto à cidade de São Vendelino (cerca de 4,5 km do local estudado) foi de 148 mm. Ao todo, foram contabilizados 47 escorregamentos importantes de taludes, entre os quais 10 fluxos de detritos. Seis rodovias vicinais foram interrompidas e a principal rodovia que liga a região de Caxias do Sul à região Metropolitana de Porto Alegre (RS122) foi interrompida completamente em 10 pontos. Infelizmente, o episódio contabilizou ainda três vítimas fatais.

O morador da região atingida pelas corridas de detritos e proprietário das terras onde se situa o talude estudado, senhor Aloísio Neis fez um relato sobre o evento. Segundo o morador, aquele foi um típico dia de forte calor no verão, com as características que antecedem as chamadas “chuvas de verão”. (chuvas de curta duração e grande intensidade). No início da

chuva o morador encontrava-se em casa (casa azul vista na Figura 3.8 a). Segundo seu relato, após algum tempo de chuva, ele ouviu fortes ruídos vindos das encostas, lembrando o ruído de um avião voando próximo à propriedade, e sons intercalados de mato sendo quebrado. Durante a enxurrada o senhor Aloísio saiu para tentar evitar danos da enxurrada em sua propriedade, desviando alguns pequenos cursos da água que se formaram. Segundo ele, a ruptura que deu origem à cicatriz que foi estudada, foi por ele presenciada e teve origem na parte superior com forte ruído. Depois disto uma massa liquefeita desceu a encosta passando próximo a ele e da residência “com a velocidade de um carro” segundo suas palavras (não conseguiu ser mais preciso). Também relatou que no talvegue que cruza a rodovia, abaixo de sua residência, formou-se uma forte corredeira, com velocidade alta e corrente em forma de pulsos de materiais sólidos (descritos como ondas de terra, blocos de rocha e troncos de árvores suspensos). Conhecedor do local há mais de 30 anos, o senhor Aloísio nunca viu ou soube de evento similar.

Segundo Bressani (2005) o dado pluviométrico medido é representativo para os eventos que ocorreram no local estudado, pois não houve chuva anterior no dia e a medida foi realizada logo após o término da tempestade com o pluviômetro instalado na mesma região morfológica e próxima ao local das instabilizações.

As fotos reproduzidas na Figura 3.8 mostram os aspectos dos eventos ocorridos na região devido às corridas de detritos. A foto reproduzida na Figura 3.8 a) é uma vista aérea da local estudado, vendo-se claramente a casa azul próximo da qual foram feitos os estudos (ver adiante). As fotos representadas nas Figuras 3.8 b) e 3.8 c) mostram uma ruptura planar em talude convexo, um tipo de ruptura que foi comum durante aquele evento, e os detritos sobre a pista. A foto 3.8 d) mostra detritos depositados próximos de área construída.

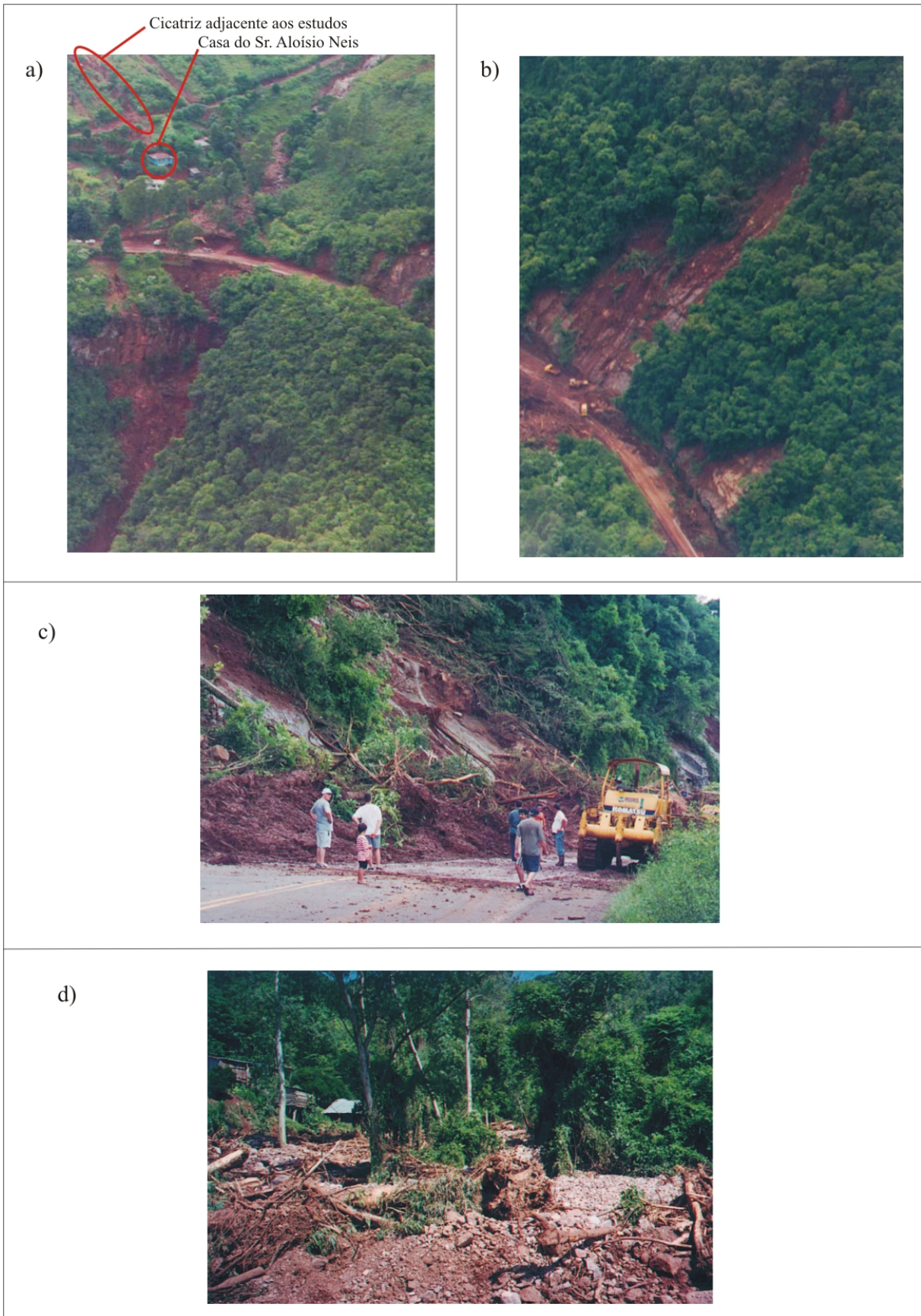


Figura 3.8: Fotos do evento de dezembro de 2000. a) vista aérea da encosta estudada, b) e c) ruptura planar e trecho interditado da RS122, d) detritos depositados

Na Figura 3.9 apresenta-se a topografia do talude estudado com indicações dos pontos e direções de onde foram realizadas as fotos referentes à Figura 3.11. A linha vermelha indicada na Figura 3.9 mostra o eixo da cicatriz formada pela corrida de detritos deflagrada no talude em dezembro de 2000 e estudada neste trabalho. A Figura 3.10 apresenta o perfil longitudinal do talude, a partir do levantamento realizado coincidente com o eixo da cicatriz.

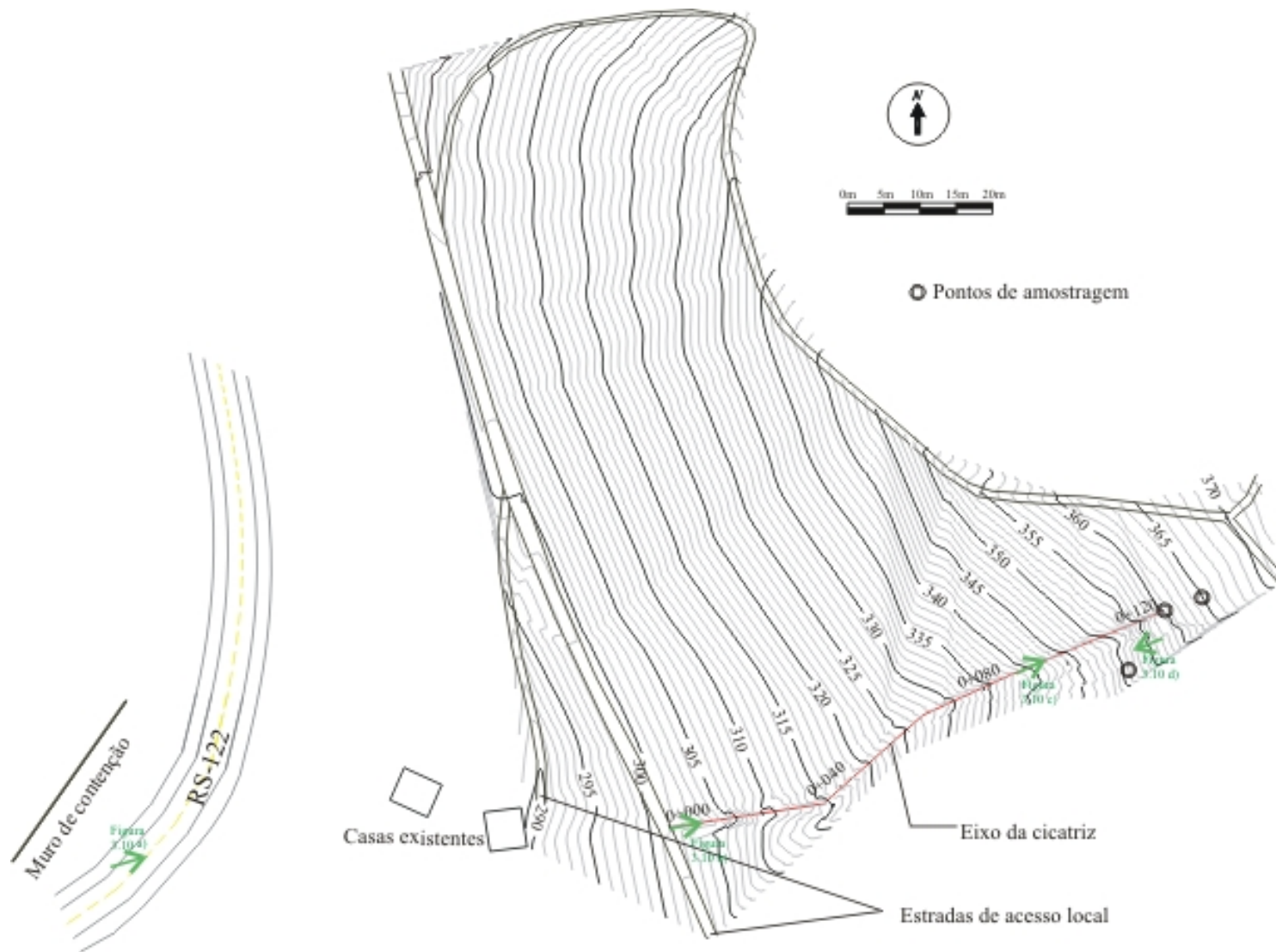


Figura 3.9: Topografia da encosta em estudo

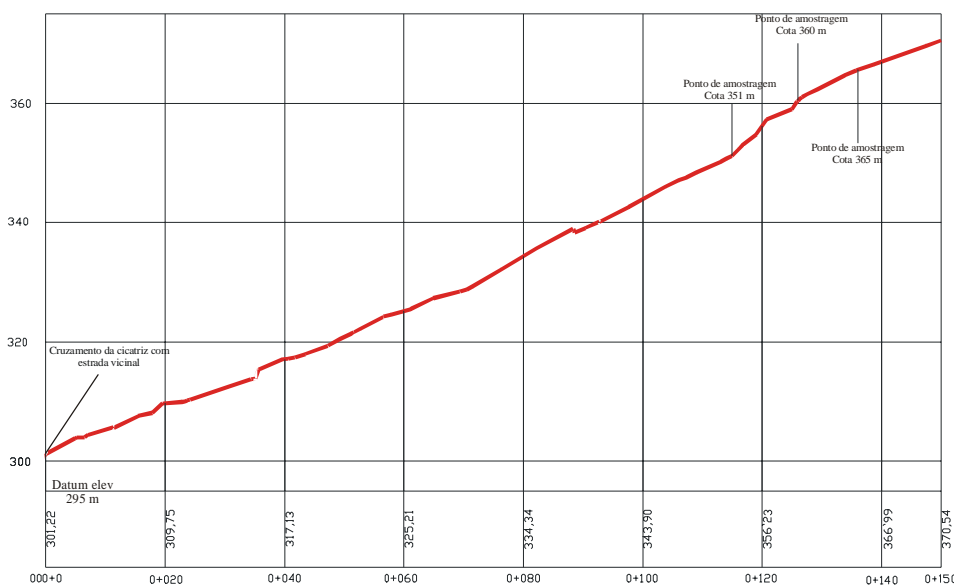


Figura 3.10: Perfil topográfico longitudinal da cicatriz de ruptura

A inclinação média do talude estudado é de $24,7^\circ$ e o mesmo apresenta camada de solo coluvionar de aproximadamente 2 metros. Em alguns pontos a encosta apresenta uma inclinação maior, chegando a atingir 36° de inclinação. Silveira (2006) apresenta resultados dos parâmetros de resistência do solo desta encosta onde obteve ϕ' de $26,7^\circ$ e $29,3^\circ$ a partir de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, respectivamente. Em relação à estabilidade, têm-se o fundamental papel da coesão do solo. O intercepto coesivo para as envoltórias de ruptura obtidas por Silveira (2006), com ensaios triaxiais é de 14,9 e de 9,3 kPa para ensaios de cisalhamento direto.

Na Figura 3.11 são apresentadas fotos de detalhe do talude estudado. Na Figura 3.11 a) é apresentada uma vista inferior da encosta estudada, a partir da RS122, tendo em primeiro plano a mesma casa mostrada na Figura 3.8 a. A Figura 3.11 b) mostra uma vista da cicatriz da ruptura ocorrida no talude a partir da estrada vicinal. A Figura 3.11 c) mostra um trecho da cicatriz em que ocorreu a exposição da rocha pela remoção completa do solo superior (no entorno da cota 340 m). A Figura 3.11 d) mostra uma vista da cota 358m em direção à rodovia RS122.

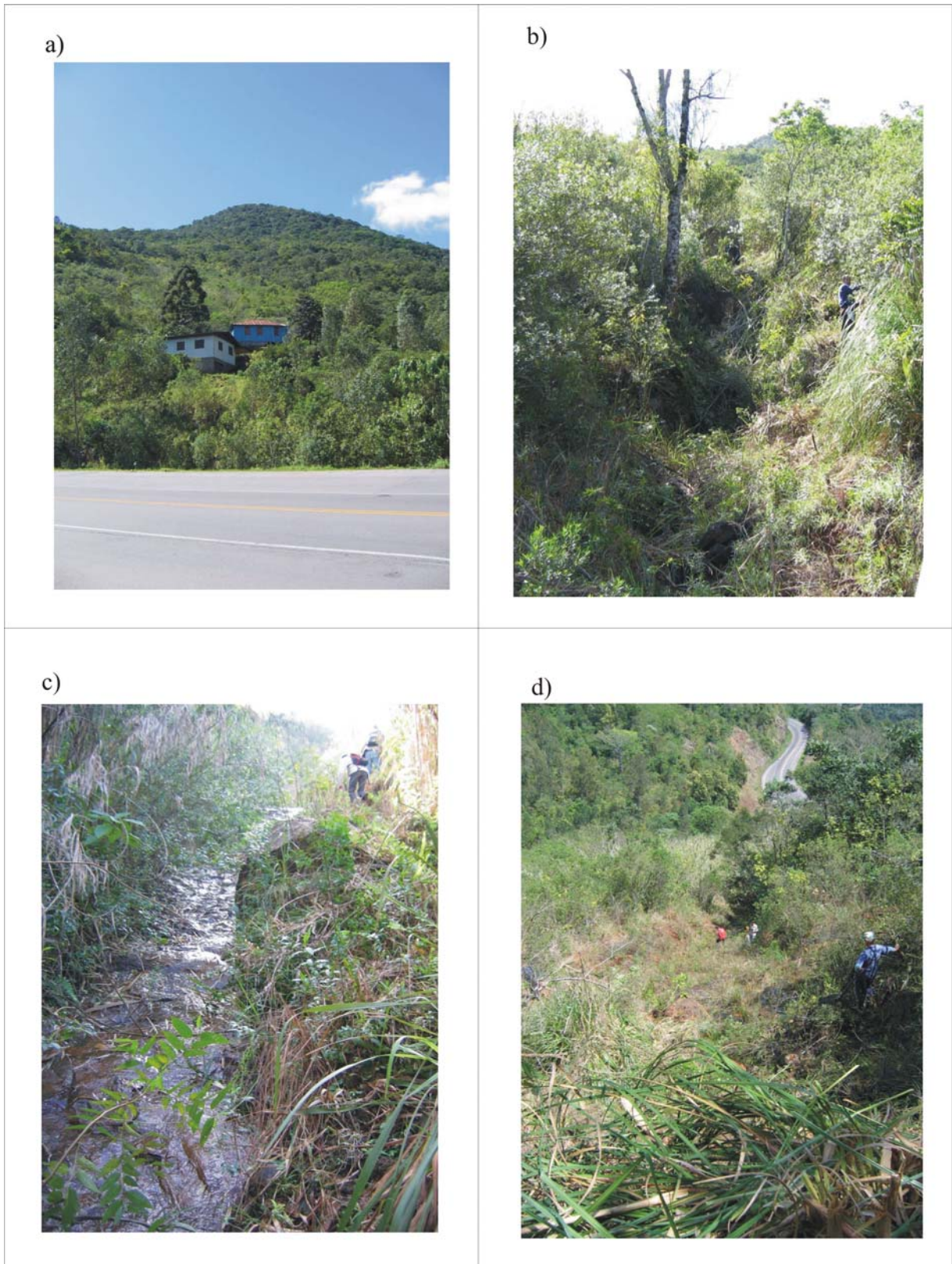


Figura 3.11: Fotos da cicatriz da ruptura no talude estudado

4 MÉTODOS EXPERIMENTAIS

São apresentadas neste capítulo as técnicas utilizadas para a amostragem dos solos ensaiados e as técnicas experimentais para a execução dos ensaios. Para cada tipo de ensaio são descritos detalhadamente o procedimento e os equipamentos utilizados para a realização dos mesmos. Os ensaios realizados nesta dissertação compreendem: i) ensaios de caracterização; ii) ensaios de condutividade hidráulica e iii) ensaio para a determinação da faixa de variação da relação entre sucção *versus* teor de umidade volumétrico do solo estudado com a técnica do papel filtro.

Em campo, foram realizados procedimentos de amostragem e execução de três tipos de ensaios de condutividade hidráulica (Permeâmetro de Guelph, Piezômetro e Infiltrômetro de Anel Duplo). Os ensaios de laboratório foram realizados em amostras deformadas e indeformadas coletadas em campo, no Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LAGEO/UFRGS).

4.1. AMOSTRAGEM

Foram realizadas coletas de amostras de solo em três pontos da encosta em estudo, realizadas em profundidades entre 20 e 80 cm. Estas foram realizadas através da remoção da camada superficial de solo evitando-se que material orgânico e raízes fossem coletados junto com as amostras. As amostras coletadas foram identificadas em função das cotas nas quais elas foram extraídas: (i) cota 351m, (ii) cota 360 m e (iii) cota 365 m. Juntamente aos pontos onde foram coletadas amostras indeformadas, foram coletadas amostras deformadas para a realização de ensaios de caracterização geotécnica.

4.1.1 Coleta de Amostras Deformadas

O ponto onde foi realizada a coleta de amostras deformadas na cota 351 m é apresentado na Figura 4.1 a). No local foi escavada uma bancada na qual tentou-se retirar amostras

indeformadas. A grande quantidade de pedregulhos e blocos de rocha contidas no material não permitiu a amostragem indeformada. A escolha deste local para a amostragem foi definida devido a sua proximidade ao material mobilizado na corrida de detritos de dezembro/2000, sendo portanto materiais com as mesmas características dos materiais mobilizados no evento.

O ponto de amostragem deformada da cota 360 m (Figura 4.1 b) corresponde ao ponto que aparenta ser a crista da ruptura. Acima deste ponto o talude se apresenta intacto, já abaixo deste ponto há evidências de mobilização de material, com movimento relacionado ao evento citado. Na cota 365 m (Figura 4.1 c) foi realizada amostragem deformada para caracterizar as amostras indeformadas extraídas deste ponto, uma vez que a amostragem indeformada em formato de blocos na cota 360 m não foi possível, pelas mesmas restrições encontradas na cota 351 m.

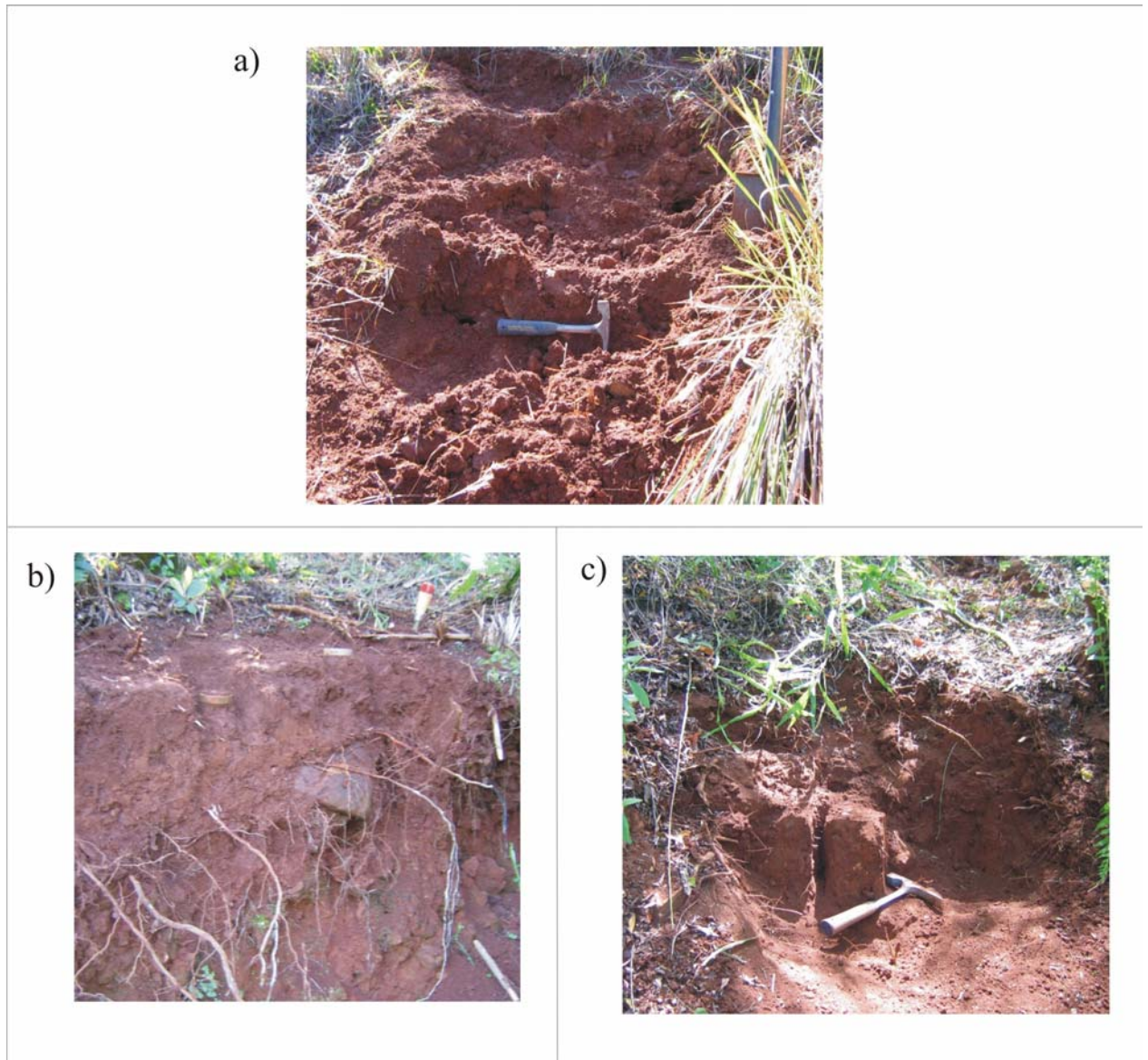


Figura 4.1: Pontos de amostragem: a) Cota 351 m, b) Cota 360 m, c) Cota 365 m

4.1.2 Coleta de Amostras Indeformadas

Os locais de coleta de amostras indeformadas correspondem aos locais citados na Seção anterior, das cotas 360 m e 365 m. As amostras foram extraídas de pontos onde a camada de matriz de solo apresentava baixa concentração de raízes e pedras, condicionando a extração das amostras sem quebras ou amolgamento.

Para a determinação da faixa de relação entre sucção e teor de umidade volumétrico, as amostras foram moldadas no campo, no interior de anéis biselados com 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura. A amostra não é rasada em campo para ajudar na manutenção do teor de umidade natural e integridade da amostra. Após extraídas, as amostras eram embrulhadas com filme plástico de PVC e colocadas no interior de um saco plástico com solo na umidade natural de campo, o qual era fechado para evitar a perda de umidade. As amostras para a determinação da relação sucção *versus* teor de umidade volumétrico do solo foram extraídas na cota 360 m.

Para a realização de ensaios de condutividade hidráulica em laboratório, foram coletados blocos de solo indeformado de dimensões reduzidas. A dimensão dos blocos é de aproximadamente 20 cm x 15 cm x 15 cm. Optou-se por retirar blocos destas dimensões devido à extrema dificuldade encontrada em se extrair blocos maiores e à precariedade das condições de acesso ao ponto de amostragem, o que dificultaria o transporte do bloco. Os blocos de amostras indeformadas foram extraídos na cota 365 m.

4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A caracterização geotécnica dos solos estudados compreendeu a determinação do peso específico real dos grãos, dos limites de Atterberg e da granulometria. Foram caracterizadas as amostras deformadas coletadas nas cotas 351 m, 360 m e 365 m. Nas amostras indeformadas, coletadas nas cotas 360 m e 365 m foram determinados também os índices físicos das mesmas. Os ensaios de caracterização foram realizados após a preparação das amostras seguindo as recomendações da Norma Brasileira NBR 6457 (ABNT, 1986).

4.2.1 Peso Específico Real dos Grãos e Limites de Atterberg

Os ensaios para a determinação do peso específico real dos grãos seguiram as recomendações da Norma Brasileira NBR 6508 (ABNT, 1984). Os ensaios foram realizados com preparação das amostras via secagem prévia do material, seguida de destorroamento com almofariz e mão de gral e passagem na peneira de 4,8 mm de abertura.

Os ensaios para a determinação dos limites de liquidez e plasticidade dos solos, foram realizados seguindo os procedimentos descritos nas normas NBR 6459 (ABNT, 1984) e NBR 7180 (ABNT, 1984) respectivamente. A preparação das amostras foi realizada com secagem prévia ao ar e o peneiramento do solo na peneira de abertura 0,42 mm.

4.2.2 Análise Granulométrica

Os ensaios de análise granulométrica dos solos foram realizados seguindo os procedimentos da norma brasileira NBR 7181 (ABNT, 1984). As amostras foram preparadas via secagem prévia ao ar, seguida de destorroamento com almofariz e mão de gral e peneiramento grosso. Após o peneiramento grosso se procedia a preparação da amostra para sedimentação, selecionando-se em torno de 60 g de solo passante na peneira #10 (2 mm de abertura da malha). A amostra era imersa em solução de agente defloculante (hexametáfosfato de sódio), deixando-a imersa por no mínimo 12 horas para posteriormente realizar a dispersão e iniciar a fase de sedimentação. Após a sedimentação, o material era lavado na peneira #200 (0,075 mm de abertura), seco em estufa e posteriormente se realizava o peneiramento fino. Durante o processo de lavagem do material retido na peneira #200, não houve contato manual com o solo, conforme Rigo (2005) este processo evita a quebra de grãos, a qual provoca uma descontinuidade na curva granulométrica entre a fração silte e areia fina.

Adicionalmente, foi realizado um procedimento padrão no LAGEO/UFRGS, no qual o ensaio é executado com as amostras dispersas apenas em água destilada, sem a utilização do agente defloculante. Os demais procedimentos do ensaio são os mesmos (preparação das amostras, peneiramento grosso, sedimentação e peneiramento fino).

Estes procedimentos permitem a determinação da composição granulométrica convencional do solo e a composição granulométrica que o solo deve apresentar no campo. Geralmente solos coluvionares apresentam na fração areia e silte partículas finas agregadas, o que gera um comportamento diferenciado do solo, mais permeável e com características mecânicas mais friccionais devido à redução de sua plasticidade. Os demais procedimentos do ensaio foram realizados seguindo as especificações da norma NBR 7181 (ABNT, 1984).

4.2.3 Índices Físicos

Os índices físicos do solo foram calculados para cada corpo de prova moldado a partir das amostras indeformadas utilizadas para os ensaios da relação sucção *versus* teor de umidade volumétrico e condutividade hidráulica. A partir das dimensões e peso dos corpos de prova, seu teor de umidade (w) e do peso específico real dos grãos (γ_s) foram calculados os índices físicos: peso específico aparente úmido (γ_i), peso específico aparente seco (γ_d), grau de saturação (S_r) e índice de vazios (e).

4.2.4 Determinação da Faixa de Variação da Relação Sucção *versus* Teor de Umidade Volumétrico ($S \times \theta$):

Devido a grande heterogeneidade do solo, não foi possível obter corpos de prova com índices físicos semelhantes, para que esta faixa de variação pudesse se chamada de curva característica. Os índices de vazios iniciais dos corpos de prova variaram entre 1,19 e 1,71. A determinação da faixa de variação da relação entre sucção e teor de umidade volumétrico do solo estudado foi realizada a partir do método do papel filtro. A técnica consiste em colocar um pedaço de papel filtro em contato com a amostra de solo durante um certo tempo, necessário para haver equilíbrio de sucção matricial em ambos materiais (solo e papel filtro). Embora o procedimento desta técnica seja normalizado (ASTM D5298, ASTM 1994), este método não possui um procedimento padrão universal que seja de consenso entre os pesquisadores da área. Para esta dissertação foi utilizado o procedimento do método do papel filtro padrão do LAGEO/UFRGS, que é baseado no procedimento proposto por Marinho (1995). O procedimento proposto por Marinho (1995) é mais aceito no meio geotécnico devido à sua simplicidade e menor quantidade de amostras necessárias para a obtenção da curva característica, quando comparado ao procedimento normalizado.

A sucção de equilíbrio entre o solo e o papel filtro é obtida indiretamente, a partir da determinação do teor de umidade do papel filtro e sua curva de calibração. A curva de calibração correlaciona o teor de umidade com a sucção do papel filtro. Determinando-se o teor de umidade do papel filtro, obtém-se a sucção do solo, uma vez que a sucção do solo e do papel filtro é a mesma.

O processo de calibração do papel filtro é realizado colocando-o em contato com materiais ou soluções de sucção conhecida, até que se atinja o equilíbrio. Após atingido o equilíbrio determina-se o teor de umidade do papel filtro, correlacionando-o com a sucção, já conhecida. Existem vários métodos que podem ser utilizados para gerar sucção com propósito de calibração, dependendo do nível de sucção desejado. Os métodos mais comuns utilizam placa de sucção, placa de pressão, membrana de pressão, dissecador de vácuo ou amostras de solo com sucção “conhecida” (Feuerharmel, 2006).

A calibração do papel filtro utilizada para as determinações de sucção do solo nesta dissertação foi proposta por Chandler *et al.* (1992). Esta calibração foi determinada para papel filtro Whatman n°42 para determinar a sucção matricial do solo. As Equações 4.1 e 4.2 são utilizadas para o cálculo da sucção a partir do teor de umidade do papel filtro, segundo esta calibração.

$$S(kPa) = 10^{(6,05 - 2,48 * \log w_p)} \quad \text{para } w_p > 47\% \quad [4.1]$$

$$S(kPa) = 10^{(4,84 - 0,0622 * w_p)} \quad \text{para } w_p \leq 47\% \quad [4.2]$$

Onde:

S – sucção;

w_p – umidade do papel filtro.

Para a execução deste método são necessários basicamente os seguintes materiais:

- anéis plásticos ou metálicos para a moldagem dos corpos de prova indeformados em seu interior;
- papel filtro Whatman n°42 em pedaços de aproximadamente 1 cm², manuseado sempre com pinça metálica (durante a preparação e pesagem);

- balança com precisão de 0,0001 g, para determinação do teor de umidade dos papéis filtro;
- balança com precisão de 0,01 g, para pesagem das amostras e determinação de seu teor de umidade;
- estufa para secagem do papel filtro e solo (teor de umidade inicial e final);
- papel alumínio, filme plástico de PVC e sacos plásticos para um fechamento hermético do corpo de prova, que são ainda guardados em uma caixa plástica;
- recipientes de vidro, para pesagem dos papéis filtro;
- cápsulas metálicas para a secagem dos papéis filtro na estufa;
- conta-gotas, para o umedecimento progressivo das amostras.

Procedimento de ensaio

Conforme Feuerharmel (2003), o método do papel filtro é de simples execução, porém algumas precauções devem ser tomadas para evitar erros nas medidas de sucção obtidas a partir do método. O seguinte procedimento foi desenvolvido pela autora após experiência de tentativa e erro na execução do método.

- i) Preparação das amostras: As amostras, coletadas em campo conforme descrito na Seção 4.1.2, têm seus topo e base rasadas, resultando em uma forma cilíndrica com as dimensões internas do anel. Com o solo removido durante a moldagem do corpo de prova é realizada a determinação de seu teor de umidade inicial. Na parte inferior do anel são fixadas duas camadas de filme plástico de PVC, fixados com fita isolante nas laterais do anel. Esse procedimento é adotado para evitar a perda de material durante o manuseio do anel e também para segurar o corpo de prova, caso este venha a soltar-se do anel, devido a contração que freqüentemente ocorre quando o mesmo é submetido a um nível elevado de sucção (secagem). Foram utilizadas 8 amostras para a determinação da faixa de variação da relação $S \times \theta$ do solo em estudo.
- ii) Determinação dos índices físicos das amostras: teor de umidade, grau de saturação, índice de vazios, pesos específicos.

- iii) Determinação da sucção na umidade de campo: são colocados dois pedaços de papel filtro, na condição seca ao ar, em contato com o solo do anel. Toma-se o cuidado para não haver sobreposição entre os papéis filtro. Cada anel é então embrulhado com papel alumínio e filme plástico de PVC e é então colocado em um saco plástico. Todos os corpos de prova, em seus respectivos sacos plásticos são colocados no interior de uma caixa plástica, mantida em uma sala com temperatura constante. Com este fechamento e armazenamento se espera que a equalização da sucção entre o solo e o papel filtro não sofra influência do meio externo. A temperatura da sala onde eram armazenados os corpos de prova foi mantida em 20°C com variação máxima de 2°C.

O tempo de equalização da sucção adotado foi de 7 dias para o teor de umidade de campo. Passado este tempo, cada corpo de prova é desembulhado individualmente e seus papéis filtro são colocados rapidamente nos recipientes de vidro. Conforme a norma ASTM D5298 (ASTM 1994), o tempo entre a abertura do corpo de prova e o fechamento do recipiente de vidro deve ser entre 3 e 5 segundos.

No recipiente de vidro é determinado o peso úmido do papel filtro e então o papel é colocado em uma cápsula de alumínio para secagem em estufa. Após seco se coloca o papel filtro novamente no interior de um recipiente de vidro e determina-se seu peso seco. A balança utilizada para a determinação do peso úmido e seco dos papéis filtro tem resolução de 0,0001 g. A utilização de cápsulas de alumínio para secagem na estufa é adotada para que os recipientes de vidro sejam pesados à temperatura ambiente uma vez que a temperatura elevada na qual eles sairiam da estufa interfere na precisão da balança e, aguardando-se até eles esfriarem, o papel filtro em seu interior absorve umidade do ar, mesmo quando o recipiente permanece fechado. Através dos pesos do papel filtro úmido, papel filtro seco e do recipiente de vidro, é calculado o teor de umidade do papel filtro. Através da curva de calibração do papel filtro, se obtém a sucção do papel filtro, que é considerada a mesma sucção existente na amostra. Este valor de sucção e teor de umidade (ou grau de saturação) corresponde a um ponto no gráfico.

- iv) Determinação do ponto seguinte da trajetória de umedecimento ou de secagem: o peso da amostra é controlado em uma balança com resolução de 0,01 g. A umidade inicial é conhecida (a qual já se determinou a sucção no ponto anterior), e a umidade

que se deseja atingir era determinada de acordo com as faixas de grau de saturação a serem atingidas para determinação da sucção. Durante a trajetória de secagem do corpo de prova, as amostras eram deixadas abertas, permitindo-se a evaporação. Durante a trajetória de umedecimento, as amostras eram umedecidas com água desaerada com auxílio de um conta gotas. Para garantir que a água penetre na amostra, se aguardava no mínimo uma hora após a aplicação da água desaerada para então se colocar o papel filtro em contato com a amostra. Quando as amostras atingiam o peso correspondente ao próximo ponto de umedecimento ou de secagem, a amostra era fechada e eram seguidos os procedimentos descritos no Item iii).

Para a obtenção da faixa de variação da relação $S \times \theta$, dos oito corpos de prova moldados dois corpos de prova seguiram a trajetória de umedecimento e seis corpos de prova seguiram a trajetória de secagem. O teor de umidade inicial dos corpos de prova apresentava variação devido a pequenas diferenças na profundidade onde foram amostrados.

4.3. ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

4.3.1 Ensaio de Laboratório

Os ensaios de laboratório para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica do solo em estudo foram realizados em dois equipamentos distintos. Ambos equipamentos são permeômetros de parede flexível, sendo um uma prensa para ensaios triaxiais, adaptado para executar o ensaio de condutividade hidráulica e outro um permeômetro de parede flexível que utiliza coluna de mercúrio para aplicar o gradiente hidráulico.

Neste tipo de ensaio, o corpo de prova cilíndrico é confinado no interior de uma câmara, onde é submetido a uma tensão de confinamento. No interior da câmara, o corpo de prova é instalado sobre o pedestal do equipamento, com uma pedra porosa e papel filtro instalados na base e no topo do mesmo. Em torno do corpo de prova é colocada uma membrana de látex de 0,03 mm de espessura, 50 mm de diâmetro e 170 mm de comprimento, presa ao cabeçote e à base da câmara por anéis de vedação.

Após a instalação do corpo de prova, a câmara é preenchida com água destilada e desaerada e é aplicada a tensão confinante. A tensão de confinamento deve ser suficientemente grande a fim de comprimir a membrana contra o corpo de prova, impedindo o fluxo de água lateral entre o solo e a membrana, que acarretaria erros nas leituras de vazão. Daniel (1994) recomenda 30 kPa como o valor mínimo da tensão confinante para não haver problemas com fluxo lateral.

Foram seguidos os procedimentos e recomendações da norma ASTM D5084 (ASTM, 1990). O diâmetro do corpo de prova ensaiado era de aproximadamente 5 cm e a altura era adotada conforme o equipamento utilizado (10 cm para os corpos de prova ensaiados no permeâmetro adaptado ao equipamento triaxial e 5 cm para os corpos de prova ensaiados no permeâmetro com coluna de mercúrio).

Para uma distribuição do gradiente hidráulico de forma gradual em toda a extensão (altura) do corpo de prova, não é recomendado utilizar uma relação entre a altura e o diâmetro do corpo de prova (H_s/D_s) grande. Daniel (1994) recomenda que a relação H_s/D_s seja em torno de 1. Os ensaios realizados utilizaram relação H_s/D_s entre 1 e 2. Os corpos de prova que utilizaram esta relação próximo de 2 eram posteriormente rompidos no equipamento triaxial e utilizados para análise de resistência ao cisalhamento.

A modalidade de ensaio utilizada foi a de carga constante. Segundo Daniel (1994) esta modalidade tem uma maior simplicidade na interpretação dos resultados e ao manter a poro-pressão constante no interior do corpo de prova, a tensão efetiva também permanece constante, não havendo conseqüente variação do índice de vazios durante a fase de percolação.

4.3.1.1. Permeâmetro de Parede Flexível – Ensaio Triaxial

Foi utilizado o equipamento “*Triaxial Shear Test System LT 1000 SET*” fabricado na Alemanha pela *Wille GeoTechnik GmbH e Co. KG*. O sistema de aplicação de pressões deste equipamento é composto por um compressor, dois controladores de pressão e uma bureta graduada. Através dos controladores de pressão é aplicada a pressão desejada na base do corpo de prova (contra pressão) e no interior da câmara (tensão confinante).

Um reservatório elevado funciona como desaerador e abastece de água desaerada o equipamento. Este reservatório elevado serviu para a aplicação da carga hidráulica para os ensaios executados durante a fase de percolação. Estes ensaios foram realizados sem a aplicação de contra pressão. O reservatório era conectado na base do corpo de prova e o topo do corpo de prova ficava aberto à pressão atmosférica. A carga hidráulica do ensaio era igual à elevação do nível de água no interior do reservatório em relação ao topo do corpo de prova.

Foram realizadas algumas adaptações no equipamento para viabilizar a execução dos ensaios de condutividade hidráulica após a fase de saturação do corpo de prova por contra pressão. Foi incluído um aplicador de pressão conectado ao topo do corpo de prova, o que permitia aplicar diferentes valores de contra pressão no topo e na base do corpo de prova.

Após as adaptações, as linhas de aplicação de pressão ficaram dispostas da seguinte forma: a linha de tensão confinante parte do compressor, passa no controlador de pressão e por uma interface ar-água (*bladder*) sendo transferida para a câmara. As linhas de contra pressão, tanto da base como do topo, saiam do compressor, passavam pelos controladores e então iam para as buretas, conectadas à base e ao cabeçote (*top cap*) da câmara triaxial. A tensão confinante e a contra pressão no topo e na base do corpo de prova eram controladas manualmente através dos aplicadores de pressão e manômetros.

As buretas conectadas nas linhas de contra pressão eram utilizadas para a medição da vazão durante a percolação no ensaio, realizado após a saturação do corpo de prova por contra pressão. A bureta conectada à base do corpo de prova correspondia à vazão que entra no corpo de prova e a bureta conectada ao topo corresponde à vazão que saía.

O equipamento triaxial utilizado para a execução dos ensaios é mostrado na Figura 4.2. São destacados o reservatório desaerador, o painel de aplicação de pressões e a bureta graduada.

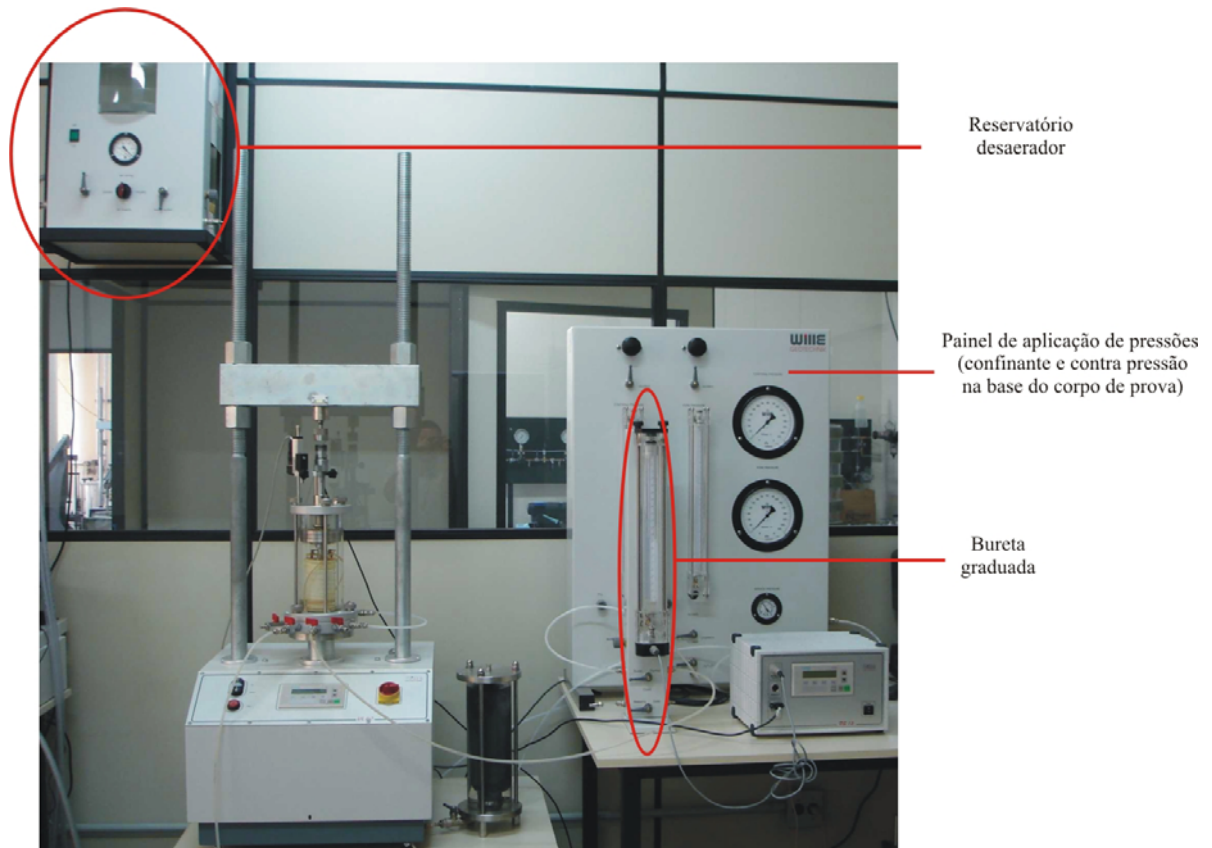


Figura 4.2: Equipamento triaxial utilizado para os ensaios

Procedimento de ensaio

Conforme mencionado anteriormente, no equipamento triaxial foram realizados ensaios durante duas fases do ensaio triaxial: durante a fase de percolação e após a fase de saturação por contra pressão. Um mesmo corpo de prova podia ser ensaiado em ambas as fases.

Para o ensaio na fase de percolação, o procedimento utilizado foi:

- i) Instalação do corpo de prova no interior da câmara triaxial, confinado entre pedras porosas e envolvido por uma membrana de látex presa à base e ao *topcap* através de anéis de vedação.
- ii) Aplicação da tensão confinante de 30 kPa.
- iii) Percolação de água pelo interior do corpo de prova até que seja passado, no mínimo, o correspondente a duas vezes o seu volume. Durante esta fase, também se esperou que as deformações devidas ao adensamento se estabilizassem.

- iv) Medidas de vazão para cálculos de k . Foram realizadas diversas medidas para cada corpo de prova. A perda de carga do ensaio foi resultante da diferença entre a altura de água no reservatório desaerador e o nível do topo do corpo de prova. O gradiente hidráulico resultou da divisão da perda de carga pelo comprimento da amostra ($i = \Delta h/L$).

É importante salientar que para estes ensaios não foi realizada a saturação por contra pressão, portanto os corpos de prova não se encontravam completamente saturados. Para o ensaio realizado após saturação por contra pressão o procedimento utilizado foi:

- i) Instalação do corpo de prova, aplicação da tensão confinante e percolação como descrito anteriormente.
- ii) Saturação por contra pressão. Consistiu na aplicação de incrementos de 50 kPa na tensão confinante e contra pressão no topo e na base do corpo de prova. A tensão confinante efetiva foi mantida constante em 30 kPa durante a saturação. Para confirmar a saturação foram realizadas medidas do parâmetro B. Os valores obtidos de parâmetro B para os ensaios realizados foram entre 0,85 e 0,90.
- iii) Aplicação do gradiente hidráulico. Foi utilizado um gradiente de 10 kPa entre a base e o topo do corpo de prova.
- iv) Verificação da condição de fluxo permanente. Através das buretas, na base de entrada e no topo de saída, foram verificados se o volume de água que entrava no corpo de prova era o mesmo volume que saía.
- v) Medição da vazão. Com a bureta conectada à base do corpo de prova cheia e a bureta conectada ao topo quase vazia, eram realizadas as medidas de tempo a cada 2 cm³ de água percolado, até que a bureta conectada à base se esvaziasse.

Cálculo dos ensaios

Ambos ensaios de condutividade hidráulica foram tratados como ensaios de modalidade carga constante. A variação no nível de água do reservatório foi desprezada devido à necessidade de um grande volume infiltrado para haver variação significativa em seu nível. O coeficiente de condutividade hidráulica foi calculado utilizando a lei de Darcy para o fluxo de água em solos (Equação 4.3).

$$k = \frac{q}{A * i} = \frac{q}{A * \frac{\partial H}{\partial L}} \quad [4.3]$$

Onde:

k – coeficiente de condutividade hidráulica;

q – vazão;

A – área média da seção transversal do corpo de prova;

i – gradiente hidráulico.

4.3.1.2. Permeâmetro de Parede Flexível com Coluna de Mercúrio

O equipamento de condutividade hidráulica com coluna de mercúrio, utilizado para a realização dos ensaios foi descrito por Bjerrum e Huder (1957). Este equipamento consiste em uma câmara triaxial, controladores de tensão confinante e contra pressão e um painel para o controle do ensaio na fase de medições de vazão (Figura 4.3).

A linha de tensão confinante parte do compressor, passando pelo regulador, que controla a pressão no valor desejado seguindo, para uma interface ar-água (*bladder*) de onde segue para a câmara. A linha de contra pressão tem uma forma semelhante: compressor – aplicador de pressão – *bladder* e a pressão é aplicada no topo do corpo de prova. As pressões são monitoradas por um transdutor de pressão conectado a um voltímetro. Através de ajustes nas válvulas o mesmo transdutor de pressão pode medir a tensão confinante, contra-pressão no topo e contra-pressão na base do corpo de prova.

O painel para a execução do ensaio é constituído de uma mangueira flexível transparente com suas extremidades conectadas ao topo e a base do corpo de prova. No interior desta mangueira é colocada uma coluna de mercúrio, que impõe o gradiente hidráulico à amostra. A mangueira flexível é sustentada por um sistema de roldanas, que possibilita a movimentação na direção vertical da coluna de mercúrio, elevando-a para que em sua queda sejam realizadas as

medidas de condutividade hidráulica. No painel onde é fixada a mangueira há uma régua, onde se controla o movimento da coluna de mercúrio no interior da mangueira. A vazão é obtida com a extensão percorrida pela coluna de mercúrio em um determinado intervalo de tempo, uma vez que a área interna da mangueira é conhecida.

O comprimento da coluna de mercúrio pode ser ajustado de acordo com o gradiente hidráulico desejado, de acordo com a Equação 4.4.

$$i = \frac{(\gamma_{Hg} - \gamma_w) * L_{Hg}}{h_{cp} * \gamma_w} \quad [4.4]$$

Onde:

γ_{Hg} – peso específico do mercúrio (136 N/cm³);

γ_w – peso específico da água (10 N/cm³);

L_{Hg} – comprimento da coluna de mercúrio;

h_{cp} – altura do corpo de prova.

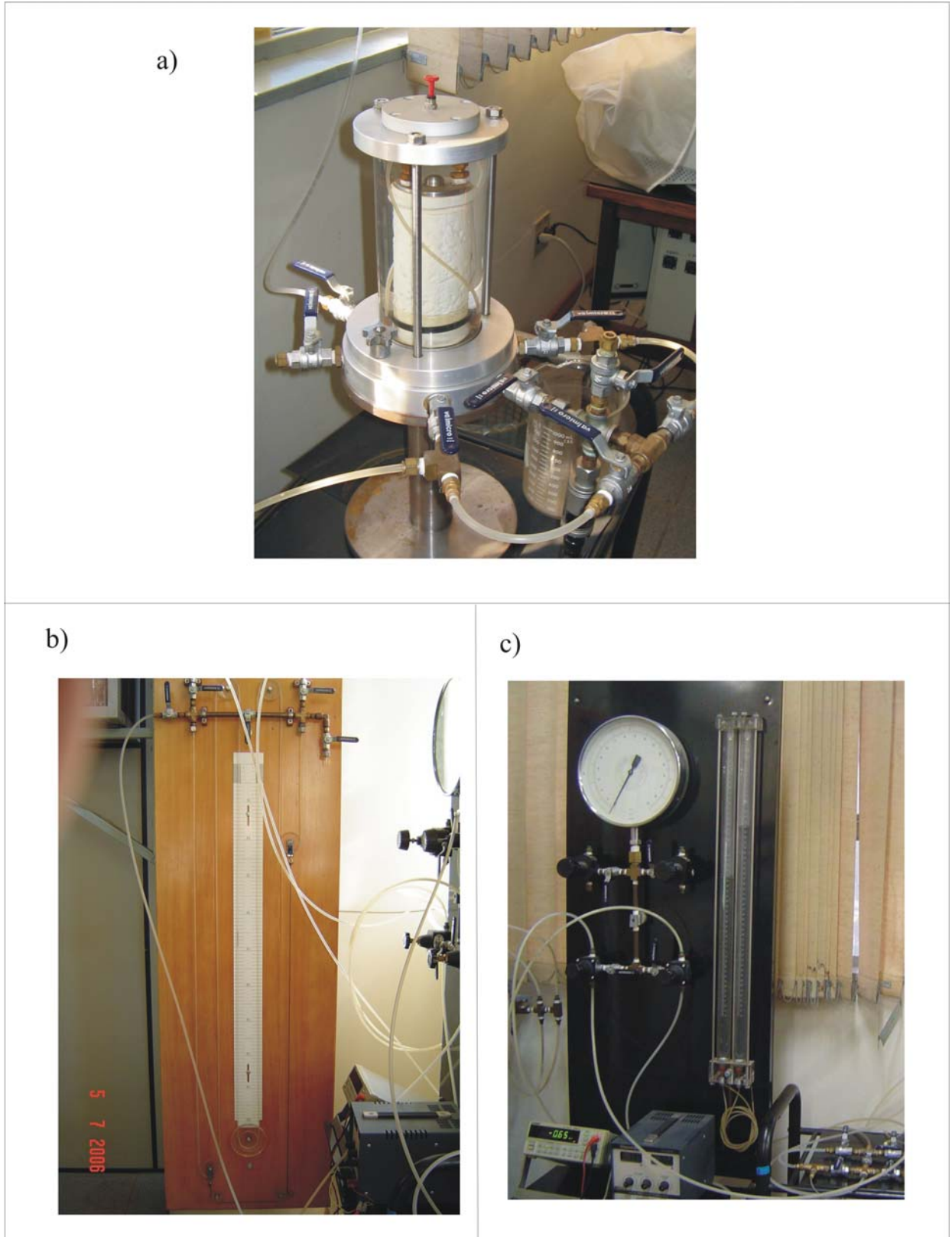


Figura 4.3: Permeômetro com coluna de mercúrio: a) câmara triaxial e voltímetro; b) painel de medida de vazão; c) Painel de aplicação de pressões

Procedimento de ensaio

- i) Verificação da saturação do sistema (painel de controle do ensaio e conexões da câmara triaxial) e eliminação das bolhas de ar existentes.
- ii) Instalação do corpo de prova no interior da câmara triaxial, confinado entre discos de tela, envolvido por uma membrana de látex presa à base e ao *topcap* por anéis de vedação.
- iii) Preenchimento da câmara triaxial e aplicação da tensão confinante de 30 kPa.
- v) Percolação de água pelo interior do corpo de prova no sentido ascendente, até que seja passado o correspondente a 3 vezes seu volume.
- vi) Saturação por contra pressão. É realizada através da aplicação de incrementos simultâneos de 50 kPa na tensão confinante e contra pressão. A tensão confinante efetiva foi mantida constante em 30 kPa durante a saturação. A contra pressão é aplicada no topo e é aguardada sua estabilização na base do corpo de prova. Para confirmar a saturação foram realizadas medidas do parâmetro B. Os valores obtidos de parâmetro B para os ensaios realizados foram de 0,85 ou superiores.
- vi) Conexão da base e do topo do corpo de prova ao painel de controle do ensaio para realizar as medidas de vazão.
- vii) Medições de vazão. É determinado o tempo de queda da coluna de mercúrio para cada 10 cm na régua fixada no painel. O fluxo nesta fase também é ascendente.

Cálculo dos ensaios

$$k = \frac{a_m * \Delta H}{A_{cp} * \Delta t * i} \quad [4.5]$$

Onde:

a_m – área da seção transversal interna da mangueira flexível;

ΔH – deslocamento da coluna de mercúrio no intervalo Δt ;

A_{cp} – área do corpo de prova;

Δt – variação no tempo;

i – gradiente hidráulico (Equação 4.4).

4.3.2 Ensaios de Campo

Para a determinação da condutividade hidráulica de solos naturais, os ensaios de campo são recomendáveis em muitas situações. A principal diferença destes com os ensaios de laboratório é o fator escala. Os ensaios de campo envolvem um volume maior de solo, o que propicia uma medida mais representativa da condutividade hidráulica da camada de solo. Aspectos ligados à macroestrutura do solo, que influencia na condutividade hidráulica do maciço são englobados mais facilmente nos ensaios de campo do que nos ensaios de laboratório.

Ensaios de campo necessitam cuidados especiais ao serem executados e interpretados. A qualidade dos resultados depende fortemente da adequada execução do ensaio, as medidas devem ser realizadas de forma precisa, e todos os detalhes devem ser anotados com clareza. Como o cálculo dos ensaios não é realizado no campo, a falta de um dado ou erro em algum detalhe pode provocar a perda completa do ensaio. As condições de contorno são variáveis e é necessária uma solução teórica compatível com a geometria do ensaio no que diz respeito à carga hidráulica, forma e área transversal de fluxo.

4.3.2.3. Permeâmetro de Guelph

Foi utilizado o Permeâmetro de Guelph do LAGEO/UFRGS. O modelo deste permeâmetro é 2800KI fabricado pela empresa americana *Soilmoisture Equipment Corp.* Foram realizadas algumas modificações no equipamento para melhorar sua estanqueidade nos tubos de ar e água (Bortoli, 1999). Os tubos de ar e água originais eram de acrílico e possuíam conexões de borracha com encaixe por pressão. O tubo de ar e suas extensões passaram a ser de bronze

com conexões de rosca soldadas em suas extremidades. O tubo de água e suas extensões foram substituídos por tubos de alumínio com conexões de rosca em bronze coladas. Apenas a extremidade do tubo de água que se encaixa no corpo do permeâmetro permaneceu com encaixe por pressão.

Para melhorar o controle do ensaio quando a profundidade do ensaio é pequena, uma extensão do tubo de ar foi encurtada de 100 cm para 50 cm e foi montada uma nova parte superior do tubo de água que se encaixa no corpo do permeâmetro, também com 50 cm. Esta modificação implica em uma redução de 50 cm da altura do corpo do permeâmetro quando instalado, possibilitando uma posição mais confortável para a execução das leituras e o controle da estanqueidade da rolha de borracha no topo do permeâmetro. A Figura 4.4 apresenta o equipamento instalado no talude, pronto para a execução do ensaio na cota 350 m.



Figura 4.4: Permeâmetro de Guelph instalado, ensaio cota 350 m

Procedimento de ensaio

- i) Execução do furo de sondagem. A escavação do furo é realizada com a utilização de um trado tipo concha, com 6 cm de diâmetro. Devido à grande quantidade de pedras e matacões na camada de solo coluvionar, muitas vezes encontrava-se obstruções e era necessário executar outro furo, até que se atingisse a profundidade desejada para a execução do ensaio. No caso de o furo atingir a profundidade desejada, porém

observa-se a presença de alguma pedra ao se manusear o trado, o furo não era aproveitado e se executava outro furo para a realização do ensaio. Atingindo-se a profundidade desejada e não havendo pedras nas paredes ou no fundo do furo, o mesmo era regularizado com a utilização de um trado especial que remove os resíduos de escavação depositados no fundo e regulariza a forma do furo. Com o auxílio de uma lanterna se fazia uma verificação visual do furo, confirmando-se a regularidade de sua parte inferior.

- ii) Montagem do equipamento. Nas conexões rosqueadas foi utilizado teflon para garantir a estanqueidade do sistema e evitar erros nas medições de vazão e aplicação da carga hidráulica de ensaio. Depois de montado o sistema de tubos de água e ar, eles eram encaixados e rosqueados ao corpo do permeâmetro, e colocava-se o equipamento na posição de ensaio, tomando-se o cuidado para que o mesmo ficasse no prumo. As sapatas do equipamento eram apoiadas em estacas cravadas em posições que davam firmeza ao sistema.
- iii) Preenchimento do permeâmetro com água. Com a extremidade inferior do tubo de água fechada (pela ponta de borracha do tubo de ar), o permeâmetro era preenchido com água desaerada. A abertura de abastecimento de água era selada com a rolha de borracha também envolvida com teflon para garantir a estanqueidade e evitar a perda do vácuo parcial no interior o permeâmetro.
- iv) Aplicação do vácuo parcial no interior dos reservatórios. Era realizada com a bomba manual de vácuo através de um tubo de neoprene conectado ao topo do equipamento. Após aplicado o vácuo, o tubo de neoprene era selado através de um anel que mantém o tubo dobrado e estanque.
- v) Aplicação da carga hidráulica #1 e verificação da estanqueidade do sistema. O tubo de ar é levantado, aos poucos para evitar turbulência, até a carga hidráulica desejada, geralmente 5 cm. Durante algum tempo se observa se não há formação de bolhas atípicas no reservatório externo do permeâmetro, este fato indica infiltração de ar nas conexões do tubo de água. É observada também a manutenção do nível de água no topo do permeâmetro (estanqueidade da rolha de borracha).
- vi) Medidas de vazão para a carga hidráulica #1. Em intervalos específicos de tempo definidos para cada ensaio, anota-se o nível do reservatório. Se a queda do nível do

reservatório externo é muito lenta, então se utiliza apenas o reservatório interno. As medidas eram realizadas até se verificar a condição de fluxo no regime permanente.

- vii) Aplicação da carga hidráulica #2 e medidas de vazão. O tubo de ar era levantado até a carga hidráulica desejada, geralmente 10 cm. As medidas de vazão eram realizadas também da mesma maneira.
- viii) Aplicação da carga hidráulica #3, como descrito acima, sendo a carga hidráulica geralmente de 15 cm.

Em todos os ensaios realizados, o volume de água no interior dos reservatórios foi suficiente para a execução do ensaio nas três cargas hidráulicas.

No caso de haver selecionado apenas o uso do reservatório interno para a execução dos ensaios na primeira carga hidráulica, este pode não ter o volume de água necessário para as três cargas hidráulicas. Neste caso, o reservatório interno era preenchido conectando-o ao reservatório externo depois de terminadas as leituras em uma determinada carga hidráulica. O acionamento da válvula que conecta os reservatórios era realizado com cuidado, para evitar turbulência em excesso no interior dos reservatórios. A nova carga hidráulica era aplicada e verificava-se se era necessária ou não a utilização apenas do reservatório interno.

Interpretação do ensaio

Foi utilizada para cálculo dos resultados as formulações apresentadas no manual do equipamento, baseado na interpretação proposta por Reynolds (1985). Esta formulação é utilizada para a combinação de duas cargas hidráulicas, sendo montado um sistema de equações lineares, a partir do qual são obtidos o coeficiente de condutividade hidráulica na condição de saturação em campo (k_{fs}) e o potencial matricial de fluxo (ϕ_m). O sistema de equações lineares é mostrado nas Equações 4.6 e 4.7.

$$(2.\pi.H_i^2 + C_i.\pi.a_f^2).k_{fs} + (2.H_i.\pi).\phi_m = C_i.Q_i \quad [4.6]$$

$$(2\pi H_{ii}^2 + C_{ii}\pi a_f^2)k_{fs} + (2H_{ii}\pi)\phi_m = C_{ii}Q_{ii} \quad [4.7]$$

Onde:

H_{ii} – carga hidráulica;

C_{ii} – fator de forma para a carga hidráulica, obtida a partir do ábaco da Figura 4.5;

a_f – raio do furo de sondagem (3 cm para todos os ensaios);

Q_{ii} – vazão estabilizada.

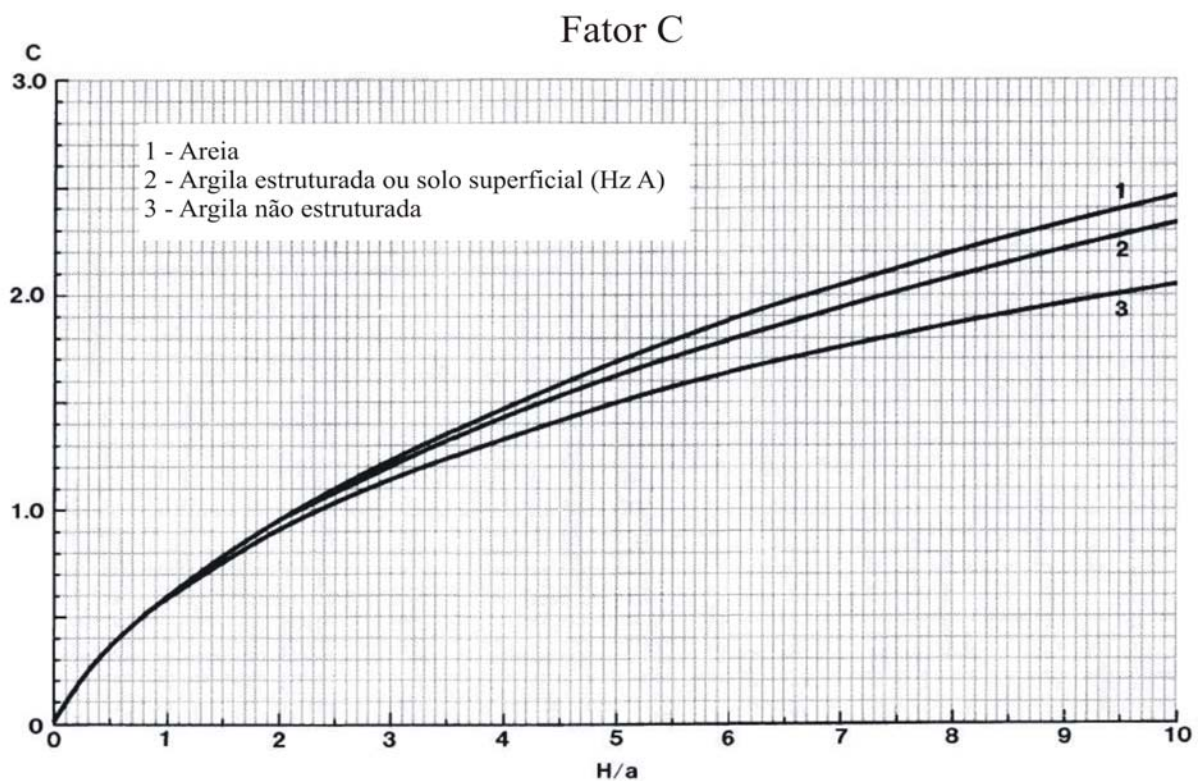


Figura 4.5: Ábaco para obtenção do Fator de forma “C”. Adaptado de *Soilmoisture Equipment Corp.* (1991)

Os parâmetros k_{fs} e ϕ_m foram obtidos para as três combinações de carga hidráulica em cada ensaio. Como os resultados obtidos para o potencial matricial de fluxo não foram consistentes, sendo muitas vezes valores negativos, foi realizada uma nova interpretação dos resultados que

considerou o solo, no início do ensaio, com um baixo nível de sucção. Nesta interpretação, a parcela referente ao potencial matricial de fluxo foi desconsiderada e k_{fs} foi calculado a partir da Equação 4.8. Acredita-se que o fato dos valores de ϕ_m serem inconsistentes seja devido à heterogeneidade do solo, que propiciou medidas de vazão desproporcionais entre as duas cargas hidráulicas utilizadas para análise.

$$k_{fs} = \frac{Q * C}{(2 * \pi * H^2 + \pi * a_f^2)} \quad [4.8]$$

4.3.2.4. Piezômetros

Foram instalados em campo 3 piezômetros construídos com tubos de PVC. Estes possuíam 25 mm de diâmetro nominal. Na extremidade do tubo destinada a ser a ponteira do piezômetro era colocada uma tampa plástica e o no tubo eram abertas as ranhuras. O trecho ranhurado tinha aproximadamente 20 cm de comprimento e as ranhuras possuíam 1 mm de largura e 15 mm de comprimento. Os piezômetros foram instalados em perfurações com 60 mm de diâmetro abertos com trado tipo concha. As perfurações seguiram o mesmo procedimento descrito na Seção 4.3.2.1.

No fundo dos furos, era executada uma camada de regularização com extensão que variou entre 5 e 7 cm. Sobre a camada de regularização era apoiado o tubo de água do piezômetro e em volta deste era executado o filtro. O comprimento do filtro de areia dos piezômetros instalados variou entre 25 cm e 30 cm. Foi utilizada areia classificada com diâmetro dos grãos entre 1 e 2 mm, para a execução do filtro e camada de regularização do fundo.

No espaço no interior do furo entre o filtro e a superfície do terreno foi executado um selo. Este impede que se formem vetores de fluxo ascendentes nas proximidades do furo. O selo foi executado com pelotas de bentonita preparadas em laboratório. Após a cura da bentonita, o tubo de água era serrado cerca de 15 cm acima da superfície do terreno e era colado no tubo de água uma luva rosqueável. Na rosca exposta do tubo de água, permanecia uma tampa plástica para evitar a entrada de pequenos animais ou objetos no interior do tubo de água.

Para a execução dos ensaios, a tampa era retirada e então acoplado um sistema de medição de vazão e aplicação da carga hidráulica. Este sistema é constituído de um tubo de PVC com 40 mm de diâmetro nominal conectada em paralelo com uma bureta graduada. A carga hidráulica era aplicada preenchendo-se o tubo de 40 mm e as medidas de carga hidráulica eram realizadas observando-se a altura de coluna de água através da bureta graduada.

A vazão era determinada através do tempo da variação do nível de água entre duas cargas hidráulicas definidas, para ensaios na modalidade carga variável. Para ensaios realizados na modalidade carga constante, a vazão era medida com um copo de Becker de 1000 cm³ e um cronômetro. A Figura 4.6 apresenta detalhes do piezômetro de sua instalação e utilização.



Figura 4.6: Piezômetro. a) tubo de água sendo introduzido no furo; b) tubo de água instalado; c) execução das leituras e d) reservatório de água

Procedimento de ensaio

O procedimento adotado para a realização dos ensaios com piezômetros pode ser dividido em fase de instalação do piezômetro e fase de execução de leituras.

Fase de instalação do piezômetro:

- i) Execução do furo. A escavação do furo é realizada da mesma maneira como descrito no item 4.3.1.3.
- ii) Execução da camada de regularização, colocação do tubo de água, execução do filtro de areia.
- iii) Execução do selo de bentonita. As pelotas de bentonita eram introduzidas uma a uma no interior do furo, evitando-se formação de um espaço vazio entre o tubo e as paredes do furo. O selo era executado preenchendo o furo com pelotas de bentonita até a superfície do terreno. Para a expansão da bentonita era acrescentada água durante alguns minutos.
- iv) Após algum tempo de cura da bentonita no selo, o tubo de água era serrado (cerca de 15 cm acima da superfície do terreno) e recebia uma luva roscada. O piezômetro ficava com uma tampa até ser utilizado para a execução dos ensaios.

Para a execução das leituras e aplicação de água no interior dos tubos foram utilizados um reservatório, situado nas cotas elevadas do talude e algumas mangueiras, que traziam água diretamente do reservatório para o interior do tubo, como apresentado na Figura 4.6 d). Para a execução das leituras foi utilizado o seguinte procedimento.

- i) Instalação do sistema de aplicação de carga hidráulica no tubo de água do piezômetro.
- ii) Introdução de água no interior do tubo do piezômetro, sem realização de medidas de vazão ou controle de carga hidráulica. Este processo leva alguns minutos e tem função de saturar a porção de solo adjacente ao piezômetro.
- iii) Execução de leituras. a) Para ensaios com carga hidráulica constante, se ajustava uma vazão que mantivesse o nível de água constante no interior do tubo de água do piezômetro. A vazão era controlada através a abertura de uma torneira junto a ponta

da mangueira que introduz água no tubo do piezômetro. Aguardava-se alguns minutos para certificar que o fluxo atingiu o estado permanente. Caso houvesse variação na carga hidráulica do piezômetro, a vazão era ajustada para retomar a carga hidráulica desejada. Atingindo o estado permanente, se fazia a medição da vazão da mangueira com copo de Becker e cronômetro; b) Para ensaios com carga hidráulica variável, se preenchia o tubo do sistema de medidas e media-se o tempo necessário para a carga hidráulica variar entre dois determinados níveis, marcados na bureta graduada.

Interpretação do ensaio

Hvorslev (1951) apresentou uma solução para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica a partir de ensaios com piezômetros. A utilização da equação pressupõe que o solo ensaiado seja homogêneo e isotrópico e encontra-se abaixo do nível freático. A equação requer basicamente a relação entre a carga hidráulica aplicada no furo e a medida da vazão estabilizada durante o ensaio.

Para ensaios com carga hidráulica (H) constante, Hvorslev (1951) propôs a seguinte equação para a determinação de k_{fs} :

$$k_{fs} = \frac{Q}{F * H} \quad [4.9]$$

Onde:

Q - vazão estabilizada

F – fator de forma

Para ensaios com carga variável, sendo que a carga hidráulica varie de H_1 até H_2 a equação proposta por Hvorslev (1951) é a seguinte:

$$k_{fs} = \frac{d^2 * \left[\ln \left(\frac{H_1}{H_2} \right) \right]}{F * (t_2 - t_1)} \quad [4.10]$$

Onde:

Q – vazão estabilizada

d – diâmetro do tubo

F – fator de forma

O fator de forma também exerce influência sobre o resultado do ensaio. Este fator é função da geometria do piezômetro e do tipo de ensaio (carga constante ou variável). A equação 4.11 é utilizada para a determinação do fator F .

$$F = \frac{2 * \pi * L_f}{\left[\frac{L_f}{D_f} + \sqrt{1 + \left(\frac{L_f}{D_f} \right)^2} \right]} \quad [4.11]$$

Onde:

L_f – comprimento do filtro de areia;

D_f – diâmetro do filtro de areia.

Daniel (1989) sugeriu uma aproximação para o caso de solos não saturados. Neste caso, considera-se a carga hidráulica (H) como a diferença entre o nível de água no interior do piezômetro e a metade da altura do filtro granular. Neste caso, a sucção do solo não é considerada na determinação do gradiente hidráulico.

4.3.2.5. Infiltrômetro de anel duplo

O equipamento para a execução destes ensaios foi construído especificamente para esta pesquisa. Com este ensaio foram analisadas a taxa de infiltração da camada superficial de solo e a influência na taxa de infiltração da camada orgânica (“serrapilheira”) formada por folhas e galhos em decomposição e a vegetação rasteira. Através deste ensaio também foi possível determinar o coeficiente de condutividade hidráulica da camada superior do solo. Foram construídos dois anéis, com diâmetros de 60 cm e 30 cm.

O anel externo (60 cm) foi construído com parte de um tonel metálico, este foi cortado com uma altura de 40 cm e afiado em sua parte inferior para facilitar a penetração no solo. Foram também instaladas duas hastes para facilitar seu transporte e a retirada do solo, após a execução do ensaio.

O anel interno (30 cm) foi construído com uma chapa de 2 mm de espessura, a qual foi calandrada e soldada de modo a tomar forma cilíndrica. Uma das extremidades do anel foi afiada e na solda foi tomado o cuidado para que a mesma fosse estanque. Neste anel também foram instaladas duas hastes para transportar e facilitar a retirada do solo. Ambos anéis receberam tratamento de superfície com zinco para evitar corrosão.

A sucção na porção de solo envolvida na infiltração provocada pelo ensaio era medida através de dois tensiômetros. Um tensiômetro com medidas através de coluna de mercúrio, modelo *Gage cat. #2600* da *Soilmoisture Equip. Corp.*, foi instalado no interior do anel interno a uma profundidade de aproximadamente 15 cm. Um tensiômetro com medidas através de manômetro, modelo *Irrrometer 36*” da *Soil Moisture Indicator* foi instalado a uma profundidade de 25 cm, próximo ao anel externo, no exterior do mesmo.

A taxa de infiltração foi determinada através da variação do nível de água no interior do anel interno em função do tempo. O nível de água no anel foi medido através de uma bóia, conectada a uma régua que transpassa na posição vertical um suporte, que também servia como referência para as medidas. A Figura 4.7 apresenta detalhes do equipamento e o mesmo instalado durante a execução do ensaio.



Figura 4.7: a) Infiltrômetro de anel duplo instalado; b) preenchimento dos anéis com água; c) remoção da “serrapilheira” e d) ”serrapilheira” removida

Procedimento de ensaio

- i) Seleção de um local que permita a cravação dos anéis. O local não pode ter uma inclinação elevada, sendo preferencialmente um patamar. Não haver presença de raízes e pedras que impeçam a cravação dos anéis e influenciem na infiltração de água. Não pode ter havido no local significativo amolgamento do solo devido ao pisoteamento nem ter havido mudança nas suas características naturais na superfície (folhas, galhos e matéria orgânica).
- ii) Cravação dos anéis. Com o auxílio de uma marreta, se cravava inicialmente o anel interno, com batidas diretamente sobre o anel. Procurava-se distribuir as batidas em torno do anel para a cravação ser de maneira uniforme em toda a circunferência do anel. Posteriormente se cravava o anel externo, seguindo os mesmos cuidados. A profundidade de cravação de ambos anéis foi cerca de 15 cm.
- iii) Instalação dos tensiômetros. Com a utilização de um tubo de aço, com 19 mm de diâmetro externo, se abria um furo até a profundidade desejada para a instalação do tensiômetro. Depois de aberto o furo, era colocado um pouco de solo solto no interior do furo para que servisse de regularização, para então colocar o tensiômetro no interior deste furo.
- iv) Colocação do sistema de leituras e bóia. Com a bóia apoiada no solo, anotava-se a referência.
- v) Preenchimento dos anéis com água. Preenchia-se ambos anéis simultaneamente com a utilização de recipientes com capacidade de 20 litros até atingir um nível de água de aproximadamente 15 cm.
- vi) Execução de leituras do nível de água a cada trinta segundos, até que o anel interno fique sem água.
- vii) Caso a taxa de infiltração não tenha estabilizado (variação do nível de água constante com o tempo), preenche-se novamente os anéis e se repete o processo.

Após determinar a taxa de infiltração estabilizada do solo, foi feita a remoção da serrapilheira. (Figura 4.7 c) e 4.7 d). Em seguida foram repetidos os passos v), vi) e vii) para a determinação da taxa de infiltração estabilizada nesta condição.

Interpretação do ensaio

As condições adotadas na interpretação do ensaio são: (i) solo homogêneo; (ii) isotrópico; (iii) temperatura da água do anel interno constante (iv) fluxo abaixo do anel interno unidimensional (na direção vertical).

A taxa de infiltração estabilizada (I) é determinada a partir da curva taxa de infiltração instantânea versus tempo e corresponde ao valor da taxa de infiltração quando o gráfico tende a tornar-se horizontal (sem variação significativa na taxa de infiltração instantânea). A partir da obtenção de I , pode-se calcular o coeficiente de condutividade hidráulica (Equação 4.12).

$$k = \frac{I}{i} = \frac{I}{\frac{(H + L_f + \psi_f)}{L_f}} \quad [4.12]$$

Onde:

k – coeficiente de condutividade hidráulica;

I – taxa de infiltração estabilizada;

i – gradiente hidráulico;

H – altura da coluna de água no anel;

L_f – profundidade da frente de umedecimento;

ψ_f – sucção na frente de umedecimento.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados dos ensaios realizados em campo e em laboratório. Conforme são apresentados, os resultados são analisados e discutidos. Inicialmente são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização e seqüencialmente os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica de laboratório e de campo.

5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização realizados compreendem a determinação do peso específico real dos grãos (γ_s), limites de Atterberg, índices físicos e análise granulométrica. Adicionalmente, para avaliar o comportamento do solo na condição não saturada e para aplicações numéricas em análise de fluxo em meio não saturado, foi determinada a envoltória de variação da sucção *versus* teor de umidade do solo, a partir de amostras indeformadas coletadas em campo na cota 360 m.

A classificação táctil-visual dos solos é apresentada na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Classificação táctil-visual das amostras de solo

Amostra (cota)	Classificação Táctil Visual
351 m	Silte Argiloso com pouca areia fina, muitos pedregulhos e matacões. Presença de raízes. Cor marrom claro. Baixo teor de umidade natural.
360 m	Silte Argiloso com pouca areia fina e pedregulho. Cor marrom escuro. Presença de raízes e matéria orgânica em decomposição. Solo ligeiramente úmido.
365 m	Silte Argiloso com pouca areia fina e pedregulho. Cor marrom avermelhado. Presença de raízes e matéria orgânica em decomposição. Solo ligeiramente úmido.

5.1.1 Índices Físicos e Limites de Atterberg.

Os valores de peso específico aparente seco (γ_d), peso específico aparente úmido (γ_t), teor de umidade (w), grau de saturação (S_r) e índice de vazios (e) apresentados na Tabela 5.2, correspondem aos valores médios obtidos a partir dos corpos de prova utilizados para determinação da condutividade hidráulica em laboratório (cota 365 m) e determinação da relação teor de umidade *versus* sucção (cota 360 m). A Tabela 5.2 apresenta ainda o limite de liquidez (LL) e o índice de plasticidade (IP) destes solos.

Tabela 5.2: Índices físicos e limites de Atterberg dos solos estudados

Amostra (cota)	γ_s (kN/m ³)	γ_d^* (kN/m ³)	γ_t^* (kN/m ³)	w^* (%)	S_r^* (%)	e^*	LL	IP
351 m	29,5	/	/	32,5	/	/	60	18
360 m	28,9	11,9	15,0	26,6	53,7	1,44	56	16
365 m	29,0	13,0	16,5	26,9	63,3	1,23	54	20

*Valores médios

Os valores de índice de plasticidade de ambos os solos caracterizam os solos como plásticos ($IP > 15$). Os altos valores de índice de vazios e sua ampla faixa de variação (1,19 – 1,71 para a cota 360 e 1,04 – 1,50 para a cota 365) são características típicas de depósitos coluvionares. Esta variabilidade é refletida principalmente nos ensaios com papel filtro, sendo verificada certa dispersão nos resultados devido às diferenças físicas entre os corpos de prova. A Figura 5.1 apresenta a carta de plasticidade para os solos estudados, a qual é utilizada para classificação de solos pelo Sistema Unificado. Os solos das três localidades estudadas são classificados como silte de alta compressibilidade (MH).

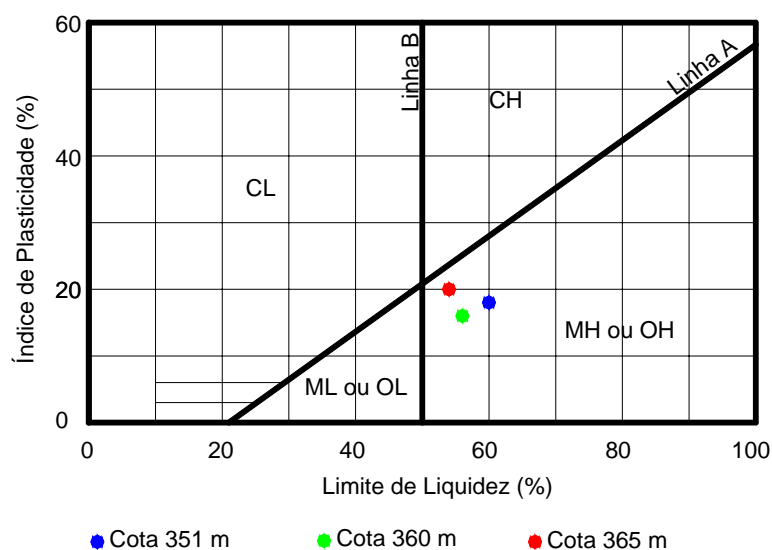


Figura 5.1: Carta de Casagrande para os solos estudados (C=argila, M=silte, O=solo orgânico, L=baixa compressibilidade, H=alta compressibilidade).

5.1.2 Análise Granulométrica

A Tabela 5.3 apresenta um resumo dos resultados obtidos com as análises granulométricas realizadas. São apresentados os resultados dos ensaios de granulometria obtidos a partir dos procedimentos com e sem a utilização de agente defloculante.

Tabela 5.3: Resumo dos resultados obtidos nas análises granulométricas

Amostra	Método	Argila ($<2,0 \mu\text{m}$)	Silte ($2 \mu\text{m} - 0,06 \text{ mm}$)	Areia Fina ($0,06 \text{ mm} - 0,2 \text{ mm}$)	Areia Média ($0,2 \text{ mm} - 0,6 \text{ mm}$)	Areia Grossa ($0,6 \text{ mm} - 2,0 \text{ mm}$)	Pedregulho ($2,0 \text{ mm} - 76 \text{ mm}$)
cota 351 m	C/D*	41	41	11	4	1	2
	S/D**	22	63	8	4	1	2
cota 360 m	C/D*	40	45	7	4	2	2
	S/D**	33	49	10	4	2	2
cota 365 m	C/D*	35	48	9	5	2	1
	S/D**	30	52	10	5	2	1

*C/D = com o uso de agente defloculante; **S/D = sem o uso de agente defloculante

As curvas de distribuição granulométrica dos solos ensaiados estão apresentadas nas Figuras 5.2 a 5.4. Cada Figura apresenta as curvas granulométricas obtidas através dos procedimentos com e sem a utilização de agente defloculante, de uma amostra.

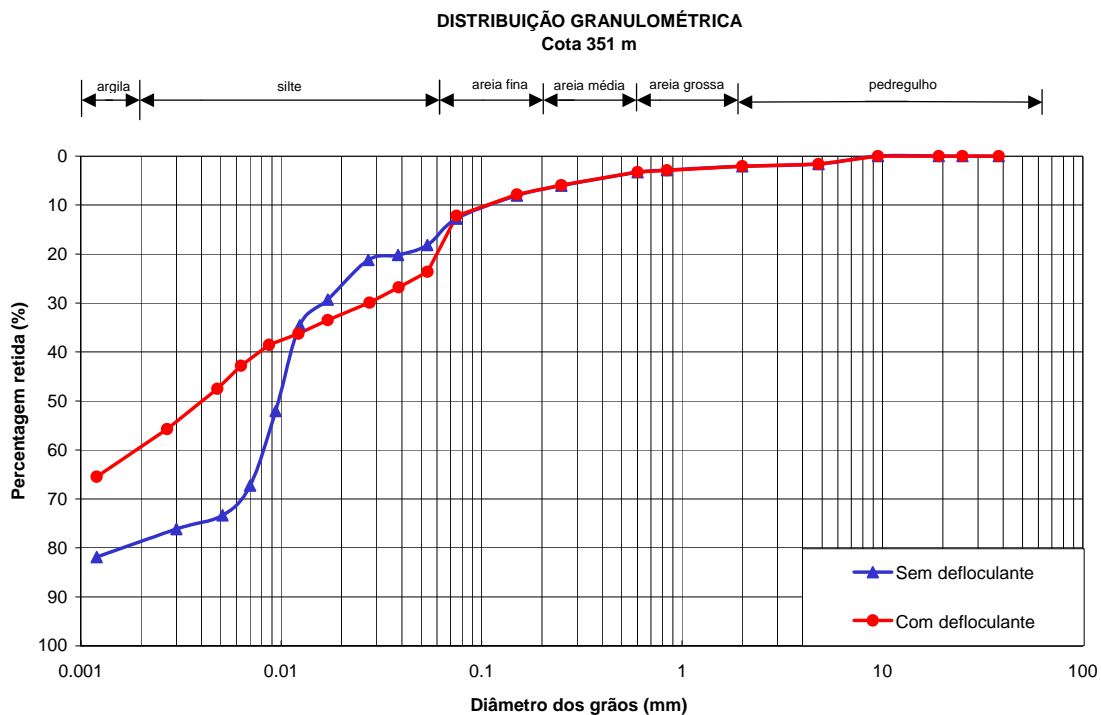


Figura 5.2: Curvas granulométricas para a amostra da cota 351 m

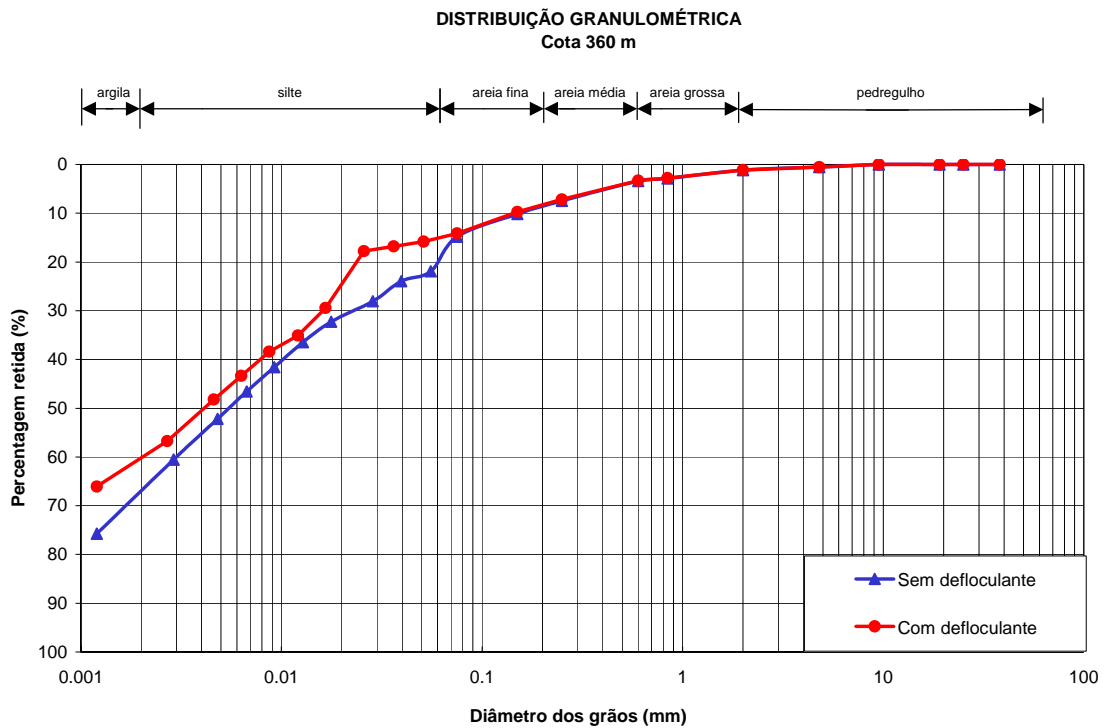


Figura 5.3: Curvas granulométricas para a amostra da cota 360 m

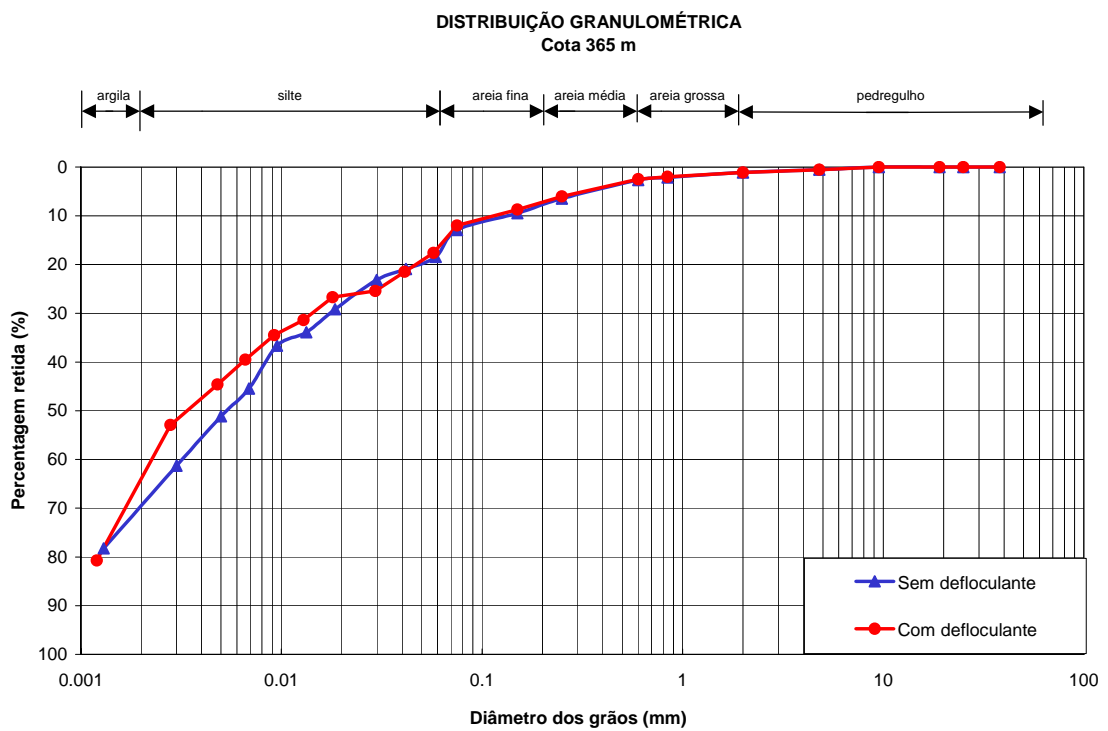


Figura 5.4: Curvas granulométricas para a amostra da cota 365 m

No resultado do ensaio realizado com o solo da cota 351 m é possível verificar uma forte influência do agente defloculante. O resultado indica uma diferença de aproximadamente 20 pontos percentuais na fração argila em relação ao ensaio realizado com o uso de defloculante. Este fato indica que em campo o solo tem um comportamento silto-argiloso, onde 63% do material é composto da fração silte, predominando grãos com diâmetro entre 0,004 mm e 0,02 mm, trecho no qual a curva de distribuição granulométrica possui maior inclinação. Na mesma amostra, o ensaio realizado com o uso de defloculante acusou uma fração argila de 41% e a mesma proporção de silte (41%).

No resultado do ensaio realizado com o solo da cota 360 m é possível verificar uma menor influência do uso de defloculante, a qual implicou em uma diferença de 7 pontos percentuais na fração argila, em relação ao ensaio realizado sem o uso de agente defloculante. Ambas as curvas granulométricas possuem formas semelhantes, apenas defasadas devido à fração argila floculada, no ensaio sem o uso de defloculante.

O resultado do ensaio com o solo da cota 365 apresentou bastante semelhança entre os procedimentos com e sem o uso de defloculante. A diferença está no fato de o ensaio com o uso de defloculante acusar uma diferença de 5 pontos percentuais (p.p.) a mais na fração argila em relação ao ensaio sem o uso de defloculante. Destes 5 p.p., 4 p.p. encontram-se agregados na fração silte e 1 p.p. encontra-se agregado na fração areia fina e areia média.

Ambas amostras, quando comparadas nos ensaios com o uso de defloculante apresentam uma curva bastante semelhante, com diferenças sensíveis apenas nas frações silte e areia fina de 3,5 pontos percentuais. Porém fazendo a mesma comparação nos ensaios sem o uso de defloculante é encontrada uma diferença significativa entre as frações argila e silte. A amostra da cota 351 m tem uma grande inclinação na curva granulométrica no trecho entre 0,005 mm e 0,03 mm, o que demonstra uma grande proporção de grãos compreendidos neste intervalo (cerca de 53% do total da amostra). É evidenciado um comportamento em campo da amostra da cota 351 m diferenciado das demais, conforme observado nas diferentes curvas de distribuição granulométrica obtidas sem o uso de agente defloculante.

5.1.3 Curva Característica

Não foi possível determinar a curva característica do solo estudado devido a sua heterogeneidade, inviabilizando a moldagem de corpos de prova com as mesmas características e índices de vazios. Portanto foi determinada uma faixa de variação da relação Sucção (S) x teor de umidade volumétrico (θ) para o solo da cota 360 m. A forma de apresentação (em termos de θ) foi escolhida por ser a forma na qual se fornece dados ao programa de análises de fluxo (ver Capítulo 6).

O procedimento adotado foi proposto por Feuerharmel (2003), adaptado de Marinho (1995) e encontra-se descrito em detalhes na Seção 4.2.4. As relações sucção-teor de umidade volumétrico foi determinada a partir de oito corpos de prova, moldados em campo no interior de anéis com dimensões de 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura. Destes oito corpos de prova, seis corpos de prova seguiram trajetória de secagem (Anéis 1, 2, 8, 10, 11 e 12) e dois corpos de prova seguiram a trajetória de umedecimento (Anéis 9 e 13). Os índices físicos iniciais dos corpos de prova são apresentados na Tabela 5.4. A faixa de variação S x θ encontra-se apresentada na Figura 5.5, são diferenciados em cores as sucções obtidas na umidade de campo e as trajetórias de umedecimento e secagem.

Tabela 5.4: Índices físicos iniciais das amostras para determinação da faixa de variação da relação sucção *versus* teor de umidade volumétrico

Amostra	e	w (%)	θ (%)	S_r (%)	Trajectoria
Anel 1	1,58	30,1	33,7	54,9	Secagem
Anel 2	1,53	35,0	40,0	66,2	Secagem
Anel 8	1,37	22,2	27,1	46,8	Secagem
Anel 9	1,50	27,3	31,8	52,6	Umedecimento
Anel 10	1,71	23,9	27,5	40,4	Secagem
Anel 11	1,40	20,5	24,8	42,5	Secagem
Anel 12	1,28	27,5	34,9	62,2	Secagem
Anel 13	1,19	26,3	34,7	63,8	Umedecimento

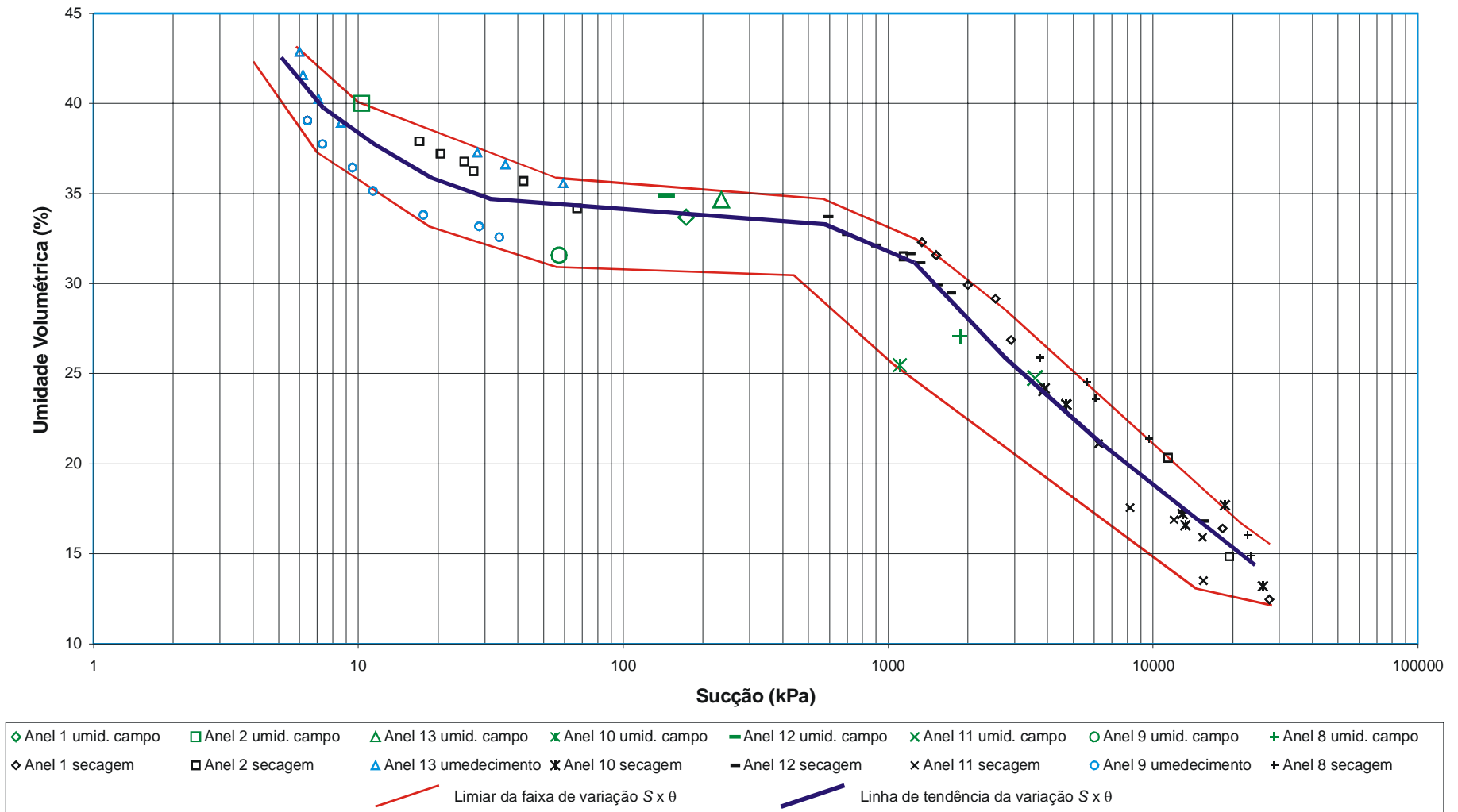


Figura 5.5: Faixa de variação de sucção *versus* teor de umidade volumétrica obtida para o solo da cota 360 m

Traçando-se uma curva de tendência da variação da sucção com a umidade, observa-se o formato semelhante a uma “sela”, podendo ser dividida em três trechos distintos. Inicialmente o solo apresenta um valor de entrada de ar, inferior a 7 kPa, o qual não foi possível determinar com precisão através do método papel filtro. Depois deste ponto há um trecho de dessaturação. Neste primeiro trecho, o valor do teor de umidade volumétrico tem uma queda de seu valor de saturação ($\theta_{sat}=59\%$) até 35%, sob baixo nível de sucção (até 30 kPa). O segundo trecho da curva corresponde a um patamar horizontal no gráfico, onde pequenas variações no teor de umidade da amostra produzem uma grande variação no valor da sucção (entre valores de sucção de 30 kPa e 1500 kPa). O terceiro trecho da curva inicia em um segundo valor de entrada de ar que está compreendido entre 1000 kPa e 2000 kPa. Neste terceiro trecho, variações na sucção provocam sensíveis variações no teor de umidade.

Curvas características em forma de sela já foram descritas na literatura para solos da região Sul. Bortoli (1999), ao determinar a curva característica de um solo coluvionar de arenito da Formação Botucatu, situado em São Sebastião do Caí (RS), obteve uma forma de curva característica ainda não encontrada na literatura. A esta forma atribuiu o nome de “sela”, devido a sua aparência. Bastos (1999) encontrou a mesma forma de curva característica em um solo laterítico, oriundo da unidade geológica Granito Independência de Alvorada (RS). Feuerharmel (2003), encontrou esta forma na curva característica de dois solos coluvionares no município de Timbé do Sul (SC), sendo um oriundo de rochas básicas, da Formação Serra Geral e outro oriundo de arenito da formação Botucatu.

Solos com curva característica em formato de “sela” têm a entrada de água comandada pela macroestrutura, para baixas sucções e para sucções elevadas a entrada de água é comandada pela microestrutura destes solos. Feuerharmel (2003) descreveu um modelo para explicar tal comportamento. Conforme a autora no primeiro trecho da curva característica a macroestrutura comanda a dessaturação, ou seja, os grumos e agregados de partículas finas no estado natural do solo se comportam como grãos de maior diâmetro, com poros também maiores. Tais poros conferem ao solo um comportamento semelhante ao de uma areia em relação à retenção de água. O trecho horizontal da curva é devido à ausência de poros com tamanhos intermediários, sendo que a microestrutura possui uma grande capacidade de retenção de água em relação à macroestrutura. O último trecho da curva ocorre quando a sucção atinge valores capazes de vencer as forças capilares que mantém a água entre as

partículas finas, no interior dos grumos. Atingido o segundo valor de entrada de ar, incrementos na sucção provocam uma progressiva dessaturação da microestrutura do solo.

5.2 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Nesta Seção são apresentados os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados em laboratório e em campo. No final da Seção há uma discussão comparando os resultados obtidos a partir dos diferentes tipos de ensaios.

5.2.1 Ensaios de Laboratório

Em laboratório foram realizados ensaios com três diferentes procedimentos, duas executadas em um equipamento triaxial e um executado em um permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio. Foram utilizados corpos de prova moldados a partir de amostras indeformadas coletadas na cota 365 m.

No equipamento triaxial, duas das amostras puderam ser ensaiadas sob dois procedimentos diferentes, durante a fase de percolação e após a saturação por contra pressão do corpo de prova. A mesma amostra era posteriormente cisalhada para determinação dos parâmetros de resistência. As amostras, portanto, eram ensaiadas sob uma única tensão confinante. No permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio, cada corpo de prova era moldado exclusivamente para o ensaio e era submetido a diferentes tensões confinantes, sendo possível analisar a influência da mesma.

Todos os resultados apresentados sofreram correções referentes à temperatura, que influencia a viscosidade da água. Os ensaios realizados em laboratório foram corrigidos em relação à perda de carga no sistema (mangueiras e discos porosos). A correção para o sistema foi proposta por Sammingan *et al.* (2003) e é apresentada na Equação 5.1.

$$k_s = \frac{H_s}{\frac{H}{k} - \left(\frac{H_t}{k_t} + \frac{H_b}{k_b} \right)} \quad [5.1]$$

Onde:

k_s – coeficiente de condutividade hidráulica corrigido;

H_s – altura da amostra;

H – altura total da amostra mais discos porosos e papel filtro;

k – coeficiente de condutividade hidráulica medido (sem correção);

H_t e H_b – espessura do disco poroso do topo e da base, respectivamente;

k_t e k_b – coeficiente de condutividade hidráulica do disco poroso do topo e da base, respectivamente.

Para a aplicação da correção proposta, foi determinado um único valor de condutividade hidráulica para o sistema, considerando que a perda de carga em todo o sistema ocorra apenas nos discos porosos. Assim a parcela entre parênteses da equação proposta pelo autor foi substituída pela altura de ambos discos porosos e papéis filtro e dividida pelo k medido do sistema.

$$\left(\frac{H_t}{k_t} + \frac{H_b}{k_b} \right) = \left(\frac{H_t + H_b}{k_{\text{sistema}}} \right) \quad [5.2]$$

A condutividade hidráulica do sistema foi determinada considerando-se as dimensões das duas pedras porosas e papéis filtro. As pedras porosas e papéis filtro foram montados na câmara triaxial, envoltos por membrana de látex e saturados por contra-pressão. Utilizou-se o mesmo procedimento descrito na Seção 4.3.1.1 para as leituras da condutividade hidráulica do sistema.

O valor da condutividade hidráulica do sistema, considerando a soma das alturas dos dois discos porosos (0,84 cm), obtido a partir destas considerações é de $3,71 \times 10^{-4}$ cm/s.

5.2.1.1 Fase de Percolação – Ensaio Triaxial

A fase de percolação do ensaio triaxial consiste em aumentar o grau de saturação da amostra através da imposição de um fluxo ascendente de água desaerada. Para a realização das determinações do coeficiente de condutividade hidráulica dos corpos de prova durante a fase de percolação de ensaios triaxiais foram utilizados o equipamento e procedimento descritos na Seção 4.3.1.1.

O gradiente hidráulico era aplicado devido à diferença de carga de elevação existente entre o nível do reservatório e o topo do corpo de prova. O topo do corpo de prova era conectado à atmosfera através das conexões da câmara triaxial, de onde partia uma mangueira. Esta mangueira tinha sua extremidade fixada no mesmo nível do topo do corpo de prova, fazendo com que a água pingasse no interior de uma bureta graduada.

Para a determinação da condutividade hidráulica, foram medidos os volumes percolados para determinados intervalos de tempo. As medidas iniciam após a passagem de, no mínimo, o volume de água correspondente a duas vezes o volume do corpo de prova. Perdas por evaporação foram desconsideradas devido à pequena influência na taxa de percolação obtida.

Foram realizadas medidas de vazão em 3 corpos de prova amostrados na cota 365 m, todos eles sob tensões confinantes efetivas de 30 kPa. Como na base há uma contra pressão de aproximadamente 10 kPa, a tensão confinante total aplicada era de 40 kPa. A Tabela 5.5 apresenta as dimensões e índices físicos iniciais dos corpos de prova utilizados para a execução destes ensaios. As amostras foram denominadas de acordo com a tensão confinante utilizada para a fase de cisalhamento no ensaio triaxial, (P75, P40 e P50).

Tabela 5.5: Dados iniciais dos corpos de prova para ensaios durante a fase de percolação no equipamento triaxial

amostra	γ_i (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	Sr (%)	w (%)	H_s (cm)	D_s (cm)
P75	17,15	12,79	1,26	78,3	34,2	10,06	5,04
P40	15,97	12,50	1,31	61,0	27,7	10,01	5,11
P50	15,04	11,56	1,50	57,9	30,1	10,00	4,98

A Tabela 5.6 apresenta os resultados obtidos para o coeficiente de condutividade hidráulica, nos três corpos de prova. São apresentados os valores obtidos do coeficiente de condutividade hidráulica de acordo com as leituras realizadas e o volume percolado acumulado em cada medição, a partir do início das leituras. Todos os ensaios tiveram as leituras iniciadas após a percolação de 400 cm³ (duas vezes o volume do corpo de prova).

Tabela 5.6: Coeficientes de condutividade hidráulica obtidos durante a fase de percolação no equipamento triaxial

Amostra	Medição #	Δt (min)	t_{acum} (min)	ΔV (cm ³)	V_{acum} (cm ³)	k (x10 ⁻⁴ cm/s)
P75	1	2	2	5	5	1,7
	2	5,5	7,5	14	19	1,8
	3	45	52,5	187	206	2,9
	4	9	61,5	51	257	4,1
P40	1	15	15	71	71	3,3
	2	25	40	202	273	6,6
	3	50	90	490	763	7,5
	4	10	100	109	872	8,5
	5	25	125	308	1180	9,8
	6	5	130	69	1249	11,0
P50	1	20	20	120	120	4,1
	2	15	35	128	248	6,0
	3	10	45	90	338	6,4

Os resultados para os três diferentes corpos de prova apresentam valores coerentes, com variações entre $1,7 \times 10^{-4}$ cm/s e $1,1 \times 10^{-3}$ cm/s. Porém, em todos os corpos de prova o coeficiente de condutividade hidráulica apresentou uma progressiva majoração conforme aumentava o volume percolado acumulado. Este fato é provavelmente devido à redução da sucção, decorrente do aumento do grau de saturação durante a contínua percolação de água no interior da amostra.

Os valores obtidos não podem ser considerados como o coeficiente de condutividade hidráulica saturada (k_{sat}), uma vez que não foi realizada a saturação através da aplicação de contra-pressão e o processo de percolação não é suficiente para uma saturação completa da

amostra. Porém estes valores podem ser representativos das condições de saturação de campo, as quais são atingidas através da infiltração de água no solo e elevação do nível freático.

5.2.1.2 Amostra Saturada por Contra-Pressão – Ensaio Triaxial

Para a realização dos ensaios com a amostra saturada, foram utilizados o mesmo equipamento e dois dos três corpos de prova utilizados para os ensaios durante a fase de percolação (P40 e P50). Os corpos de prova passaram por processo de incremento de poro pressão, para dissolução das bolhas de ar presentes no interior dos mesmos.

Para avaliar a saturação dos corpos de prova foram medidos o Parâmetro B (Equação 5.3). Foi admitido que quando o parâmetro B era igual ou superior a 0,85 o corpo de prova encontrava-se próximo da saturação. Nestes ensaios, ambos corpos de prova foram ensaiados com 550 kPa de contra pressão aplicada. Após atingir o parâmetro B aceitável, era aplicado um novo incremento de pressões, adicionando 50 kPa na contra pressão e 20 kPa mais a tensão de confinamento efetiva na tensão confinante. Aguardava-se o adensamento do corpo de prova para então realizar as medidas de vazão.

Para a aplicação do gradiente hidráulico foi utilizado um aplicador de pressão adicional, viabilizando a aplicação de contra-pressão no topo do corpo de prova. A diferença entre a contra pressão na base e no topo do corpo de prova gerava o gradiente hidráulico para que ocorresse o fluxo. A vazão era controlada pelas buretas graduadas conectadas as linhas de contra-pressão. A condição de fluxo permanente era verificada através da equalização entre a vazão nas duas buretas. Os índices físicos iniciais e dimensões da amostra são apresentados na Tabela 5.5. Os valores do coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada (k_{sat}) obtidos a partir dos ensaios são apresentados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7: Coeficientes de condutividade hidráulica obtidos após a fase de saturação no equipamento triaxial

Amostra	Medição #	k_{sat} (cm/s)
P40	1	$5,7 \times 10^{-4}$
	2	$6,3 \times 10^{-4}$
	3	$4,0 \times 10^{-4}$
	4	$2,8 \times 10^{-4}$
	5	$2,6 \times 10^{-4}$
P50	1	$5,4 \times 10^{-3}$
	2	$1,8 \times 10^{-3}$
	3	$5,1 \times 10^{-3}$
	4	$1,7 \times 10^{-3}$
	5	$1,8 \times 10^{-3}$
	6	$1,6 \times 10^{-3}$
	7	$1,1 \times 10^{-3}$

Os resultados apresentaram uma significativa dispersão com variações de até 5 vezes no valor do k_{sat} para o mesmo corpo de prova. Esta variação pode ter sido decorrente de pequenas variações na contra pressão, em ambos aplicadores. Estes possuíam manômetros com resolução de 10 kPa, sendo que em um deles era mantida uma contra-pressão de 550 kPa e no outro 540 kPa. Variações pequenas em um destes aplicadores geram uma grande diferença no gradiente hidráulico. A ausência de um sistema de aplicação e controle de pressões com maior precisão impediram um controle mais rigoroso dos ensaios.

Os resultados apresentados indicam um valor de k_{sat} maior no corpo de prova P50, porém esta diferença não foi verificada nos ensaios na fase de percolação, onde os corpos de prova P40 e P50 apresentaram uma condutividade hidráulica semelhante em tempos de percolação acumulados iguais. A causa de tal tendência pode ser explicada devido a alguma diferença

entre os corpos de prova em relação ao adensamento, devido à heterogeneidade do colúvio de onde foram amostrados.

5.2.1.3 Permeâmetro de Parede Flexível com Coluna de Mercúrio

Para a realização dos ensaios foi utilizado o equipamento descrito na Seção 4.3.1.2 (ver também procedimento). Foram realizados ensaios em corpos de prova moldados de acordo com a recomendação de Daniel (1994). A recomendação do referido autor diz respeito à relação entre diâmetro e altura próximo da unidade para obter distribuição mais linear da variação da poro-pressão no corpo de prova.

O gradiente hidráulico é aplicado em função de um comprimento de mercúrio no interior da mangueira flexível, no painel de medida de vazão. A diferença de densidade entre o mercúrio e a água, gera uma diferença de pressão entre as extremidades da mangueira que estão conectadas no topo e na base do corpo de prova.

As medidas de vazão para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica são realizadas com base na queda da coluna de mercúrio através da mangueira flexível, que é fixada em uma régua graduada. Através da correlação do diâmetro da mangueira com a velocidade de queda da coluna é determinada a vazão e então obtido o k_{sat} .

Foram realizados ensaios em três corpos de prova, sob diferentes tensões confinantes. Os corpos de prova foram denominados de CHg-1, CHg-2 e CHg-3. CHg designa o tipo de ensaio, em coluna de mercúrio e o número significa a ordem na qual os corpo de prova foram ensaiados.

O equipamento permitia ensaiar o mesmo corpo de prova sob diferentes níveis de tensão confinante. Para a amostra CHg-1, foi realizado ensaio em um nível de tensão confinante (75 kPa), na amostra CHg-2 foram realizados ensaios sob dois níveis de tensão confinante (50 e 80 kPa) e na amostra CHg-3, foram realizados ensaios sob quatro níveis de tensão confinante (40, 70, 100 e 200 kPa). Os índices físicos e dimensões iniciais dos corpos de prova são apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8: Dados iniciais dos corpos de prova para ensaios no permeômetro de parede flexível com coluna de mercúrio

amostra	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	Sr (%)	w (%)	H_s (cm)	D_s (cm)
CHg-1	16,58	13,73	1,11	54,2	20,7	5,22	5,00
CHg-2	17,44	14,17	1,04	64,0	23,0	5,21	5,13
CHg-3	16,88	13,44	1,15	64,4	25,6	5,55	5,16

As Tabela 5.9, 5.10 e 5.11 apresentam os valores de k_{sat} obtidos nos ensaios realizados nos corpos de prova CHg-1, CHg-2 e CHg-3 respectivamente. São apresentados também os valores de gradiente hidráulico (i) utilizados e os valores de k_{sat} para cada queda da coluna de 80 cm (volume percolado de aproximadamente 3 cm³).

Tabela 5.9: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg-1

Tensão confinante (kPa)	i	Medição #	k_{sat} (cm/s)
75	9,53	1	$3,1 \times 10^{-4}$
		2	$3,2 \times 10^{-4}$
		3	$3,3 \times 10^{-4}$
		4	$3,2 \times 10^{-4}$
		5	$3,2 \times 10^{-4}$

Tabela 5.10: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg-2

Tensão confinante (kPa)	i	Medição #	k_{sat} (cm/s)
50	9,30	1	$2,5 \times 10^{-4}$
		2	$2,5 \times 10^{-4}$
		3	$2,4 \times 10^{-4}$
		4	$2,3 \times 10^{-4}$
		5	$2,3 \times 10^{-4}$
80	9,30	1	$1,8 \times 10^{-4}$
		2	$1,7 \times 10^{-4}$
		3	$1,7 \times 10^{-4}$
		4	$1,7 \times 10^{-4}$
		5	$1,6 \times 10^{-4}$

Tabela 5.11: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg-3

Tensão confinante (kPa)	i	Medição #	k_{sat} (cm/s)
40	9,41	1	$3,2 \times 10^{-4}$
		2	$3,0 \times 10^{-4}$
		3	$2,8 \times 10^{-4}$
		4	$2,7 \times 10^{-4}$
		5	$2,6 \times 10^{-4}$
70	9,41	1	$1,7 \times 10^{-4}$
		2	$1,6 \times 10^{-4}$
		3	$1,6 \times 10^{-4}$
		4	$1,6 \times 10^{-4}$
		5	$1,5 \times 10^{-4}$
100	9,41	1	$9,1 \times 10^{-5}$
		2	$8,9 \times 10^{-5}$
		3	$8,7 \times 10^{-5}$
		4	$8,7 \times 10^{-5}$
		5	$8,6 \times 10^{-5}$
200	9,41	1	$2,8 \times 10^{-5}$
		2	$2,4 \times 10^{-5}$
		3	$2,2 \times 10^{-5}$
		4	$2,1 \times 10^{-5}$
		5	$2,0 \times 10^{-5}$
		6	$1,9 \times 10^{-5}$

A Figura 5.6 apresenta o gráfico da variação do coeficiente de condutividade hidráulica com a tensão confinante para os ensaios realizados no permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio. Para cada tensão confinante, o valor da condutividade hidráulica foi adotado como sendo a média dos valores obtidos durante as seqüências de leituras.

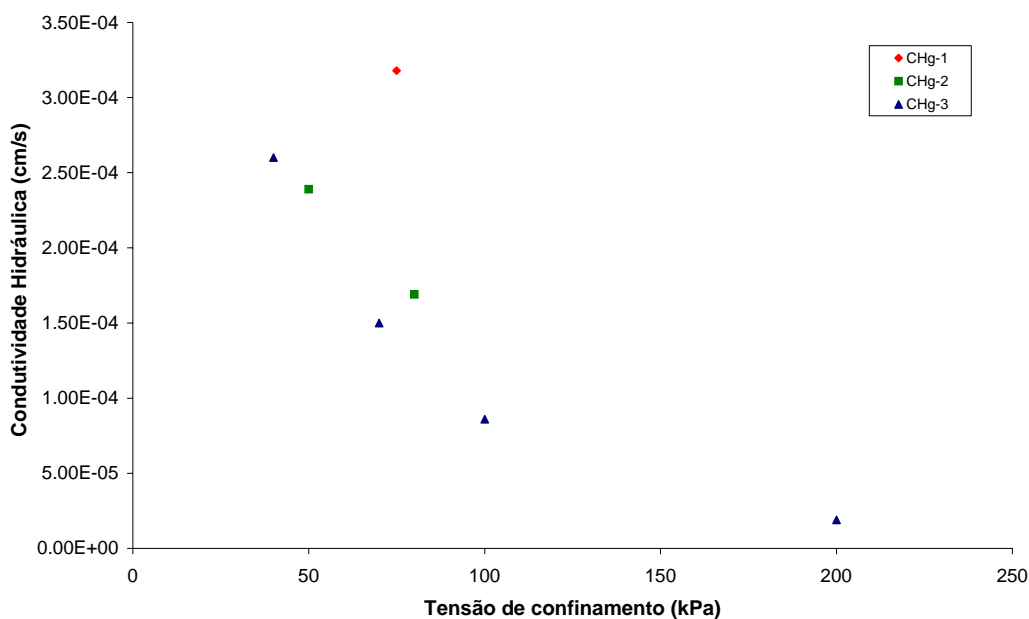


Figura 5.6: Coeficiente de condutividade hidráulica *versus* tensão de confinamento

Avaliando os resultados dos diferentes corpos de prova observa-se que os mesmos são coerentes para os mesmos níveis de tensão confinante. Porém verifica-se que o resultado obtido para o ensaio CHg-1 foi discrepante, apresentando um valor de condutividade hidráulica praticamente duas vezes maior do que o esperado pela tendência da linha com os resultados dos ensaios com as outras duas amostras. Através da análise dos índices de vazios das amostras não é possível justificar tal diferença assim como não foram identificadas visualmente particularidades neste corpo de prova. Verifica-se também uma forte influência da tensão confinante na condutividade hidráulica. O aumento da tensão efetiva provavelmente afeta a estrutura do solo, fechando ou diminuindo os poros maiores por onde ocorre o fluxo.

Os altos índices de vazios iniciais das amostras e o formato da curva de tendência para a relação teor de umidade *versus* sucção reforçam esta hipótese. O solo ensaiado apresenta condutividade hidráulica em ordem de grandeza característica de solo arenoso típico, embora

apresente em sua composição granulométrica predominantemente materiais finos. O aumento da tensão confinante afeta principalmente a macroestrutura do solo, comprimindo os grumos e torrões existentes contra si, fechando os vazios entre os mesmos.

Os ensaios com os corpos de prova CHg-2 e CHg-3 indicam também uma redução do valor de k_{sat} com o tempo. As causas para esta ocorrência não foram avaliadas em laboratório, em ensaios de maior duração. Esta redução na condutividade hidráulica foi também encontrada por Bortoli (1999) que atribuiu tal redução à aplicação da tensão confinante no corpo de prova, a qual fechava progressivamente as fissuras. Outras variações da condutividade hidráulica com o tempo foram descritas por Maciel Filho (1991) e estas foram atribuídas aos elevados gradientes hidráulicos que geraram carreamento de partículas finas e um rearranjo das partículas, porém neste caso, o autor mantinha o gradiente hidráulico e fluxo constante durante toda a duração do ensaio, que era de mais de 45 dias.

Através dos resultados dos ensaios realizados no equipamento triaxial, com os corpos de prova saturados por contra pressão e dos ensaios realizados no permeâmetro com coluna de mercúrio é possível verificar a forte influência do índice de vazios nas obtenções do coeficiente de condutividade hidráulica.

Nos ensaios com os referidos corpos de prova, ensaiados no equipamento triaxial, verifica-se uma clara tendência da condutividade hidráulica ser maior no P-50 do que no P-40, o quais possuem índices de vazios de 1,31 e 1,50, respectivamente.

No permeâmetro com coluna de mercúrio, é possível verificar esta influência através dos ensaios realizados no mesmo corpo de prova, sob diferentes tensões de confinamento. O aumento desta tensão provoca a redução do índice de vazios, através do fechamento dos espaços vazios entre os grumos de material fino. Estes vazios que são progressivamente fechados com o aumento da tensão confinantes são responsáveis pela elevada condutividade hidráulica encontrada nos solos.

5.2.2 Ensaios de Campo

Os ensaios de campo para a determinação da condutividade hidráulica compreendem os ensaios com Permeâmetro de Guelph, Piezômetros e Infiltrômetro de Anel Duplo. Ao todo

foram realizados quatro ensaios com o Permeômetro de Guelph, foram instalados três piezômetros para realizar medições e foi executado um ensaio com o Infiltrômetro de Anel Duplo.

5.2.2.1 Permeômetro de Guelph

O procedimento utilizado para a realização dos ensaios com Permeômetro de Guelph encontra-se descrito na Seção 4.3.2.1. Neste procedimento, ressalta-se a utilização de três cargas hidráulicas para uma maior confiabilidade nos resultados obtidos. Desta maneira foi possível determinar a condutividade hidráulica a partir de três diferentes combinações de cargas hidráulicas e ainda através do cálculo direto a partir da vazão estabilizada em cada carga hidráulica, desconsiderando-se o potencial matricial de fluxo (ϕ_m).

A Tabela 5.12 apresenta as cotas onde foram realizados os ensaios com as respectivas propriedades de cada ensaio (profundidade, teor de umidade no fundo do furo e cargas hidráulicas utilizadas). Cada ensaio é identificado de acordo com a cota na qual foi executado.

Tabela 5.12: Dados característicos dos ensaios com permeômetro de Guelph

Cota ensaio (m)	Profundidade (cm)	Teor de umidade inicial (%)	Cargas Hidráulicas (cm)		
			<i>H1</i>	<i>H2</i>	<i>H3</i>
347	70	47	5	10	17
350	85	49	5	10	15
361	100	44	5	12	20
361,5	55	45	5	10	15

As Figuras 5.7 a 5.10 apresentam a variação da vazão com o tempo para os ensaios realizados.

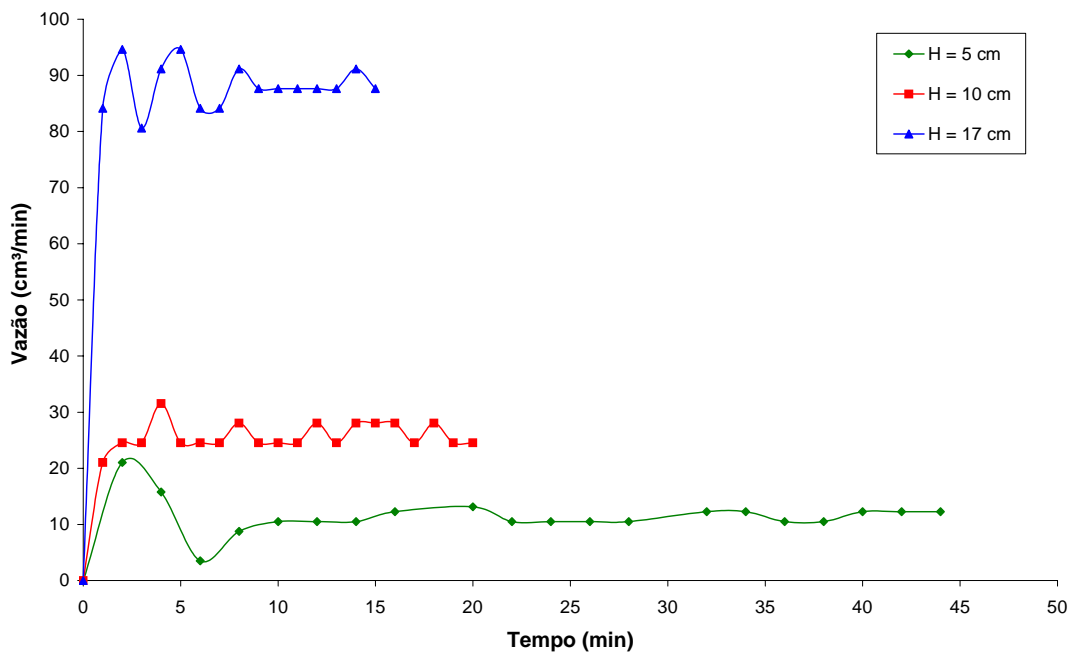


Figura 5.7: Variação da vazão com o tempo – Permeâmetro de Guelph cota 347 m

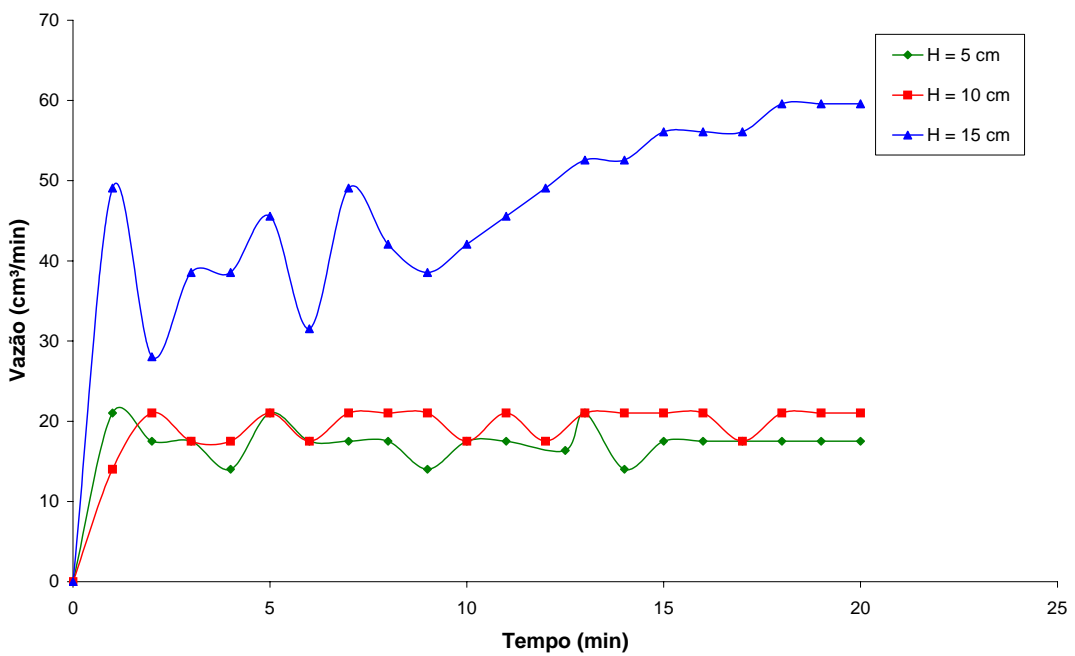


Figura 5.8: Variação da vazão com o tempo – Permeâmetro de Guelph cota 350 m

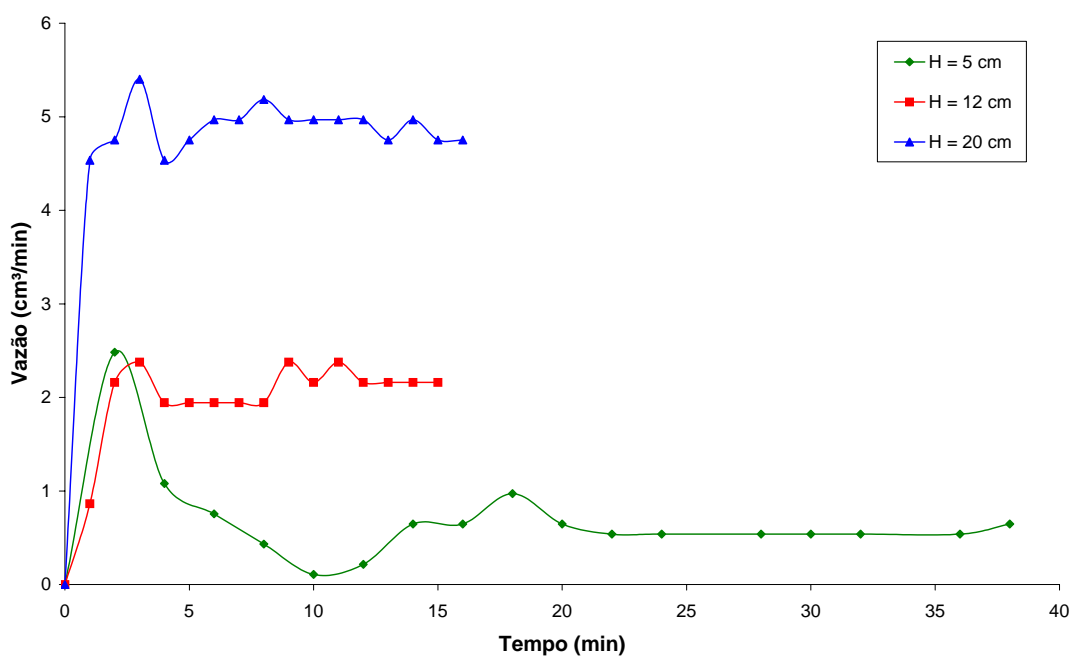


Figura 5.9: Variação da vazão com o tempo – Permeâmetro de Guelph cota 361 m

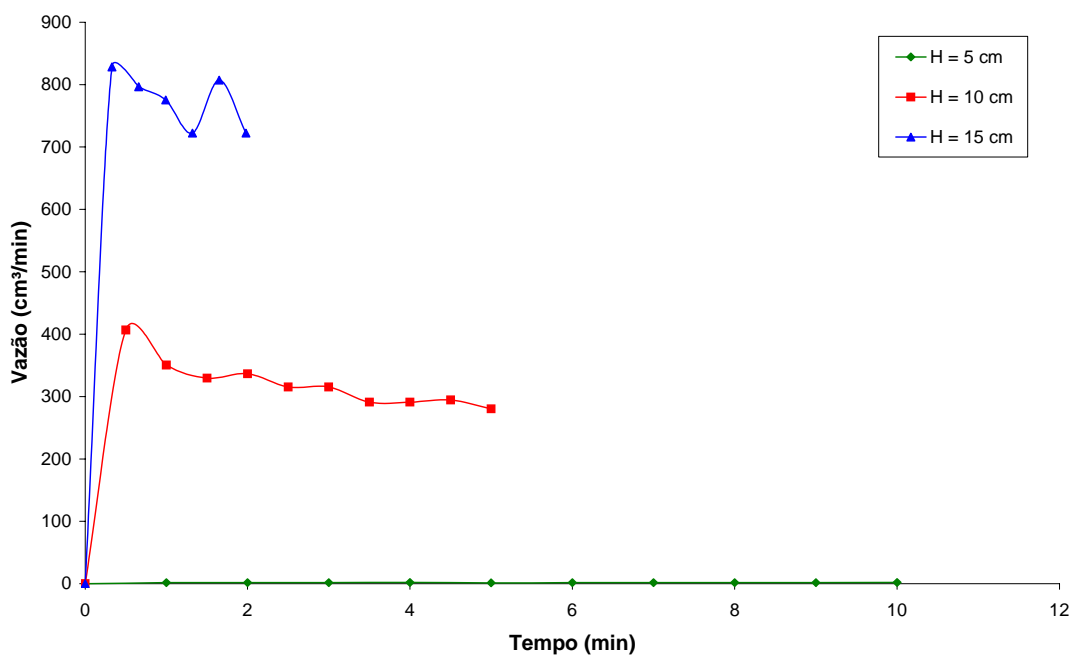


Figura 5.10: Variação da vazão com o tempo – Permeâmetro de Guelph cota 361,5 m

A partir dos gráficos apresentados podemos perceber uma grande variação na vazão em função do tempo no início das leituras para cada carga hidráulica. Este fato é devido ao

preenchimento do furo com água do reservatório. A partir do valor máximo da vazão, esta tem uma redução e conforme o solo vai se tornando saturado, a vazão aumenta, até se atingir a condição de saturação em campo, onde a vazão atinge um valor estável. A estabilização da vazão apenas não foi atingida no ensaio da cota 361,5 m para a carga hidráulica de 15 cm. Nesta carga hidráulica a alta vazão fez com que o reservatório do permeâmetro se esvaziasse, impedindo o prosseguimento das leituras.

A partir da vazão estabilizada se procedem os cálculos para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada de campo (k_{fs}) e do potencial matricial de fluxo (ϕ_m). A Tabela 5.13 apresenta os valores de vazão estabilizada para cada carga hidráulica e as Tabelas 5.14 e 5.15 apresentam os valores calculados de k_{fs} e ϕ_m para as três combinações de cargas hidráulicas nos quatro ensaios realizados.

Tabela 5.13: Vazões estabilizadas para as cargas hidráulicas nos ensaios com Permeâmetro de Guelph

Ensaio	cota 347 m			cota 350 m			cota 361 m			cota 361,5 m		
Carga hidráulica (cm)	5	10	17	5	10	15	5	12	20	5	10	15
Q_{est} (cm ³ /s)	0,204	0,428	1,480	0,292	0,350	0,993	0,010	0,036	0,080	0,030	4,81	12,51

Tabela 5.14: k_{fs} e ϕ_m para os ensaios com Permeâmetro de Guelph nas cotas 347 m e 350 m

Ensaio	cota 347 m			cota 350 m		
Combinação de cargas hidráulicas	H1 e H2	H1 e H3	H2 e H3	H1 e H2	H1 e H3	H2 e H3
k_{fs} (cm/s)	$7,5 \times 10^{-4}$	$2,4 \times 10^{-3}$	$1,6 \times 10^{-3}$	$-3,9 \times 10^{-5}$	$1,9 \times 10^{-3}$	$9,6 \times 10^{-4}$
ϕ_m (m ⁻¹)	$9,1 \times 10^{-4}$	$-1,48 \times 10^{-2}$	$-4,07 \times 10^{-3}$	$7,7 \times 10^{-3}$	$-1,3 \times 10^{-2}$	$1,9 \times 10^{-3}$

Tabela 5.15: k_{fs} e ϕ_m para os ensaios com Permeâmetro de Guelph nas cotas 361 m e 361,5 m

Ensaio	cota 361 m			cota 361,5 m		
	H1 e H2	H1 e H3	H2 e H3	H1 e H2	H1 e H3	H2 e H3
Combinação de cargas hidráulicas						
k_{fs} (cm/s)	$5,3 \times 10^{-5}$	$6,7 \times 10^{-5}$	$6,1 \times 10^{-5}$	$2,0 \times 10^{-2}$	$2,3 \times 10^{-2}$	$2,2 \times 10^{-2}$
ϕ_m (m^{-1})	$1,7 \times 10^{-5}$	$-1,6 \times 10^{-4}$	$-2,7 \times 10^{-4}$	$-1,15 \times 10^{-1}$	$-1,4 \times 10^{-1}$	$-1,2 \times 10^{-1}$

Nos resultados apresentados nas Tabelas 5.14 e 5.15 houve a obtenção de alguns valores negativos do potencial matricial de fluxo em diversas combinações de cargas hidráulicas e também em um dos resultados de coeficiente de condutividade hidráulica. A recomendação do manual do equipamento quando ocorre este fato é repetir-se o ensaio. Devido à dificuldade de conseguir um furo de sondagem aceitável para a execução do ensaio e a grande incidência de valores negativos de ϕ_m decidiu-se pelo tratamento dos resultados assim como foram obtidos. Uma provável causa para a alta incidência de valores não coerentes de ϕ_m é a heterogeneidade encontrada no solo coluvionar, o que resulta em vazões estabilizadas sem uma proporção adequada ao método de interpretação do ensaio, para as diferentes cargas hidráulicas no mesmo ensaio.

Como citado na Seção 4.3.1.3, os resultados foram também interpretados desconsiderando-se a parcela referente ao potencial matricial de fluxo. Para cada carga hidráulica foi calculado o valor do coeficiente de condutividade hidráulica (k_{fs}). Esta interpretação considerou o solo com um elevado grau de saturação, onde a sucção na frente de saturação é bastante baixa. Esta interpretação apóia-se no fato de que os valores de teor de umidade encontrados nas amostras deformadas obtidas do fundo dos furos, cerca de 44% de umidade gravimétrica, correspondem a um valor de sucção menor do que 10 kPa (trecho não coberto pelo método do papel filtro). As Tabelas 5.16 e 5.17 apresentam os valores de k_{fs} obtidos a partir desta interpretação.

Tabela 5.16: k_{fs} para os ensaios com Permeômetro de Guelph nas cotas 347 m e 351 m

Ensaio	cota 347 m			cota 351 m		
Carga hidráulica	H1	H2	H3	H1	H2	H3
k_{fs} (cm/s)	$8,3 \times 10^{-4}$	$7,6 \times 10^{-4}$	$1,3 \times 10^{-3}$	$1,4 \times 10^{-3}$	$7,6 \times 10^{-4}$	$1,2 \times 10^{-3}$

Tabela 5.17: k_{fs} para os ensaios com Permeômetro de Guelph nas cotas 361 m e 361,5 m

Ensaio	cota 361 m			cota 361,5 m		
Carga hidráulica	H1	H2	H3	H1	H2	H3
k_{fs} (cm/s)	$6,2 \times 10^{-5}$	$6,0 \times 10^{-5}$	$6,1 \times 10^{-5}$	$1,2 \times 10^{-4}$	$8,6 \times 10^{-3}$	$1,3 \times 10^{-2}$

Os resultados apresentados demonstraram uma grande dispersão entre os diferentes locais de ensaio, variando entre $6,2 \times 10^{-5}$ cm/s até $1,3 \times 10^{-2}$ cm/s. Houve também uma grande dispersão no ensaio da cota 361,5 m onde a diferença do k_{fs} obtido nas cargas hidráulicas de 5 cm e 15 cm foi de aproximadamente 100 vezes. Estes fatos demonstram a sensibilidade do equipamento à heterogeneidade do solo.

As interpretações utilizadas para este ensaio consideram o solo como homogêneo e isotrópico, condições dificilmente encontradas em solos coluvionares. Este fato, aliado ao reduzido tamanho do furo que está sendo testado, torna os resultados dos ensaios muito sensíveis a pequenas interferências oriundas de descontinuidades no solo.

5.2.2.2 Piezômetros

Para a execução dos ensaios com piezômetros foram utilizados os equipamentos instalados em campo, descritos na Seção 4.3.2.2, onde também é descrito o procedimento utilizado para a realização do ensaio.

Através das medidas realizadas com os piezômetros instalados, foram determinadas a condutividade hidráulica do solo nas cotas 347 m e 360 m. Na cota 347 m, foi realizada a determinação da condutividade hidráulica através de aplicação de carga hidráulica constante e variável, e na cota 361 m foram realizadas leituras apenas com carga variável.

No piezômetro da cota 350 m não foi possível determinar a condutividade hidráulica pois a vazão atingida pela mangueira utilizada, embora fosse considerável, era insuficiente para preencher o piezômetro até uma carga hidráulica que permitisse a realização de leituras. Para cálculo da condutividade hidráulica (semiquantitativa) considerou-se uma condição de carga constante no topo do tubo de PVC de 25 mm, ou seja, ligeiramente acima da superfície do terreno, com a vazão determinada em campo neste ponto (naturalmente a condutividade hidráulica do solo neste ponto é ainda maior do que o resultado obtido desta forma).

A Tabela 5.18 apresenta os dados característicos dos piezômetros instalados como profundidade e comprimento do filtro de areia (L_{fa}) e os valores de condutividade hidráulica obtidos a partir do ensaio. São apresentados os valores obtidos a partir das modalidades de ensaio de carga variável (CV) e carga constante (CC). $H1$ e $H2$ na tabela significam as cargas hidráulica inicial e final, respectivamente. Para ensaios com carga constante $H1$ e $H2$ assumem o mesmo valor.

Tabela 5.18: Dados característicos e resultados obtidos nos ensaios realizados com piezômetros

Cota ensaio (m)	Profundidade (cm)	L_{fa} (cm)	Modalidade de ensaio	$H1$ (cm)	$H2$ (cm)	K_{fs} (cm/s)
347	105	35	CV	150,5	122	$1,9 \times 10^{-2}$
347	105	35	CC	90	90	$1,5 \times 10^{-2}$
350	90	27	CC	<90	<90	$>2,2 \times 10^{-2}$
361	95	21	CV	127,5	99	$6,4 \times 10^{-3}$

Os resultados obtidos demonstram uma certa coerência entre si. Todos os resultados obtidos foram bastante elevados, provavelmente devido à influência da macroestrutura do solo, pois

os piezômetros englobam um volume de solo consideravelmente maior que os demais ensaios realizados.

5.2.2.3 Infiltrômetro de Anel Duplo

O equipamento e procedimento utilizado para a realização dos ensaios com infiltrômetro de Anel Duplo encontram-se apresentados na Seção 4.3.2.3. Foi realizado o ensaio, na cota 365 m, sob duas condições diferentes: i) anel instalado na superfície com infiltração sob condição natural do terreno; ii) com o anel instalado na mesma posição, infiltração realizada após remoção da camada orgânica formada por folhas, gramíneas e vegetais em decomposição (“serrapilheira”).

As medidas de taxa de infiltração instantânea *versus* tempo, para as duas condições de ensaio estão apresentadas na Figura 5.11. A partir do trecho final da curva, onde a taxa de infiltração tende a estabilizar, determina-se o valor da taxa de infiltração estabilizada, a partir da qual é possível calcular o coeficiente de condutividade hidráulica.

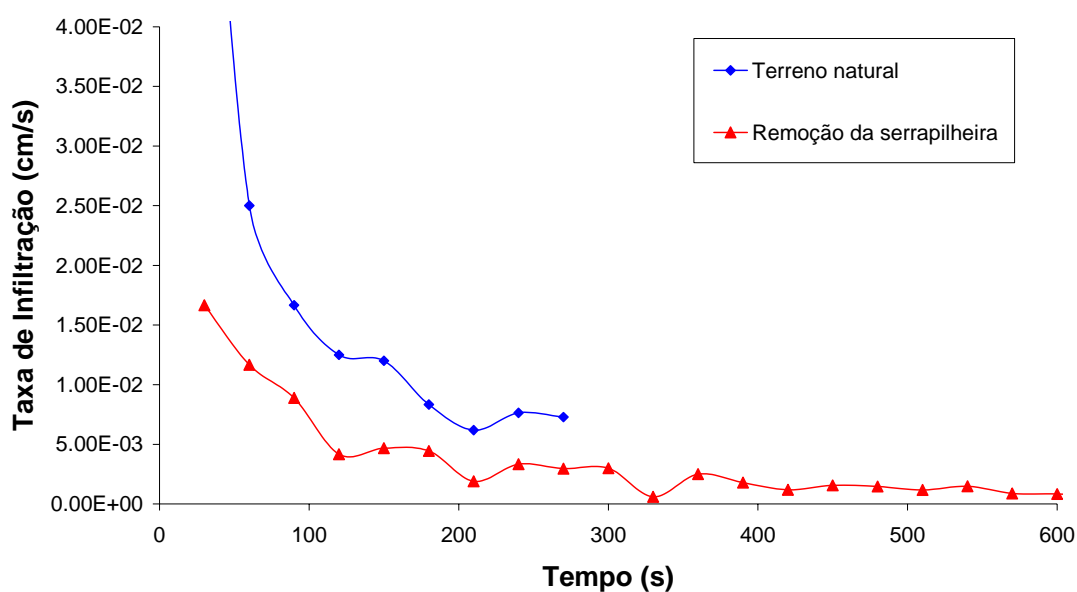


Figura 5.11: Taxa de infiltração x Tempo. Ensaio de infiltrômetro de anel duplo

Para o ensaio na condição do terreno natural obteve-se $Ia=7,0 \times 10^{-3}$ cm/s e para o ensaio com a remoção da “serrapilheira” obteve-se $Ia=7,5 \times 10^{-4}$ cm/s.

Devido a dificuldades da localização da profundidade da frente de umedecimento (L_f) durante o ensaio, após a estabilização da taxa de infiltração, a condutividade hidráulica foi determinada segundo duas hipóteses, para $L_f=20$ cm e para $L_f=50$ cm. A sucção medida através dos tensiômetros foi de aproximadamente 5 kPa no início do ensaio. Ao final do ensaio os tensiômetros não apresentavam mais medidas de sucção, evidenciando a saturação do solo em volta dos mesmos. Durante o ensaio não foi possível monitorar a variação da sucção em tempo real devido às diferentes tarefas a serem executadas, como preenchimento dos anéis, leituras do nível de água e anotações. Porém a resposta dos tensiômetros não é imediata, e a ausência deste monitoramento não afeta a qualidade dos resultados obtidos no ensaio realizado.

A Tabela 5.19 apresenta os resultados de coeficiente de condutividade hidráulica a partir destas medições de considerações.

Tabela 5.19: Condutividade hidráulica determinada a partir dos ensaios com infiltrômetro de anel duplo

Condição	L_f (cm)	k_{fs} (cm/s)
Natural	20	$1,8 \times 10^{-3}$
	50	$3,1 \times 10^{-3}$
Remoção da “Serrapilheira”	20	$1,9 \times 10^{-4}$
	50	$3,3 \times 10^{-4}$

Os resultados obtidos apresentaram pouca influência em relação à profundidade da frente de saturação estimada. A não determinação ou a determinação não precisa deste parâmetro não afeta significativamente a precisão dos resultados obtidos.

Para os ensaios com a remoção da “serrapilheira” ocorreu uma diminuição de praticamente uma ordem de grandeza (10 vezes) na condutividade hidráulica em relação à determinação para o terreno na condição natural. Este fato provavelmente é decorrente do amolgamento

superficial do solo, provocado pela remoção manual das folhas e vegetação superficiais no interior do anel.

5.2.3 Apanhado Geral dos Resultados de k a partir dos Diferentes Métodos de Obtenção

Ensaio com permeâmetro de Guelph determinaram valores de k_{fs} com uma ampla faixa de variação, entre $6,0 \times 10^{-5}$ e $1,3 \times 10^{-2}$ cm/s. Esta variação está associada à heterogeneidade do solo e descontinuidades presentes no maciço (macroestrutura).

Ensaio com piezômetros obtiveram valores elevados de k_{fs} , o que pode ter sido influenciado pela elevada carga hidráulica necessária para a execução dos ensaios. Estes ensaios obtiveram valores de k_{fs} entre $6,2 \times 10^{-3}$ e $1,9 \times 10^{-3}$ cm/s.

O ensaio com o infiltrômetro de anel duplo proporcionou a medida da taxa de infiltração da superfície do terreno. Correlacionado a taxa de infiltração com a condutividade hidráulica, foram obtidos valores limites de $1,8 \times 10^{-3}$ e $3,1 \times 10^{-3}$ cm/s, considerando a profundidade da frente de saturação de 20 cm e 50 cm respectivamente, uma vez que não foi possível a determinação desta durante o ensaio.

Ensaio de laboratório apresentaram valores geralmente inferiores dos obtidos em ensaios de campo, os resultados obtidos variaram entre $2,5 \times 10^{-4}$ e $5,4 \times 10^{-3}$ cm/s.

6 ESTUDO DO FLUXO DE ÁGUA E ESTABILIDADE DO TALUDE

São apresentadas neste capítulo as simulações numéricas de fluxo de água realizadas no perfil do talude em estudo e uma avaliação básica da sua estabilidade. Para realizar as análises foi utilizado o programa de elementos finitos Seep/W da empresa canadense *GEO-SLOPE International, Ltd.*

6.1. ANÁLISE DO FLUXO DE ÁGUA NO TALUDE

6.1.1 Modelagem

A partir das características geométricas, geológicas e hidráulicas descritas nos Capítulos 3 e 5, foi definido um perfil geotécnico simplificado do talude em estudo. Basicamente este perfil consistiu de uma camada de solo coluvionar com espessura de dois metros sobre a rocha, considerada impermeável nas análises. Esta espessura de camada foi obtida a partir de observações diretas da cicatriz do escorregamento e de sondagens a trado realizadas nas laterais da cicatriz. A encosta estudada enquadra-se como uma encosta com solo sobreposto ao maciço impermeável, conforme estudo de Vargas *et al.* figura 2.6 c). Conforme o autor, esta geometria favorece a geração de poro-pressão no topo ou na base do talude.

O perfil do talude obtido a partir da topografia (Figura 3.9) serviu de base para o desenho da malha de elementos finitos do perfil de solo. Foi utilizada a mesma escala nas direções horizontal e vertical.

A relação entre camada de solo utilizada na modelagem e a superfície atual do terreno foi considerada de acordo com observações realizadas em campo. Na parte superior do trecho do talude modelado, entre as cotas 369 m (início da malha) e 361 m o terreno não foi afetado pela ruptura. Assim a camada de solo foi considerada com 2,0 m abaixo da superfície atual. Sendo feita uma transição entre as cotas 361 m e 353 m, a partir da qual a linha topográfica de

campo representava a camada exposta de rocha, portanto foi considerado a camada de solo com 2,0 m acima deste contato.

A espessura da camada de solo foi medida através da diferença de cotas entre o interior da cicatriz, onde há rocha exposta e a cota da camada de solo adjacente à cicatriz. Sondagens a trado também foram utilizadas como indicativos da espessura da camada de solo. Vale ressaltar que essa espessura apresentava algumas variações em sua condição natural, entre cerca de 1,90 - 2,30 m. Considerando que esta variação não é muito significativa nos resultados das análises, foi adotada, por simplicidade, uma espessura constante igual a 2,0 m, seguindo a topografia medida.

A malha de elementos finitos foi desenhada conforme recomendações do manual de usuário do software, para melhor precisão e rapidez nos cálculos. A grade utilizada para aproximação (ferramenta snap grid) foi de 20 cm. Foi utilizada preferencialmente malha quadrangular, com definições a cada quebra de declividade do perfil aproximado do talude. As colunas de elementos possuíam orientação vertical e as linhas possuíam orientação de acordo com a declividade do talude no seu respectivo trecho. A malha de elementos finitos obtida a partir destes procedimentos é apresentada na Figura 6.1.

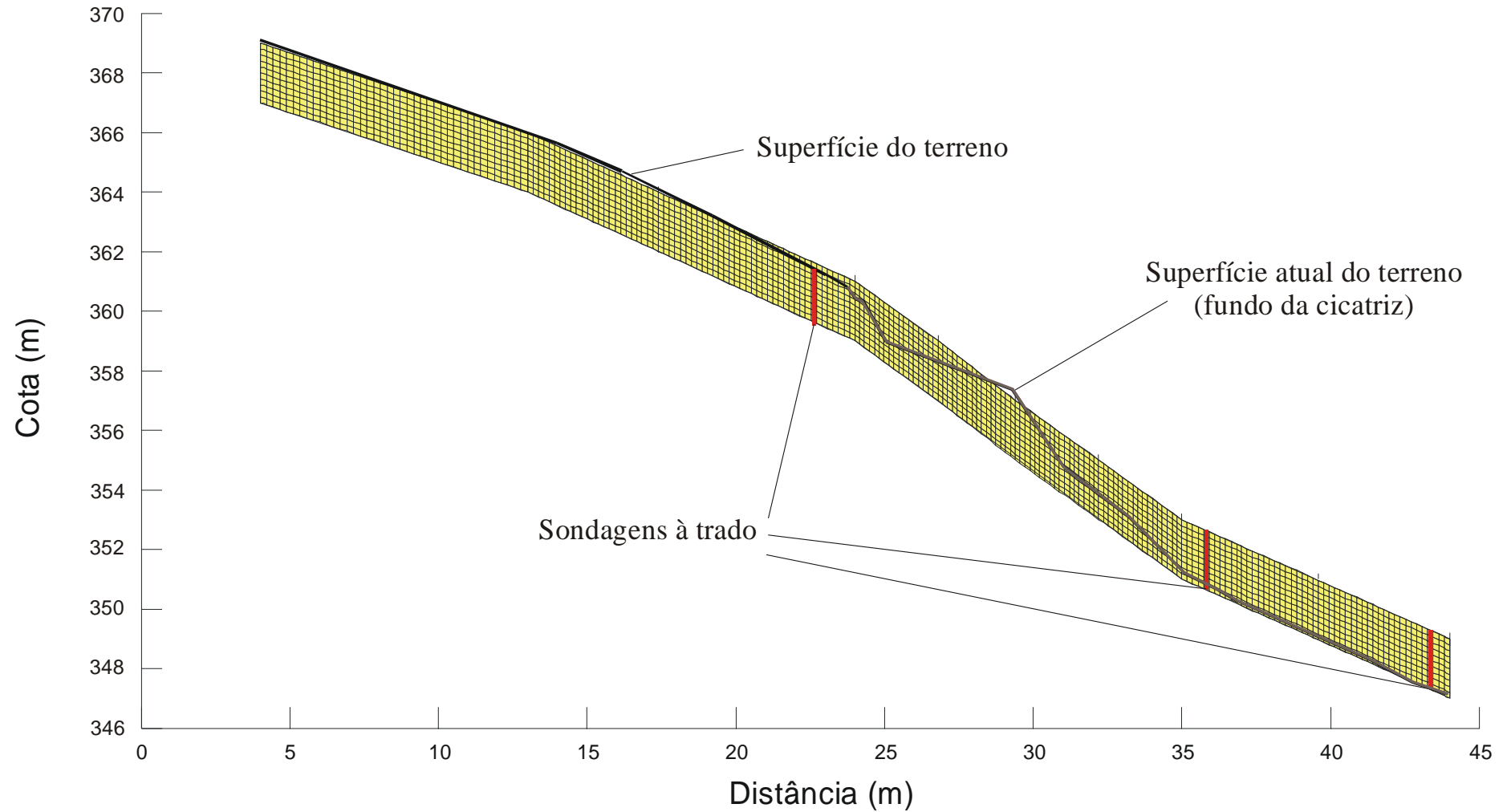


Figura 6.1: Malha de elementos finitos utilizada para a análise de fluxo

O coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada, adotado para as análises de fluxo foi obtido a partir da compilação dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados em piezômetros de tubo aberto, infiltrômetro de anel duplo e ensaios de laboratório, apresentados no Capítulo 5. Como discutido anteriormente, os ensaios com piezômetros tendem a majorar o valor da condutividade hidráulica devido à maior carga hidráulica necessária para a execução dos mesmos. Por outro lado, os ensaios realizados em laboratório refletem a condutividade hidráulica da matriz de solo, não considerando descontinuidades presentes no maciço como trincas, raízes e blocos de rocha. Os ensaios com infiltrômetros de anel duplo abrangem uma área da superfície de solo considerável, tendo uma boa representatividade da condutividade hidráulica do maciço. Considerando as condições particulares de cada ensaio e os resultados obtidos, o valor do coeficiente de condutividade hidráulica, adotado para as análises de fluxo, da camada de solo coluvionar depositado na encosta em estudo foi de $3,0 \times 10^{-3}$ cm/s. O substrato rochoso, imediatamente abaixo da camada de solo coluvionar, foi considerado impermeável.

O nível freático inicial adotado nas análises foi considerado no contato entre o solo coluvionar e o substrato rochoso. Esta condição foi observada em campo em sondagens a trado, onde foi verificada uma pequena lâmina de água junto a este contato.

As análises realizadas foram do tipo transiente. A curva que representa a relação entre teor de umidade volumétrico e sucção do solo coluvionar (linha de tendência), apresentada no Capítulo 5 foi introduzida no software para que o mesmo considerasse a capacidade de retenção de água do solo. A partir desta curva foi estimada a condutividade hidráulica em função da sucção (condição não saturada), através de uma ferramenta disponível no próprio software. Esta ferramenta oferece a possibilidade de utilizar três diferentes modelos: i) Fredlund e Xing (1994), ii) Green e Corey (1971) e iii) van Genuchten (1980).

É importante ressaltar que a relação entre teor de umidade e sucção do solo coluvionar estudado foi determinada através do método do papel filtro. Este método não permite medir tal relação entre 0 kPa e 10 kPa com razoável precisão, onde se encontra o primeiro valor de entrada de ar deste solo. Para determinar a tendência da relação entre teor de umidade e sucção na faixa de sucção de 0 a 10 kPa foi utilizado um ajuste do próprio software. O trecho em questão tem importância significativa nas análises uma vez que o software considera a poro pressão de maneira linear, tanto quando a mesma for positiva (abaixo do nível freático)

como negativa (sucção, acima do nível freático). Sendo, portanto toda a porção de solo até cerca de 1 metro acima do nível freático influenciada por estes níveis de sucção.

A Figura 6.2 a) apresenta o gráfico do teor de umidade volumétrica versus sucção do solo, no trecho considerado pelo software. A Figura 6.2 b) apresenta a condutividade hidráulica em função da sucção, definida de acordo com o modelo proposto por Fredlund e Xing (1994), que foi o modelo utilizado para as análises.

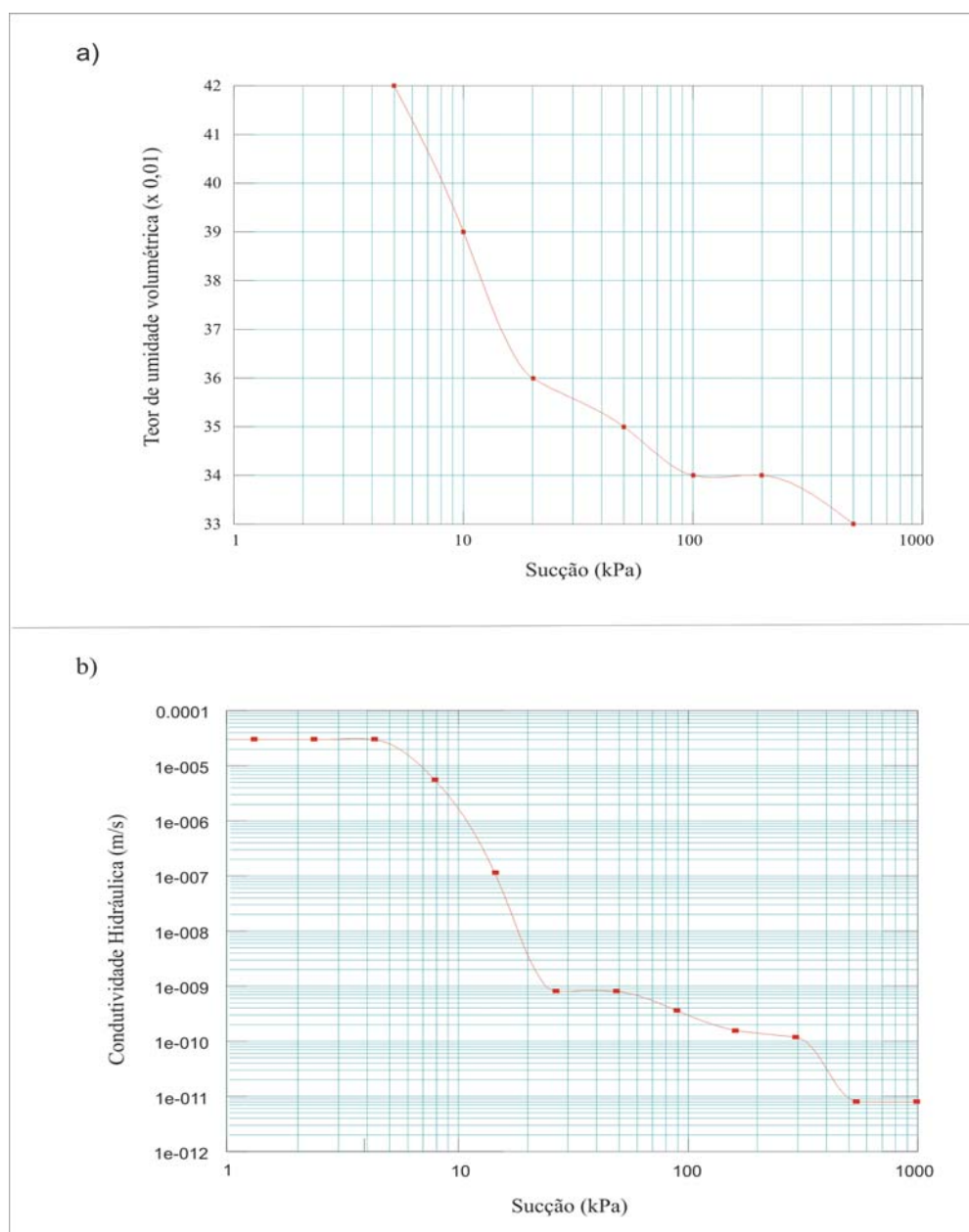


Figura 6.2: a) Curva da relação entre teor de umidade volumétrico e sucção; b) Condutividade hidráulica em função da sucção

6.1.2 Análises de fluxo

A partir da malha de elementos finitos, descrita na seção anterior, foi realizada a análise de fluxo considerando as características de chuva medidas em campo no evento de dezembro de 2000.

Segundo Azambuja et al. (2001), o pluviômetro situado na cidade de São Vendelino registrou uma chuva de 150 mm em um tempo de aproximadamente duas horas. A chuva considerada na análise foi constante, com duração de duas horas e intensidade de 75 mm/h. Na análise não foi considerada uma chuva menos intensa antecedente a esta chuva, pois segundo aqueles autores, não houve chuva precedente.

A condição de contorno do software para simular a chuva no talude foi através de um fluxo unitário com o valor da intensidade da chuva observada. O limite lateral superior da malha (face vertical na cota 369 m) e o contato do solo coluvionar com a rocha foram considerados impermeáveis.

No controle de análises transientes do software Seep/W, o tempo total da análise é discretizado em uma série de análises em incrementos de tempo menores. É necessário determinar os intervalos de tempo entre os cálculos e é possível selecionar os resultados intermediários a serem salvos. Através desta ferramenta, é possível avaliar as condições do fluxo e nível de água no talude, entre outros parâmetros, em diferentes intervalos de tempo durante simulação da precipitação.

A discretização da análise foi realizada com intervalos de tempo de 6 minutos (360 segundos). Foi verificada a elevação do nível freático no interior do talude a partir de 36 minutos e no final da análise, aos 120 minutos o talude encontrava-se saturado em toda sua espessura em praticamente toda a extensão considerada, como apresentado na Figura 6.3. Na figura, os contornos de cores representam os níveis de poro-pressão. As zonas com coloração azul representam poro pressão negativa (sucção). A linha branca representa o nível de água, onde a poro-pressão é nula, sendo que abaixo desta linha, a poro pressão aumenta linearmente até a base da camada de solo.

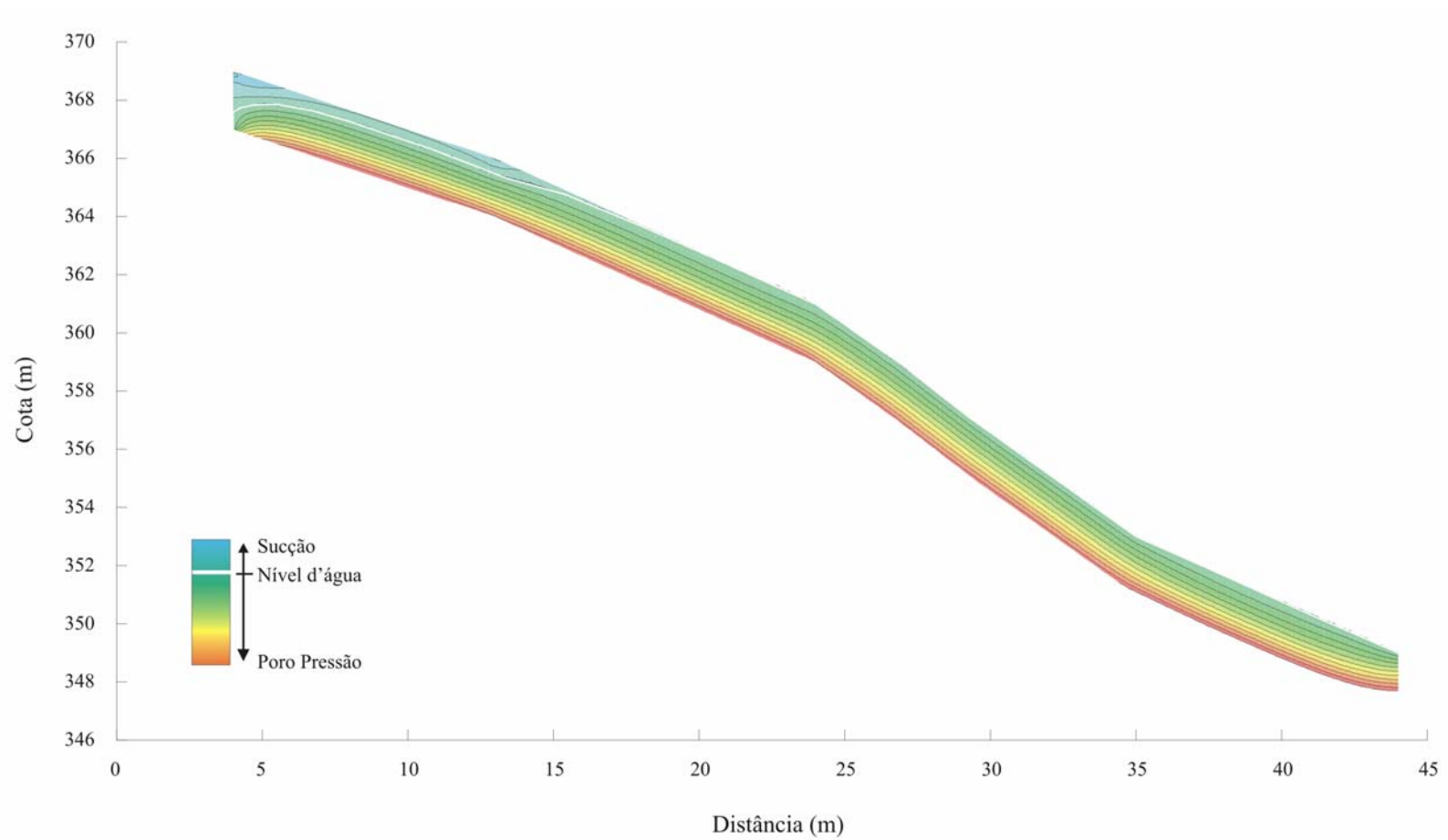


Figura 6.3: Contornos de pressão ao final das 2 horas de precipitação de 75 mm/h

Através dos dados obtidos na análise, foi determinada a variação do nível freático com o tempo. A Figura 6.4 apresenta o gráfico da variação do nível de água no interior do talude em função do tempo. Foi avaliada a variação do NA nas cotas 351 m, 359 m e 366 m. A variação do NA é representada pelo parâmetro “m” que é a relação da altura do NA no interior da camada de solo (z_w) e a espessura da camada de solo (z). Vale ressaltar que Z_w é a elevação do nível de água, medido a partir da base da camada de solo representada no talude infinito (Figura 6.5).

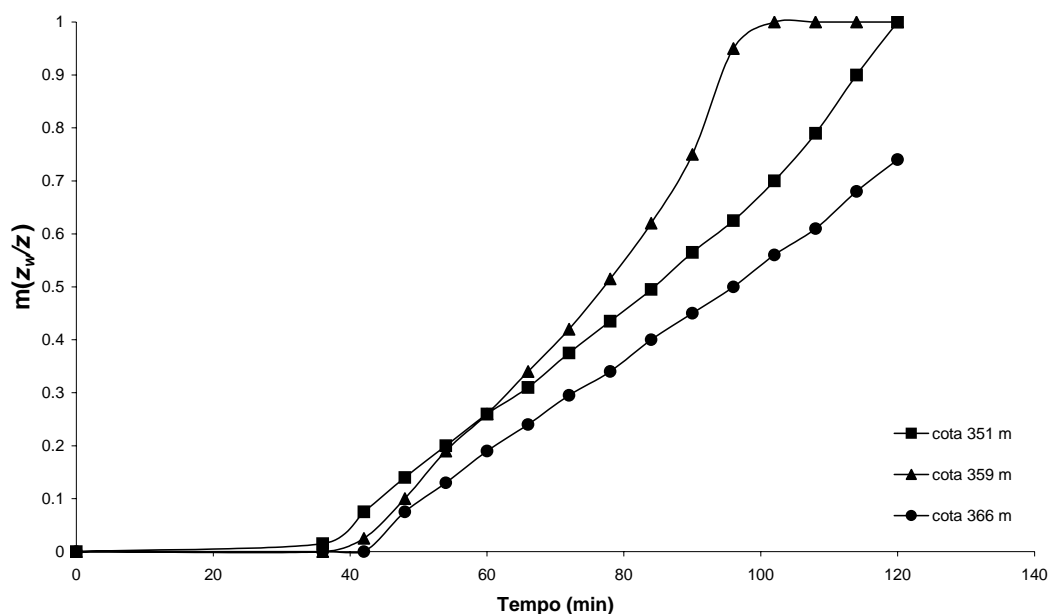


Figura 6.4: Elevação do nível de água no talude em função do tempo, sob uma precipitação de 75 mm/h, tempo total de 2 horas

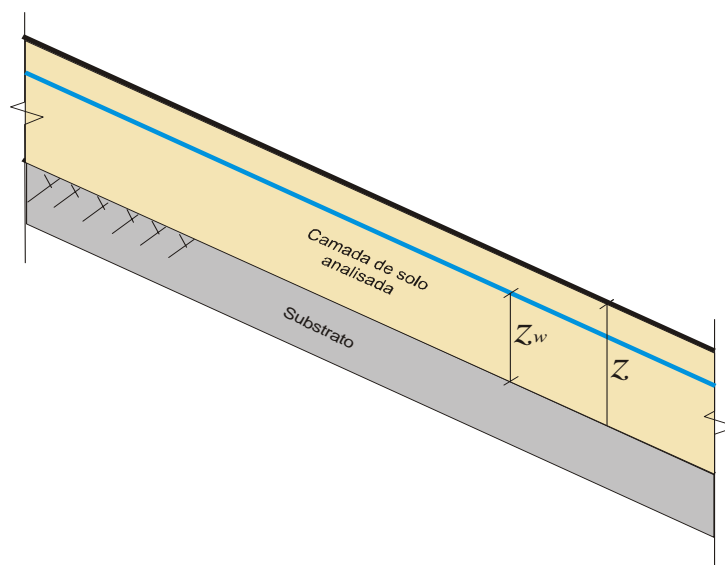


Figura 6.5: Determinação do parâmetro “m”

No gráfico se observa que na cota 359 m a saturação completa do talude ocorre antes do que na cota 351 m. Na Figura 6.1 pode-se observar que a cota 359 m representa o trecho da malha com maior declividade. Este é um resultado interessante, já que se esperava que os gradientes mais altos nessa região levassem a uma maior velocidade de fluxo e, conseqüentemente, menor altura do nível de água.

6.2. ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO TALUDE

A partir dos dados obtidos com as análises de fluxo, da geometria do talude definida na seção 6.1 e com os parâmetros geomecânicos do solo é possível analisar a estabilidade do talude em função do nível de água em seu interior.

Para as análises de estabilidade, foi utilizado o modelo para taludes infinitos. Este método foi selecionado devido a sua simplicidade e aplicabilidade, uma vez que o método representa bem o talude em estudo, onde considera-se a massa de solo deslizando sobre a superfície de ruptura, no caso o contato entre o solo e o substrato rochoso. A partir da Equação 6.1 é realizado o cálculo do fator de segurança para taludes infinitos

$$FS = \frac{c' + (\gamma_t - m \cdot \gamma_w) \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad [6.1]$$

Onde:

c' – intercepto coesivo;

γ_t – peso específico do solo;

m – relação entre a altura do nível de água e espessura de solo (z_w/z);

γ_w – peso específico da água;

z – espessura de solo;

ϕ' – ângulo de atrito interno do solo;

β - inclinação do talude.

Os parâmetros de resistência utilizados para a análise de estabilidade foram obtidos por Silveira (2006) através de ensaios de cisalhamento direto. O autor realizou também ensaios triaxiais para estudo da resistência deste solo, porém a envoltória obtida em sua pesquisa até o momento majora o intercepto coesivo da envoltória de ruptura. Este fato provavelmente seja devido aos valores de tensão de confinamento utilizados nos ensaios serem relativamente elevados, uma vez que a tensão de confinamento mínima para estes ensaios, no laboratório onde foram realizados é de 30 kPa. A Tabela 6.1 apresenta os valores dos parâmetros de resistência obtidos por Silveira (2006).

Tabela 6.1: Parâmetros de resistência do solo coluvionar em estudo (Silveira, 2006)

Ensaio	ϕ' (°)	c' (kPa)
Cisalhamento direto*	29,3	9,3
Triaxial CID e CID-U**	26,7	14,9

* Ensaios realizados em tensões normais de 25, 35, 50, 75 e 100 kPa, com amostras extraídas em anéis na cota 360 m.

** Ensaios triaxiais CID realizados com tensões confinantes de 30, 50 e 75 kPa e ensaios triaxiais CID-U realizados com tensões confinantes de 40, 50 e 75 kPa. Amostras extraídas em mini-blocos na cota 365 m.

O peso específico utilizado para o solo foi determinado a partir da média dos pesos específicos aparentes dos corpos de prova indeformados, utilizados nos ensaios para determinação da faixa de variação entre sucção e teor de umidade volumétrico e dos ensaios condutividade hidráulica em laboratório. O valor do peso específico adotado foi de 15,8 kN/m³.

Como inclinação do talude foi utilizada a inclinação média no trecho mais íngreme do talude, com o valor de 36,0° e a inclinação média de todo o trecho do talude considerado na malha de elementos finitos utilizada na análise de fluxo, que é de 26,6°. A espessura de solo considerada foi de 2 metros.

Os resultados do fator de segurança são apresentados na Tabela 6.2. Na tabela a relação m varia entre de 0 e 1 em estágios de 0,1.

Tabela 6.2: Fator de segurança para diferentes condições de nível de água no talude ($\gamma_t=15,8$ kN/m³, $\phi'=28,8^\circ$ e $c'=9,3$ kPa)

$\beta \backslash m$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
36,0°	1,29	1,34	1,29	1,24	1,20	1,15	1,10	1,05	1,00	0,95	0,90
26,6°	1,86	1,79	1,72	1,65	1,57	1,50	1,43	1,36	1,29	1,22	1,14

Como visto na Tabela 6.2, o talude, em seu trecho mais inclinado atinge um fator de segurança igual a unidade quando o nível freático atinge 80% de sua altura, no caso 1,6 metros. Já ao considerar a inclinação média do talude, o talude estaria próximo ao limite de estabilidade ao atingir a saturação.

Se o comportamento do talude em relação a sua estabilidade segue realmente este modelo, o ponto crítico para o início de um movimento é o trecho mais íngreme que além de apresentar maiores tensões cisalhantes pela maior inclinação, apresenta mais rápida elevação do nível de

água. Conforme observações de campo, a cicatriz da corrida de detrito no talude tem como sua limitação superior, a cota mais alta deste trecho de maior inclinação, o que se ajusta bem a toda modelagem realizada.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho de mestrado teve como objetivos estudar uma ruptura de talude ocorrida durante um evento de chuva torrencial em dezembro de 2000, o qual provocou dezenas de rupturas semelhantes que originaram uma série de corridas de detritos. Foram coletadas amostras de solo dos materiais que se mantiveram no local (laterais à cicatriz do movimento) e realizados ensaios de campo e laboratório.

7.1 CONCLUSÕES

As principais conclusões dos trabalhos realizados são as descritas a seguir:

- i) A partir de um levantamento topográfico de detalhe, foi feita uma determinação precisa da encosta na qual a ruptura ocorreu, tendo a mesma uma inclinação média de $26,6^\circ$ atingindo cerca de $36,0^\circ$ em um segmento. A superfície remanescente da ruptura (cicatriz) também foi medida diretamente, obtendo-se o perfil real da ruptura.
- ii) A espessura do solo pré-existente foi definida a partir dos depósitos de solo que ficaram preservados, tendo, em média, cerca de 2m de espessura.
- iii) O solo local é tipicamente um material coluvionar silto-argiloso (a porcentagem de argila variou entre 35-41% e a de silte variou entre 41-48%, com uso de defloculante) com grãos e blocos dispersos. O solo tem comportamento plástico (IP variando entre 16 e 20 e LL variando entre 54 e 60), com um índice de vazios variando entre 1,0 e 1,7, o que denota sua variabilidade local.
- iv) A curva de umidade x sucção (curva característica) que foi obtida de corpos de prova de solos indeformado, pelo método do papel filtro, tem o formato de uma sela, e pode ser dividida em três trechos distintos. Os resultados mostram que o solo apresenta um valor de entrada de ar inferior a 7 kPa. Depois deste ponto há um trecho de dessaturação até a umidade volumétrica de 35% e sucção de 30 kPa. O segundo trecho da curva corresponde a um patamar entre 30 kPa e 1500 kPa. O terceiro trecho da curva inicia entre 1000 kPa e

2000 kPa, a partir de onde o teor de umidade apresenta considerável variação com a variação da sucção.

- v) Foram realizados ensaios de campo para determinação da condutividade hidráulica utilizando piezômetros de tubo aberto, infiltrômetro de anel duplo e o permeâmetro de Guelph. Os resultados dos ensaios com o permeâmetro de Guelph apresentaram uma ampla faixa de variação (entre $6,0 \times 10^{-5}$ e $1,3 \times 10^{-2}$ cm/s).
- vi) Os ensaios com piezômetros de tubo aberto apresentaram resultados coerentes entre si, variando entre $6,2 \times 10^{-3}$ e $1,9 \times 10^{-2}$ cm/s, apresentando ordem de grandeza semelhante aos maiores valores obtidos com o permeâmetro de Guelph. O principal problema com os piezômetros de tubo aberto é a maior carga hidráulica utilizada na realização dos ensaios, fato que pode interferir nos resultados.
- vii) O ensaio com infiltrômetro de anel duplo quantificou a condutividade hidráulica da camada superior de solo, tendo sido obtidos valores de condutividade hidráulica entre $1,8 \times 10^{-3}$ e $3,1 \times 10^{-3}$ cm/s. Já ensaios com a remoção da serrapilheira apresentaram um resultado consideravelmente menor, entre $1,9 \times 10^{-4}$ e $3,3 \times 10^{-4}$ cm/s, o que mostra a elevada sensibilidade ao pequeno amolgamento provocado pela sua remoção.
- viii) Os resultados obtidos mostraram uma variação acentuada provavelmente devido às características de campo como índice de vazios alto e variável; presença de descontinuidades, blocos e raízes; solo formado por grumos silto-argilosos que são passíveis de destruição local e formação de camada menos permeável (*smear*). Além disto, a topografia íngreme local e a grande vazão requerida nos piezômetros, restringiu o número de ensaios e os locais passíveis de execução dos mesmos.
- ix) Ensaios de condutividade hidráulica em laboratório em amostras indeformadas coletadas próximas da cicatriz da ruptura, apresentaram resultados geralmente menores do que os ensaios de campo. Para a tensão de confinamento entre 30 e 40 kPa, foram obtidos os valores de condutividade hidráulica compreendidos entre $2,5 \times 10^{-4}$ e $5,4 \times 10^{-3}$. Estes resultados refletem a condutividade hidráulica da matriz silto-argilosa do solo coluvionar e sua variação é função principalmente da variabilidade no índice de vazios das amostras.

- x) Para a simulação de fluxo foi utilizado o programa de elementos finitos Seep/W. Foram considerados os dados obtidos com a topografia e observações de campo, para estabelecer o perfil estratigráfico e traçar a malha de elementos finitos para análise.
- xi) Considerando os dados de ensaios de campo e laboratório, foi adotada uma condutividade hidráulica única para a camada de solo de $3,0 \times 10^{-3}$ cm/s. A curva característica foi introduzida para considerar a capacidade de retenção de água do solo e também para estimar a condutividade hidráulica na condição não saturada, através da ferramenta disponível no software. Os dados de chuva utilizados reproduziram a tempestade medida no evento de dezembro/2000, com intensidade constante de 75 mm/h e 2 horas de duração.
- xii) Os dados obtidos do programa mostraram uma progressiva elevação do nível freático durante o período chuvoso, sendo a elevação mais pronunciada no trecho de maior inclinação do talude, onde o nível da água atingiu a superfície após cerca de 95 minutos de chuva. O restante do talude atingiu esta mesma situação após os 120 minutos de chuva.
- xiii) Análises de estabilidade simplificadas através do método do talude infinito, com os parâmetros de resistência obtidos através de ensaios de cisalhamento direto (Silveira, 2006), verificaram o fator de segurança do talude para diferentes situações de elevação do nível de água. No trecho mais inclinado do talude, o fator de segurança atinge a unidade quando o nível freático atinge 80% da camada de solo (1,6 m). Ao considerarmos a inclinação média do talude, o talude estaria próximo ao limite de estabilidade (FS=1,14) para níveis de água perto da superfície.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- i) Modificar a técnica de ensaios com permeâmetro de Guelph, aumentando seu diâmetro e procurando evitar o amolgamento da escavação (tentar outras ferramentas de escavação).
- ii) Ampliar as análises de fluxo de água para outras situações de chuva (tempos e intensidade).

- iii) Monitorar as condições reais de campo de chuvas e infiltração/poro-pressões positivas; se possível, monitorar as sucções com tensiômetros automáticos.
- iv) Refinar as análises de estabilidade, considerando outros parâmetros de ensaios e superfícies de ruptura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test method for measurements of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter: ASTM D 5084-90. Philadelphia, 8p. 1997.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper: ASTM 5298-94. Philadelphia, 6p., 1994.

ANDERSON, S. A.; SITAR, N. Analysis of rainfall-induced debris flows. In: Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.121 n.7 p. 544-552, 1995.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – determinação da massa específica. ABNT NBR 6508, Rio de Janeiro, 8p., 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Determinação do limite de plasticidade. ABNT NBR 7180, Rio de Janeiro, 3p., 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Análise granulométrica. ABNT NBR 7181, Rio de Janeiro, 1984. 13p., 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. ABNT NBR 6457, Rio de Janeiro, 9p., 1986.

ARBHABHIRAMA, A.; KRIDAKOM, C. Steady downward flow to a water. In: Water Resources Res., Vol. 4, p. 1249-1257, 1968.

AUGUSTO FILHO, O. Escorregamentos e encostas naturais e ocupadas: análise e controle. In: Curso de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente. ABGE. 247p., 1995.

AZAMBUJA, M. A. E.; AZAMBUJA, E.; NANI, A. S.; UMANN, L. V.; STRAUS, M. Cadastro de instabilidades e projetos de obras de estabilização na RS122 – Trecho entre São Vendelino (RS) e Nova Milano (RS), vol. 1, Cadastro e Manifestações Geotécnicas de Instabilidade, DAER/RS, 139 p., 2000.

AZAMBUJA, E.; NANNI, A. S.; BRESSANI, L. A.; RIGO, M. L.; ZENI, C. A. Avaliação dos fluxos de detritos em Alto Feliz no Rio Grande do Sul. In: III Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (III COBRAE), Anais: ABMS, Rio de Janeiro, 2001.

BASTOS, C. A. Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados. Tese de Doutorado, PPGEC – UFRGS, Porto Alegre, 269p., 1999.

BJERRUM, L.; HUDER, J. Measurement of de permeability of compacted clays. In: 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation: Proceedings, vol. I, London, p. 6-8, 1957.

BORTOLI, C. R. Estudo numérico experimental da condutividade hidráulica saturada-não saturada de um solo coluvionar estruturado. Dissertação de Mestrado, PPGECC – UFRGS, Porto Alegre, 121 p., 1999.

BRESSANI, L. A. Estabilidade de taludes. Notas de Aula. Porto Alegre, 1999.

BRESSANI, L. A. Comunicado pessoal. Porto Alegre, 2005.

BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; PINHEIRO, R. J. B.; FERREIRA, P. M. V.; RIGO, M. L. Mechanisms of instability of a colluvium slope in Teutônia, Rio Grande do Sul. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (II COBRAE), Rio de Janeiro. Anais: ABMS, 1997.

BROOKS, R. H.; CORREY, A. T. Hydraulic properties of porous media. Colorado State Univ. Paper, n° 3, 27 p. 1964.

CAMPBELL, R. H. Soils slips, debris flow, and rainstorms in the Santa Mônica Mountains and vicinity, Southern Califórnia. U.S. Geological Survey Professional Paper 851, p. 1-20, 1975.

CAMPOS, L. E. P.; BURGOS, P. C. Um estudo preliminar sobre a infiltrabilidade vertical de alguns solos da cidade de Salvador-BA. In: V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental (REGEO'2003), Anais: ABMS, Porto Alegre, 2003.

CAMPOS, J. L. E.; VARGAS JR., E. A.; CAMPOS, T. M. P. Avaliação de campo da permeabilidade saturada não saturada de solos de encostas. In: Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (I COBRAE), Anais: ABMS, Rio de Janeiro, 1992.

CAUDURO, F. A.; DORFMAN, R. Manual de ensaios de laboratório e de campo para irrigação e drenagem. IPH –UFRGS. 216 p., 1986.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY-SMITY, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. In: Proc. Of the Institute of Civil Engineering, vol. 92, p. 82-89, 1992.

CUNHA, L. O. B. P. Estudo da condutividade hidráulica de solos não saturados da região de metropolitana de Porto Alegre – RS. Dissertação de Mestrado, PPGECC – UFRGS, Porto Alegre, 103 p. 1997.

DANIEL, D. E. In situ hydraulic conductivity of compacted clay liners. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 115 no.9, p. 1205-1226, 1989.

DANIEL, D. E. State of the art: laboratory hydraulic tests for saturated soils. In: Symposium on Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, San Antonio. Philadelphia: ASTM, p. 30-78, 1994.

DANIEL, D. E.; TRAUTWEIN, S. J. Field permeability tests for earthen liners. In: In Situ'86, Proceedings of the ASCE, Specialty Conference on Use of In-Situ Tests in

Geotechnical Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, p. 146-160, 1986.

DE GROOT, D. J.; LUTENEGGER, A. J. A comparison between field and laboratory measurements of hydraulic conductivity in a varved clay. In: Symposium on Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soils, ASTM STP 1142, San Antonio. Proceedings. Philadelphia: ASTM, p. 300-317, 1994.

FEIJÓ, R. L.; PAES, N. M.; D'ORSI, R. N. Chuvas e movimentos de massa no município do Rio de Janeiro. In: Conferencia brasileira sobre estabilidade de encostas (III COBRAE), Anais: ABMS, Rio de Janeiro, 2001.

FERNANDES, N. F.; AMARAL, C. P. Movimentos de massa: uma abordagem geológico-geomorfológica. In: GUERRA, A. J.T; CUNHA, S.B. (Orgs), Geomorfologia e Meio Ambiente. Editora Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, 2º ed., p. 123-194, 1988.

FEUERHARMEL, C. Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares – Gasoduto Bolívia-Brasil. Dissertação de Mestrado, PPGEC –UFRGS, Porto Alegre, 127 p. 2003.

FEUERHARMEL, C. Estudo da resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica de solos não saturados da formação Serra Geral. Exame de Qualificação para Doutorado, PPGEC –UFRGS, Porto Alegre, 209 p. 2006.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. Soil mechanics for unsaturated soils. Ed. John Wiley & Sons, Inc. 517p. 1993.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for soil-water characteristic curve. In: Canadian Geotechnical Journal, vol. 31 n° 4, p.521-532, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. In: Canadian Geotechnical Journal, vol. 31 n° 4, p. 533-546, 1994.

GARDNER, W. R. Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water-table. In: Soil Science, vol. 85 n° 4, p. 183-187, 1958A.

GARDNER, W. R. Laboratory studies of evaporation from soil columns in presence of a water table. In: Soil Science, vol. 85 n° 4, p. 244-249, 1958B.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD.. SEEP/W for finite elements seepage analysis. User's Manual, ver. 5, Calgary, Alberta, Canada, 2002.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD.. SLOPE/W for slope stability analysis. User's Manual, ver. 5, Calgary, Alberta, Canada, 2002.

GIBSON, R. E. An analysis of system flexibility and its effects on time-lag in pore-water pressure measurements. In: Géotechnique, vol. 13, p. 1-11, 1963.

GRAMANI, M.F. Caracterização geológica-geotécnica das corridas de detritos (debris flows) no Brasil e comparação com alguns casos internacionais. Dissertação de Mestrado, EPUSP – USP, São Paulo, 372p, 2001.

GRAMANI, M. F.; KANJI, M. A. Inventário e análise das corridas de detritos no Brasil. . In: Conferencia brasileira sobre estabilidade de encostas (III COBRAE), Anais: ABMS, Rio de Janeiro, 2001.

GREEN, R. E.; COREY, J. C., 1971. Calculation of hydraulic conductivity: A further evaluation of some predictive methods. In: Soil Science Society of America Proceedings, vol. 35, p. 3-8, 1971.

HVORLSLEV, M. J. Time lag and soil permeability in ground-water observations. Bull. n° 36, Waterways Exper. Sta. Corps of Engrs, U.S. Army, Vicksburg, Mississippi, pp. 1-50.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATISTICA. Folha SH.22 Porto Alegre e parte das folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra. Levantamento de recursos naturais. In: Projeto RADAMBRASIL, v.33, Rio de Janeiro: IBGE, 796p., 1986.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS. Estudo das instabilizações das encostas da Serra do Mar na região de Cubatão, objetivando a caracterização do fenômeno “corridas de lama” e a prevenção de seus efeitos. São Paulo. Relatórios n° 25.636/87 e n° 25065/87, 1987.

JOHNSON, K. A. C.; SITAR, N. Hydrologic conditions leading to debris-flow initiation. In: Canadian Geotechnical Journal, vol. 27, p. 789-801, 1990.

KANJI, M. A.; CRUZ, P. T.; MASSAD, F.; ARAÚJO Fo., H. A. Basic and common characteristics of debris flows. . In: Conferência brasileira sobre estabilidade de encostas (II COBRAE), Anais: ABMS, Rio de Janeiro, 1997.

LEE, I. K.; INGLES, O. G.; WHITE, W. Geotechnical engineering. Massachussets, Pitman Publishing Inc. 1983.

LEINZ, V.; AMARAL, S. E. Geologia geral. 7.ed. São Paulo, editora Nacional, 397p, 1978.

MACIEL FILHO, C. L. Possibilidades de cimentação do filtro de uma barragem por hidróxido de férrico. In: Solos e Rochas, vol. 14 n°1. p.3-19. 1991.

MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: Encontro Sobre Solos Não Saturados, Porto Alegre, Anais, p. 112-125, 1995.

MELFI, A. J.; PICCIRILLO, E. M.; NARDY, A. J. R. Geological and magmatic aspects of the Paraná Basin – an introduction. In: PICCIRILLO E. M. & MELFI, A. J. (Eds.). The mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin, petrogenetic and geophysical aspects. São Paulo, Ed. USP, p. 1-14, 1988.

MITCHELL, K. J. Fundamentals of soil behavior – 2nd edition”. Ed. John Willey & Sons, Inc., 437 p., 1993.

OLSON, R. E.; DANIEL, D. E. Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils. In: *Permeability and Groundwater Containment Transport*, ASTM STP 746, San Antonio, Philadelphia, p. 18-64, 1981.

PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*. São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 247p, 2000.

REYNOLDS W. D.; ELRICK D. E.; TOPP G. C. A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table. In: *Soil Science*, vol. 136, n° 4, p. 250-268, 1983.

REYNOLDS W. D.; ELRICK D. E. In situ measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the α -parameter using the Guelph permeameter. In: *Soil Science*, vol. 140, n° 4, p. 292-302, 1985.

RIGO, M. L. *Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da formação Serra Geral*. Tese de Doutorado, PPGEC – UFRGS, Porto Alegre, 349 p., 2005.

SAMINGAN, A. S.; LEONG, E.; RAHARDJO, H. A flexible wall permeameter for measurements of water and air coefficients of permeability of residual soils. In: *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 40, p. 559-574. 2003.

SHAKOOR A.; SMITHMYER, A. J. An analysis of storm-induced landslides in colluvial soils overlying mudrock sequences, southeastern Ohio, USA. In: *Engineering Geology*, vol. 78, p. 257-274, 2005.

SCHNEIDER, R. L.; MÜHLMANN, H.; TOMMASI, E.; MEDEIROS, R. A.; DAEMON, R. F.; NOGUEIRA, A. A. *Revisão estratigráfica da Bacia do Paraná*. p. 41-49, 1974.

SILVEIRA, R. M. *Estudo das corridas de detritos na região de São Vendelino (RS)*. Exame de Qualificação para Doutorado, PPGEC – UFRGS, Porto Alegre, 132 p. 2006.

SIMONI, A.; BERTI, M.; GENERALI, M.; ELMI, C.; GHIROTTI, M. Preliminary result from pore pressure monitoring on a unstable clay slope. In: *Engineering Geology*, vol. 73, p. 117-128, 2004.

SOIL MOISTURE EQUIPMENT CORP. *Operating instructions for the Guelph permeameter*. Soil Moisture Equipment Corp., Santa Barbara, CA., 28p., 1991.

TAKAHASHI, T.; SATOFUKA, Y.; CHISIRO, K. (1997). Dynamics of debris flows in the inertial regime. In: *Proc. 1st. Int. Conf. on Debris Flows Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment*. Cheng-Lung Chen (Ed.) ASCE, New York, NY., p.239-248, 1997.

TAVENAS, F.; JEAN, P.; LEBLOND, P.; LEROUEIL, S. The permeability of natural soft clays. Part II: permeability characteristics. In: *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, p. 645-660, 1983.

TSAPARAS, I.; RAHARDJO, H.; TOLL, D. G.; LEONG, E. C. Controlling parameters for rainfall-induced landslides. In: *Computers and Geotechnics*, vol. 29, p. 1-27, 2002.

TUGRUL, A. A proposed weathering classification for basalts and their engineering properties. Turkey, IAEG Bulletin, n° 55, p. 139-149, 1997.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. In: Soil Science Society of America Journal, vol.44, p.892-898, 1980.

VARGAS JR., E. A.; VELLOSO R. C.; CAMPOS, T. M. P; COSTA FILHO, L. M. Saturated-unsaturated analysis of water flow in slopes of Rio de Janeiro, Brazil. In: Computers and Geotechnics, vol. 10, p. 247-261, 1990.

VARGAS JR. E. A.; COSTA FILHO, L. M.; CAMPOS, T. M. P. Análise de infiltração em solos de encostas do Rio de Janeiro e sua consequência na estabilidade. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (I COBRAE), Rio de Janeiro. Anais: ABMS, 1992.

VIEIRA, B. C.; FERNANDES, N. F.; MELLO, R. L. C. Variação espacial da condutividade hidráulica saturada dos solos e sua relação com os escorregamentos da bacia do rio Papagaio (RJ). In: Conferência brasileira sobre estabilidade de encostas (III COBRAE), Anais: ABMS, Rio de Janeiro, 2001.

WHITE, I. C. Relatório sobre as coal measures e rochas associadas do sul do Brasil. Relatório final da comissão de estudos das minas de carvão de pedra do Brasil. Rio de Janeiro, Imprensa Nacional, XXVIII, 617 p., 1908.

WOLLE, C. M. Taludes naturais – Mecanismos de instabilização e critérios de segurança. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, EPUSP, São Paulo, 1980.

WOLLE, C. M. Análise dos escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar, no contexto de uma classificação de mecanismos de instabilização de encostas. Tese de Doutorado. EPUSP – USP, São Paulo, 1988.

WOLLE, C. M.; MELLO, L. G. S.; ALTRICHTER, G. O escorregamento do km 42 da Via Anchieta: histórico das ocorrências e provável mecanismo de instabilização. In: Conferência brasileira sobre estabilidade de encostas (III COBRAE), Anais: ABMS, Rio de Janeiro, 2001.

WOLLE, C. M.; CARVALHO, C. S. Deslizamentos em encostas na Serra do Mar – Brasil. Solos e Rochas, vol. 12, p.27-36, 1989.