

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL**

COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE
UMA ENCOSTA DA FORMAÇÃO BARREIRAS NA ÁREA URBANA DA
CIDADE DO RECIFE

RECIFE, ABRIL DE 2002

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE
UMA ENCOSTA DA FORMAÇÃO BARREIRAS NA ÁREA URBANA DA
CIDADE DO RECIFE**

Analice França Lima

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO
DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DA UNIVERSIDADE FEDERAL
DE PERNAMBUCO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof.: Silvio Romero de Melo Ferreira, D. Sc.
(Presidente)

Prof^a.: Margareth M. Alheiros, D.Sc.

Prof.: Jaime A. Gusmão Filho, Prof. Titular

Recife, PE - Brasil

Abril de 2002

DEDICATÓRIA

Ao primeiro engenheiro que conheci, ainda na maternidade, Carlos Pereira Lima (in memoriam), meu pai, cuja lembrança me ensina ainda hoje a amar a profissão e nunca desistir da guerra com a derrota da primeira batalha.

E a minha mãe Lúcia M. França Lima que me acolheu nos seus braços na primeira batalha perdida e lutou comigo, lado a lado até a vitória.

AGRADECIMENTOS

À Deus por estar presente, eternamente, na minha vida.

Aos meus pais, Lúcia e Carlos, por proporcionar-me uma formação completa, social, ética e profissional.

A meu irmão, Cacau, por ter incentivado todas as competições da minha vida.

Ao meu noivo Samuel Amorim (Sam) por me apoiar e estar ao meu lado na minha vida pessoal e profissional me ajudando e incentivando, sendo um amigo presente nas alegrias e tristezas e por contribuir na elaboração desta tese.

Ao meu sogro, Prof. Washington Amorim (Juca) por ser meu orientador na vida pessoal e profissional e pelo apoio que vem demonstrando em minha carreira acadêmica e a minha sogra Maraçane de França (Çane) pelas preocupações e constantes orações.

Ao Prof. Silvio Romero, pela amizade e apoio durante a graduação e neste trabalho, sendo meu orientador.

Aos professores do mestrado de Geotecnia pelo ensinamento.

A Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP), principalmente ao magnífico reitor Pe. Theodoro Paulo Severino Peters, S. J., aos professores Erhard Cholewa pró-reitor de Graduação e extensão e Reginaldo Lourenço decano do Centro de Ciências e Tecnologia pelo incentivo e apoio durante estes dois anos de mestrado.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil da UNICAP, principalmente, Prof. José Orlando Vieira Filho chefe do departamento, Prof. Antônio Flávio Vieira Andrade assessor do departamento, Prof^a Maria da Graça Ferreira coordenadora do laboratório de geologia e ao Prof. Fernando Botelho

coordenador do laboratório de topografia, pelo constante incentivo, amizade e confiança.

Aos bolsistas de iniciação científica, da Universidade Católica de Pernambuco e da Universidade de Pernambuco, Ana Melissa Carvalho Sousa, Bruno Stevenson Araújo, Pollyana Corrêa Monteiro, Rilson Maciel de Oliveira e Flávio de Almeida, por ajudarem durante a realização dos ensaios de campo e laboratório.

À Equipe do Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco, em especial Severino Costa, João Telles e ao Eng. Antônio Brito, pela amizade e colaboração nos ensaios e Dona Laudénice pelo carinho e cuidado.

Ao laboratorista da Universidade Católica de Pernambuco, Severino Pedro, pela colaboração durante a realização dos ensaios.

A minha prima, Nathália Regazzi, por estar sempre por perto, me auxiliando na tradução de textos.

Aos amigos do mestrado, principalmente ao Eng. João Barbosa pela amizade e colaboração.

Aos funcionários e amigos da Universidade Católica de Pernambuco pela preocupação, incentivo e ajuda.

E a todos que contribuíram diretamente e indiretamente para realização deste trabalho.

RESUMO

Um dos principais problemas na Região Metropolitana do Recife é a ocupação antrópica desordenada aumentando o número de moradias em áreas de risco. Este trabalho caracteriza o comportamento geomecânico dos solos e analisa a estabilidade de uma encosta do Alto do Reservatório em Nova Descoberta, Recife-PE. O programa de investigação geotécnica consta em campo, da realização de sondagens de simples reconhecimento com determinação da resistência dinâmica, coleta de amostras indeformadas, determinação da condutividade hidráulica e monitoramento dos deslocamentos horizontais. Em laboratório, realizam-se ensaios de caracterização física, determinação da curva característica e da condutividade hidráulica, ensaios de cisalhamento direto, edométricos simples e duplos. Foram também analisados os deslocamentos horizontais e a estabilidade da encosta, com a utilização do programa SLOPE/W. O perfil do solo é constituído por três camadas. O solo mais superficial é condicionado ao colapso e os valores dos potenciais de colapso são pequenos para baixas tensões. O acréscimo do teor de umidade causa redução na coesão enquanto o ângulo de atrito é pouco influenciado. A superfície potencial de deslizamento, no período de chuvas intensas é mais superficial alcançando uma profundidade máxima de 6 m e um fator de segurança aproximadamente igual a 1,0; no verão, a superfície potencial de deslizamento é mais profunda, com profundidade de 9 m e fator de segurança próximo de 2,0. Os resultados mostram a importância da parcela da coesão na resistência ao cisalhamento do solo que é influenciada, significativamente, pela variação do teor de umidade.

ABSTRACT

One of Recife Metro Area main problem is the random human occupation, increasing the number of high-risk areas. This paper characterizes the geomechanic behavior of soils and analyzes the stability of a hill at Alto do Reservatório in Nova Descoberta, Recife-PE. The geotechnical investigation program is composed of camp, realization of probing of simple recognition with dynamic resistance determination, collects of unchanged samples, determination of hydraulic conductivity and monitoring of horizontal dislocations. In laboratory, assays of direct shears, single and double "edométricos". It was also mentioned the calculation of the horizontal dislocations of the slope and the analysis of the stability by using the software SLOPE/W. Three layers constitute the characteristic of the soil. The most superficial soil is conditioned to collapse and the numbers of the potential are small for low tensions. The increase of the humidity rate causes a reduction on the cohesion while the attrition angle is a little influenced. The potential slide surface during periods of intense rain is more superficial, reaching a maximum depth of 6,0 m and a safety factor approximately equal to 1,0. During the summer the potential slide surface is deeper with a depth of 9 m and a safety factor close to 2,0. The results showed the importance of the cohesion share on the resistance of the soil slope, which is influenced by the variation of the humidity rate.

ÍNDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Gerais.....	1
1.2. Objetivos e Metodologia.....	2
1.3. Estrutura da Dissertação.....	4

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Introdução.....	5
2.2. Históricos dos Escorregamentos no Mundo e no Brasil.....	5
2.3. Critérios de Classificação dos Movimentos de Massa.....	9
2.3.1. Escoamentos.....	12
2.3.1.1. Rastejos.....	13
2.3.1.2. Corridas.....	15
2.3.2. Escorregamentos.....	16
2.3.2.1 Escorregamentos Translacionais.....	17
2.3.2.2 Escorregamentos Rotacionais.....	18
2.3.2.3 Escorregamentos em Cunha.....	20
2.3.3. Quedas.....	20
2.4. Fatores, Agentes e Causas que Deflagram os Movimentos de Massa.....	24
2.4.1. Chuvas.....	27
2.4.1. Ação Antrópica.....	29
2.5. Programa de Investigação Geotécnica para Estabilização de Encostas...	30
2.6. Principais Métodos de Análise de Estabilidade.....	34
2.7. Contenção de Encostas.....	42
2.8. Características da Cidade do Recife.....	44
2.8.1. Características Geológicas.....	45
2.8.2. Histórico do Crescimento Urbano e Populacional da Cidade do Recife..	47
2.8.3. Riscos Geológicos.....	48
2.8.4. Aspectos Relevantes sobre Deslizamentos Ocorridos na Cidade do Recife.....	50

2.9. Características do Alto do Reservatório.....	51
---	----

CAPÍTULO III – METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS

3.1. Introdução.....	55
3.2. Programa de Investigação Geotécnica.....	55
3.3. Investigação Geotécnica de Campo.....	58
3.3.1. Sondagem de Simples Reconhecimento.....	58
3.3.2. Retirada de Amostras.....	58
3.3.3. Condutividade Hidráulica.....	62
3.3.4. Inclinômetro.....	67
3.3.5. Monitoramento do Nível de Água:.....	72
3.4. Investigação Geotécnica de Laboratório.....	73
3.4.1. Caracterização do Solo.....	73
3.4.2. Determinação da Curva Característica do Solo.....	73
3.4.2.1. Dessecador de Vácuo.....	74
3.4.2.2. Membrana de Pressão.....	75
3.4.2.3. Tratamento Estatístico.....	76
3.4.3. Condutividade Hidráulica – Tri-flex 2.....	77
3.4.4. Edométricos Simples e Duplos.....	80
3.4.5. Cisalhamento Direto.....	82
3.5. Análise da Estabilidade da Encosta.....	83

CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. Introdução.....	88
4.2. Análise dos Resultados de Campo e Laboratório.....	88
4.2.1. Visita Técnica.....	88
4.2.2. Sondagem de Simples Reconhecimento.....	93
4.2.3. Análise Granulométrica, Limites de Consistência e Atividade do Solo... ..	97
4.2.4. Teor de Matéria Orgânica.....	102
4.2.5. Condutividade Hidráulica.....	103
4.2.5.1. Permeâmetro Guelph.....	103

4.2.5.2. Triflex II.....	105
4.2.6. Monitoramento e Medição do Nível Freático na Encosta.....	107
4.2.7. Relação Sucção-Umidade.....	111
4.2.8. Ensaio Edométrico.....	115
4.2.8.1. Ensaio Edométrico Simples.....	115
4.2.8.2. Ensaio Edométrico Duplo.....	118
4.2.9. Resistência ao Cisalhamento.....	127
4.2.10. Monitoramento dos Deslocamentos Horizontais – Inclinômetro.....	135
4.3. Análise da Estabilidade da Encosta do Alto do Reservatório.....	137
4.4. Análise do Comportamento do Solo.....	148

CAPÍTULO V – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUAÇÃO DA PESQUISA

5.1. Conclusões.....	151
5.2. Sugestões para Pesquisas Futuras.....	154

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	156
--	------------

ANEXO.....	163
-------------------	------------

APÊNDICE – ARTIGOS DE JORNAIS LOCAIS SOBRE DESLIZAMENTO EM MORROS

A.1. Introdução.....	164
A.2. Comentário dos Artigos Pesquisados e Seleccionados dos Jornais Locais	164
A.3. Citações e Resumo dos Artigos sobre Deslizamentos.....	166

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Figura II.1 – Diferença entre encosta, talude natural, de corte e artificial, UNESP/IGLA.

Figura II.2 – Rastejo e características predominantes para classificação deste tipo de movimento, UNESP/IGLA.

Figura II.3 – Corridas, OLIVEIRA e BRITO (1998).

Figura II.4 – Escorregamentos translacionais ou planares, UNESP/IGLA.

Figura II.5 – Escorregamento rotacional ou circular, OLIVEIRA e BRITO (1998).

Figura II.6 – Escorregamentos em cunha, OLIVEIRA e BRITO (1998).

Figura II.7 – Queda de blocos, tombamento, rolamento, OLIVEIRA e BRITO (1998).

Figura II.8 – Ciclo hidrológico, SUPAM (1983).

Figura II.9 – Programa de investigação geológico-geotécnica para correção de escorregamentos, AUGUSTO FILHO (1992).

Figura II.10 – Seções colunares para a Formação Barreiras (A) fácies de leques aluviais, (B) fácies fluvial entrelaçada e (C) fácies flúvio-lagunar.

Figura II.11 – Precipitações médias mensais dos anos de 1999, 2000 e 2001 medidas na estação do Curado.

Figura II.12 – Precipitações máximas, médias e mínimas dos anos de 1999, 2000 e 2001 medidas na estação do Curado.

CAPÍTULO III – METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS

Figura III.1 – Croqui da locação dos pontos do programa de investigação geotécnica.

Figura III.2 – Localização das sondagens V1 (ombro da encosta), V2 (meia encosta) e V3 (base da encosta).

Figura III.3 – Croqui esquemático da localização e das dimensões dos poços P1V1 e P2V3.

Figura III.4 - Esquema do permeâmetro Guelph.

Figura III.5 – Localização das verticais de Inclinômetro no ombro, meia encosta e base da encosta.

Figura III.6 – Partes do Inclinômetro.

Figura III.7 – Orientação do torpedo no tubo-guia.

Figura III.8 – Esquema da passagem da deformação angular para linear.

Figura III.9 – Geometria, descrição e propriedades das camadas de solo.

Figura III.10 – Definição da malha de centros e campo da variação dos raios.

Figura III.11 – Cálculo do fator de segurança.

CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Figura IV.1 – Descrição do N_{SPT} e das camadas do solo do Alto do Reservatório no ombro da encosta (V1), na meia encosta (V2) e na base da encosta (V3).

Figura IV.2 – Perfil do solo da encosta do Alto do Reservatório com os valores do N_{SPT} .

Figura IV.3 – Curva granulométrica do Alto do Reservatório com e sem defloculante, amostra P1V1.

Figura IV.4 – Curva granulométrica do Alto do Reservatório com e sem defloculante, amostra P2V3.

Figura IV.5 – Granulometria da amostra de solo do poço de investigação P1, do trabalho de LAFAYETTE (2000), localizada no ombro da encosta.

Figura IV.6 – Carta de plasticidade e atividade, VARGAS et al (1985).

Figura IV.7 – Condutividade hidráulica, parâmetro α e umidade percentual.

Figura IV.8 – Variação da condutividade hidráulica com a tensão vertical.

Figura IV.9 – Nível do lençol de água máximo e mínimo na encosta.

Figura IV.10 – Variação da precipitação na região durante 2 anos de estudo, estação do Curado.

Figura IV.11 – Variação do nível do lençol de água nas verticais V1, V2 e V3.

Figura IV.12 – Curva característica de cada ensaio (dessecador de vácuo com concentração de NaCl e H₂SO₄ e membrana de pressão).

Figura IV.13 – Curva característica dos ensaios realizados em laboratório da base, meia encosta (LAFAYETTE,2000) e GUSMÃO FILHO et al. (1997).

Figura IV.14 – Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação da amostra indeformada, P1V1.

Figura IV.15 – Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação da amostra indeformada, P2V3.

Figura IV.16 – Variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação.

Figura IV.17 - Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação da amostra indeformada, P1V1 (ombro da encosta).

Figura IV.18 - Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação da amostra indeformada, P2V3 (base da encosta).

Figura IV.19 - Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação das amostras naturais P1V1, P2V3 e P5BL1.

Figura IV.20 - Variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação.

Figura IV.21 – Variação do potencial de colapso do ensaio edométrico duplo com o potencial de colapso do ensaio edométrico simples.

Figura IV.22 – Resultados comparativos dos ensaios de cisalhamento na umidade natural e inundado do solo P1V1.

Figura IV.23 – Resultados comparativos dos ensaios de cisalhamento na umidade natural e inundado do solo P2V3.

Figura IV.24 – Envoltória de resistência e variação da coesão e ângulo de atrito das amostras P1V1, P2V3, P5BL1 (LAFAYETTE 2000) e SP1/B1 (GUSMÃO FILHO et al. 1997).

Figura IV.25 – Deslocamentos horizontais medidos no ombro (V1), meia encosta (V2) e base da encosta (V3).

Figura IV.26 – Análise da estabilidade da encosta no verão.

Figura IV.27 – Análise da estabilidade da encosta no inverno.

Figura IV.28 – Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso.

Figura IV.29 – Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso.

Figura IV.30 – Interpolação dos fatores de segurança calculados pelo método de BISHOP com variação de umidade do solo.

Figura IV.31 – Cálculo do fator de segurança simulando a variação do teor de saturação no solo com a profundidade.

Figura IV.32 – Variação do fator de segurança com o aumento da cota de saturação do solo.

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Tabela II.1 – Classificação dos movimentos de encosta segundo VARNES (1978).

Tabela II.2 – Classificação dos movimentos de encosta segundo AUGUSTO FILHO (1992).

Tabela II.3 – Classificação dos movimentos maciços terrosos em função das velocidades, VARNES (1978) e WP/WLI (1994).

Tabela II.3 - Agentes/Causas dos escorregamentos e processos correlatos segundo GUIDICINI e NIEBLE. (1976).

Tabela II.4 – Fatores geológicos, geomorfológicos e geotécnicos significativos para o estudo dos movimentos, FERREIRA (1987).

Tabela II.5 – Resumo do programa de investigação geológico-geotécnica, OLIVEIRA e BRITO (1998) e GUIDICINI e NIEBLE (1976).

Tabela II.6 – Fator de segurança e condições de estabilidade do talude ou encosta, CARVALHO (1991).

Tabela II.7 – Principais métodos de cálculo de estabilidade de taludes.

Tabela II.8 – Método de cálculo para taludes infinitos.

Tabela II.9 – Método de cálculo de Culmann.

Tabela II.10 – Método de cálculo de Ordinary (Fellenius).

Tabela II.11 – Método de cálculo de Bishop Modificado.

Tabela II.12 – Método de cálculo de Spencer.

Tabela II.13 – Método de cálculo de Janbu.

Tabela II.14 – Principais tipos de obras de estabilização de taludes e encostas.

Tabela II.15 – Processos de estabilização de encostas ou taludes GUIDICINI e NIEBLE (1976), FERREIRA (1987) e OLIVEIRA e BRITO (1998).

CAPÍTULO III – METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS

Tabela III.1 – Programa de investigação geotécnica em campo e laboratório realizada no Alto do Reservatório, Nova Descoberta – Recife, PE.

Tabela III.2 – Relação da localização e quantidade das amostras coletadas.

Tabela III.3 – Fórmulas utilizadas para o cálculo da condutividade hidráulica do fluxo mátrico potencial e do parâmetro que fornece a tendência à condutividade do solo não-saturado.

Tabela III.4 – Localização e profundidades dos tubos do Inclinômetro.

Tabela III.5 – Datas das leituras com o Inclinômetro.

Tabela III.6 – Concentrações de NaCl e H₂SO₄ para ensaio com dessecador a vácuo.

Tabela III.7 – Fórmulas de entrada para determinação da curva característica.

Tabela III.8 – Tensões confinantes do ensaio de determinação da condutividade hidráulica – Tri-Flex 2.

Tabela III.9 – Fórmula para determinar a condutividade hidráulica do ensaio Tri-Flex 2.

Tabela III.10 - Dados do ensaio para determinação da condutividade hidráulica (k) do equipamento Tri-Flex 2.

Tabela III.11 – Velocidades dos ensaios de cisalhamento direto.

CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Tabela IV.1 – Granulometria, consistência e atividade da amostra P1V1 com e sem defloculante.

Tabela IV.2 – Granulometria, consistência e atividade da amostra P2V3 com e sem defloculante.

Tabela IV.3 – Teor de matéria orgânica na amostra P1V1.

Tabela IV.4 – Valores de k , α e W .

Tabela IV.5 – Valores da tensão vertical (σ), tempo de ensaio (T) e da condutividade hidráulica (k) das amostras P1V1 e P2V3.

Tabela IV.6 – Cota do nível freático medido nas verticais V1, V2 e V3 da encosta do Alto do Reservatório.

Tabela IV.7 – Resultado dos ensaios de dessecador de vácuo e membrana de pressão.

Tabela IV.8 – Condições iniciais e finais das amostras do Alto do Reservatório.

Tabela IV.9 – Valores do potencial de colapso do ombro e da base da encosta do ensaio edométrico simples.

Tabela IV.10 – Condições iniciais e finais das amostras do Alto do Reservatório (solo natural).

Tabela IV.11 – Condições iniciais e finais das amostras do Alto do Reservatório (solo inundado).

Tabela IV.12 – Índices e tensões da amostra P1V1 (ombro da encosta).

Tabela IV.13 – Índices e tensões da amostra P2V3 (base da encosta).

Tabela IV.14 – Classificação de REGINATTO e FERRERO (1973).

Tabela IV.15 – Módulos edométricos dos solos na umidade natural e inundado.

Tabela IV.16 – Valores do potencial de colapso do ombro e da base da encosta do ensaio edométrico duplo.

Tabela IV.17 – Valores do potencial de colapso do ensaio edométrico duplo e do potencial de colapso do ensaio edométrico simples.

Tabela IV.18 – Resultado dos ensaios de cisalhamento direto das amostras P1V1 (natural e inundado) e P2V3 (natural e inundado).

Tabela IV.19 – Parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ') das amostras P1V1 e P2V3.

Tabela IV.20 – Média da coesão e ângulo de atrito para análise da estabilidade da encosta.

Tabela IV.21 – Estações anuais, parâmetros do solo, variação do nível de água estabelecidos para análise da estabilidade da encosta do Alto do Reservatório.

Tabela IV.22 – Fator de segurança para diferentes métodos de cálculo de estabilidade de encostas com variação da umidade do solo.

Tabela IV.23 – Variação do fator de segurança com o avanço da saturação.

LISTA DE FOTOS

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Foto II.1 – Escorregamento em El Salvador na cidade de Comasagua, DPNET (16/01/2001) e KINGSCASTLE.

Foto II.2 – (A) Escorregamento em Petrópolis (RJ) (Foto de O. Augusto Filho, 1988) e (B) Corrida em Campos do Jordão (SP).

Foto II.3 – Ocupação antrópica em uma encosta na BR 101, próximo ao Sítio Histórico de Jaboatão dos Guararapes: (A) previamente; (B) após seis meses.

Foto II.4 – Foto aérea do Alto do Reservatório com a marcação das três encostas (GUSMÃO FILHO, et al. 1997).

Foto II.5 – Declividade acentuada do relevo e vegetação secundária arbóreo-arbustiva. Vista frontal da escadaria de acesso ao Alto do Reservatório.

CAPÍTULO III – METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS

Foto III.1 – Coleta de amostras indeformadas (tipo bloco).

Foto III.2 – Acondicionamento das amostras indeformadas.

Foto III.3 – Suplementos do trado manual: (A) escavação, (B) limpeza e nivelamento e (C) escova de náilon.

Foto III.4 – Realização do ensaio “in situ”.

Foto III.5 – Instrumentação dos deslocamentos horizontais da encosta.

Foto III.6 – Utilização de cápsulas de porcelana para determinação do teor de matéria orgânica.

Foto III.7 – Dessecadores de vácuo com amostras de solo.

Foto III.8 – Tri-Flex 2, equipamento para obtenção da condutividade hidráulica em laboratório.

Foto III.9 – Prensas edométricas dos laboratórios LSI/UFPE (A) e LABGEO/UNICAP (B).

Foto III.10 – Moldagem dos corpos de prova do ensaio edométrico.

Foto III.11 – Prensas de cisalhamento LSI/ UFPE (A) e LABGEO/UNICAP (B).

Foto III.12 – Moldagem do corpo de prova do ensaio de cisalhamento direto.

CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Foto IV.1 – Ocupação antrópica desordenada.

Foto IV.2 – Construção de casas próximas aos taludes.

Foto IV.3 – (A) acúmulo de lixo, (B) canaleta sem revestimento realizada por morador para escorrer a água servida e (C) mesmo local da canaleta, após deslizamento localizado, e posterior proteção com lona, (D) vista frontal de (C).

Foto IV.4 – (A) remoção da vegetação primitiva e (B) vegetação secundária.

Foto IV.5 – Reabilitação da encosta S, córrego do Boleiro.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A Região Metropolitana do Recife e outras grandes cidades brasileiras como Salvador, Rio de Janeiro e Belo Horizonte apresentam várias situações de risco geológico, tendo, em comum - certamente as mais graves pelas perdas de vidas e prejuízos econômicos -, os deslizamentos de encostas.

O êxodo rural associado à falta de planejamento urbano e a diferença entre as classes sociais favorecem a ocupação de terrenos e lotes de menor valor econômico, morros e alagados pela população de baixo poder aquisitivo.

A invasão acelerada das encostas do Recife sem o devido planejamento, suporte técnico e avaliação dos riscos geológicos colocou a população em uma permanente situação de alerta, principalmente nos períodos de chuva. A possibilidade de ocorrência de um acidente nessas áreas depende de um conjunto de fatores geológicos, climáticos e antrópicos. A consequência da ocupação desordenada é o crescimento de acidentes com vítimas causados pelos deslizamentos que ocorrem em áreas urbanas.

Muitos autores abordaram esta temática na Região Metropolitana do Recife, principalmente o professor Jaime Gusmão Filho, com diversas publicações importantes para o conhecimento geomecânico das áreas de riscos. Dentre elas estão as de GUSMÃO FILHO et al. (1984), GUSMÃO FILHO et al. (1987), GUSMÃO FILHO et al. (1992) e, sobretudo, GUSMÃO FILHO et al. (1997), que apresenta o caso do deslizamento do Alto do Reservatório em Nova Descoberta, onde o acidente matou 16 pessoas. Nesse trabalho, os autores descrevem os estudos geomecânicos a que se procedeu na encosta do Alto do Reservatório, que permitiram identificar o mecanismo deflagrador do deslizamento e elaborar, posteriormente, projeto de reabilitação

para a área, definindo um programa de ação permanente para o monitoramento dos morros ocupados.

O poder público tem a responsabilidade pela segurança da população moradora de áreas de risco e papel importante para evitar o crescimento de acidentes devidos aos deslizamentos ocorridos nas referidas áreas. Investimentos nas áreas de risco, retirada das famílias moradoras da região, para evitar ali construção de casas, seria importante para amenizar os acidentes ocorridos todos os anos. Atualmente o poder público municipal desenvolve um programa de prevenção de deslizamentos denominado Guarda-Chuva.

O presente trabalho faz parte de um programa de pesquisa que estuda o comportamento geomecânico dos solos de encostas da Formação Barreiras e a estabilidade destas, quando há variação do teor de umidade. São estudados ainda solos da encosta do Alto do Reservatório, localizado em Nova Descoberta, por meio de ensaios de campo, instrumentação e ensaios de laboratório, analisando-se a estabilidade da encosta por meio do programa Geo-Slope International Ltd. (1998), SLOPE/W.

1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA

O objetivo geral deste trabalho é analisar o comportamento geomecânico e a estabilidade da encosta do Alto do Reservatório, localizado em Nova Descoberta, por meio de ensaios de campo, instrumentação e ensaios de laboratório. Entre os objetivos específicos, destacam-se:

- determinar as propriedades geotécnicas dos solos da encosta do Alto do Reservatório por meio de ensaios de campo e laboratório, com amostras deformadas e indeformadas retiradas do perfil da encosta;
- observar e acompanhar os deslocamentos horizontais da encosta, utilizando-se o equipamento Inclínômetro;

- determinar o comportamento da resistência com a variação do teor de umidade;
- calcular os fatores de segurança e analisar a estabilidade dos solos da encosta, utilizando-se o programa SLOPE/W de acordo com a variação do teor de umidade na resistência ao cisalhamento;
- observar e catalogar os casos de deslizamentos ocorridos na Região Metropolitana do Recife publicados na mídia escrita.

A metodologia aplicada para se atingirem os objetivos mencionados anteriormente constou do seguinte:

- revisão bibliográfica sobre estabilidade de encostas com ênfase nos casos locais da Região Metropolitana do Recife;
- realização de ensaios de campo para determinar o perfil geotécnico da encosta, a condutividade hidráulica em campo com o permeâmetro Guelph e coleta de amostras deformadas e indeformadas para ensaios de laboratório;
- instalação e monitoramento com Inclínômetro para observação dos deslocamentos horizontais da encosta;
- realização de ensaios de laboratório para se obter a caracterização do solo, limites de consistência, condutividade hidráulica em laboratório com o uso do Tri-Flex 2, nível de água, colapsividade do solo, resistência ao cisalhamento;
- cálculo do fator de segurança da encosta no programa SLOPE/W simulando períodos de verão e inverno;

- análise e interpretação dos resultados obtidos nos ensaios de campo, no laboratório e na análise de estabilidade da encosta.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação divide-se em cinco capítulos cujo conteúdo está distribuído conforme explicações abaixo.

No capítulo II, procedeu-se a uma revisão bibliográfica sobre estabilidade de encostas, abordando o histórico de escorregamentos no Brasil, critérios de classificação de movimentos de massas, caracterização sucinta de cada tipo de movimento de massa, agentes e causas de escorregamentos, fatores geológicos e geomecânicos significativos, métodos de investigação e apresentação de dados, métodos para cálculo de estabilidade de taludes e estabilização, tudo isso com ênfase aos problemas locais da Região Metropolitana do Recife.

No capítulo III, expõe-se a metodologia utilizada no programa de investigação geotécnica em campo e em laboratório e na análise da estabilidade da encosta.

No capítulo IV, estão descritas a apresentação e análise dos resultados obtidos por meio dos ensaios de campo, instrumentação e ensaios de laboratório descritos na metodologia, bem como a análise da estabilidade da encosta.

No capítulo V, resumem-se as principais conclusões da dissertação e sugestões para futuros estudos.

No APÊNDICE, vão relacionados os principais artigos, no período de três anos, de casos de deslizamentos ocorridos na Região Metropolitana do Recife, publicados pelos principais jornais locais, além de um resumo complementar da conclusão do presente trabalho.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo trata de uma revisão sobre os movimentos de massa que afetam vários países do mundo, principalmente o Brasil. Abordaram-se os tipos de movimentação mais frequentes nas encostas; os fatores, agentes e causas; programa de investigação; principais métodos de cálculo; principais métodos de contenção de massa; características da Região Metropolitana do Recife, verificando o comportamento geológico e geotécnico, e, por fim, características da região de estudo deste trabalho, a fim de se decreverem todas as características da região, serem analisadas e discutidas nos outros capítulos.

2.2. HISTÓRICOS DOS ESCORREGAMENTOS NO MUNDO E NO BRASIL

Os primeiros estudos sobre escorregamentos remontam a mais de dois mil anos, em países como China e Japão. Na China, os trabalhos de reconhecimento e identificação de escorregamentos datam de 186 antes de Cristo, segundo BRABB (1991). No ocidente, o estudo desses processos se intensificou nas últimas cinco décadas. COSTA NUNES (1966) relata que grande parte da intensificação de tais estudos resultante da necessidade de corrigir problemas de taludes associados à implantação das grandes ferrovias e rodovias modernas. BRABB (1991) estima em milhares de mortes e dezenas de bilhões de dólares por ano de prejuízos, por causa de escorregamentos ocorridos no mundo inteiro.

Segundo CAPUTO (1987), historicamente, citam-se dois casos de escorregamentos de grandes proporções: o Sant Goldau, na Suíça, em que uma enorme massa rochosa, de 30 m de altura e 1500 m de comprimento, deslizou pela encosta, arrasando uma aldeia; o outro foi o Gross Ventre Valley, às margens de Snake River, USA, onde, em poucos minutos, uma massa

estimada em 50 milhões de metros cúbicos escorregou e originou uma barragem natural de 60 m de altura.

Em El Salvador, em 2001, de acordo com informações divulgadas pela imprensa, a cidade de Comasagua foi destruída pelo desabamento de uma alta colina que teria enterrado “cerca de 3 mil pessoas”, por causa de um terremoto muito forte (Foto II.1).



Foto II.1 – Escorregamento em El Salvador na cidade de Comasagua, DPNET (16/01/2001) e KINGSCASTLE.

Os movimentos de massas têm sido tema de estudo no Brasil, em diversos Estados, como Pernambuco, Bahia, Ceará, Minas Gerais, Rio de Janeiro, São Paulo, Paraná, e em outros locais onde a maior parte do relevo é constituído de planaltos. O interesse neste assunto não é apenas por sua importância como agentes atuantes na evolução das formas de relevo, e sim por suas implicações do ponto de vista socioeconômico, com perdas de vidas humanas e materiais. Esses movimentos em encostas têm causado, principalmente em épocas recentes, acidentes em várias cidades brasileiras, muitas vezes com mais de uma dezena de vítimas fatais, AUGUSTO FILHO (1994), Foto II.2.

No Brasil, citam-se freqüentes acidentes ocorridos nos primeiros trimestres de 1966 e 1967, nas encostas do Rio de Janeiro e trechos das

principais rodovias, bem como os deslizamentos em 1972, na localidade de Vila Albertina, Campos do Jordão (SP), que provocaram mortes e significativos prejuízos materiais.



Foto II.2 – (A) Escorregamento em Petrópolis (RJ) (Foto de O. Augusto Filho, 1988) e (B) Corrida em Campos do Jordão (SP).

O registro de qualquer ocorrência de movimentação de massa no Brasil, para ser publicado, de início, vinculava-se a dois fatores: o de caráter catastrófico e o nível de desenvolvimento do meio técnico na época em que ocorriam os acidentes. Apenas o fator de caráter catastrófico não era suficiente, pois, apesar de as encostas brasileiras, há muito tempo apresentarem fenômenos de instabilização, foi com o aparecimento da Mecânica dos Solos no Brasil que houve embasamento para estudos aprofundados sobre tais fenômenos, GUIDICINI e NIEBLE (1976). Um exemplo prático, segundo o mencionado autor, é o caso ocorrido em Santos (SP), no Mont Serrat, quando, em 1924, houve um escorregamento catastrófico: à época, não pôde ser analisado apropriadamente por falta de conhecimento do assunto, mas, 32 anos mais tarde, quando o fenômeno se repetiu, a análise se concretizou graças aos recentes conhecimentos.

Com a formulação de vários conceitos e valiosas ferramentas de trabalho fornecidas pela Mecânica dos Solos, a cada nova ocorrência de tais eventos catastróficos, seguia-se uma fase de estudo para compreender e analisar os mecanismos neles. Após o avanço das técnicas e conceitos, os casos de deslizamentos começaram a ser documentados, porém sabe-se que há muito poucos registros deles no período colonial.

De uma maneira geral, os mais evidentes no Brasil são aqueles em áreas urbanas, onde os morros são habitados pela população de baixa renda. Também, tem-se observado, desde o início, que esses deslizamentos sempre coincidiam, na maioria dos casos, no inverno com períodos chuvosos ou depois de chuvas intensas.

O interesse em se estudar o controle de escorregamentos, principalmente em encostas de áreas urbanas, vem crescendo, pois não mais se trata de um problema só natural e catastrófico, mas um problema socioeconômico do país pela quantidade de casos com vítimas e perdas de materiais nos diversos Estados. Apenas no período de 1988 a 1991, gastaram-se 7,1 milhões de dólares em obras de contenção no Rio de Janeiro - AMARAL et al. (1993) -, para evitar acidentes.

2.3. CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA

Os taludes e encostas naturais são definidos como superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), originados de processos geológicos e geomorfológicos diversos e podem apresentar modificações antrópicas, tais como cortes, desmatamentos, introdução de cargas etc..., OLIVEIRA e BRITO (1998).

As encostas definem-se, segundo STOCHALAK (1974), como toda superfície natural inclinada unindo outras duas, caracterizadas por diferentes energias potenciais gravitacionais. O termo talude é mais empregado para definir encostas próximas a obras lineares, como mineração etc..., e tem um caráter mais geotécnico e relacionado a áreas restritas, WOLLE (1980). Em uma encosta, pode-se verificar talude natural, que são encostas de maciço terroso, rochoso ou misto originado por agentes naturais. Talude de corte é o resultado da escavação promovida pelo homem em taludes naturais ou em encostas e talude artificial são declividades de aterros construídos, Figura II.1.

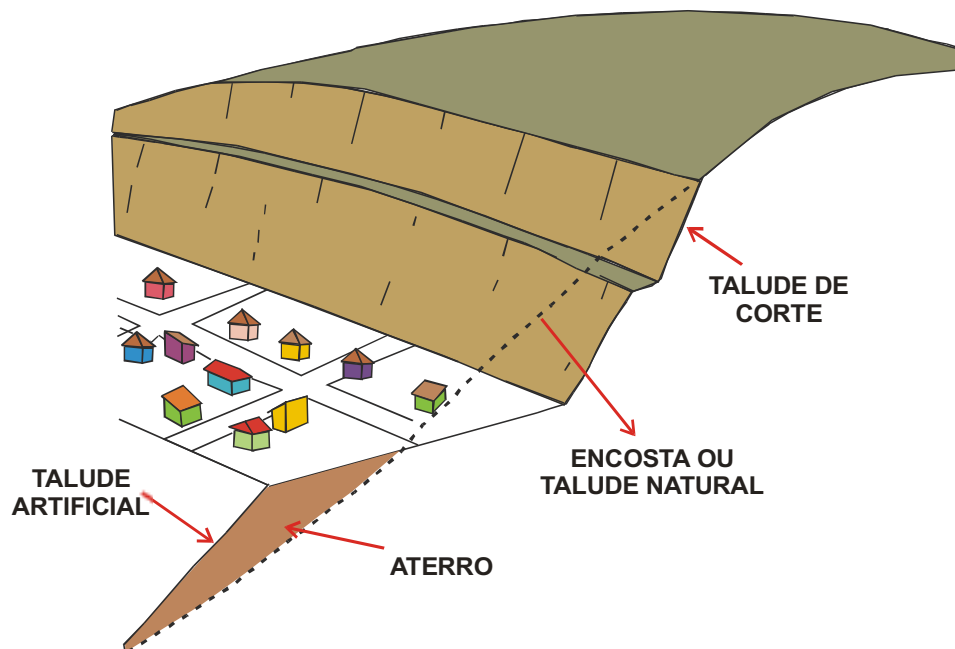


Figura II.1 – Diferença entre encosta, talude natural, de corte e artificial, UNESP/IGLA.

Existem inúmeras classificações de movimentos gravitacionais de massa. A mais utilizada mundialmente e considerada como a oficial da Internacional Association of Engineering Geology (IAEG) é a proposta por VARNES (1978) mostrada na Tabela II.1, porém, esta não mostra as características do movimento, material e geometria mobilizada trazidas na Tabela II.2 na classificação realizada por AUGUSTO FILHO (1992), sendo esta, uma das mais completas classificações dos movimentos gravitacionais.

Tabela II.1 – Classificação dos movimentos de encosta segundo VARNES (1978).

CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS, VARNES (1978)					
TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			ROCHA	SOLO (ENGENHARIA)	
				GROSSEIRO	FINO
QUEDAS			de rocha	de detritos	de terra
TOMBAMENTOS			de rocha	de detritos	de terra
ESCORREGA- MENTOS	ROTACIO- NAL	Poucas unidades	Abatimento e rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
			de blocos rochosos	de blocos de detritos	de blocos de terra
	TRANSLA- CIONAL	Muitas unidades	de rocha	de detritos	de terra
EXPANSÕES LATERAIS			de rocha	de detritos	de terra
CORRIDAS/ESCOAMENTOS			de rocha (rastejo profundo)	de detritos	de terra
				Rastejo de solo	
COMPLEXOS: Combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimentos					

Na Tabela II.2, os movimentos gravitacionais de massa estão agrupados em quatro classes: Rastejos (Creep), Escorregamentos (Slides), Quedas (Falls) e Corridas (Flows), segundo a concepção de HUTCHINSON (1968). De acordo com AUGUSTO FILHO, cada um desses grupos citados na Tabela II.2 admite subdivisão, principalmente os escorregamentos e as corridas, e para os quais existem inúmeras classificações e terminologias específicas, IPT (1987) e IPT (1988).

Tabela II.2 – Classificação dos movimentos de encosta segundo AUGUSTO FILHO (1992).

CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS, AUGUSTO FILHO (1992)	
PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO, MATERIAL E GEOMETRIA
RASTEJO (CREEP)	<ul style="list-style-type: none"> • Vários planos de deslocamento (internos). • Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes c/ a profundidade. • Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes. • Solo, depósito, rocha alterada/fraturada. • Geometria indefinida.
ESCORREGAMENTOS (SLIDES)	<ul style="list-style-type: none"> • Poucos planos de deslocamentos (externos). • Velocidades média (m/h) a altas (m/s). • Pequenos a grandes volumes de material. • Geometria e materiais variáveis: • PLANARES = solos poucos espessos, solos e rochas c/ um plano de fraqueza; • CIRCULARES = solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas; • EM CUNHA = solos e rochas com dois planos de fraqueza.
QUEDAS (FALLS)	<ul style="list-style-type: none"> • Sem planos de deslocamentos. • Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado. • Velocidades muito altas (vários m/s). • Material rochoso. • Pequenos a médios volumes. • Geometria variável: lascas, placas, blocos etc. • ROLAMENTO DE MATAÇÃO • TOMBAMENTO
CORRIDAS (FLOWS)	<ul style="list-style-type: none"> • Muitas superfícies de deslocamentos (internas e externas à massa em movimentação). • Movimento semelhante ao de um líquido viscoso. • Desenvolvimento ao longo das drenagens. • Velocidades médias e altas. • Mobilização de solo, rocha, detritos e água. • Grandes volumes de material. • Extenso raio de alcance mesmo em áreas planas.

Classificam-se os movimentos de massa pela velocidade de seu movimento, como se pode verificar na Tabela II.3, que mostra a classificação dos movimentos de maciços terrosos em função das velocidades com que eles se processam, segundo VARNES (1978). Atualmente, existe uma classificação complementar à de VARNES (1978): nela, distinguem-se 7 classes de velocidades que estão associadas às características de situações e danos provocados pelo deslizamento, WP/WLI (1994).

Tabela II.3 – Classificação dos movimentos maciços terrosos em função das velocidades, VARNES (1978) e WP/WLI (1994).

CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS SEGUNDO SUA VELOCIDADE, VARNES (1978)		
VELOCIDADE	DESCRIÇÃO DA VELOCIDADE	TIPO DE MOVIMENTO
> 3 m/s	EXTREMAMENTE RÁPIDA	DESMORONAMENTO
0,3 m/min - 3m/s	MUITO RÁPIDA	DESMORONAMENTO
1,5 m/dia - 0,3 m/min	RÁPIDA	DESMORONAMENTO E ESCORREGAMENTO
1,5 m/mês - 1,5 m/dia	MODERADA	ESCORREGAMENTO
1,5 m/ano - 1,5 m/mês	LENTA	ESCORREGAMENTO E CREEP
0,06 m/ano - 1,5 m/ano	MUITO LENTA	CREEP
< 0,06 m/ano	EXTREMAMENTE LENTA	CREEP
CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS SEGUNDO SUA VELOCIDADE, WP/WLI (1994)		
CLASSES DE VEL.	DESCRIÇÃO DA VELOCIDADE	VELOCIDADE
7	EXTREMAMENTE RÁPIDA	> 5 m/s
6	MUITO RÁPIDA	3 m/min – 5 m/s
5	RÁPIDA	1,8 m/h – 3 m/min
4	MODERADA	13 m/mês - 1,8 m/h
3	LENTA	1,6 m/ano - 13 m/mês
2	MUITO LENTA	16 mm/ano - 1,6 m/ano
1	EXTREMAMENTE LENTA	< 16 mm/ano

2.3.1.ESCOAMENTOS

Os escoamentos são representados por deformações, ou movimentos contínuos, estando ou não definida a superfície de ruptura. O conceito de escoamento não se associa ao fator velocidade; engloba movimentos lentos, como os rastejos, ou movimentos rápidos, tais como as corridas.

2.3.1.1. RASTEJOS

Os rastejos consistem no movimento descendente, lento e contínuo da massa de solo de um talude. Correspondem a uma deformação de caráter plástico, cuja geometria não é bem definida e também não apresenta o desenvolvimento de uma superfície definida de ruptura, OLIVEIRA e BRITO (1998). Eles afetam horizontes superficiais de solo, horizontes de transição solo/rocha e até mesmo rocha alterada e fraturada em profundidades maiores. Quanto ao tipo de material, considera-se o rastejo em solo superficial de encosta e rastejo em massa em tálus.

A movimentação é provocada pela ação da gravidade, intervindo também os efeitos devidos às variações de temperatura e umidade. Esse tipo de movimentação se diferencia dos escorregamentos pela diferença no mecanismo de deformação, ou seja, quando as tensões estiverem acima da tensão de fluência, a movimentação estará num estado de rastejo; quando atingirem valores iguais aos de resistência máxima ao cisalhamento, iniciar-se-á o escorregamento, além da continuidade e da lentidão do processo, GUIDICINI E NIEBLE (1976).

Segundo TERZAGUI (1950), esse tipo de movimento pode ter comportamento complexo, avançado com velocidade não-uniforme; pode passar de rastejo para escorregamento e este ser seguido por rastejo do material que se deslocou para fora do talude. A velocidade de tal processo não supera 0,30 m em dez anos, em rastejos típicos, e são raros os casos de movimentos mais rápidos.

Outro fator influente na deflagração do processo é a mudança no teor em água, de um certo volume de material, a qual pode provocar um deslocamento do centro de gravidade da massa, iniciando, assim, o processo de movimentação. Os rastejos podem cessar na estação seca. Ao depararem com obstáculos a sua frente, massas em processo de rastejo poderão embarrigar, dobrar-se ou romper.

Identificam-se tais processos por intermédio de indícios indiretos, como mudança na verticalidade de árvores, troncos encurvados, blocos deslocados de sua posição original, estratos e camadas rochosas sofrendo variações bruscas encosta abaixo, deslocamentos de muros, postes e cercas, pequenos abatimentos ou degraus na encosta, trincas e rupturas em elementos rígidos - muretas, muros, paredes, matacões arredondados -, mostrado na Figura II.2. Esse tipo de movimento pode afetar obras civis perto de encostas e taludes, causar problemas nas fundações de pilares de pontes, viadutos e de qualquer obra construída próxima às encostas que apresentem semelhante processo de movimentação de massa.

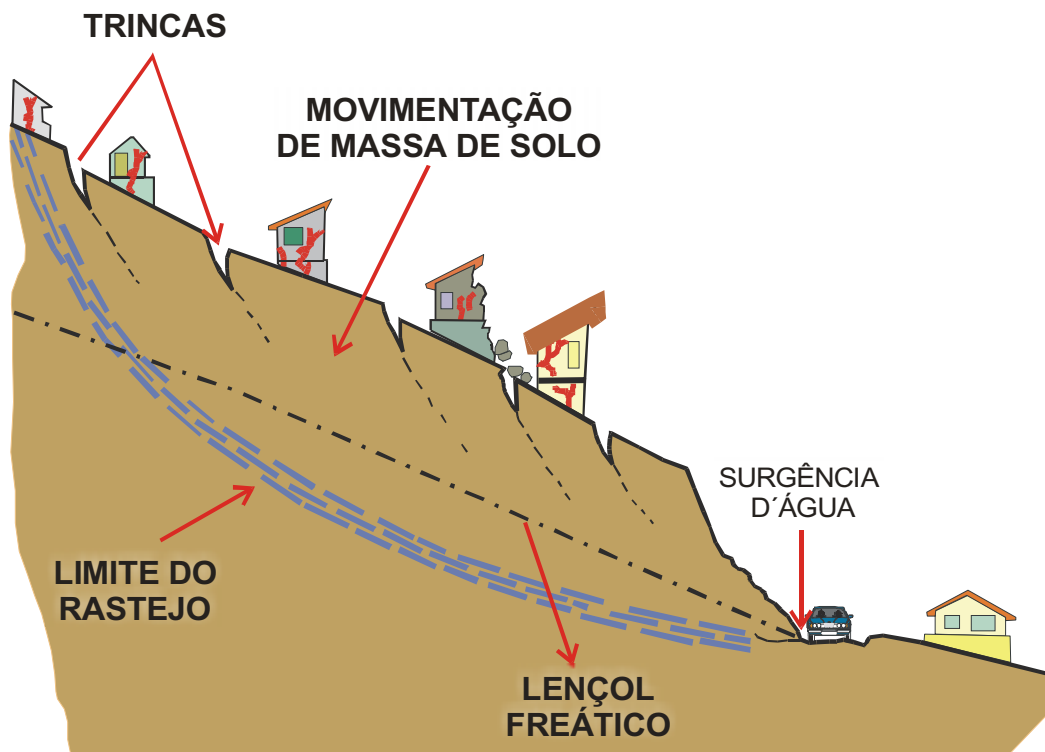


Figura II.2 – Rastejo e características predominantes para classificação deste tipo de movimento, UNESP/IGLA.

2.3.1.2. CORRIDAS

As corridas são formas rápidas de escoamento de caráter essencialmente hidrodinâmico, provocado pela perda de atrito em virtude da

destruição da estrutura do solo em presença do excesso de água. Caracterizam-se por: superfície de ruptura indefinida; ocorrem em taludes com inclinação variável; movimento semelhante ao de um fluido viscoso; curta duração e alta velocidade de deformação (Figura II.3).



Figura II.3 – Corridas, OLIVEIRA e BRITO (1998).

Uma massa de solo pode fluir como um líquido se conseguir atingir um certo grau de fluidez e pode ainda tornar-se um fluido por simples adição de água, por efeito de vibrações e por processos de amolgamento, no caso de argilas sensíveis.

As corridas de massa recebem diferentes denominações de acordo com as características do material mobilizado e as velocidades de deslocamento do processo. Dentre elas, estão as corridas de lama, as quais consistem de solo com alto teor de água; corrida de terra, cujo material predominante também é o solo mas com teor menor de água; e corrida de detritos, cujo material predominante é grosseiro, envolvendo fragmentos de rocha de vários tamanhos.

Existem dois tipos de mecanismos básicos da geração para corridas de massa: o de origem primária, onde a formação das corridas se dá a partir da desestruturação total do material mobilizado de escorregamentos nas encostas; e o de origem secundária, onde a formação ocorre nas drenagens principais a partir da remobilização de detritos acumulados no leito e dos barramentos naturais, acrescidos do material de escorregamentos nas

encostas e de grandes volumes de água gerados em picos de cheias nas drenagens.

O processo de corrida de massa está associado à dinâmica de evolução das vertentes de relevos montanhosos, por isso é natural que mostre certa recorrência ao longo do tempo. Porém a ocupação das encostas sem critérios adotados pode acelerar o processo.

2.3.2. ESCORREGAMENTOS

Os escorregamentos são movimentos rápidos de massas de solo ou rocha, de duração relativamente curta, de massas de terreno em geral bem definidas quanto ao seu volume, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude (natural, de corte ou aterro), ao longo de uma superfície de deslizamento.

Esse tipo de movimentação de massa, conforme mencionado anteriormente, difere do processo de rastejo, porque, ao se ter aumento de tensões atuantes ou queda de resistência em períodos curtos ou combinações e tais mecanismos, leva o terreno de taludes e encosta naturais a rupturas por cisalhamento.

A velocidade de avanço de um escorregamento, segundo TERZAGUI (1950), cresce, mais ou menos rapidamente, de quase zero a pelo menos 0,30m/h e depois decresce até um valor mais baixo. Velocidades maiores podem ser atingidas. A ruptura por cisalhamento, ao longo de uma superfície de escorregamento se associa a uma diminuição da resistência ao cisalhamento, como já mencionado; assim, durante a primeira fase do escorregamento, a massa em movimento avança com velocidade acelerada, e, à medida que ocorre o escorregamento, diminuem as forças que determinam o movimento; daí a massa vai atingindo posições cada vez mais estáveis. O movimento se torna retardado e pára, ou assume caráter de rastejo.

A velocidade máxima de movimento depende da inclinação e natureza do terreno e da causa inicial. Os movimentos mais bruscos ocorrem em terrenos relativamente homogêneos que combinam coesão e ângulo de atrito elevado e onde a superfície de deslizamento é mais inclinada.

Os escorregamentos são identificados como translacionais, rotacionais e em cunha, em função da sua geometria e da natureza do material que instabilizam.

2.3.2.1 ESCORREGAMENTOS TRANSLACIONAIS

Os escorregamentos translacionais ou planares de solo, Figura II.4, são processos muito freqüentes nas encostas serranas do Brasil, envolvendo solos superficiais, freqüentemente até o contato com a rocha subjacente, alterada ou não. Podem ocorrer em taludes mobilizando solo saprolítico, saprolitos e rochas condicionados por estruturas planares desfavoráveis à estabilidade e relacionados a feições geológicas diversas, tais como foliação, xistosidade, fraturas, falhas etc...

A anisotropia acentuada no interior da massa de solo ou rocha apresentará plano de movimentação condicionado a tais anisotropias quando acontecerem eventuais escorregamentos. Esses tipos de escorregamento podem ocorrer em taludes mais abatidos, ou seja, menos íngremes e extensos; na maioria das vezes, atingem centenas ou milhares de metros.

Existem vários tipos de escorregamentos translacionais baseados no tipo de material transportado: rocha, solo, solo e rocha e remontantes, estes caracterizados como uma série de escorregamentos rotacionais simples, que ocorrem sucessivamente, segundo KRYNINE e JUDD (1957).

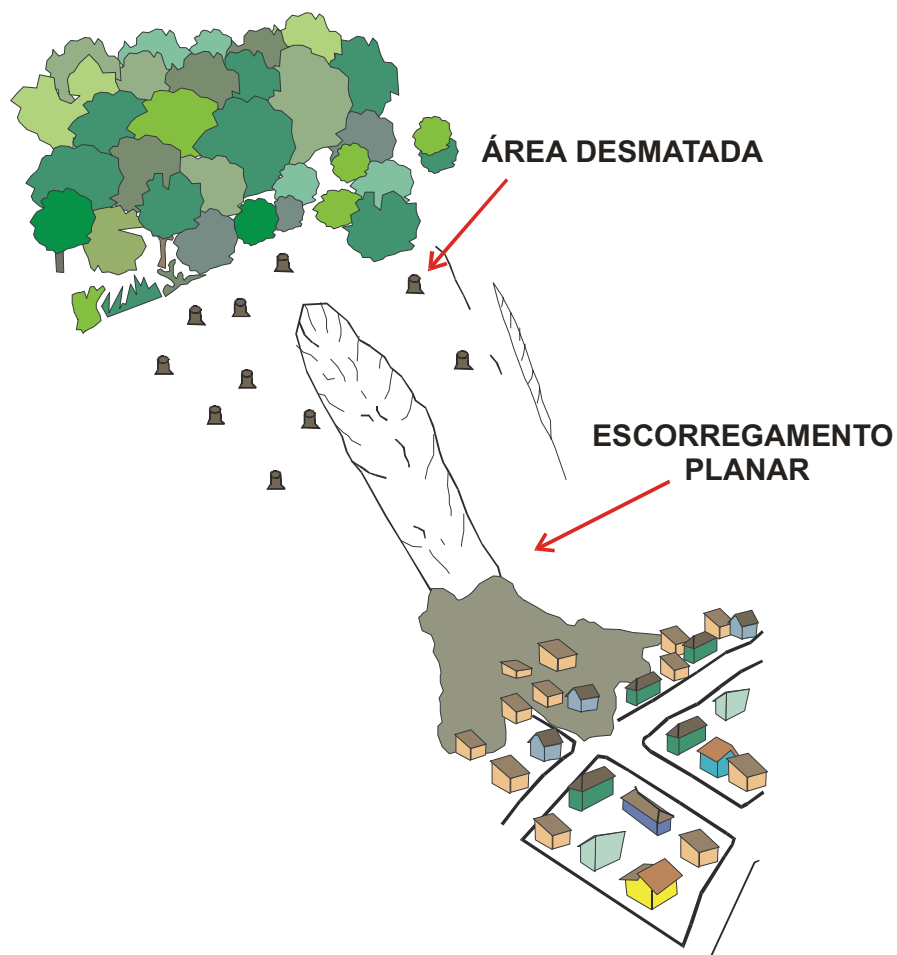


Figura II.4 – Escorregamentos translacionais ou planares, UNESP/IGLA.

2.3.2.2 ESCORREGAMENTOS ROTACIONAIS

A separação de uma certa massa de material do terreno – delimitada, de um lado, pelo talude e, do outro, por uma superfície contínua de ruptura com superfícies de deslizamentos curvas, sendo comum uma série de rupturas combinadas e sucessivas - caracteriza os escorregamentos rotacionais, Figura II.5.

Os escorregamentos rotacionais são movimentos catastróficos causados pelo deslizamento repentino do solo residual que recobre a rocha ao longo de sua superfície.

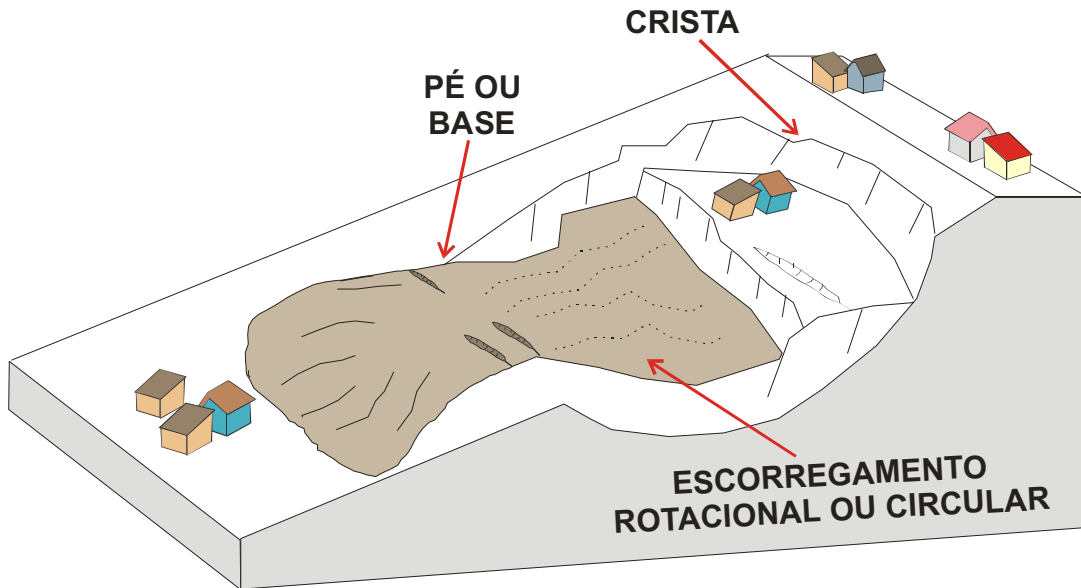


Figura II.5 – Escorregamento rotacional ou circular, OLIVEIRA e BRITO (1998).

A forma e a posição da superfície de ruptura são influenciadas pela distribuição de pressões neutras e pelas variações de resistência ao cisalhamento dentro da massa do terreno, KRYNINE e JUDD (1957). A partir daí, assume-se a forma mais simplificada e que mais se aproxima da realidade, que é um arco de circunferência, supondo-se que o talude seja contínuo na seção e a tensão de cisalhamento e a resistência a este sejam distribuídos uniformemente, ao longo da superfície de ruptura.

Existem dois tipos básicos de escorregamentos rotacionais: o de talude e o de base. Tais modelos teóricos correspondem, com razoável aproximação, ao que ocorre na natureza. Nos dois casos, o limite entre o material não mobilizado e o material levado é constituído de rocha, argila muito dura ou outro material de resistência superior ao deslocado da encosta. Por princípio, a força responsável pelo colapso é o peso da cunha, enquanto a força resistente é a resistência ao cisalhamento ao longo do círculo de ruptura. Existem outras forças resistentes e outras atuantes: procedendo-se a uma análise da relação entre tais forças para diferentes posições do círculo de escorregamento, encontrar-se-á o menor valor chamado de fator de segurança contra a ruptura.

Esse tipo de movimento de massa está associado a aterros, pacotes de solo ou depósitos mais espessos, rochas sedimentares ou cristalinas intensamente fraturadas.

2.3.2.3 ESCORREGAMENTOS EM CUNHA

Esses movimentos se associam a saprolitos e maciços rochosos, nos quais a existência de duas estruturas planares, desfavoráveis a estabilidade, condiciona o deslocamento de um prisma ao longo do eixo de intersecção dos planos, Figura II.6.

Os escorregamentos em cunha são mais comuns em taludes de corte ou em encostas que sofram algum tipo de desconfinamento natural ou antrópico.

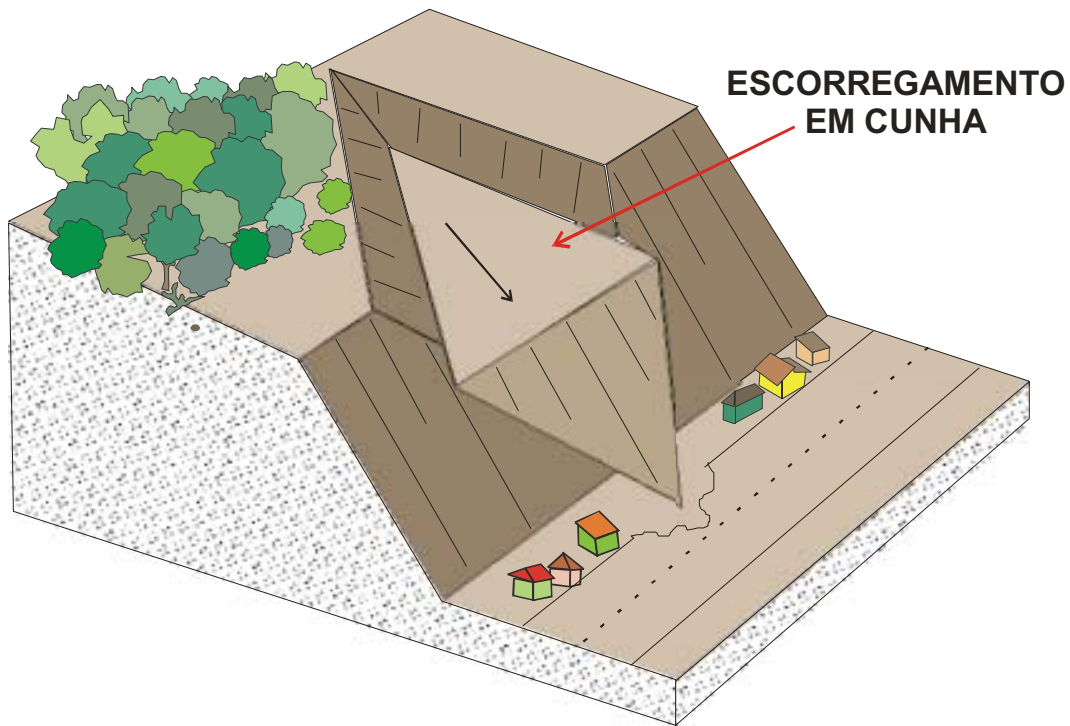
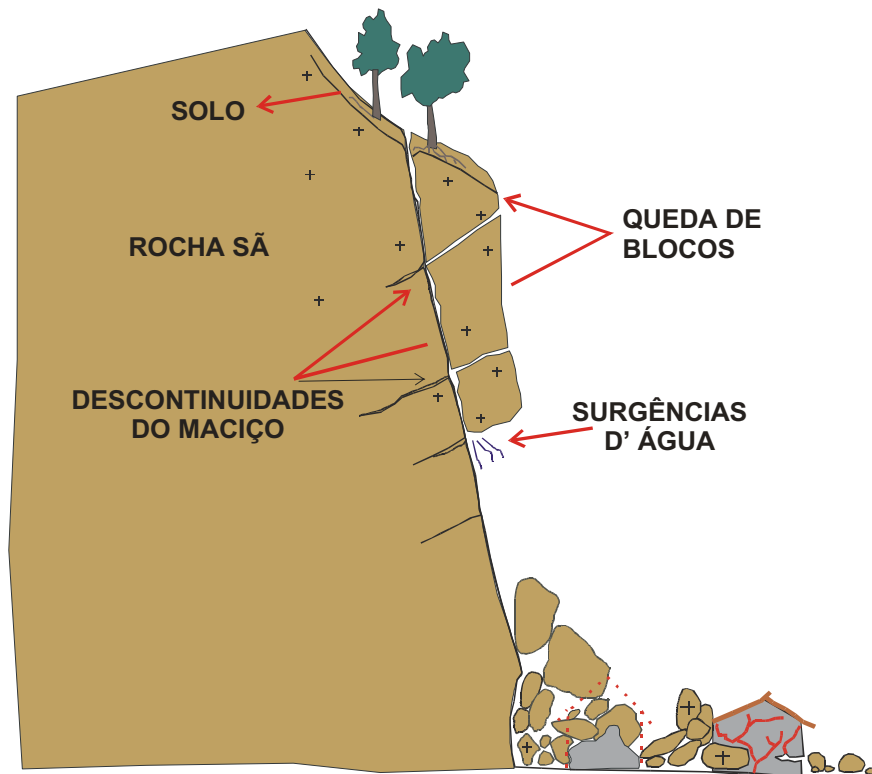


Figura II.6 – Escorregamentos em cunha, OLIVEIRA e BRITO (1998).

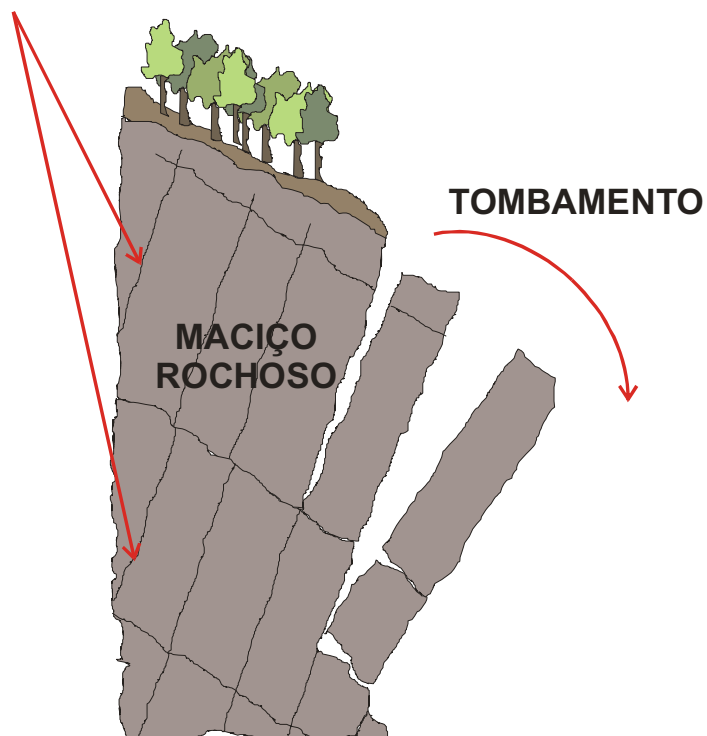
2.3.3. QUEDAS

Os processos de movimentos de blocos rochosos consistem nos deslocamentos, por gravidade, de blocos de rocha. Classificam-se em vários

tipos: queda de blocos, tombamento de blocos, rolamento de blocos e deslocamento, Figura II.7.



DESCONTINUIDADES



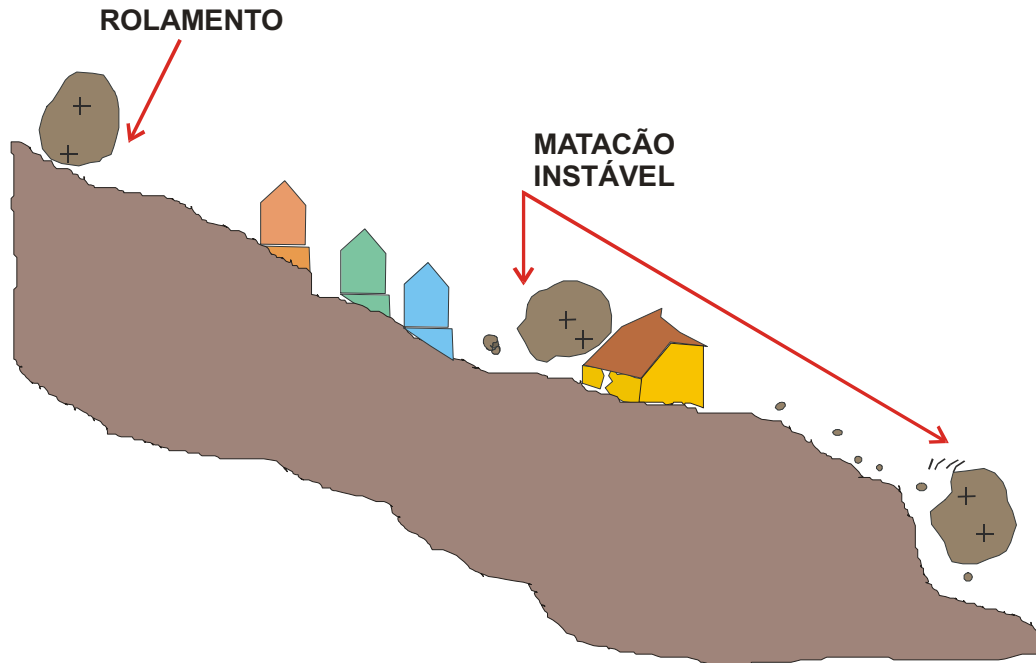


Figura II.7 – Queda de blocos, tombamento, rolamento, OLIVEIRA e BRITO (1998).

A queda de blocos é definida por uma ação de queda livre a partir de uma elevação com ausência de superfície de movimentação. Quedas ocorrem pela ação alternada de congelamento e degelo ao longo de fraturas e juntas, por ciclagem térmica em massas rochosas, por perda de apoio de blocos causada pela ação erosiva de veículo aquoso, por processo de desconfinamento lateral de maciços rochosos decorrente de linhas de entalhe recentes, por alívio de tensões de origem tectônica - mesmo em obras subterrâneas -, por vibrações, por empuxo hidrostático ao longo de juntas verticais ou, por composição desses processos.

O tombamento de blocos consiste no movimento que se dá pela rotação dos blocos rochosos, condicionado pela presença de estruturas geológicas no maciço rochoso, com grande mergulho.

O rolamento de blocos corresponde a movimentos de blocos rochosos ao longo de superfícies inclinadas. Os blocos quase sempre estão parcialmente imersos em matriz terrosa, destacando-se dos taludes e encostas por perda de apoio.

O deslocamento consiste no desprendimento de lascas ou placas de rocha que se formam a partir de estruturas tipo xistosidade, acamamento etc., por causa das variações térmicas ou alívio de tensão. O desprendimento pode se dar em queda livre ou por deslizamento ao longo de uma superfície inclinada.

2.4. FATORES, AGENTES E CAUSAS QUE DEFLAGRAM OS MOVIMENTOS DE MASSA

VARNES (1978) separou os fatores que afetam a estabilidade das massas e rochas e aceleram a deflagração dos movimentos em dois grupos de ação: aqueles que aumentam as solicitações e aqueles que diminuem a resistência. Os primeiros são: remoção de massa provocando erosão, escorregamentos; sobrecarga causada pelo peso da água de chuva, acúmulo natural de material, peso da vegetação e construção de estruturas, aterros etc.; solicitações dinâmicas devidas a terremotos, ondas, tráfego sísmico induzido etc.; e pressões laterais causadas pela água em trincas, por material expansivo etc.. Os fatores da redução da resistência são devidos às características geomecânicas do material, tensões etc. e a mudanças ou fatores variáveis, tais como intemperismo e elevação do nível de água. A classificação proposta pelo citado autor é a mais utilizada internacionalmente.

A seguir, pode-se verificar as causas e agentes no quadro proposto por GUIDICINI e NIEBLE (1976), Tabela II.3. Procura-se identificar os fatores responsáveis pela movimentação, para se adotarem medidas corretivas ou preventivas. Em muitos casos, não é possível remover a causa, mas necessário reduzir os efeitos continuamente.

A importância das classificações, sob o ponto de vista da aplicação, corresponde à possibilidade de se associar cada tipo de movimento de encosta a um conjunto de características. Essas características, em conjunto com o entendimento dos condicionantes, permite formular modelos para providenciar medidas preventivas e corretivas.

A partir das classificações dos fatores, causas e agentes deflagradores dos movimentos propostas por VARNES (1978) e GUIDICINI e NIEBLE. (1976), pode-se separar os principais condicionantes que deflagram os movimentos: as características climáticas, as características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas e taludes, abrangendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas, as características geomorfológicas com destaque para a inclinação da encosta, o regime das águas de superfície e subsuperfície e as características do uso e ocupação, incluindo-se cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção antrópica das encostas, como cortes, aterros, concentração de águas servidas, pluviais etc.

Tabela II.3 - Agentes/Causas dos escorregamentos e processos correlatos segundo GUIDICINI e NIEBLE. (1976).

AGENTES E CAUSAS DOS ESCORREGAMENTOS	
AGENTES	
PREDISPONENTES	<ul style="list-style-type: none"> Complexo geológico, complexo morfológico, complexo climático-hidroológico, gravidade, calor solar, tipo de vegetação original.
EFETIVOS	PREPARATÓRIOS <ul style="list-style-type: none"> Pluviosidade, erosão pela água e vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação de nível de lagos e marés e do lençol freático, ação de animais e humana, inclusive desflorestamento.
	IMEDIATOS <ul style="list-style-type: none"> Chuvas intensas, fusão do gelo e neve, erosão, terremotos, ondas, vento, ação do homem etc.
CAUSAS	
INTERNAS	<ul style="list-style-type: none"> Efeitos das oscilações térmicas. Redução dos parâmetros de resistência por intemperismo.
EXTERNAS	<ul style="list-style-type: none"> Mudanças na geometria do sistema. Efeitos de vibrações. Mudanças naturais na inclinação das camadas.
INTERMEDIÁRIAS	<ul style="list-style-type: none"> Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas. Elevação da coluna da água em descontinuidades. Rebaixamento rápido do lençol freático. Erosão subterrânea retrogressiva "piping". Diminuição do efeito de coesão aparente.

Sabe-se, que na maioria dos escorregamentos, não há fatores, agentes e causas deflagradores dos movimentos agindo isoladamente no processo, e

sim um conjunto deles. Alguns dos condicionantes antes listados têm particular importância, pois referem-se diretamente às características geológicas, geomorfológicas e geotécnicas. Fatores significativos para o estudo dos movimentos, são descritos na Tabela II.4.

Tabela II.4 – Fatores geológicos, geomorfológicos e geotécnicos significativos para o estudo dos movimentos, FERREIRA (1987).

FATORES GEOLÓGICOS, GEOMORFOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS		
FATORES GEOLÓGICOS		
HIDROLÓGICOS	<ul style="list-style-type: none"> Elevação do nível piezométrico, rochas muito fraturadas, rebaixamento rápido do lençol de água, erosão superficial. 	
FRATURAS	<ul style="list-style-type: none"> Grau de fraturamento, tipo de fratura, material de enchimento, inclinação e sentido. 	
XISTOSIDADE	<ul style="list-style-type: none"> Superfície de movimentação propícia, caminhos preferenciais para a instabilidade. 	
ALTERAÇÃO DO GRAU DE EVOLUÇÃO	AÇÃO INTEMPÉRICA	<ul style="list-style-type: none"> Dissolução dos elementos cimentantes, desenvolvimento de redes de pequenas fraturas, queda da resistência.
	HETEROGENEIDADE DO MACIÇO	
	SUPERFÍCIES RESIDUAIS	<ul style="list-style-type: none"> Ondulações, rugosidades, lisas, abauladas, escarpada em degraus até fortemente irregulares.
FATORES GEOMORFOLÓGICOS		
TOPOGRAFIA	<ul style="list-style-type: none"> Mostra afloramentos, as unidades litológicas e estratigráficas, altitudes das camadas, elementos estruturais anômalos, posição do lençol freático, ressurgência de água, os limites das áreas movimentadas e locais de amostragens. A planta topográfica contém a extensão dos movimentos, inclinação da superfície externa, volume, forma, aspecto exterior, forma de manifestação (abatimento, deformação plástica, colapso, assentamento, abaixamento e desprendimento). 	
ESTÁGIO DA REDE DE DRENAGEM	MODELO CLÁSSICO	<ul style="list-style-type: none"> Descreve o fluxo como sendo linhas subparalelas ao nível do lençol freático que é dectado fazendo perfurações no interior do talude. Um tapete impermeável no pé do talude não altera as condições de drenagens, pois o fluxo é paralelo à superfície do terreno.
	MODELO PATTOR E HENDROM (1974)	<ul style="list-style-type: none"> Nas mesmas redes, existe geralmente um gradiente de pressão ascendente nas perfurações da parte inferior da encosta. Um tapete impermeável no pé do talude irá provocar variações consideráveis no desenvolvimento da rede de fluxo, no interior do maciço.

FATORES GEOLÓGICOS, GEOMORFOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

FATORES GEOTÉCNICOS

- Granulometria do solo
 - Limites de consistência
 - Atividade
 - Expansão e colapso dos solos
 - Parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão)
-

2.4.1. CHUVAS

As chuvas atuam como principal agente físico na deflagração de escorregamentos no Brasil. Os grandes acidentes relacionados a esses processos ocorreram durante períodos chuvosos, que variam de região para região.

As precipitações contribuem diretamente para as instabilizações de encosta, em decorrência do alteamento do nível de água e da geração de forças de percolação; do preenchimento temporário de fendas, trincas e/ou estruturas em solos saprolíticos e rochas com geração de pressões hidrostáticas e da formação de frentes de saturação, sem a elevação ou formação de nível de água (solos não saturados), reduzindo a resistência dos solos pela perda de coesão.

O ciclo hidrológico, Figura II.8, mostra o que acontece com as águas. Ao cair no solo, a água da chuva toma três trajetórias: uma parte da água retorna à atmosfera pelo efeito da evaporação; outra infiltra-se pelas fendas e poros, formando os lençóis subterrâneos; a última, a mais preocupante sob o ponto de vista da erosão, desliza pela superfície, abrindo sulcos ou caminhos de fácil acesso.

Os índices pluviométricos críticos para a deflagração dos escorregamentos variam com o regime de infiltração no terreno, com a dinâmica das águas subterrâneas no maciço e com o tipo de instabilização, diminuindo sua resistência ou aumentando as tensões nele atuantes. Os escorregamentos induzidos são deflagrados por índices pluviométricos

menores que os escorregamentos naturais. Em rochas condicionadas por planos de fraquezas, os processos de movimentos de massa são mais susceptíveis a chuvas concentradas ou imediatas por causa das gerações de pressões hidrostáticas e menos afetados pelos índices pluviométricos acumulados nos dias anteriores ao evento.

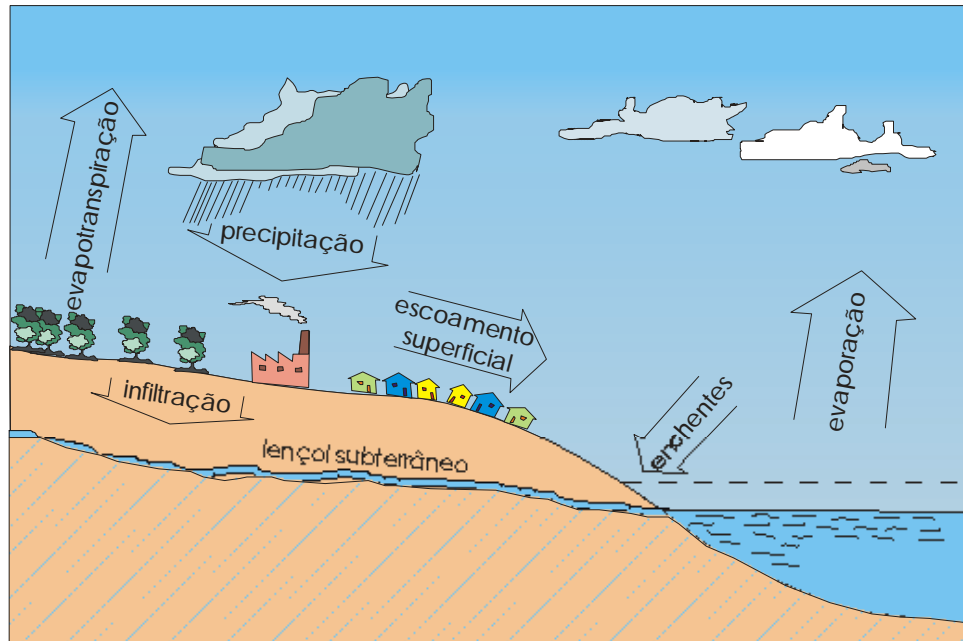


Figura II.8 – Ciclo hidrológico, SUPAM (1983).

Os índices pluviométricos, ao longo do tempo, vêm sendo estudados sempre associados aos escorregamentos para se prever temporalmente a ocorrência dos eventos. Isso leva alguns pesquisadores a tentar estabelecer algumas relações empíricas, probabilísticas ou físico-matemáticas entre os parâmetros.

GUIDICINI e IWASA (1976) estabeleceram, para São Paulo, uma correlação entre chuva e escorregamento (rochas metamórficas e granitos), pioneira em âmbito nacional. Eles propuseram faixas de periculosidade para a deflagração dos escorregamentos a partir dos coeficientes do ciclo e do episódio, utilizando o registro pluviométrico acumulado até a data do episódio de chuva intensa, o registro pluviométrico acumulado até a data do episódio e a média anual de pluviosidade da região. As análises feitas por eles permitiram concluir que eventos pluviométricos superiores a 20 % da pluviosidade média

anual indicam alta possibilidade de deflagração de escorregamentos significativos.

Estudos desenvolvidos por TATIZANA et al. (1987) citado por OLIVEIRA e BRITO (1998), em região da Serra do Mar, no município de Cubatão, SP, mostraram correlação entre a deflagração dos escorregamentos planares em solo e os índices pluviométricos horários e os acumulados anteriores ao evento. Observou-se que, para os maiores valores acumulados, os índices pluviométricos horários deflagradores dos escorregamentos decresciam. Outros autores também obtiveram sucesso, como ELBACHÁ et al. (1992), que apresentaram correlação entre a chuva e escorregamentos, para a cidade de Salvador, BA, sendo que tanto os índices horários como os acumulados críticos eram relativamente menores.

Confirmando a tendência atual, que parece ser a de adequar as correlações probabilísticas com índices pluviométricos aos mecanismos de escorregamentos estudados em detalhe, utilizam-se áreas instrumentadas, VARGAS JR et al. (1992).

O principal objetivo em monitorar as precipitações (índices pluviométricos) é tentar antecipar-se à deflagração dos escorregamentos, pois parece muito mais fácil e de baixo custo acompanhar o parâmetro chuva do que o nível de água e o grau de saturação do solo das encostas.

2.4.1. AÇÃO ANTRÓPICA

A ocupação antrópica em encostas, no Brasil, vem sendo um dos grandes problemas de escorregamentos e constitui o mais importante agente modificador. A má utilização do uso e a ocupação dessas áreas – naturalmente suscetíveis - ampliam os processos de instabilização. Vários são os casos ocorridos em encostas ocupadas que chegaram ao processo de movimentação por causa da imprudência humana.

NUNES et al. (1990) e NAKAZAWA e CERRI (1990) afirmam que mais de 90 % dos escorregamentos em Petrópolis, RJ, em 1988, foram induzidos pela ocupação desordenada nas encostas. Em outras cidades do Brasil, em áreas urbanas, registram-se os mesmos problemas de ocupação desordenada. Nesse sentido, GUSMÃO FILHO et al. (1997) apresentam um estudo na encosta NW situada em Recife, PE, no Alto do Reservatório, onde ocorreu um escorregamento.

A identificação da ação antrópica como indutor de escorregamentos no Brasil não é novidade. GONÇALVES (1992) apresenta um ofício da Câmara de Vereadores da Comarca da Bahia datado de 1671 o qual atribui, como causa para um escorregamento ocorrido naquela cidade, o lixo lançado indiscriminadamente, indício da ação humana. No documento, pedia-se levantar paredões a fim de impedir o lançamento de lixos na encosta.

As principais interferências antrópicas indutoras de escorregamentos são a remoção da cobertura vegetal; lançamento e concentração de águas servidas; vazamentos na rede de abastecimento, esgoto e presença de fossas; execução de cortes com geometria inadequada (altura e inclinação); execução deficiente de aterros (compactação, geometria, fundação); lançamento de entulho e lixo nas encostas e vibrações produzidas por tráfego pesado etc.

Um dos grandes problemas da ocupação antrópica nas encostas reside na execução de cortes e aterros para construção de casas, o que provoca alterações no estado de tensões atuantes no maciço. Os cortes originam o aparecimento de trincas de tração no topo, as quais, durante precipitações intensas, poderão ser preenchidas por água e levar o talude à ruptura. Além de todos esses problemas, as alterações modificam a geometria das encostas, as condições de drenagem e da cobertura vegetal, facilitando a saturação do maciço e o desencadeamento de instabilizações.

2.5. PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA PARA ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS

Para evitar problemas de instabilização de encostas a fim de se projetar uma contenção ou até mesmo um programa de recomendação de medidas emergenciais para se evitar a ampliação de acidentes ou o início do movimento de massas, deve-se fazer um programa de investigação geotécnica no sentido de se determinarem as características geológico-geotécnicas específicas da área de estudo.

As principais características para se avaliar o processo de instabilização de uma área são: determinar a geometria da instabilização, o mecanismo da movimentação, a natureza e o estado do material mobilizado e o comportamento no tempo; identificar, caracterizar e mapear espacialmente as unidades geológico-geotécnicas; estabelecer correlações entre as unidades mapeadas e o processo de instabilização; e prever os comportamentos das unidades ante as solicitações impostas por alguns tipos de obras de contenção.

É importante salientar, quando se faz referência às características geológico-geotécnicas, que a geologia exerce um papel fundamental para determinar se conhecerem os processos que podem causar o escorregamento nas encostas. Segundo TERZAGUI (1950), o conhecimento geológico é um requisito essencial para a formação de um conceito claro sobre os processos causadores do colapso do talude.

A Tabela II.5 mostra um resumo das investigações da superfície e da subsuperfície para se elaborar um programa de investigação de estabilização de encostas e a Figura II.9 mostra as etapas de investigação geológico-geotécnica proposta por AUGUSTO FILHO (1992), baseada em trabalhos apresentados anteriormente por SANTOS (1981) e WOLLE (1981).

Tabela II.5 – Resumo do programa de investigação geológico-geotécnica, OLIVEIRA E BRITO (1998) e GUIDICINI e NIEBLE (1976).

DADOS DA REGIÃO			
DADOS DA REGIÃO EM ESTUDO	<ul style="list-style-type: none"> • Mapas geológicos. • Mapas geomorfológicos. • Mapas topográficos. • Mapas geotécnicos. • Índices pluviométricos e relação deste com ocorrência de instabilizações na área de estudo. 		
INVESTIGAÇÕES SUPERFICIAS			
INVESTIGAÇÕES	TIPOS	INFORMAÇÕES GERAIS	
SUPERFÍCIE	LEVANTAMENTOS DE CAMPO	<ul style="list-style-type: none"> • Formações geológicas. • Perfil de alteração. • Estruturas geológicas (foliação, fraturas etc.). • Instabilizações existentes (tipo e características). • Feições de movimentação (trincas, degraus etc.). • Surgências de água e zonas de saturação. • Geometria do talude, encosta e processo de instabilização. • Tipo de cobertura. • Interferências antrópicas (terraplenagem, obras, redes de esgoto e água, edificações etc.). <p>OBS.: apresentação dos resultados por meio de plantas preexistentes ou croquis e documentação fotográfica.</p>	
	LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS	AVALIAÇÃO PRELIMINAR	<p>Destaque no local, utilizando-se plantas de pequena escala, dos seguintes aspectos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • bacia de contribuição; • continuidade da encosta; • litologias principais; • depósitos etc.
		EXPEDITO	Fases iniciais de estudo utilizando trena, clinômetro e bússola.
		PLANIALTIMÉTRICO	Levantamentos dos aspectos de interesse de acordo com vistorias realizadas em campo (afloramento rochosos, feições de instabilidade, surgências etc.). Utilização de técnicas de irradiação.
	LEVANTAMENTOS FOTOGRAMÉTRICOS	AEROFOTOGAMÉTRICOS TRADICIONAIS	Através da interpretação de fotografias, pode-se obter várias características da região.
		AEROFOTOGAMÉTRICOS OBLÍQUOS DE BAIXA ALTITUDE	
		FOTOGRAFICOS TERRESTRES	

INVESTIGAÇÕES SUBSUPERFICIAIS			
SUBSUPERFÍCIE	MÉTODOS DIRETOS	POÇOS	Acesso direto aos diferentes horizontes do terreno obtendo amostras deformadas.
		SONDAGEM A TRADO	Nível de água, horizontes em maciços terrosos, amostras deformadas, ensaios de permeabilidade e pesquisa de jazidas para aterro.
		SONDAGEM À PERCUSSÃO	Nível de água, horizontes em maciços terrosos e transição solo/rocha, amostras pouco deformadas, ensaio SPT.
		SONDAGEM ROTATIVA	Horizontes em maciços terrosos e rochosos, amostras pouco deformadas, ensaios de permeabilidade, ensaio de perda de água.
	MÉTODOS INDIRETOS	GEOFÍSICOS	Levantamento extensivos extrapolações a partir de algumas investigações de subsuperfície. Identificação do topo rochoso e posição do lençol freático.
INVESTIGAÇÕES SUPERFICIAIS			
INSTRUMENTAÇÃO	Marcos superficiais, prismas óticos, extensômetros, fissurômetros, medidores de recalque, indicadores de movimentação em profundidade, inclinômetros, células de carga em tirantes, células de pressão total, piezômetros, tensiômetros, medidores de vazão.	Permite a obtenção de dados quantitativos sobre a geometria da superfície de ruptura, deslocamentos horizontais e verticais de áreas instáveis, comportamento hidrogeotécnico e avaliação da resistência, deformabilidade e estado de tensões do talude ou encosta.	
ENSAIOS DE LABORATÓRIO	Análise granulométrica, determinação de índices físicos, limites de consistência, compactação, resistência ao cisalhamento.	Os ensaios de laboratório buscam a determinação das propriedades e dos parâmetros de interesse dos maciços terrosos em relação ao processo de instabilização.	

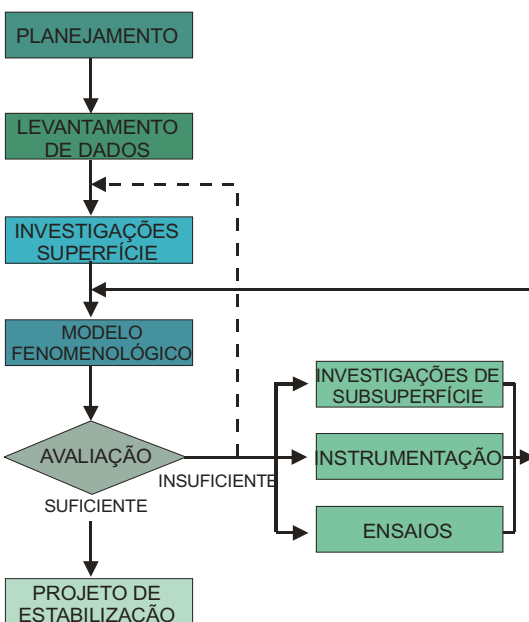


Figura II.9 – Programa de investigação geológica-geotécnica para correção de escorregamentos, AUGUSTO FILHO (1992).

2.6. PRINCIPAIS MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Fazer a análise de estabilidade de um talude ou encosta significa verificar se ambos são mesmo estáveis, por meio da determinação do fator de segurança crítico, associado a uma superfície potencial de deslizamento crítica em um determinado tempo crítico.

Os métodos de análise mais conhecidos e empregados são os analíticos, baseados no equilíbrio-limite e nos modelos matemáticos de tensão e deformação, além de métodos experimentais, em que se empregam modelos físicos de diferentes escalas, e métodos observacionais, nos quais se analisa a partir da experiência acumulada com a análise de rupturas anteriores (retroanálise, ábacos de projetos etc.). Dentre os métodos citados, o mais utilizado é o analítico, principalmente o de equilíbrio-limite, porque considera que as forças tendentes a induzir a ruptura são exatamente balanceadas pelos esforços resistentes. A condição de equilíbrio-limite expressa a estabilidade de um talude ou encosta por meio de um coeficiente ou fator de segurança (FS).

O fator de segurança consiste na relação entre a resultante das forças solicitantes e resistentes ao escorregamento; tem valor unitário quando se trata da condição de equilíbrio-limite, a qual pode ser superior, igual ou inferior a 1, o que determina a condição de estabilidade do talude ou encosta de acordo com a proposta de CARVALHO (1991), Tabela II.6.

Tabela II.6 – Fator de segurança e condições de estabilidade do talude ou encosta, CARVALHO (1991).

FATOR DE SEGURANÇA E CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE DO TALUDE OU ENCOSTA	
FATOR DE SEGURANÇA (FS)	CONDIÇÃO DE ESTABILIDADE
FS < 1	Talude instável: caso o talude venha a ser modificado geometricamente com cortes e ou aterros; nestas condições, deverá sofrer rupturas.
FS = 1	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura; condição adotada geralmente nos cálculos de retroanálise.
FS > 1	Condição estável: quanto mais próximo de 1 o FS, mais precária e frágil a condição de estabilidade do talude; quanto mais distante de 1 o FS, menores serão as possibilidades de o talude vir a sofrer ruptura quando submetido a condições críticas.

Os fatores de segurança necessitam do preestabelecimento da geometria da ruptura e admissão de um regime de deformação do tipo rígido plástico (sistema simplificador), para serem calculados.

A seguir, abordam-se os principais métodos de cálculo baseados no equilíbrio limite. Nesse método, considera-se o equilíbrio de uma porção do talude delimitada pela superfície potencial de ruptura, ao longo da qual se verifica a estabilidade. Admite-se que o estado de ruptura do solo seja definido pelo critério de Mohr-Coulomb, estabelecendo condições de equilíbrio do maciço, delimitado após se estabelecerem algumas hipóteses adicionais. Os métodos mais conhecidos estão descritos na Tabela II.7.

Tabela II.7 – Principais métodos de cálculo de estabilidade de taludes.

PRINCIPAIS MÉTODOS DE CÁLCULO DA ESTABILIDADE	
MÉTODOS LINEARES (NÃO CONSIDERA FATIAS)	<ul style="list-style-type: none"> • Taludes Infinitos. • Método de Culmann. • Método de Rendulic. • Método do Círculo de Atrito.
MÉTODOS NÃO-LINEARES (CONSIDERA FATIAS)	<ul style="list-style-type: none"> • Método de Ordinary (Fellenius). • Método de Bishop. • Método de Bishop modificado. • Método de Spencer. • Método de Morgenstern e Price. • Método de Janbu. • Método de Sarma. • Método de Blocos.

Atualmente existem vários programas computacionais que analisam a estabilidade de uma encosta, calculando o fator de segurança pelos principais métodos lineares e não-lineares apenas entrando com os dados da geometria, características do solo e definição do “grid” e dos raios.

As Tabelas II.8 e II.9 mostram os principais métodos lineares que não utilizam fatias para realização dos cálculos e as Tabelas II.10 a II.13 mostram os métodos não-lineares, por fatias, utilizados neste trabalho, para analisar a estabilidade e calcular o fator de segurança de uma encosta a ser comentada posteriormente. Esse tipo de demonstração foi proposta por FERREIRA (1987) e complementada neste trabalho.

Tabela II.8 – Método de cálculo para taludes infinitos.

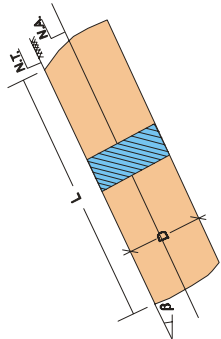
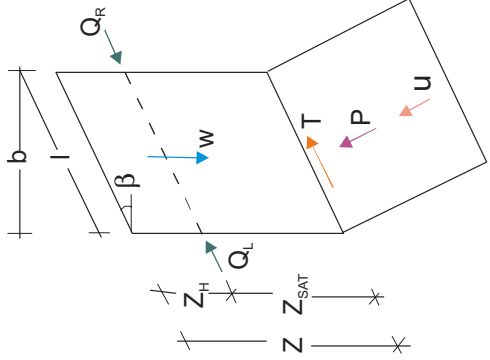
PRINCIPAIS MÉTODOS DE CÁLCULO DA ESTABILIDADE			
MÉTODO	HISTÓRICO	HIPÓTESES	DESENVOLVIMENTO
TALUDE INFINITO	HAEFILI (1948) e SKEMPTON e DELORY (1957)	<ul style="list-style-type: none"> Solo homogêneo com percolação definida por linhas de fluxo paralelas ao terreno. Todas as forças laterais são iguais $Q_L = Q_R$. Superfície de ruptura planar. Desconsidera a resistência das bordas na resistência do conjunto. 	 <p style="text-align: center;">$\frac{L}{D} \geq 10$</p> <p>$Q_L = Q_R$ \sum das forças perpendiculares à base do talude : $P = W \cdot \text{sen } \beta = \sigma \cdot l \quad \therefore \quad \sigma = \frac{W}{b} \cdot b \cos^2 \beta$ \sum das forças paralelas à base do talude : $T = W \cdot \text{sen } \beta = \tau \cdot l \quad \therefore \quad \tau = \frac{W}{b} \cdot \text{sen } \beta \cdot \cos \beta$ critério de ruptura : $s = c' + (\sigma - u) \cdot \text{tg} \phi'$ resistência mobilizadas : $\tau(s_m) = \frac{s}{FS}$ $\frac{W}{b} \cdot \text{sen } \beta \cdot \cos \beta = \frac{1}{FS} \cdot c' + \left(\frac{W}{b} \cdot b \cos^2 \beta - u \right) \text{tg} \phi'$ $FS = \frac{c' + [\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta - u] \text{tg} \phi'}{\gamma \cdot z \cdot \text{sen } \beta \cdot \cos \beta}$</p>
			<p>APLICAÇÕES E OBSERVAÇÕES</p> <ul style="list-style-type: none"> Talude com extensão muito grande $L/D \geq 10$. 

Tabela II.10 – Método de cálculo de Ordinary (Fellenius).

PRINCIPAIS MÉTODOS DE CÁLCULO DA ESTABILIDADE				
MÉTODO	HISTÓRICO	HIPÓTESES	DESENVOLVIMENTO	APLICAÇÕES E OBSERVAÇÕES
ORDINARY (FELLENIUS)	FELLENIUS (1927), primeiro a considerar a divisão da massa em fatias deslizantes	<ul style="list-style-type: none"> A resultante das forças laterais de uma fatia qualquer, na direção normal à base da mesma, é considerada nula. A resultante das forças entre as fatias em cada fatia é paralela a sua base. Superfície de ruptura circular. 	<p>critério de ruptura : $s = c' + (\sigma - u) \cdot \text{tg}\phi' (I)$</p> <p>resistência mobilizadas : $\tau(s_m) = \frac{s}{FS} (II)$</p> <p>$P = \sigma l (III)$; $T = \tau l (IV)$ substituindo em (II), $T = \frac{[c'.l + (P - u.l) \cdot \text{tg}\phi']}{FS}$</p> <p>sendo, $P = W \cdot \cos \alpha$ tem-se, $T = \frac{[c'.l + (W \cdot \cos \alpha - u.l) \cdot \text{tg}\phi']}{FS} (V)$</p> <p>Equilíbrio de momento : $\sum W \cdot R \cdot \text{sen} \alpha = \sum T \cdot R (VI)$</p> <p>Substituindo (V) em (VI) : $\sum W \cdot \text{sen} \alpha = \frac{\sum [c'.l + (W \cdot \cos \alpha - u.l) \cdot \text{tg}\phi']}{FS}$</p> <p>$FS = \frac{\sum [c'.l + (W \cdot \cos \alpha - u.l) \cdot \text{tg}\phi']}{\sum W \cdot \text{sen} \alpha}$</p>	<ul style="list-style-type: none"> Aplicado a qualquer tipo de solo. É o método mais apropriado para aterros de pequenas alturas apoiados sobre fundação de baixa resistência. O FS calculado é usado como valor inicial no método de Bishop.

Tabela II.11 – Método de cálculo de Bishop Modificado.

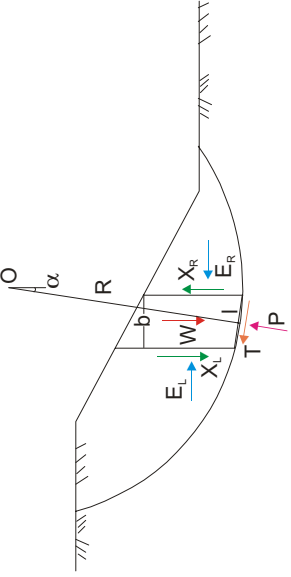
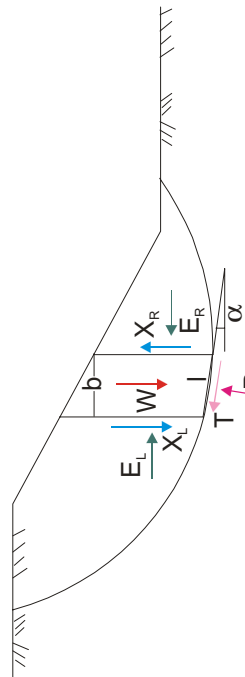
PRINCIPAIS MÉTODOS DE CÁLCULO DA ESTABILIDADE				
MÉTODO	HISTÓRICO	HIPÓTESES	DESENVOLVIMENTO	APLICAÇÕES E OBSERVAÇÕES
BISHOP MODIFICADO OU SIMPLIFICADO	BISHOP (1955)	<ul style="list-style-type: none"> • Não existem forças de cisalhamento entre as fatias. • As forças entre fatias são horizontais. • Superfície de ruptura circular. 	 <p>critério de ruptura : $s = c' + (\sigma - u) \cdot \text{tg}\phi'$ (I)</p> <p>resistência mobilizadas : $\tau(s_m) = \frac{s}{FS}$ (II)</p> <p>$P = \sigma_l$ (III); $T = \tau_l$ (IV) substituindo em (II), $T = \frac{[c' \cdot l + (P - u \cdot l) \cdot \text{tg}\phi']}{FS}$ (V)</p> <p>Equilíbrio das forças : $P \cdot \cos \alpha + T \cdot \text{sen} \alpha = W - (X_R - X_C)$ sendo, $X_R = X_C = 0$ (forças cisalhantes)</p> <p>$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \phi'}{FS} \right)$</p> <p>Equilíbrio de momento : $\sum W \cdot R \cdot \text{sen} \alpha = \sum T \cdot R$ (VI)</p> <p>Substituindo (V) em (VI) : $\sum W \cdot \text{sen} \alpha = \sum \frac{[c' \cdot l + (P - u \cdot l) \cdot \text{tg}\phi']}{FS}$</p> <p>$FS = \frac{\sum [c' \cdot l + (P - u \cdot l) \cdot \text{tg}\phi']}{\sum W \cdot \text{sen} \alpha} = \frac{\sum [c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \text{tg}\phi'] / m_\alpha}{\sum W \cdot \text{sen} \alpha}$</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Aplicado a qualquer tipo de solo. • Usado como método de comparação a outros métodos mais sofisticados.

Tabela II.12 – Método de cálculo de Spencer.

PRINCIPAIS MÉTODOS DE CÁLCULO DA ESTABILIDADE			
MÉTODO	HISTÓRICO	HIPÓTESES	DESENVOLVIMENTO
SPENCER (1967)	SPENCER (1967)	<ul style="list-style-type: none"> As forças são paralelas entre si. Considera-se, para cada fatia, uma resultante Q das forças que são paralelas entre si. A resultante Q atua no centro da base da fatia e forma, com a horizontal, um ângulo de inclinação constante. Superfície de ruptura circular ou qualquer. 	<p>Arbitra-se um valor para θ. Calcula-se o FSf que satisfaz: $\sum Q = 0$</p> $Q = \frac{c \cdot b}{FS} \cdot \sin \alpha + \frac{\text{tg} \phi}{FS} \cdot (W \cos \alpha - \text{u.b.} \cdot \sec \alpha) - W \sin \alpha$ $Q = \frac{\cos(\alpha - \theta) \cdot \left[1 + \frac{\text{tg} \phi}{FS} \cdot \text{tg}(\alpha - \theta) \right]}{\cos(\alpha - \theta)}$ <p>Calcula-se o FS_m que satisfaz: $\sum [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] = 0$. Repete-se o processo com outros valores para θ até que FS_f=FS_m=FS.</p>
			<p>APLICAÇÕES E OBSERVAÇÕES</p> <ul style="list-style-type: none"> Aplicado a qualquer tipo de solo. Método muito laborioso. Fornece valores próximos ao de Bishop Modificado, por isso é pouco utilizado para superfícies circulares. Indicado para taludes não-homogêneos com superfície de ruptura não-circular. Utilizado apenas por programas computacionais. Para determinar o FS por esse método, calcula-se separadamente esse fator por meio da equação (I) e do momento dessas forças em torno do centro O da massa deslizante (II). Obtém-se um fator de segurança que atende ao equilíbrio das forças (FSf) e de outro que atende ao equilíbrio do momento (FS_m). O valor do fator de segurança é aquele correspondente ao valor de θ, que satisfaz as duas equações de equilíbrio mencionadas.

Tabela II.13 – Método de cálculo de Janbu.

PRINCIPAIS MÉTODOS DE CÁLCULO DA ESTABILIDADE				
MÉTODO	HISTÓRICO	HIPÓTESES	DESENVOLVIMENTO	APLICAÇÕES E OBSERVAÇÕES
JANBU SIMPLIFICADO	JANBU (1968)	<ul style="list-style-type: none"> Qualquer forma de superfície de ruptura. Método do equilíbrio das forças. As forças laterais assumidas são horizontais (para todas as lamelas); 	 <p>critério de ruptura : $s = c' + (\sigma - u) \cdot \text{tg}\phi'$ (I)</p> <p>resistência mobilizadas : $\tau(s_m) = \frac{s}{FS}$ (II)</p> <p>$P = \sigma \cdot l$ (III); $T = \tau \cdot l$ (IV) substituindo em (II), $T = \frac{[c' \cdot l + (P - u) \cdot \text{tg}\phi']}{FS}$ (V)</p> <p>Equilíbrio das forças : $P \cdot \cos \alpha + T \cdot \text{sen} \alpha = W - (X_R - X_L)$ sendo, $X_R = X_L = 0$ (forças cisalhantes)</p> <p>$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \phi'}{FS} \right)$</p> <p>Forças paral. base : $T + (E_R - E_L) \cdot \cos \alpha = [W - (X_R - X_L)] \cdot \text{sen} \alpha$ (VI)</p> <p>substituindo (V) em (VI) : $\sum (E_R - E_L) = \sum W \cdot \text{tg} \alpha - \frac{1}{FS} \cdot \sum [c' \cdot l + (P - u) \cdot \text{tg} \phi'] \cdot \text{sec} \alpha = 0$</p> <p>$FS = \frac{\sum [c' \cdot l + (P - u) \cdot \text{tg} \phi'] \cdot \text{sec} \alpha}{\sum W \cdot \text{tg} \alpha} = \frac{\sum [c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \text{tg} \phi'] / \cos \alpha \cdot m_\alpha}{\sum W \cdot \text{tg} \alpha}$</p>	<ul style="list-style-type: none"> Utilizado para solos não-homogêneos e superfície de ruptura qualquer. FS são usualmente considerados baixos quando calculados por métodos que satisfazem todas as condições de equilíbrio.

2.7. CONTENÇÃO DE ENCOSTAS

Na tentativa de conter os movimentos das encostas, adotam-se algumas técnicas de estabilização, mais simples ou mais complexas, com custos baixos ou elevados. Deverão atuar diretamente nos agentes e causas da instabilização investigada, e as alternativas de projetos deverão partir das soluções seguras mais simples e mais baratas, pois favorecem o fator custo-benefício. Os principais tipos de obras de estabilização estão citados na Tabela II.14 proposta por CARVALHO (1991).

Algumas técnicas são conhecidas desde a antiguidade: retaludamentos, drenagem, proteção superficial e estruturas de contenção (muros de arrimo). Com a evolução da engenharia, surgiram novas técnicas para conter o movimento de massas nas encostas ou taludes, tais como: tirantes protendidos, estacas-raiz, muros de concreto armado, terra armada, e aterros reforçados. Porém nenhuma dessas técnicas aplicadas pelo homem, para combater as erosões e escorregamentos, tem-se mostrado mais eficiente e econômica do que a apresentada pela natureza: a aplicação da própria vegetação. Além de comprovadamente eficaz, tem ainda as vantagens de execução simples, instalação de baixo custo e de grande efeito paisagístico. Onde se puder utilizar esse método, será a melhor opção, antes de se empregarem outros tipos de obras de contenção.

Tabela II.14 – Principais tipos de obras de estabilização de taludes e encostas.

PRINCIPAIS TIPOS DE OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS E TALUDES	
GRUPOS	TIPOS
OBRAS SEM ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	<ul style="list-style-type: none"> • Retaludamento (corte e aterro). • Drenagem (superficial, subterrânea, de obras). • Proteção superficial (naturais e artificiais).
OBRAS COM ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	<ul style="list-style-type: none"> • Muros de gravidade. • Atirantamentos. • Aterros reforçados. • Estabilização de blocos.
OBRAS DE PROTEÇÃO	<ul style="list-style-type: none"> • Barreiras vegetais. • Muros de espera.

A adoção de uma solução utilizando algum tipo de obra mencionado na Tabela II.14 deverá ser o resultado final do estudo de caracterização geológico-geotécnica e fenomenológica da encosta ou talude e da área onde estão. Adotam-se alguns procedimentos para o controle dos escorregamentos, na tentativa de se eliminarem os efeitos da água que percola na encosta; atenuar o dessecamento do sol; atenuar a pressão da água no solo; amenizar os efeitos da gravidade por causa da inclinação acentuada da encosta e, por fim, amenizar e controlar a erosão sobre a encosta. Esses processos estão descritos na Tabela II.15.

Tabela II.15 – Processos de estabilização de encostas ou taludes GUIDICINI e NIEBLE (1976), FERREIRA (1987) e OLIVEIRA e BRITO (1998).

PROCESSOS DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS OU TALUDES	
PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS
ELIMINAÇÃO DA ÁGUA	<p>Captação de fontes e bolsões aquíferos.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Regularização ou sistematização de encostas para disciplinar o escorregamento (terraceamento, regularização de taludes). • Drenagem superficial: valetas de crista de talude ou de plataforma, canais com ou sem revestimento. • Drenagem profunda: drenos, galerias drenantes, drenos tubulares, contrafortes drenantes, bombeamento, eletrosmose. • Interceptação de água superficial ou profunda (valetas interiores revestidas, drenos interceptadores, “cut-off”). • Revestimento superficial (alvenaria, concreto, asfalto, argila, gabião).
ATENUAÇÃO DO DESSECAMENTO	<ul style="list-style-type: none"> • Revestimento com grama. • Revestimento de esteiras. • Revestimento com colchão de areia.
ATENUAÇÃO DA PRESSÃO DA ÁGUA	<ul style="list-style-type: none"> • Drenagem em geral. • Compressão (por compressão, por vibroflotação, por cravação de estaca).
ATENUAÇÃO DOS EFEITOS DE GRAVIDADE	<ul style="list-style-type: none"> • Alívio de peso (terraceamento, escavação no alto do talude). • Bermas de equilíbrio (ao lado dos aterros no pé do talude). • Redução da declividade das encostas e dos taludes. • Arrimagem (muros diversos, enrocamentos, estacas pranchas, estacas em geral, escorregamentos laterais, escorregamentos de tetos de galeria). • Fixação de massas instáveis com obras de concreto ou alvenaria, concreto projetado, cortinas atirantadas e ancoradas, injeções de cimento e produtos químicos.

PROCESSOS DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS OU TALUDES	
PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS
ATENUAÇÃO E CONTROLE DA EROSÃO	<ul style="list-style-type: none"> • Remoção de massas instáveis (retiradas dos blocos soltos ou instáveis, eliminação de camadas delgadas de terra sobre rocha quase aflorada). • Valetas e canais interceptadores (de crista, de corte, de meia encosta e de pé etc.). • Regularização das encostas e taludes (uniformização das superfícies) por causa da velocidade da água. • Escalonamento de taludes (terraceamento, banquetas). • Revestimentos impermeabilizadores (alvenaria, concreto, asfalto, argila, gabião). • Revestimentos amortecedores e absorventes (grama, esteiras, arborização de pequeno porte). • Barragens secas (de alvenaria, de pedras soltas, de árvores vivas, de troncos tombados etc). • Regularização fluvial e de águas marítimas. • Reflorestamento e agricultura nacional (seleção de culturas abertas e fechadas em função da inclinação do terreno).

Vários são os métodos e as prevenções que se pode adotar para não ocorrerem erosões ou escorregamentos em encostas. Alguns, conforme mencionados, são naturais, como as coberturas vegetais; os outros são métodos de contenção com custos mais elevados, porém muito eficazes. O acompanhamento permanente nas encostas, aplicando-se os processos de estabilização propostos na Tabela II.15, evitaria muitos escorregamentos, principalmente, das encostas com interferência antrópica.

2.8. CARACTERÍSTICAS DA CIDADE DO RECIFE

As características geológicas e geotécnicas da Região Metropolitana do Recife foram estudadas de forma ampla, prática e são apresentadas de forma sistematizada por GUSMÃO FILHO (1998). Uma síntese será apresentada a seguir, com algumas citações de outros autores.

A natureza possui permanente interação entre seus elementos: água, ar, organismos vivos e a superfície da terra. Essa interação cria cenários físico-químico-biológicos em contínua renovação de equilíbrio, onde as trocas energéticas causam modificações no relevo e transporte de materiais, que são lentos ou bruscos, porém infindáveis.

De todos os organismos vivos, o homem é o responsável pelas maiores e mais importantes transformações ocorridas no relevo da terra. Com o crescimento demográfico acelerado e domínio tecnológico, rapidamente, o homem transformou a paisagem natural em paisagens rurais e urbanas. As ações necessárias para alterar as paisagens – mudanças no relevo, na drenagem, na vegetação, poluição do ar, alteração do clima – tornaram o homem um poderoso agente modificador.

2.8.1. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

As unidades geomorfológicas observadas na Região Metropolitana do Recife são, principalmente, morros e planícies.

Os processos geodinâmicos formadores do relevo iniciaram durante uma regressão marinha com basculamento para leste da borda do continente ocorrendo a deposição da Formação Barreiras no limite do continente. Esse período abrange o fim do Terciário e início do Quaternário. Segundo MABESOONE (1987), a Formação Barreiras que ocorre na faixa costeira dos estados de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte, em virtude de suas características litológicas e do seu desenvolvimento sedimentológico, representa um sistema deposicional fluvial de grande extensão.

ALHEIROS et al. (1988), realizando o estudo faciológico desses sedimentos da Formação Barreiras, observaram que os mesmos constituem um sistema deposicional fluvial do tipo entrelaçado, interagindo com fácies de leques aluviais a oeste e com fácies de marcada influência litorânea a leste, denominado de flúvio-lagunar em razão dos sucessivos avanços e recuos do mar durante o Quaternário, Figura II.9.

A unidade geológica, Formação Barreiras, é a mais importante dos morros da cidade do Recife. A denominação Formação Barreiras foi sugerida por KEGEL (1957) e adotada por vários autores. Esse tipo de formação se constitui de sedimentos de granulometria variada, caracterizados por uma mistura de areias e argilas, com horizontes de seixos sub-horizontais,

levemente direcionadas para o mar na forma de tabuleiros elevados em torno de 50m.

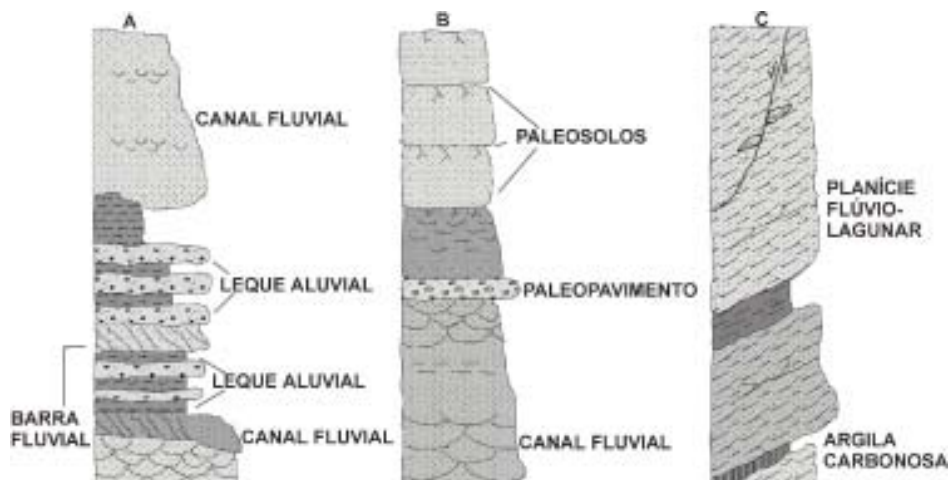


Figura II.10 – Seções colunares para a Formação Barreiras (A) fácies de leques aluviais, (B) fácies fluvial entrelaçada e (C) fácies flúvio-lagunar.

Do ponto de vista de geologia de engenharia, a intercalação de camadas nos sedimentos dos morros da zona norte resulta em uma suscetibilidade à erosão menor do que os morros da zona sul, onde o solo é mais friável, MELO e MENEZES (1987). Esse fato se correlaciona com as ocorrências de voçorocas nos morros da zona sul, de horizontes mais arenosos, e com deslizamentos mais freqüentes nos morros da zona norte, de sedimentos mais argilosos.

2.8.2. HISTÓRICO DO CRESCIMENTO URBANO E POPULACIONAL DA CIDADE DO RECIFE

Ao longo da ocupação da cidade do Recife, houve um crescimento urbanístico e populacional que causou modificações no relevo da cidade. Com a invasão dos holandeses e dos senhores de terra, Olinda foi evacuada e incendiada em 1631. A povoação do Recife passou a ser a sede do Brasil Holandês até 1654. Dado o caráter urbano dessa colonização, o Recife teve um grande desenvolvimento, MELLO (1978).

Como o resultado desenvolvimento urbanístico e pela necessidade de novas terras, muitos terrenos baixos e pantanosos foram aterrados durante a dominação holandesa. Pode-se dizer que o início dos aterros de mangues e alagados do Recife começaram nessa época, com areia retirada dos rios mais próximos, porém não se descarta a hipótese do uso de solo proveniente dos morros vizinhos, explorados para tal fim até os dias atuais.

Nos séculos seguintes, a cidade continua crescendo em direção ao continente, até a população se adensar ao longo de vias ligadas aos bairros centrais. Como não podia avançar por causa da especulação dos donos de terra, procurava outros espaços – os morros e os alagados (palafitas). Atualmente, cerca de 2/3 da população da cidade do Recife habitam os alagados e os morros e vivem em condições precárias.

A população local, à procura de novos espaços para habitação, ocupa, rapidamente, as áreas dos morros do Recife. A Figura II.10 (A) mostra uma encosta localizada na BR 101, próximo ao Sítio Histórico de Jaboatão dos Guararapes, no início da ocupação antrópica, identificado pelo recente corte na encosta e por existirem poucas casas. Cerca de seis meses, nessa mesma encosta havia várias casas construídas e iluminação, como mostra a Figura II.10 (B).



Foto II.3 – Ocupação antrópica em uma encosta na BR 101, próximo ao Sítio Histórico de Jaboatão dos Guararapes: (A) previamente; (B) após seis meses.

2.8.3. RISCOS GEOLÓGICOS

Durante o crescimento urbano da cidade do Recife, houve acúmulo de erros de planejamento ao longo da história: afetaram-se alguns elementos da paisagem natural, vegetação e drenagem, em decorrência das várias interferências causadas pelo homem com aterramento de mangues e cortes indiscriminados dos morros. Constituídos de sedimentos não-consolidados, os morros da cidade do Recife têm na cobertura vegetal um fator de estabilização contra os processos erosivos. Da primitiva Mata Atlântica restam alguns vestígios em áreas de preservação rigorosa; ela foi substituída por gramíneas, árvores frutíferas de diferentes portes ou mesmo nenhuma cobertura vegetal. Por conseqüência, os morros ocupados do Recife constituem hoje uma área de risco geológico pelos freqüentes deslizamentos no inverno.

Os riscos geológicos da cidade do Recife ameaçam a qualidade de vida dos seus habitantes, GUSMÃO FILHO (1993), e trazem prejuízos socio-econômico em razão da perda de vidas e materiais. A maioria deles geológicos nos morros do Recife são provocados pela ocupação desordenada da população de baixa renda. Como citado anteriormente, o homem representa um agente modificador importantíssimo na região, porque altera o relevo natural com cortes e aterros, provocando expansão e rupturas do material. No inverno, a água se infiltra nas fendas e causa um acréscimo de pressão, o que pode desestabilizar o maciço.

Várias são as situações de riscos presentes na cidade do Recife, dentre as quais seis se destacam: deslizamentos, subsidência por aterro e uso incontrolado da água subterrânea, inundação, erosão de costas e assoreamento. O risco de deslizamento é o mais grave em razão das possíveis perdas de vida e econômicas ocorridas quase todo ano, durante as estações de chuvas. Tais situações se caracterizam pela ruptura do maciço e grande quantidade de sedimentos transportados para a planície, com erosão nos morros e assoreamento da planície causados pela chuva.

A contenção desse tipo de movimento é geralmente controlada por obras de prevenção ou pela recuperação das encostas habitadas, com ênfase para a drenagem das águas das chuvas ou servidas.

2.8.4. ASPECTOS RELEVANTES SOBRE DESLIZAMENTOS OCORRIDOS NA CIDADE DO RECIFE

As encostas dos morros do Recife por seus aspectos litológicos, estruturais e morfológicos, são geralmente estáveis. Registros de deslizamentos se constataam durante os invernos rigorosos, após índices de precipitação elevados, em encostas habitadas ou cortadas para fins de exploração em aterros. A própria história comprova tal fato. Na década de 80, quando se adensou a ocupação dos morros pela população mais carente, ocorreram inúmeros deslizamentos, sobretudo na zona norte da cidade, que provocaram milhares de desabrigados e muitas vítimas fatais. Hoje a ocupação permanece desordenada. Cortes na encosta, para construção de moradias, aterros com solo remanescente dos cortes, remoção da vegetação primária, construção de moradias, lançamento de água servida sobre a encosta e outros fatores afetam a estabilidade do maciço.

O modelo de ocupação desordenada é uma das principais causas do desequilíbrio das encostas da cidade; prevalecem os efeitos da ação do homem sobre outros fatores geológicos, topográficos e fisiográficos, GUSMÃO FILHO et al. (1984). As áreas de encostas habitadas correspondem a 30 km² ou cerca de 15% da área da cidade. Atualmente, segundo o Diário de Pernambuco, de 15 de junho de 2001, com dados fornecidos pela CODECIR, cerca de 80 mil casas estão construídas em áreas de morro, onde moram perto de 400 mil pessoas. Dessas construções, 27 mil, o equivalente a 30 % das habitações, ocupam em áreas de risco; outras 2,1 mil apresentam perigo iminente. Portanto, trata-se de um problema relevante para a cidade por causa do custo para melhoria das áreas críticas.

As chuvas representam um agente importante na região, por isso convém estabelecer um sistema de medição para se determinar sua

quantidade. A propósito, já se dispõem de resultados de pesquisa sobre os índices pluviométricos correlacionados com a instabilidade de encostas da Formação Barreiras. Segundo MENEZES (1987), os registros de 75 anos de chuvas mostram a ocorrência de ciclos menos chuvosos e outros mais chuvosos. Nos mais chuvosos, verificou-se maior ocorrência de desabamentos nos morros da cidade. Portanto, o monitoramento das chuvas constitui uma estratégia extremamente importante na prevenção de acidentes nas áreas de risco.

A partir de estudos práticos realizados em Olinda, verificou-se que a instabilidade nas encostas resultava da intensidade da precipitação acumulada (P_{ac}) associada à ocorrência de uma nova chuva de intensidade mínima (I_1). Determinando-se o parâmetro $R = P_{ac} \times I_1$, de grande importância para avaliar na prática a possibilidade de movimentos das encostas, chegou-se ao valor representativo de movimentação iminente, $R = 60.000 \text{ mm}^2$. Admitindo-se que o desempenho dos morros do Recife pode ser semelhante aos de Olinda, tal valor pode ser adotado para os estudos no Recife.

As encostas do Recife apresentam camadas de argila siltosa com índice de plasticidade alto, entre 30 a 40 %. O material não se apresenta saturado e a umidade natural é, em média, 23 %. O mineral argílico preponderante é a caulinita situada na faixa das argilas inativas e normais. É pré-adensada, com pressões de pré-adensamento entre 150 e 260 kPa. O pré-adensamento pode ser atribuído a várias causas, como ressecamento, erosão superficial e/ou variações do nível de água. A hipótese do ressecamento justifica-se pela existência de grau de saturação inferior a 100 %.

Segundo GUSMÃO FILHO et al. (1997), a maioria dos escorregamentos não são profundos e sua superfície de ruptura é paralela ao talude, onde a variação de umidade e sucção mostram diferença nos primeiros 3 m, indicando o limite da frente de umedecimento e da superfície potencial de ruptura.

2.9. CARACTERÍSTICAS DO ALTO DO RESERVATÓRIO

A área do Alto do Reservatório, em Nova Descoberta, Recife, tem antecedentes que influenciaram a escolha, para o estudo de estabilidade, da encosta NW voltada para a BR 101. Em 1996, houve um deslizamento na encosta oposta, voltada para o Córrego do Boleiro, que deixou cerca de 1000 pessoas desabrigadas e 16 vítimas fatais e mobiliou um volume de solo estimado em 50.000 m³, de acordo com GUSMÃO FILHO, et al. (1997).

O terreno se compõe de sedimentos não consolidados da Formação Barreiras, ALHEIROS et al. (1990). Apresenta estratificações sub-horizontais, constituídas por sedimentos de natureza e textura variada, das areias às argilas e, por vezes, leitos de seixos rolados. Há alternância entre as camadas, sem uma seqüência ordenada. Os processos pedogenéticos atuantes permitiram o desenvolvimento de Latossolos e Podzólicos nos sedimentos da Formação Barreiras.

A morfologia do Alto do Reservatório é formada por três encostas bem definidas: a encosta Noroeste (NW), voltada para a BR 101, com morfologia côncavo-convexa em planta, onde está sendo realizada monitoração dos deslocamentos horizontais e da estabilidade neste trabalho; a encosta Leste (E), em forma de anfiteatro, e a encosta Sul (S), onde se deu o deslizamento do caso do Boleiro, como mostrado na Foto II.4.

O relevo é ondulado, formado de elevações com vertentes convexas e declividade variando de 37 a 67%. A altitude máxima é de 75 m. A vegetação primitiva, Mata Atlântica, está destruída pelo homem. As áreas não ocupadas pela implantação de habitações pela população da região têm cobertura secundária arbóreo-arbustiva, como mostra a Foto II.5.

O clima da região do Recife se enquadra na classificação de Köppen, como As', tropical chuvoso, com total de chuva anual superior a 750 mm e temperatura média do ar sempre superior a 18°C. No verão, estação seca, a

variação de temperatura, entre o mês mais quente e mais frio, é no máximo 5°C.

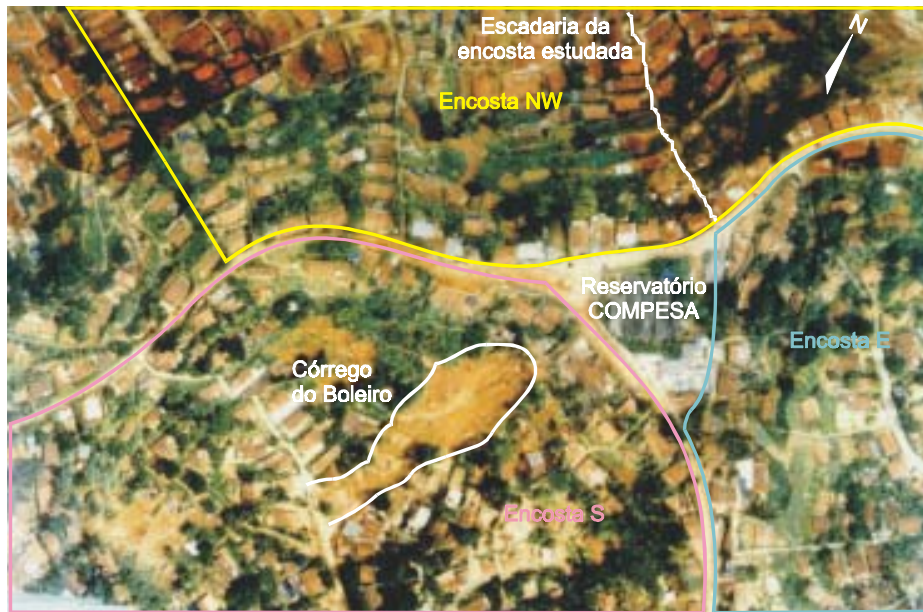


Foto II.4 – Foto aérea do Alto do Reservatório com a marcação das três encostas (GUSMÃO FILHO, et al. 1997).

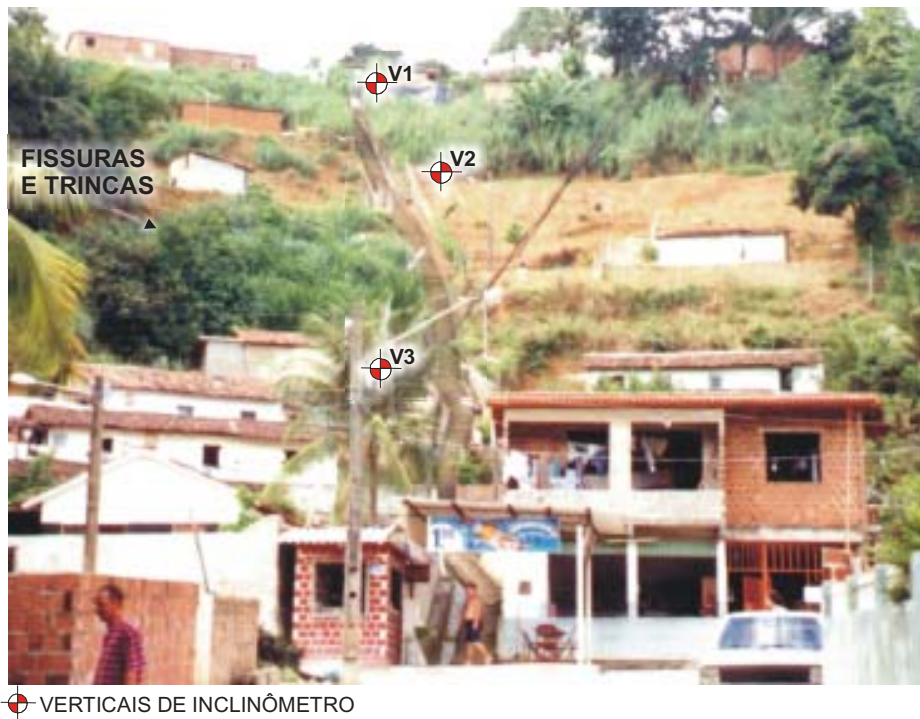


Foto II.5 – Declividade acentuada do relevo e vegetação secundária arbóreo-arbustiva. Vista frontal da escadaria de acesso ao Alto do Reservatório.

Segundo GUSMÃO FILHO (1998), a Região Metropolitana do Recife apresenta índices pluviométricos, em média, de 2000 mm anuais. As precipitações medidas e concedidas pela Secretaria de Recursos Hídricos do Recife, durante o período de estudo, na estação do Curado, setor mais próximo da encosta do Alto do Reservatório, são mostradas na Figura II.10. Registraram-se precipitações mais elevadas, de 651 mm em julho de 2000 (em vermelho), e mais baixas em novembro de 2001, com cerca de 7 mm. A Figura II.11 mostra as precipitações máximas, médias e mínimas mensais .

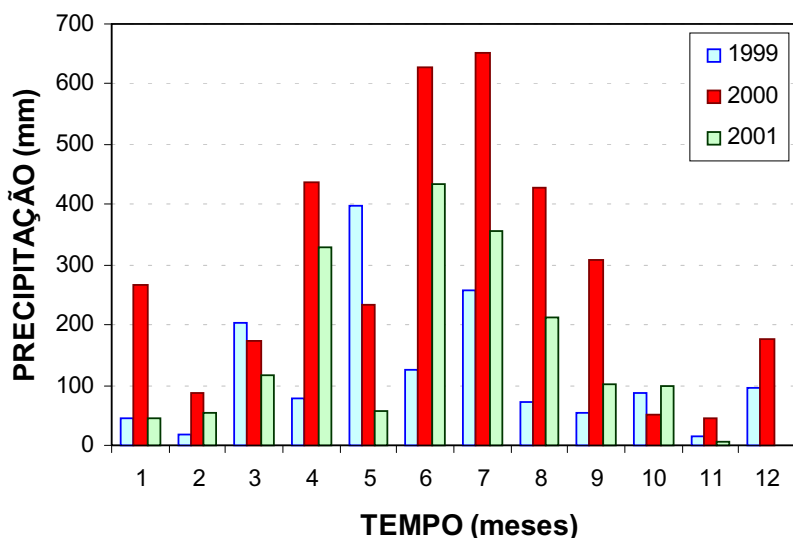


Figura II.11 – Precipitações médias mensais dos anos de 1999, 2000 e 2001 medidas na estação do Curado.

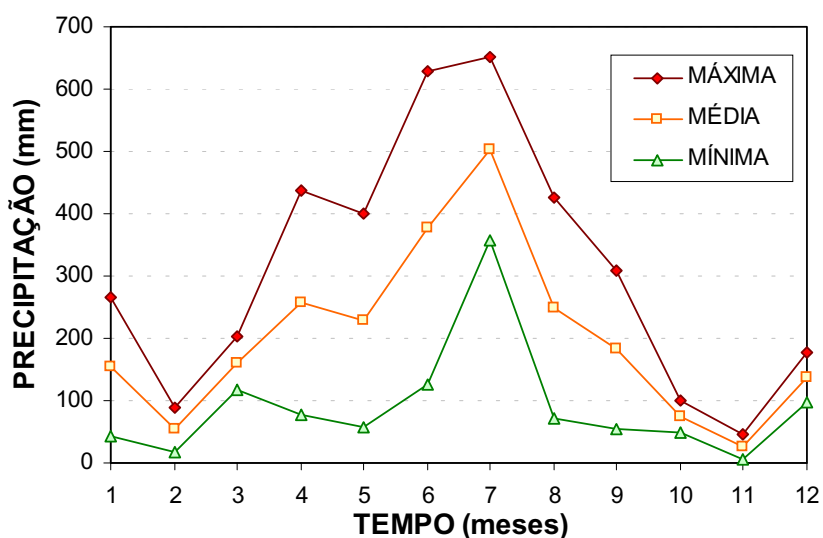


Figura II.12 – Precipitações máximas, médias e mínimas dos anos de 1999, 2000 e 2001 medidas na estação do Curado.

CAPÍTULO III

METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, apresentam-se as metodologias e os equipamentos utilizados no programa de investigação geotécnica, de campo e de laboratório e da posterior análise dos resultados.

Em campo, para caracterizar o perfil geotécnico do solo, determinou-se o índice de resistência à penetração ($N_{spt}/0,30$ m); coletaram-se amostras deformadas e indeformadas; realizaram-se ensaios para determinação da condutividade hidráulica; obteve-se o teor de umidade; acompanhou-se a variação do nível de água no solo e monitoraram-se os deslocamentos horizontais. Em laboratório, com as amostras dos solos obtidas em campo, foram realizados os ensaios de caracterização física dos solos, de sucção, de condutividade hidráulica, edométricos simples, duplos e cisalhamento direto.

Após as campanhas de campo e laboratório, foram abordados os cálculos dos deslocamentos horizontais do talude, interpolação não-linear com regressão específica para curva característica e análise da estabilidade com a utilização do programa SLOPE/W.

3.2. PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O programa de investigação geotécnica foi desenvolvido no Laboratório de Solos e Instrumentação, da Universidade Federal de Pernambuco – LSI/UFPE – e no Laboratório de Geotecnia, da Universidade Católica de Pernambuco – LABGEO/UNICAP.

A Figura III.1 mostra em planta o “croquis” de locação da encosta NW onde foram retiradas as amostras deformadas e indeformadas e realizados os ensaios de campo e a instrumentação. Na Tabela III.1, está a programação da

investigação geotécnica assim como os ensaios realizados nesta pesquisa e, na Figura III.2, vê-se um corte da encosta indicando os locais investigados.

Dividiu-se a toposequência da encosta em três locais de investigação: ombro, meia encosta e base (Figura III.2). Aqui, os estudos de investigação foram dirigidos aos locais do ombro e da base, uma vez que a análise do solo da meia encosta foi abordada por LAFAYETTE (2000), excetuando-se a análise de deslocamentos horizontais e variação do nível de água, todos realizados neste trabalho.

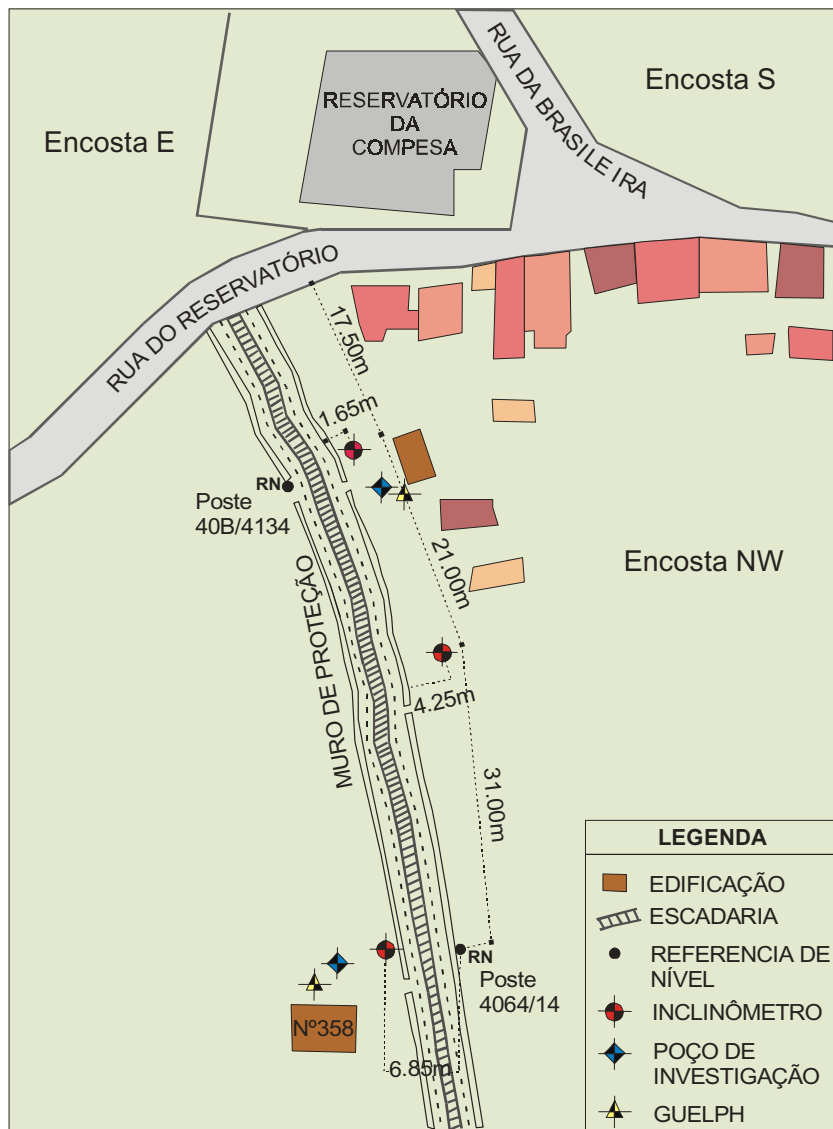


Figura III.1 – Croqui da localização dos pontos do programa de investigação geotécnica.

Tabela III.1 – Programa de investigação geotécnica em campo e laboratório realizada no Alto do Reservatório, Nova Descoberta – Recife, PE.

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM CAMPO	
INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	SERVIÇOS EXECUTADOS
Sondagem de Simples Reconhecimento	Utilização do ensaio de investigação Standard Penetration Test (SPT).
Retiradas de Amostras	Abertura de poços de investigação com retiradas de blocos indeformados e amostras deformadas.
Condutividade Hidráulica	Utilização do permeâmetro Guelph.
Umidade	Retiradas de cápsulas ao longo da profundidade, para determinação da umidade em laboratório.
Instalação e Monitoramento do Inclinômetro	Instalação dos tubos-guia e monitoramento dos deslocamentos horizontais com o Inclinômetro.
Nível de Água	Monitoramento do nível de água utilizando o medidor de Casagrande.
INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM LABORATÓRIO	
INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	SERVIÇOS EXECUTADOS
Caracterização do Solo	Ensaio de granulometria nos blocos retirados do poço 1-vertical 1 (P1V1) no ombro da encosta e do poço 2-vertical 3 (P2V3) na base da encosta, com e sem defloculante, e determinação dos limites de consistência.
Sucção e Umidade	Dessecadores com concentração de cloreto de sódio (NaCl) e ácido sulfúrico (H ₂ SO ₄), com as amostras P1V1 e P2V3, e membrana de pressão com a amostra P2V3.
Condutividade Hidráulica – Tri-flex 2	Determinação da condutividade hidráulica das amostras P1V1 e P2V3 em laboratório utilizando o Tri-flex 2.
Edométricos Simples e Duplos	Ensaio realizado com as amostras P1V1 e P2V3 nos laboratórios da UFPE e UNICAP.
Cisalhamento Direto	Ensaio realizado com as amostras P1V1 e P2V3 nos laboratórios da UFPE e UNICAP.
PROCESSAMENTO DE DADOS	
OBJETIVOS	PROGRAMAS UTILIZADOS
Cálculo das Deformações Horizontais do Solo	Folha de cálculo elaborada com o auxílio da ferramenta computacional MathSoft Inc. (1999), MATHCAD por BRAGA (1998) e elaboração dos gráficos das deformações.
Interpolação da Curva Característica	Utilizando a interpolação não-linear do programa StatSoft Inc. (1997) STATISTICA, determinaram-se os parâmetros necessários para formulação da curva característica.
Análise da Estabilidade da Encosta	Utilização do programa Geo-Slope International Ltd. (1998), SLOPE/W, para análise da estabilidade da encosta adotando-se os métodos de Ordinary, Bishop, Spencer e Jambu na simulação de estações climáticas diferentes / variação do teor de umidade.

3.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO

3.3.1. SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO

As sondagens de simples reconhecimento do solo foram realizadas pela Engenharia e Consultoria de Solos e Fundações – ENSOLO. Utilizou-se o Standard Penetration Test (SPT) como ferramenta de investigação para obtenção do perfil geotécnico e da resistência à penetração do amostrador padrão (N_{SPT}), de acordo com a norma NBR-6484 - Método de Execução de Sondagem da ABNT – em três locais da encosta (ombro, meia encosta e base), Figura III.2.

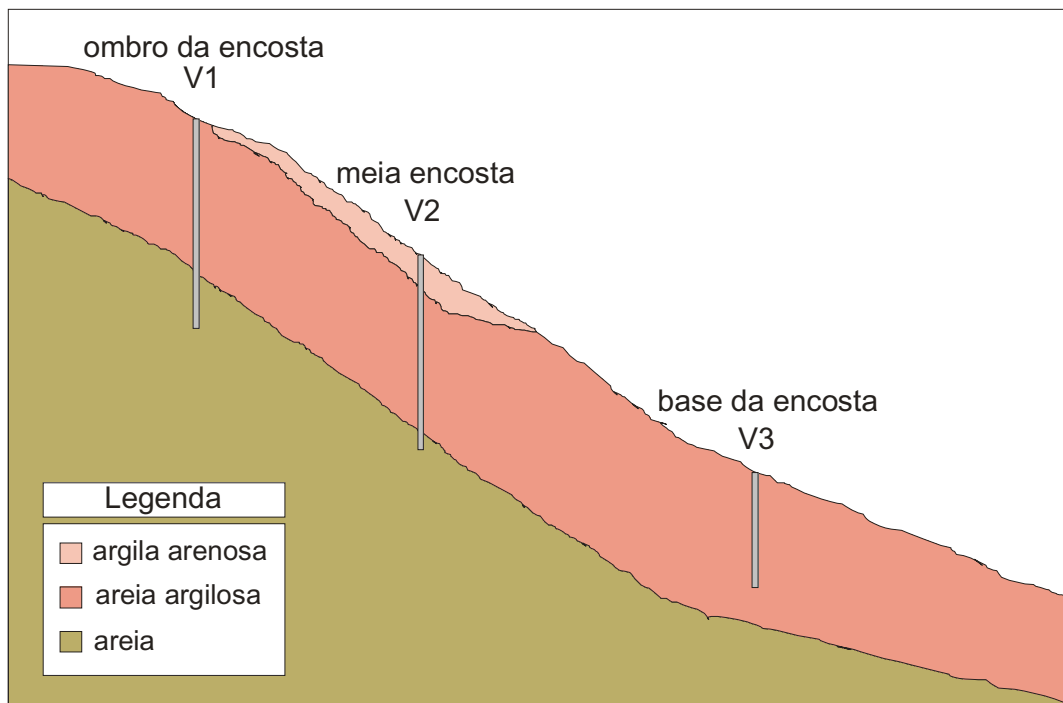


Figura III.2 – Localização das sondagens V1 (ombro da encosta), V2 (meia encosta) e V3 (base da encosta).

3.3.2. RETIRADA DE AMOSTRAS

As amostras deformadas e indeformadas foram retiradas da encosta, no ombro e na base da encosta, onde foram coletadas em poços de investigação de acordo com a norma NBR 9604 – Abertura de Poços e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas da

ABNT. A relação da quantidade de amostras coletadas está apresentada na Tabela III.2

Tabela III.2 – Relação da localização e quantidade das amostras coletadas.

AMOSTRAS DEFORMADAS			
LOCALIZAÇÃO	QUANTIDADE DE AMOSTRAS	NOMENCLATURA	PROF. DA AMOSTRA (m)
Ombro da Encosta	1 Saco de 10kg	P1V1	1,34
Base da Encosta	1Saco de 10kg	P2V3	1,40
AMOSTRAS INDEFORMADAS			
LOCALIZAÇÃO	QUANTIDADE DE AMOSTRAS	NOMENCLATURA	PROF. DA AMOSTRA (m)
Ombro da Encosta	2 Blocos	P1V1	1,04 – 1,34
Base da Encosta	2 Blocos	P2V3	1,10 – 1,40

P1V1 – poço 1-vertical 1, amostra do ombro da encosta; P2V3 – poço 2-vertical 3, amostra da base da encosta.

As amostras indeformadas foram coletadas de poços de investigação com áreas de 1,45 m x 1,40 m em P1V1 localizado no ombro da encosta e de 1,65 m x 1,35 m em (P2V3) localizado na base da encosta. A Figura III.3 apresenta o croqui da localização e das dimensões dos poços escavados no ombro e na base da encosta.

Os poços P1V1 e P2V3 foram escavados com pá e picareta, à profundidade de 1,34 m e 1,40 m, respectivamente. As seções utilizadas na perfuração dos poços permitiram a moldagem de dois blocos em cada poço, no mesmo horizonte, com as mesmas dimensões, Foto III.1. A escavação do poço da base da encosta apresentou maior dificuldade, porque o solo se constitui de seixo. Procedeu-se à moldagem dos blocos com auxílio de espátulas, dos quais se retirou excesso de solo do topo e da altura com a finalidade de se obter a seção quadrada de 0,30 m x 0,30 m e altura de 0,30 m nos quatro blocos retirados dos poços.

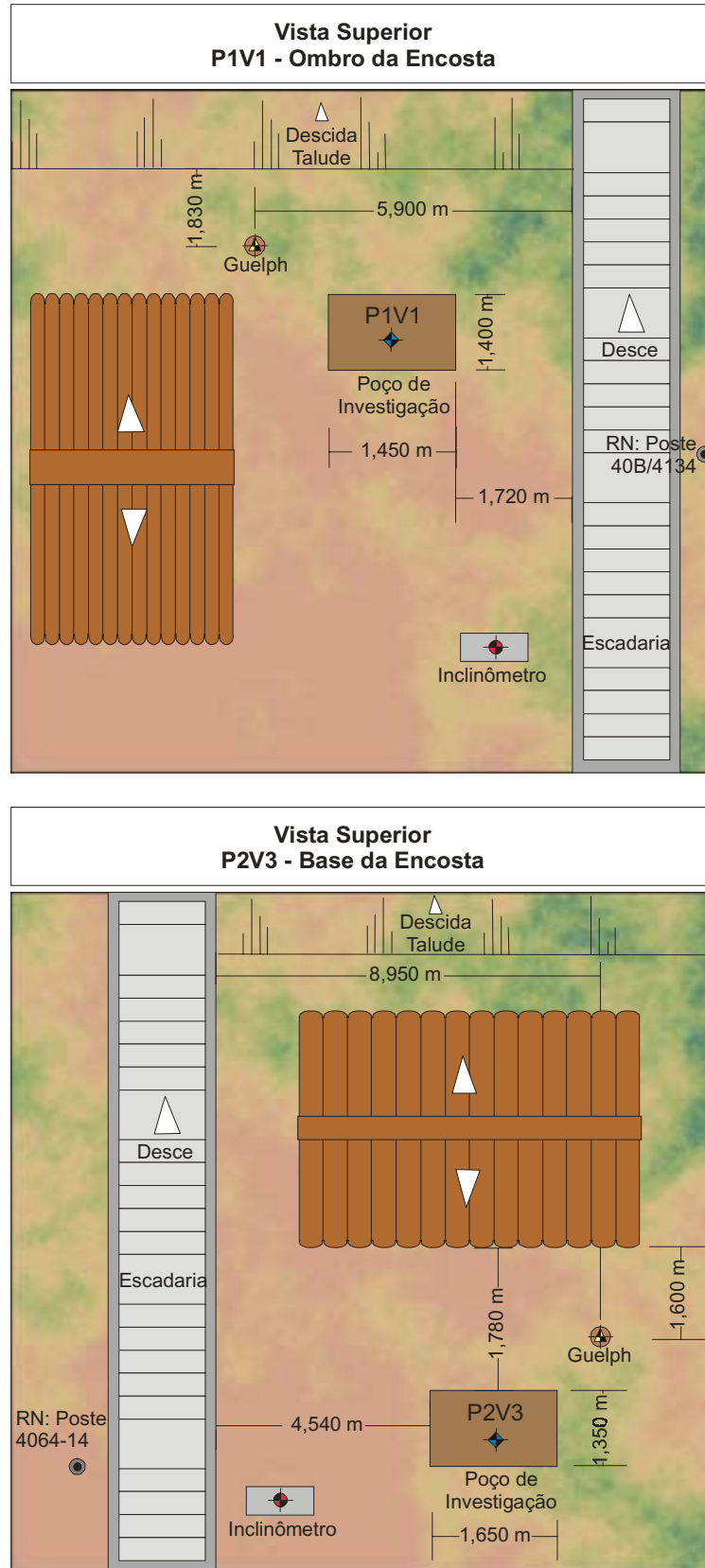


Figura III.3 – Croqui esquemático da localização e das dimensões dos poços P1V1 e P2V3.



Foto III.1 – Coleta de amostras indeformadas (tipo bloco).

Após a moldagem, os blocos foram envolvidos em papel alumínio no topo e nas faces, seguido de tecido de algodão (tecido de cor azul) preso por fita adesiva e parafina aplicada com o auxílio de pincéis, para evitar perda de umidade natural do solo, como mostra a Foto III.2. Depois de todo o revestimento realizado no topo e nas faces, cortou-se a base dos blocos para removê-los até a superfície, colocando-se a caixa de madeira em cima do bloco, que foi virado com a base coberta do mesmo modo como se fez no topo e nas faces. Com o solo condicionado na caixa de madeira, colocou-se, entre a caixa e o bloco, serragem para não permitir o balanço da amostra. Depois, fechou-se a caixa com a tampa de madeira.



Foto III.2 – Acondicionamento das amostras indeformadas.

As amostras deformadas P1V1 e P2V3 foram retiradas das profundidades onde foram coletados os blocos dos poços, com o auxílio de uma pá, e colocadas em sacos de plástico e de náilon, pesando 10 kg cada um, os quais foram fechados para o transporte.

Os cuidados requeridos para o acondicionamento e transporte das amostras indeformadas e deformadas se processaram de acordo com a norma citada anteriormente para amostragem. As amostras foram encaminhadas para o LSI/UFPE e o LABGEO/UNICAP.

3.3.3. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

O permeâmetro Guelph, mostrado na Figura III.4, é um equipamento muito utilizado para se determinar a condutividade hidráulica do solo em campo; é ideal para aplicações envolvendo projetos e monitoração do estudo hidrológico do solo. Determinou-se a condutividade hidráulica do solo da encosta do Alto do Reservatório com esse equipamento, apesar de algumas desvantagens – verificadas e citadas neste item – que ocorrem na instalação e durante o ensaio em campo, em grandes profundidades.

Os materiais utilizados para realização do ensaio foram: o trado manual com suplementos de escavação (A), limpeza e nivelamento (B) e escova de náilon (C), mostrados na Foto III.3; tripé e reservatório flexível de água.



Foto III.3 – Suplementos do trado manual: (A) escavação, (B) limpeza e nivelamento e (C) escova de náilon.

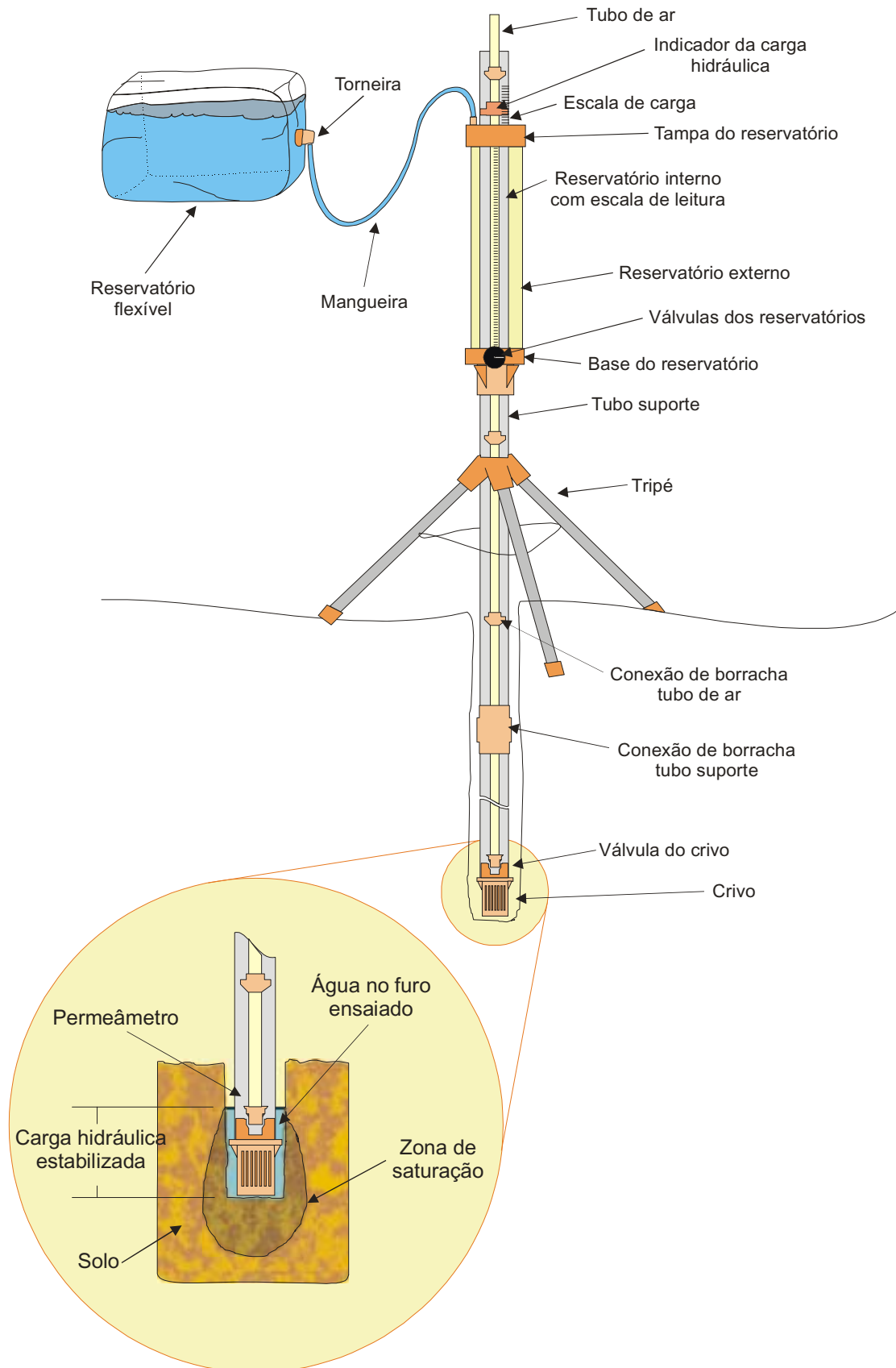


Figura III.4 - Esquema do permeâmetro Guelph.

O ensaio para determinação da condutividade hidráulica foi dividido em duas etapas a de perfuração do solo e montagem e a realização do ensaio em campo.

Na primeira etapa, de perfuração, realizaram-se dois furos localizados no ombro, nas profundidades de 0,5 m, 1,5 m, 3,5 m e 4,5 m, e na base da encosta, nas profundidades de 0,5 m, 1,5 m e 2,5 m. A perfuração do solo foi feita com o trado (60 mm de diâmetro) com movimentos de rotação, retirando-se o excesso de solo do furo até atingir 0,10 m antes das profundidades preestabelecidas. Após a perfuração, acoplou-se o suplemento de limpeza e nivelador do furo, que limpou e nivelou sem fazer esforços, até vencer os 10 cm de solo atingindo a profundidade do furo. Ao nivelar o furo, a superfície do solo ficou excessivamente lisa, o que não representou as condições reais, então, utilizou-se a escova de náilon para que a superfície ganhasse o mínimo de rugosidade.

Na segunda etapa, procedeu-se à montagem do equipamento para realização do ensaio, colocando-se no furo o tubo suporte com crivo e o tubo interno com válvula. Na seqüência, colocaram-se as respectivas extensões tanto do tubo suporte quanto do interno, com atenção na aplicação dos elementos de conexão de borracha, até se atingir a profundidade onde se faria o ensaio. Montou-se o tripé onde o equipamento, depois de conectado às extensões, ficou apoiado.

Manteve-se fechada a válvula junto ao crivo e abriu-se a válvula do equipamento, iniciando-se o enchimento completo de água do conjunto auxiliado pelo reservatório flexível, Foto III.4. Após o término da liberação das bolhas de ar, fechou-se o respirador, localizado no topo do reservatório externo do equipamento. Colocou-se a válvula do equipamento na posição vertical para baixo (na maioria dos ensaios), o que permitiu a saída de água do reservatório interno para o conjunto de tubos-suporte e, ao mesmo tempo, o fechamento do reservatório externo. Aplicou-se a carga hidráulica de 0,05 m, adotada para o primeiro estágio, na bureta graduada no topo do equipamento, ocasionando a abertura da válvula junto ao crivo. As leituras do ensaio foram

realizadas, fixando-se a diferença do nível de água no reservatório e anotando o tempo ou apenas fixando-se o tempo e anotando a diferença de nível de água. Após a estabilização das leituras, aplicou-se a carga hidráulica de 0,10 m e seguidos os passos anteriormente mencionados.



Foto III.4 – Realização do ensaio “in situ”.

Calculou-se a condutividade hidráulica a partir das etapas mostradas na Tabela III.3, como também está apresentada a equação do parâmetro que fornece a tendência à condutividade dos solos não-saturados, que depende da razão entre os valores da condutividade hidráulica e do fluxo mátrico potencial, de acordo com o manual do equipamento.

Durante os ensaios, verificaram-se algumas deficiências do equipamento, como a fragilidade das conexões, principalmente em profundidades superiores a 1,5 m, conforme detectado no ensaio realizado no ombro da encosta, na profundidade de 2,5 m, onde houve a desconexão dos tubos internos e dos tubos suportes. Um outro problema reside no cravamento do crivo no solo: o próprio peso do equipamento não permite a infiltração da água ou ocasiona a perda do crivo quando são retirados os tubos-suporte.

Tabela III.3 – Fórmulas utilizadas para o cálculo da condutividade hidráulica do fluxo mátrico potencial e do parâmetro que fornece a tendência à condutividade do solo não-saturado.

CÁLCULO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA		
ETAPAS	FÓRMULA	DESCRIÇÃO
R_1 (m)	$R_1 = L_{0,05m} / 3$	L = leitura do Guelph com carga hidráulica de 0,05 m. R ₁ = média das três últimas leituras com carga hidráulica de 0,05 m.
R_2 (m)	$R_2 = L_{0,10m} / 3$	L = leitura do Guelph com carga hidráulica de 0,10 m. R ₂ = média das três últimas leituras com carga hidráulica de 0,10 m.
\bar{R}_1 (m/s)	$\bar{R}_1 = R_1 / 60$	R' ₁ = média das três últimas leituras com carga de 0,05 m, em m/s.
\bar{R}_2 (m/s)	$\bar{R}_2 = R_2 / 60$	R' ₂ = média das três últimas leituras com carga de 0,10 m, em m/s.
K (m/s)	$K = [(0,0041).(C_R).(\bar{R}_2)] - [(0,0054).(C_R).(\bar{R}_1)]$	C _R = constante do reservatório (0,0035 m ² para reservatório combinado e 0,00215 m ² para reservatório interno); K = condutividade hidráulica do solo em campo.
ϕ_m (m ² /s)	$\phi_m = [(0,0572).(C).(\bar{R}_1)] - [(0,0237).(C).(\bar{R}_2)]$	ϕ_m = fluxo mátrico potencial; C = constante do reservatório interno = 2,15; \bar{R}_1 = valor estável do estado de vazão para carga de 0,05m; \bar{R}_2 = valor estável do estado de vazão para carga de 0,10m.
α (m ⁻¹)	$\alpha = \frac{k}{\phi_m}$	α = parâmetro que fornece a tendência à condutividade do solo não-saturado; k = condutividade hidráulica; ϕ_m = fluxo mátrico potencial.

A solução adotada para evitar problemas de falha nas conexões foi utilizar, para profundidades superiores a 2,5 m, fita adesiva envolvendo as extremidades das conexões com os tubos e na extremidade superior do crivo com o tubo-suporte. Para evitar a perda do crivo ou de algum tubo, colocou-se, preso ao crivo, um fio de náilon. Para facilitar o ensaio, cortou-se um tubo de PVC, de 12,7 mm de diâmetro com 0,5 m de comprimento, o que diminuiu a

altura do equipamento na superfície. Substituiu-se a primeira conexão do tubo de ar, de aderência frágil, por um pedaço de mangueira de nível com comprimento de 30 mm; isso evitou-se a desconexão durante o aumento da carga hidráulica.

As amostras necessárias para determinação da umidade através do método da estufa foram retiradas das mesmas profundidades dos ensaios de condutividade hidráulica. No ombro e na base da encosta, foram coletadas 3 cápsulas contendo, aproximadamente, 50g de amostra do solo. A tara das cápsulas e o peso bruto foram anotados em campo e houve o cuidado de que cada cápsula com amostra de solo fosse lacrada com uma tampa e envolvida por fita adesiva para evitar perda de umidade. As amostras, após levadas para laboratório e colocadas em estufa durante o período de 24h, foram pesadas em balança de precisão de 0,01 g para determinação do peso bruto seco do solo.

3.3.4. INCLINÔMETRO

As medidas dos deslocamentos horizontais do solo na encosta foram realizadas através do Inclínômetro localizado em 3 verticais, no ombro (V1), na meia encosta (V2) e na base da encosta (V3), Figura III.5, instalados entre os dias 17 e 28 de setembro de 1999, com profundidades mostradas na Tabela III.4.

Tabela III.4 – Localização e profundidades dos tubos do Inclínômetro.

PROFUNDIDADE DAS VERTICAIS V1, V2 E V3		
LOCALIZAÇÃO	COTA DA BOCA DO FURO (m)	COMP. DO TUBO (m)
Ombro da Encosta (V1)	70,67	17,678
Meia Encosta (V2)	58,54	16,459
Base da Encosta (V3)	40,49	9,754

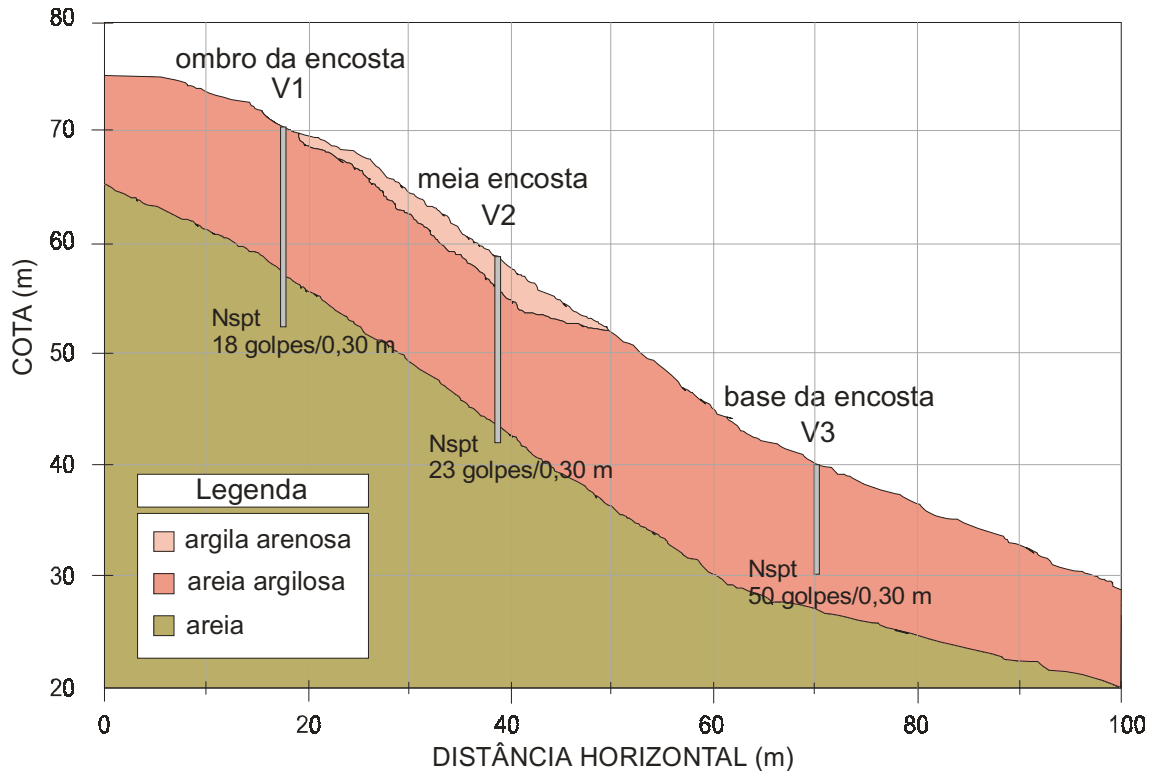


Figura III.5 – Localização das verticais de Inclinômetro no ombro, meia encosta e base da encosta.

O equipamento utilizado para medir os deslocamentos horizontais foi o Inclinômetro DIGITILT, modelo 50304, fabricado nos Estados Unidos pela SINCO. O sistema desse equipamento consiste em três partes: torpedo com sensor; unidade de leitura digital portátil com dois canais e cabo de transmissão de dados com marcação de comprimento em pés, como mostra a Figura III.6.

Os materiais utilizados na instalação dos tubos para o Inclinômetro foram: tubos de alumínio de 3 m de comprimento, com ranhuras diametralmente opostas espaçadas entre si de 90°, diâmetro externo de 86 mm e espessura de 2,4 mm; luvas de alumínio com a mesma disposição de ranhuras, para unir as seções dos tubos com 0,3 m de comprimento, 91 mm de diâmetro externo e mesma espessura dos tubos; tampas de vedação de alumínio e plástico; rebites de alumínio tipo “pop” com 3,2 mm de diâmetro; fita plástica de 38,1 mm de largura; bentonita e cimento.

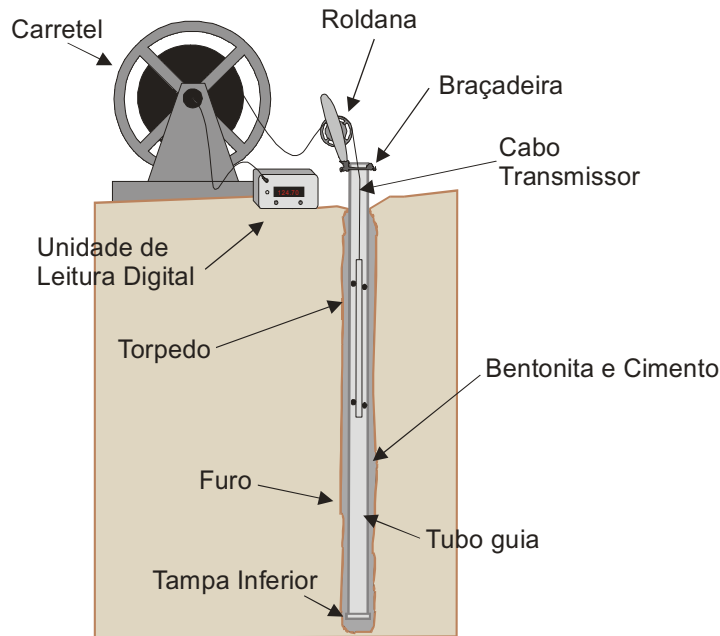


Figura III.6 – Partes do Inclinômetro.

A obtenção dos deslocamentos horizontais da encosta se divide em três etapas: instalação dos tubos-guia, medição da inclinação do tubo com a utilização do Inclinômetro e cálculo para determinar os deslocamentos horizontais a ser explanado com detalhe ainda neste mesmo capítulo.

Na primeira etapa, instalação dos tubos guias, foi contratada a Engenharia e Consultoria de Solos e Fundações – ENSOLO – que forneceu o relatório de Nº IO-006/99. Primeiramente se fez um pré-furo que consistiu na perfuração do solo com auxílio de equipamento de sondagem, em diâmetro de 127 mm, com circulação de água ou lama bentonítica. Na parte superior, a perfuração foi parcialmente revestida por tubo de aço, que ficou posicionado na profundidade de 3 m. A continuação da perfuração até a cota prevista efetivou-se com circulação de lama bentonítica.

Depois da perfuração do solo, os tubos-guia foram introduzidos no furo, seqüencialmente, emendados por luvas de alumínio, até o limite da perfuração. Após a instalação dos tubos-guia, introduziram-se, no furo, bentonita e cimento para fixação do tubo ao longo de todo o perfil.

Durante a instalação dos tubos, tomaram-se os seguintes cuidados: evitar a penetração do solo nos tubos, vedando-se as juntas com fita plástica; manter a verticalidade do furo; facilitar a descida dos tubos com água limpa dentro dos mesmos, à medida que eram cravados, a fim de evitar o empuxo, pois existia lama no furo; manter as ranhuras dos tubos paralelas e perpendiculares ao eixo predeterminado, evitando-se torção do tubo por algum atrito no furo; limpar de modo a ter-se no interior do tubo apenas água limpa; colocar tampa plástica na extremidade superior do tubo e, por fim, fazer uma caixa de concreto na superfície do terreno de modo a proteger a boca de furo contra a ação de transeuntes.

A segunda etapa foi a realização do próprio ensaio, introduzindo-se o torpedo com sensor no interior do tubo, até a profundidade final, Foto III.5. À medida que o torpedo era puxado, media-se a inclinação do tubo em intervalos iguais ao comprimento do torpedo, 0,6096 m (2 pés), através da unidade de leitura digital portátil. Procedeu-se a duas medições: na primeira, com a roda superior na direção do deslizamento (A+), fizeram-se as leituras (A+) e (B+); na segunda, com a roda superior na direção contrária ao deslizamento, fizeram-se as leituras (A-) e (B-). Obtiveram-se desse modo, duas leituras em cada profundidade, Figura III.7. Na planilha de cálculo se utilizará a média das duas, procurando-se, assim, reduzir a influência por alguma irregularidade/incrustação no tubo. Como referencial, foi realizada uma primeira série de três leituras após 24h da instalação dos tubos-guia comparando-se com as leituras posteriores, para determinar os deslocamentos horizontais ocorridos.

Os cálculos das deformações horizontais foram desenvolvidos com o auxílio de uma planilha de cálculo feita no programa MATHCAD, BRAGA (1998). Obtiveram-se os dados das inclinações dos tubos-guia instalados no terreno, comparando-se a leitura de referência com as sucessivas realizadas posteriormente. Procedeu-se a 17 leituras em datas indicadas na Tabela III.5.



Foto III.5 – Instrumentação dos deslocamentos horizontais da encosta.

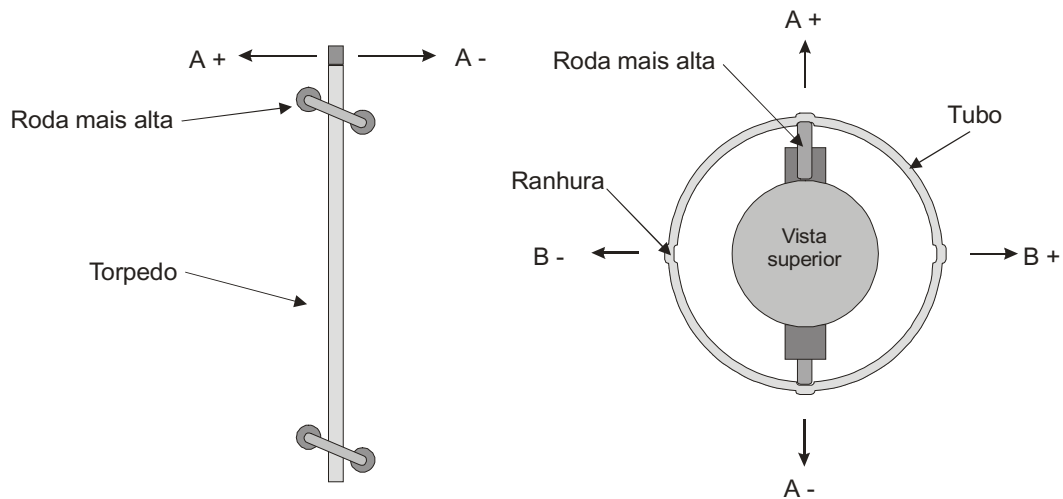


Figura III.7 – Orientação do torpedo no tubo-guia.

Tabela III.5 – Datas das leituras com o Inclínômetro.

CRONOGRAMA DE LEITURAS DO INCLINÔMETRO												
ANO	LEITURAS											
	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1999									17 e 28 *	6	26	28
2000	27	10	17	28	31	29		11	30		15	
2001	20		3 e 17	27			25				01	

* Leituras de referência

Os dados de entrada necessários para o cálculo na planilha são fornecidos pela unidade de leitura digital e se referem às deformações angulares. A Figura III.8 mostra, de forma esquemática, como se faz a passagem de deformação angular para linear a cada intervalo de leitura.

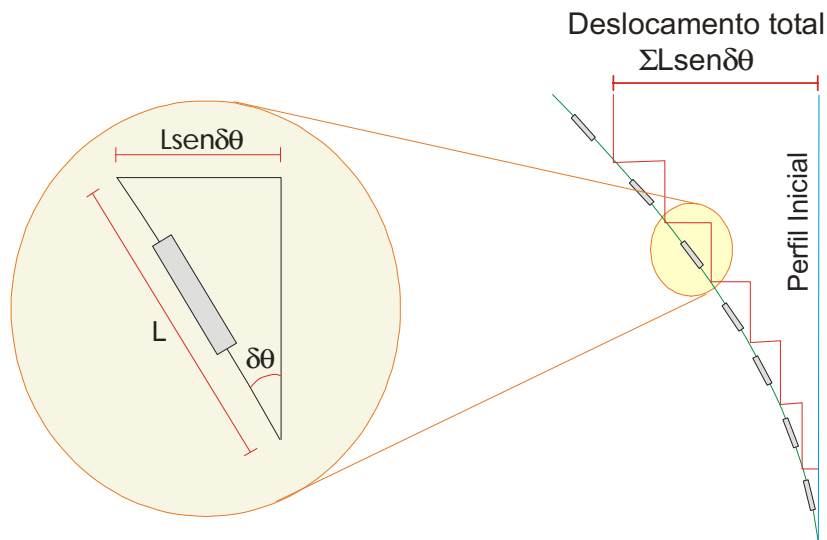


Figura III.8 – Esquema da passagem da deformação angular para linear.

3.3.5. MONITORAMENTO DO NÍVEL DE ÁGUA:

O nível de água foi monitorado e medido no ombro, na meia encosta e na sua base, utilizando-se o medidor de nível de água de Casagrande. Compõe-se o aparelho de um cabo elétrico graduado em metros, com sensor na extremidade, que, em contato com água, emite um sinal sonoro em seu carretel, que permanece com o operador na superfície do terreno, junto à boca do furo.

As verticais de Inclínômetro, utilizadas para monitoramento das deformações horizontais do solo, foram usadas para se obter também, a variação do nível de água no furo. Os dias de medidas foram os mesmos indicados na Tabela III.5.

3.4. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE LABORATÓRIO

3.4.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Os ensaios de caracterização, granulometria e limites de consistência se processaram de acordo com a metodologia da Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 6467/86 – Preparação de Amostras –, NBR 7181 – Análise granulométrica –, NBR 6508 – Massa Específica dos Grãos dos Solos –, NBR 6459 – Limite de Liquidez – e NBR 7180 – Limite de Plasticidade.

O ensaio de granulometria das amostras deformadas P1V1 e P2V3 foram realizados com e sem defloculante. Determinou-se também o teor de matéria orgânica contida nas amostras, de acordo com a norma da ABNT, NBR 13600 – Solo – Determinação do Teor de Matéria Orgânica por Queima a 440°C, Foto III.6.



Foto III.6 – Utilização de cápsulas de porcelana para determinação do teor de matéria orgânica.

3.4.2. DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO

Fizeram-se os ensaios para se obter a sucção e a curva característica do solo da amostra P2V3, utilizando-se dessecatadores de vácuo com concentração de cloreto de sódio (NaCl) e ácido sulfúrico (H_2SO_4) e membrana

de pressão, de modo que se obtiveram os valores da variação da capacidade de armazenamento de água.

3.4.2.1. DESSECADOR DE VÁCUO

O dessecador de vácuo consiste em estabelecer uma condição de equilíbrio entre a amostra de solo e uma solução de sal ou ácido com concentrações conhecidas, que foi previamente introduzida no dessecador, de acordo com os autores AITCHISON e RICHARDS (1965) e BAKER et al. (1973).

Eis os materiais utilizados: conjunto de dessecadores de vácuo; telas de plástico para que a tampa de alumínio não ficasse em contato direto com a cerâmica úmida de ácido e não ocorresse corrosão; tampas de alumínio numeradas; e concentração de cloreto de sódio (NaCl) e ácido sulfúrico (H_2SO_4), como mostra a Foto III.7.



Foto III.7 – Dessecadores de vácuo com amostras de solo.

A Tabela III.6 mostra as concentrações de NaCl e H_2SO_4 e as respectivas soluções para se obter o teor de umidade do solo referente à sucção total aplicada (imposta).

Tabela III.6 – Concentrações de NaCl e H₂SO₄ para ensaio com dessecador a vácuo.

DESSECADOR A VÁCUO				
SUBSTÂNCIA	COMPONENTES DA SUCÇÃO	CONCENTRAÇÕES (g/cm ³)	SUCÇÃO (MPa)	REFERÊNCIA
H ₂ SO ₄	Total	1,047	5,62	AITCHISON e RICHARDS (1965)
		1,072	8,13	
		1,102	8,35	
		1,139	22,89	
		1,190	43,61	
NaCl	Total	5,844	0,47	BAKER et al (1973)
		17,532	1,39	
		46,752	3,75	
		75,972	6,24	
		105,192	8,87	

Após a preparação das concentrações, retiraram-se 15 torrões de solo, com aproximadamente 40g, do bloco (P2V3). Eles foram colocados em cima de tampas de alumínio numeradas e anotado o peso bruto inicial. Em seguida, dispôs-se o conjunto de três amostras em cada dessecador. As pesagens ocorriam semanalmente, até se verificar, após três medições, uma constância no peso da amostra. Retiradas do dessecador e levadas para a estufa, determinou-se o peso bruto seco.

3.4.2.2. MEMBRANA DE PRESSÃO

O ensaio de Membrana de Pressão se baseia no princípio de translação de eixos, onde a fase líquida sofre um aumento de pressão igual à da fase gasosa, segundo COLEMAN (1959) e RICHARDS (1980).

Com a amostra de solo P2V3, foram moldados quatro corpos de prova em um anel com 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura, colocando-os sobre uma membrana semipermeável (permeável à água e impermeável ao ar) apoiando a amostra sobre uma pedra porosa saturada em contato com água.

Esse conjunto foi colocado em uma câmara fechada onde se aplicou uma determinada pressão de ar. Isso provocou a transferência da umidade entre a amostra e a pedra porosa através da membrana semipermeável; na condição final, a pressão de ar aplicada foi igual à sucção mátrica no solo e cada valor de sucção correspondeu a uma umidade de equilíbrio.

A cada amostra aplicou-se uma pressão (U_a-U_w) de 0,001, 0,01, 0,1, 1MPa. O acompanhamento das pesagens durou até a obtenção de uma constância no peso das amostras, e o tempo decorrido para esse equilíbrio foi de, aproximadamente, 25 dias. Em seguida, as amostras foram retiradas do equipamento e devidamente pesadas, determinando-se assim, a umidade final do solo nas amostras.

3.4.2.3. TRATAMENTO ESTATÍSTICO

Com uma planilha de cálculo do EXCEL, calcularam-se as umidades percentuais. Para dar início à busca dos parâmetros necessários para determinação da curva característica, utilizando-se a proposta de VAN GUENUCHTEN (1980), fez-se necessário adotar valores iniciais para os conteúdos de água do solo saturado (W_S) assim como os valores do conteúdo de água residual no solo a 1,50 MPa (W_R). Colocando os pontos no gráfico sucção (U_a-U_w) x umidade, na planilha de cálculo, obtiveram-se os valores aproximados de W_S e W_R .

Com tais valores e com o auxílio do programa STATISTICA, obteve-se a equação da curva característica, utilizando-se a opção de interpolação não linear com regressão específica e função “perda” apresentadas na Tabela III.7. Com o método de estimativa de Quasi-Newton, determinaram-se os parâmetros α , n e m e o coeficiente de correlação (R).

O refinamento dos resultados pode ser alcançado, utilizando-se os valores obtidos como valores iniciais da próxima interação, podendo ser modificado o incremento e o critério de convergência no intuito de se obter o coeficiente de determinação (R^2) mais próximo de 1.

Tabela III.7 – Fórmulas de entrada para determinação da curva característica.

CONDIÇÕES DE ANÁLISE			
AUTOR/ANO	REGRESSÃO ESPECÍFICA	FUNÇÃO PERDA	PARÂMETROS EMPÍRICOS
VAN GUENUCHTEN/1980	$W = \frac{W_R + (W_S - W_R)}{[1 + (\alpha \cdot S)^n]^m}$	$L = \frac{(OBS - PRED)^2}{OBS^2}$	α
			n
			m

3.4.3. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA – TRI-FLEX 2

A condutividade hidráulica foi determinada em laboratório utilizando o Tri-Flex 2, Foto III.8, com o objetivo de comparar os resultados obtidos neste ensaio com os obtidos em campo, por meio do permeâmetro Guelph. Em laboratório, as amostras ensaiadas foram moldadas dos blocos indeformados coletados dos poços de investigação P1V1 (ombro da encosta) e P2V3 (base da encosta).



Foto III.8 – Tri-Flex 2, equipamento para obtenção da condutividade hidráulica em laboratório.

Moldaram-se corpos de prova das amostras P1V1 e P2V3 com altura de 135 mm e 130 mm e diâmetro 90,8 mm e 90 mm, respectivamente. Posteriormente, iniciou-se a montagem da célula de ensaio na seguinte seqüência: a pedra porosa e o papel filtro de base, o corpo de prova, o papel filtro e a pedra porosa de topo, o “top cap” e a membrana de proteção. Tomou-

se o cuidado durante o encamisamento do corpo de prova usando liga de borracha para melhorar a fixação e oferecer segurança à lateral do corpo de prova, evitando contato com a água nesta face.

Após a montagem da célula, esta, depois de conectada ao painel de controle, começou a encher de água, mas, verificou-se no final, se não existiam bolhas de ar na superfície. Aplicou-se pressão lateral para remoção de ar das pedras porosas e das linhas das tubulações, drenando-se um pouco de água do conjunto, com a finalidade de retirar as bolhas de ar. Com aproximadamente 24 h, verificou-se a saturação da amostra por meio do parâmetro $\bar{B} = \Delta u / \Delta \bar{\sigma}_3$, utilizando-se um transdutor com leitura externa de poro-pressão.

Depois da saturação, aplicou-se na amostra uma pressão confinante, equivalente as tensões das terras. Os pesos específicos das amostras P1V1 e P2V3, para o cálculo das tensões de ensaio, foram de 17,2 e 21,3 kPa, respectivamente. As tensões confinantes das amostras P1V1 e P2V3 se vêem na Tabela III.8.

Tabela III.8 – Tensões confinantes do ensaio de determinação da condutividade hidráulica – Tri-Flex 2.

TENSÕES CONFINANTES DO ENSAIO TRI-FLEX 2	
P1V1 OMBRO DA ENCOSTA kPa	P2V3 BASE DA ENCOSTA kPa
17,2	21,3
34,4	42,6
51,6	63,9
68,8	85,2
86,0	106,5
103,2	127,8
120,4	149,1
137,6	170,4
154,8	191,7
172,0	213,0

Para estabelecer o fluxo na amostra, reduziu-se a pressão da base e do topo, onde a diferença entre elas determinava a direção do fluxo. A diferença entre as pressões axiais estabelecidas para os corpos de prova P1V1 e P2V3 foi de 2 e 10 kPa, respectivamente. Dando continuidade ao ensaio, mediu-se o tempo necessário para um volume de 5.000 mm³ de água atravessasse o corpo de prova, processo repetido até que obtivesse três leituras iguais.

A condutividade hidráulica do solo, no ensaio de laboratório Tri-Flex 2, é obtida pela fórmula descrita na Tabela III.9. A Tabela III.10 mostra os dados utilizados durante o ensaio para determinação da condutividade.

Tabela III.9 – Fórmula para determinar a condutividade hidráulica do ensaio Tri-Flex 2.

TRI-FLEX 2		
CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	FÓRMULA	DESCRIÇÃO
K (cm/s)	$K = \frac{V \cdot L}{A_C \cdot T \cdot \Delta p \cdot 10 \text{cmH}_2\text{O}}$	V = volume percolado
		L = altura do corpo de prova
		A _C = área da superfície do corpo de prova
		T = tempo
		Δp = variação de pressão

Tabela III.10 - Dados do ensaio para determinação da condutividade hidráulica (k) do equipamento Tri-Flex 2.

TRI-FLEX 2						
AMOSTRAS	ALTURA (m)	DIÂMETRO (m/s)	VOLUME PERCOLADO (m ³)	ÁREA (m ²)	ΔP (kPa)	COLUNA DE ÁGUA (m)
P1V1	0,135	0,091	5 x 10 ⁻⁶	6,475 x 10 ³	2	0,1
P2V3	0,13	0,09	5 x 10 ⁻⁶	6,361 x 10 ⁻³	10	0,1

3.4.4. EDMÉTRICOS SIMPLES E DUPLOS

Procedeu-se aos ensaios edométricos simples e duplos em células convencionais, nas prensas edométricas com amostras indeformadas P1V1 (ombro da encosta) e P2V3 (base da encosta), nos laboratórios LSI/UFPE e LABGEO/UNICAP, Foto III.9. O objetivo foi analisar os valores dos potenciais de colapso ou expansão.

Os corpos de prova foram moldados com auxílio de espátulas para cada amostra ensaiada, utilizando-se um anel cinzelado de 76,2 mm de diâmetro e 20mm de altura, tomando-se os cuidados necessários na moldagem, Foto III.10.

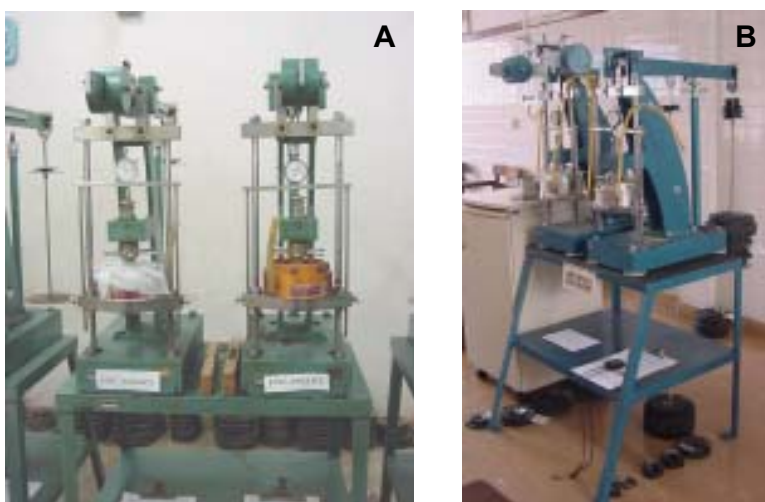


Foto III.9 – Prensas edométricas dos laboratórios LSI/UFPE (A) e LABGEO/UNICAP (B).



Foto III.10 – Moldagem dos corpos de prova do ensaio edométrico.

Nos ensaios edométricos simples, os corpos de prova foram carregados até uma determinada tensão vertical e inundados posteriormente. As tensões de ensaio utilizadas durante o carregamento foram de 10 kPa, 20kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 320 kPa, 640 kPa, 1280 kPa. Carregou-se o solo até a tensão determinada; realizaram-se leituras das deformações no deflectômetro em intervalos de tempo usuais de 0; 0,1; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30 e 60 min e esperou-se até a estabilização das deformações (aproximadamente 24 h); por fim, inundou-se o corpo de prova.

Após a etapa de inundaçã, nas tensões de 20 kPa, 80 kPa, 320 kPa, 1280 kPa, o solo foi carregado até a última tensão de ensaio (1280 kPa) e, posteriormente, descarregado nas tensões de 640 kPa, 160 kPa, 40 kPa e 10kPa. As leituras das deformações no deflectômetro finalizavam quando a diferença, entre a primeira e a última leitura do ensaio, dividida pela diferença entre as duas últimas leituras era menor que 5% - critério adotado no trabalho de FERREIRA (1995).

Tomaram-se, durante o ensaio alguns cuidados: colocação de um plástico sobre a célula presa por ligas de borracha, com a finalidade de o solo não perder umidade; a inundaçã foi realizada com vazã controlada de 0,5ml/s, mesmos critérios utilizados no trabalho de FERREIRA (1995).

Nos ensaios edométricos duplos, foram ensaiados dois corpos de prova: um, na umidade natural, e outro, inundado nas mesmas tensões e critérios adotados nos ensaios edométricos simples. Inundou-se o primeiro corpo de prova depois de um período de 24 h para dar início ao carregamento, com a finalidade de o solo estabilizar volumetricamente. Fez-se o até a última tensão de 1280 kPa e, posteriormente, descarregado nas mesmas tensões do ensaio edométrico simples. O segundo corpo de prova, umidade natural, foi carregado e descarregado.

3.4.5. CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados nos LSI/UFPE e LABGEO/UNICAP, em prensas de cisalhamento de fabricação nacional, com amostras indeformadas P1V1 (ombro da encosta) e P2V3 (base da encosta), com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência do solo, ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c) no gráfico tensão x resistência, Foto III.11.

Na moldagem, coletaram-se, dos blocos, corpos de prova de seção quadrada, nas dimensões de 101,6 x 101,6 mm, obedecendo-se aos cuidados de moldagem de corpos de prova, Foto III.12. O corpo de prova foi retirado do moldador quadrado e colocado na caixa de cisalhamento, com o auxílio de um bloco de madeira e uma prensa, evitando, assim, golpes na amostra.



Foto III.11 – Prensas de cisalhamento LSI/ UFPE (A) e LABGEO/UNICAP (B).



Foto III.12 – Moldagem do corpo de prova do ensaio de cisalhamento direto.

Foram ensaiadas séries de 3 corpos de prova nas tensões verticais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, com duas umidades iniciais – a natural e a saturada – referentes às sucções $U_a-U_w = 20$ kPa e 0 kPa, respectivamente. De início, os corpos de prova foram confinados na prensa de cisalhamento, na tensão de 100 kPa, e determinaram-se as velocidades de ensaio para as amostras P1V1 (0,091mm/min) e P2V3 (0,096 mm/min), segundo a formulação de HEAD (1994). Após essa etapa, iniciou-se o cisalhamento, onde foram feitas leituras, nos deflectômetros, das deformações verticais e do anel, em deformações pré-definidas do deflectômetro horizontal, finalizando o ensaio a 15% das deformações horizontais. As amostras saturadas ficaram submersas em água durante 48 h, antes do confinamento e cisalhamento do solo.

Tabela III.11 – Velocidades dos ensaios de cisalhamento direto.

VELOCIDADES PARA ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO		
AMOSTRAS	UMIDADES	VELOCIDADES (mm/min)
P1V1 OMBRO DA ENCOSTA	Natural	0,091
	Saturada	0,091
P2V3 BASE DA ENCOSTA	Natural	0,096
	Saturada	0,096

3.5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA

Analisou-se a estabilidade da encosta do Alto do Reservatório com auxílio do programa SLOPE/W e aplicação dos métodos de Ordinary, Bishop, Spencer e Jambu, para determinar o fator de segurança, simulando-se diferentes condições de umidade no solo correspondentes às estações de verão, inverno e inverno intenso.

A diferenciação entre as estações de verão, inverno e inverno intenso, para análise da estabilidade da encosta, foi determinada por meio da variação da umidade do solo. No verão, os parâmetros de resistência – abordados com maior detalhe no capítulo IV – foram determinados por intermédio dos ensaios de cisalhamento direto na umidade natural; no inverno, considerou-se a

umidade média, aos 7 m de profundidade, dos ensaios de umidade realizados em campo e descritos no trabalho de LAFAYETTE (2000), com umidade igual a 14 % e grau de saturação de 44 % para o solo da primeira camada da encosta (argila arenosa) e 71 % para o solo da segunda camada (areia argilosa); para o inverno intenso, considerou-se a umidade de saturação do solo.

O SLOPE/W é um programa que usa a teoria de equilíbrio-limite para calcular o fator de segurança de encostas em terra e rocha. De formulação simples, o programa permite, de forma fácil, uma análise rápida tanto para problemas simples como mais complexos de estabilidade de taludes como também o uso de uma variedade de métodos de cálculo para determinar o fator de segurança. Utilizando-se o método de equilíbrio-limite, o programa oferece a possibilidade de modelar tipos heterogêneos de solos, estratigrafias e superfícies de deslizamento complexas, condição de sucção variável com os diferentes modelos teóricos de solo.

O programa também dispõe de parâmetros estatísticos para análise de estabilidade. Como existe um grau de incerteza associado à entrada de parâmetros para uma análise de estabilidade de taludes, o SLOPE/W tenta conciliar as incertezas dos parâmetros, por meio da análise probabilística de Monte Carlo. Outro meio programa é o cálculo das tensões, utilizando-se a análise por elementos finitos que pode ser adicionada ao cálculo com equilíbrio-limite para uma avaliação mais completa da análise da estabilidade da encosta.

O programa SLOPE/W representa graficamente os resultados da tensão cisalhante do solo como uma função da tensão normal ou como uma função da inclinação da base da lamela: para cada lamela da superfície crítica de deslizamento, o cálculo das forças atuantes pode ser mostrado como um diagrama de corpo livre ou um polígono de forças com seus respectivos valores numéricos. Por fim, tal programa ainda apresenta o gráfico da coesão e da força cisalhante, na base de cada lamela da superfície, numa forma de conferir a aceitabilidade dos resultados.

A análise da estabilidade, no referido programa, se faz pelos seguintes métodos: Fellenius (1927), Bishop Simplificado (1955), Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967), Corpo de Engenheiros do USA (1968), Janbu Simplificado (1969), Lowe-Karafiath, Equilíbrio Limite Generalizado (ELG), Elementos Finitos de Tensões. Todos podem ser utilizados isoladamente ou em conjunto, de acordo com a necessidade do problema.

O programa SLOPE/W compõe-se de três subprogramas: SLOPE/W DEFINE, para entrada de dados referente ao problema a ser analisado; SLOPE/W SOLVE, para cálculo do fator de segurança; e o SLOPE/W CONTOUR, para visualização e análise do resultado.

Na abordagem do problema específico do Alto do Reservatório, primeiramente, colocaram-se os dados da geometria da superfície da encosta no programa SLOPE/W DEFINE, abordando-se, além das declividades e linha freática, as diferentes camadas de solo com seus respectivos parâmetros. Ainda nessa fase, escolheram-se as metodologias de cálculo de estabilidade a serem utilizadas como anteriormente mencionadas, Figura III.9.

Na definição da malha de centros e do campo de variação dos raios das superfícies de rupturas a serem pesquisadas, a prática desse tipo de análise indicava uma localização aproximada no meio da encosta, como a mais propícia a conter o centro de menor fator de segurança. No caso da limitação da variação de raios das superfícies de ruptura, utilizaram-se tangentes paralelas à superfície da encosta.

Após o cálculo no programa SLOPE/W SOLVE, iniciou-se uma análise para efeito de refinamento, de modo a evitar que o centro com o fator de segurança mínimo não fosse apenas da malha adotada – local –, e sim, da encosta abordada como um todo – global. Para tanto, observam-se as curvas de isofator de segurança na malha de centros, apresentada no SLOPE/W CONTOUR; não se deve permitir que o centro de menor fator esteja próximo à borda do “grid”, o que poderia indicar a presença de centros mais críticos fora do alcance da análise, Figura III.11.

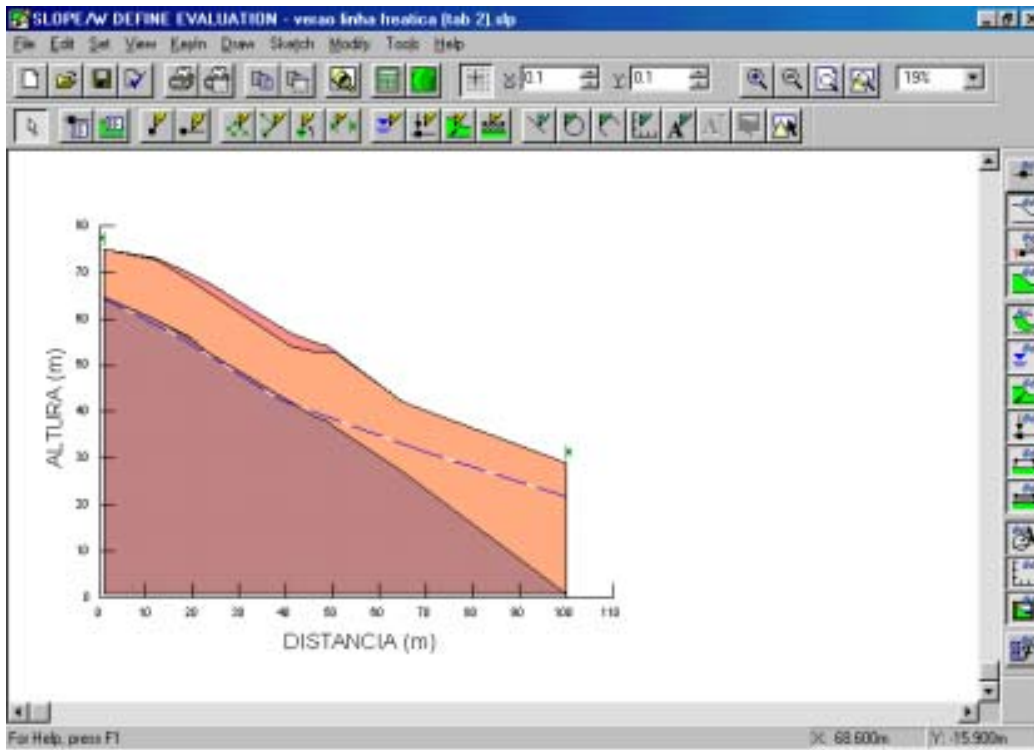


Figura III.9 – Geometria, descrição e propriedades das camadas de solo.

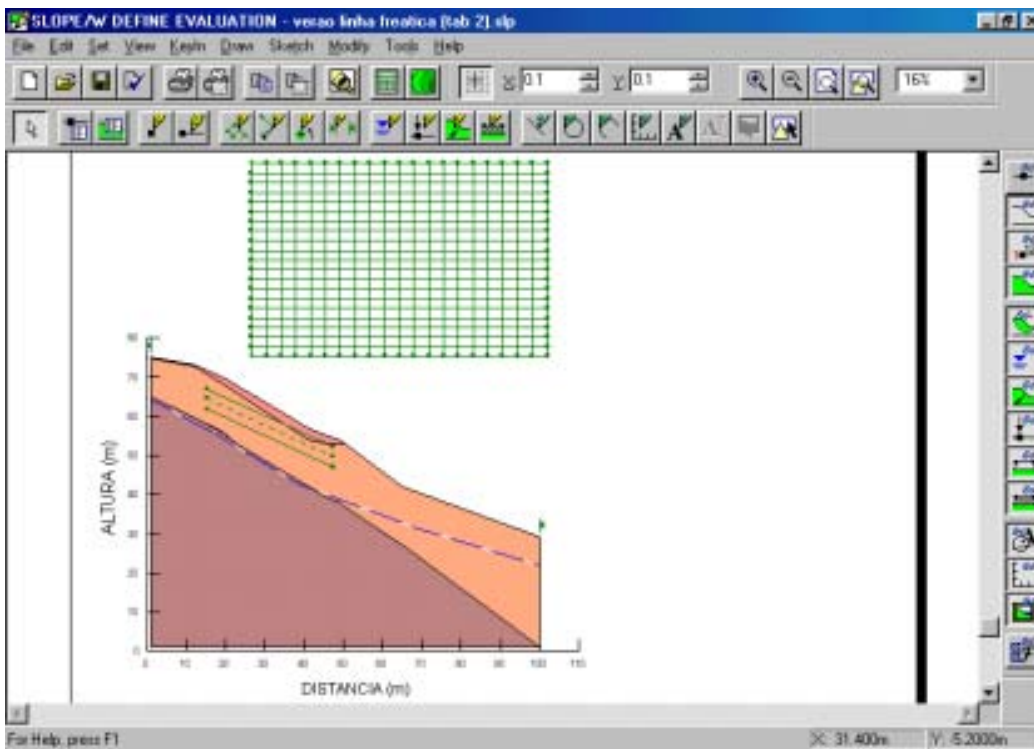


Figura III.10 – Definição da malha de centros e campo da variação dos raios.

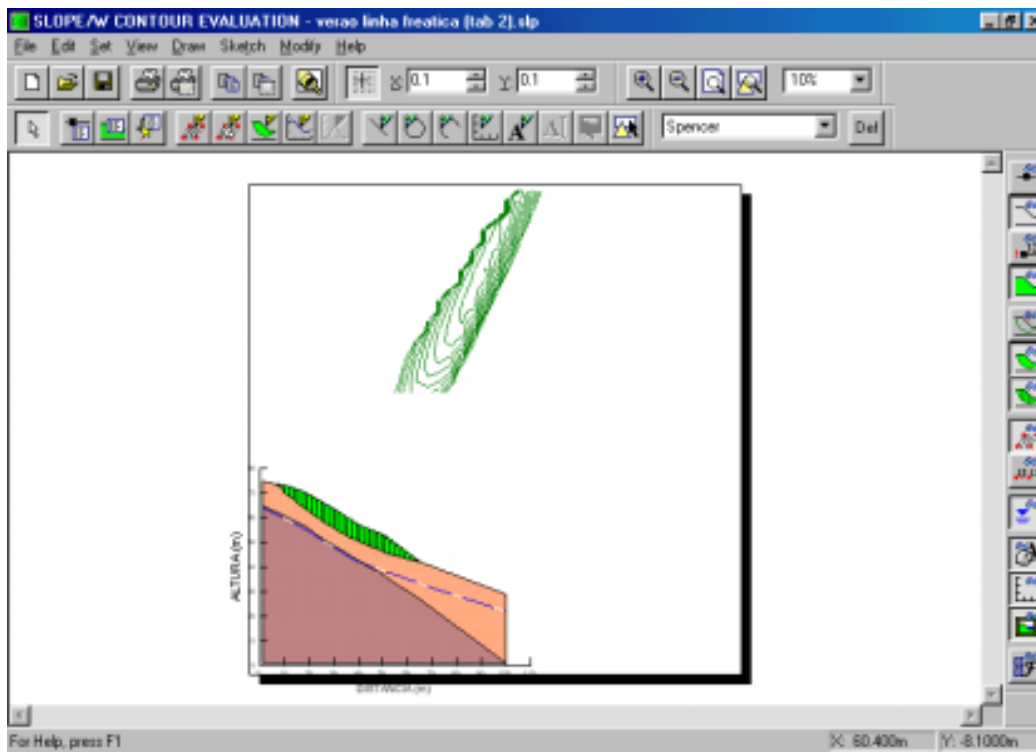


Figura III.11 – Cálculo do fator de segurança.

CAPÍTULO IV

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Os resultados e as análises dos ensaios de campo e laboratório e instrumentação da encosta do Alto do Reservatório, Nova Descoberta, e a análise da estabilidade do talude são apresentados neste capítulo. Também aqui vão os resultados dos ensaios do trabalho de LAFAYETTE (2000) realizados na meia encosta, que complementam os deste trabalho obtidos no ombro e na base da encosta.

4.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Os projetos geotécnicos são normalmente executados com base em ensaios de campo, cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos, SCHNAID (2000). Porém ensaios de laboratórios também se fazem com freqüência, para se determinarem as características do solo e suas propriedades geomecânicas. Os resultados disso obtidos em laboratório vêm mostrando confiabilidade, pois se assemelham aos encontrados em campo.

4.2.1. VISITA TÉCNICA

Durante todo o período de monitoração dos deslocamentos horizontais no Alto do Reservatório, de setembro de 1999 à presente data, observaram-se problemas de risco geotécnico. Ali, registraram-se várias infrações às regras de segurança que favorecem o deslizamento, como: ocupação antrópica desordenada (Foto IV.1) – casas construídas próximas às barreiras sobre patamares horizontais e a taludes quase verticais (Foto IV.2); acúmulo de lixo (Foto IV.3 - A); lançamento indiscriminado de águas servidas no solo (Foto IV.3 - B) escoando próximo ao talude e infiltrando-se no solo, de modo a

reduzir a resistência e aumentar a sobrecarga; má direcionamento da drenagem de água; remoção da vegetação primitiva (Foto IV.4 - A), o que deixou o solo à mercê do intemperismo e plantação da vegetação secundária perto do talude (Foto IV.4 – B).



Foto IV.1 – Ocupação antrópica desordenada.



Foto IV.2 – Construção de casas próximas aos taludes.



Foto IV.3 – (A) acúmulo de lixo, (B) canaleta sem revestimento realizada por morador para escorrer a água servida e (C) mesmo local da canaleta, após deslizamento localizado, e posterior proteção com lona, (D) vista frontal de (C).



Foto IV.4 – (A) remoção da vegetação primitiva e (B) vegetação secundária.

GUSMÃO FILHO et al. (1997) apresentam uma série de sugestões para a reabilitação da encosta sul (S). A Foto IV.5, córrego do Boleiro, mostra soluções diversas, desde uma simples reposição vegetal até um retaludamento. As áreas mais críticas das encostas S e NW foram indicadas para proibição da ocupação por habitações, por isso foram transformadas em praça, na encosta do córrego do Boleiro. Não se observou nenhuma área restringida na encosta NW. O projeto de reabilitação da área constou ainda de um retaludamento de 1(V):2(H) e patamares com 3 m de largura nas cotas de 66,5, 58,00 e 49,50 m definindo esta cota com o pé do talude. Projetou-se uma escadaria na divisa da área tratada e se procedeu à microdrenagem com valetas no pé e na crista dos patamares.



Foto IV.5 – Reabilitação da encosta S, córrego do Boleiro.

4.2.2. SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO

Procedeu-se às sondagens de simples reconhecimento em três pontos da encosta: no ombro, na meia encosta e na base. O perfil de solo do Alto do Reservatório é formado por duas ou três camadas até a profundidade de investigação realizada. A Figura IV.1 e a Figura IV.2 mostram o perfil do solo da encosta com as variações da resistência à penetração dinâmica N_{SPT} (golpes/0,30 m), com a profundidade e a descrição das camadas do solo nas verticais V1, V2 e V3, melhorando a visualização do perfil do solo.

O perfil do solo, no ombro da encosta (V1), constitui-se de três camadas até 18 m de profundidade. A primeira camada, de espessura de 1,5m, é

constituída de uma argila arenosa com silte, de plasticidade média a alta e consistência média de cor parda. A segunda camada, com 11 m de espessura, se caracteriza por ser uma areia fina e média argilosa, com pouco pedregulho, variando de fofa a medianamente compacta, de cor vermelho-clara. A terceira é uma areia média e fina siltosa, com pouco pedregulho, medianamente compacta e de cor amarela. A resistência à penetração do amostrador padrão (N_{SPT}) cresce de acordo com a profundidade: varia de 2 a 18 golpes/0,30m, embora tenha atingido um valor de pico de 27 golpes/0,30 m na profundidade de 11 m. O teor de umidade do solo varia ao longo da profundidade: cresce até 1,5 m e atinge umidade de 28 %; depois, decresce, alternando até a profundidade de ensaio, que foi de 4,5 m.

Na meia encosta (V2), o perfil do solo é constituído por três camadas até 18 m de profundidade. A primeira camada, com espessura de 2 m, caracteriza-se por ser uma argila arenosa com silte, de plasticidade média a alta e consistência média de cor parda. A segunda, com espessura de 15 m, é uma areia fina e média argilosa, com pedregulho, medianamente compacta, de cor róseo-clara e amarela. A terceira camada é constituída de uma areia média e fina siltosa, com pouco pedregulho, medianamente compacta e de cor amarela. Os valores do N_{SPT} crescem de 1 a 10 golpes/0,30 m até 6 m de profundidade e ficam aproximadamente constantes em todo o perfil do solo, com valor médio de 14 golpes/0,30 m.

O perfil do solo na base da encosta (V3) constitui-se de uma camada de areia fina e média argilosa, com pedregulho, variando de medianamente compacta, a muito compacta de cor amarela, róseo-clara e roxa. Os valores do N_{SPT} são praticamente constantes até a profundidade de 6 m, com 17 golpes/0,30 m; crescem, posteriormente, com a profundidade, atingindo mais de 60 golpes/0,30 m a 10 m de profundidade; a 14 m esses valores decrescem para um valor constante de 20 golpes/0,30 m até 18 m de profundidade. Verifica-se que tal perfil apresentou maior resistência em relação aos do ombro (V1) e da meia encosta (V3). O teor de umidade cresce até a profundidade de ensaio de 3,5 m.

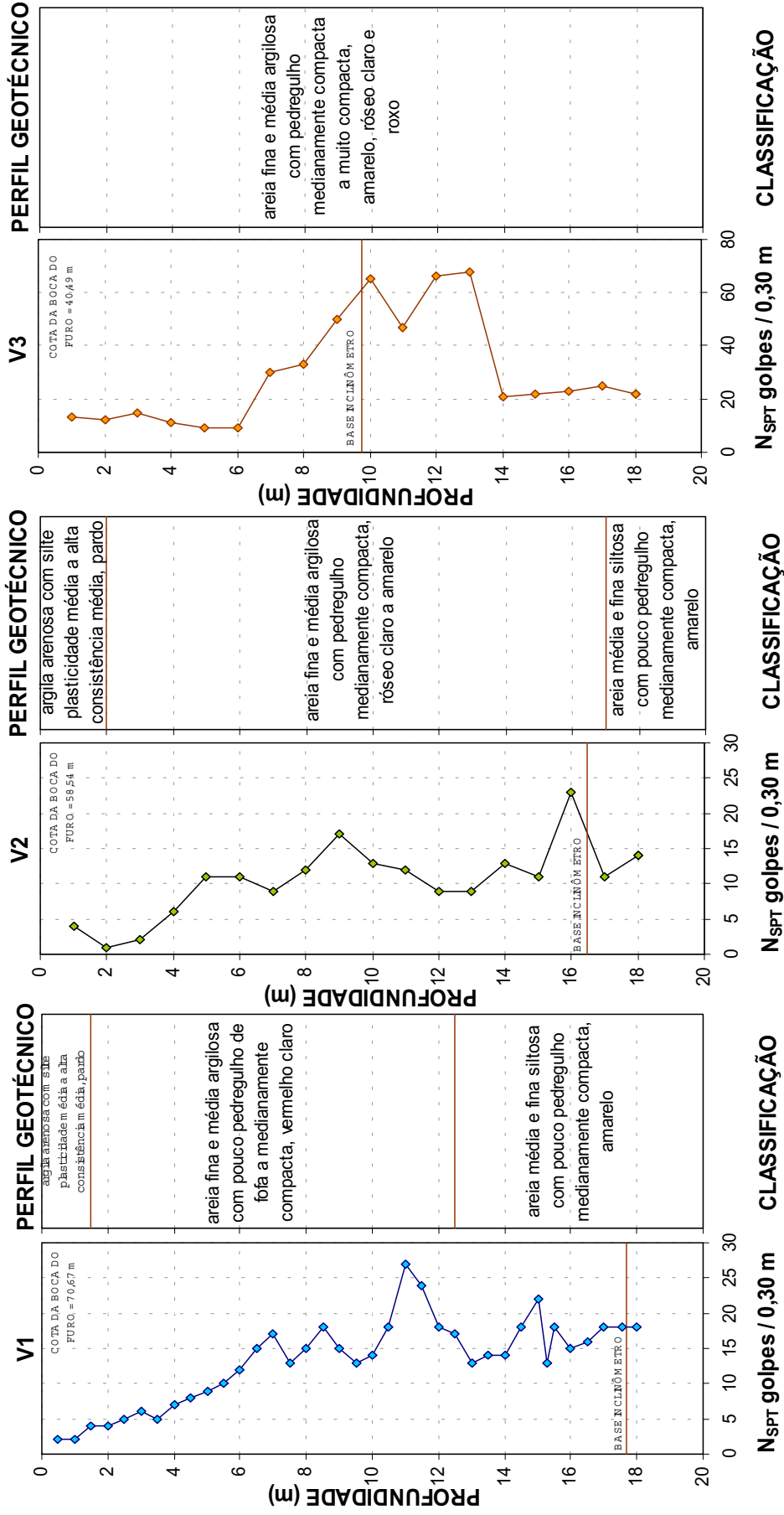


Figura IV.1 – Descrição do N_{SPT} e das camadas do solo do Alto do Reservatório no ombro da encosta (V1), na meia encosta (V2) e na base da encosta (V3).

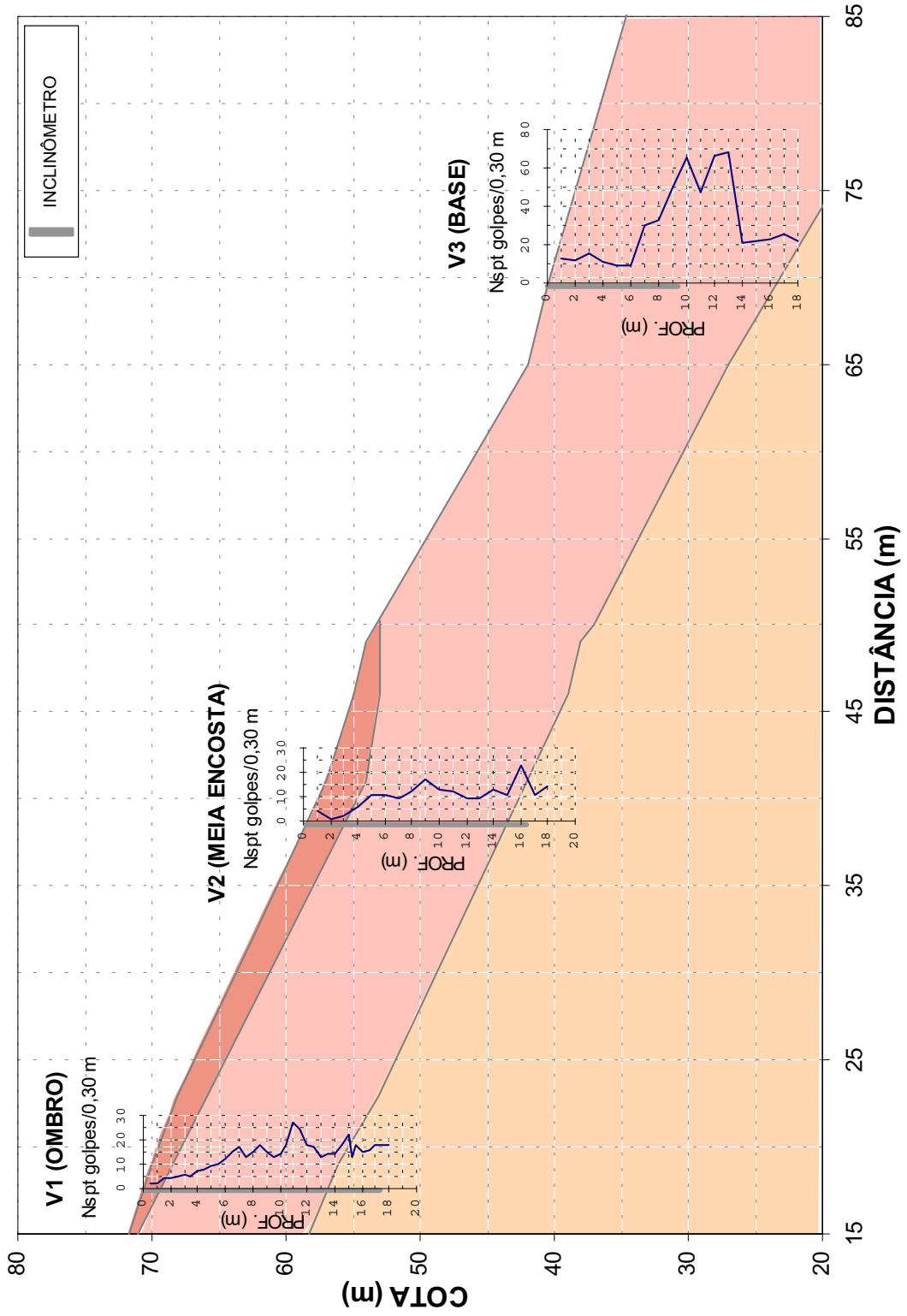


Figura IV.2 – Perfil do solo da encosta do Alto do Reservatório com os valores do N_{SPT}.

O perfil do solo do Alto do Reservatório é constituído em V1 de argila arenosa com silte, de plasticidade média a alta e consistência média, de cor parda; areia fina e média argilosa, com pouco pedregulho, variando de fofa a medianamente compacta, de cor vermelho-clara e areia média e fina siltosa, com pouco pedregulho, medianamente compacta de cor amarela. Em V2, o perfil do solo é constituído por uma argila arenosa com silte, de plasticidade média a alta e consistência média de cor parda; areia fina e média argilosa, com pedregulho, medianamente compacta, de cor róseo-clara a amarela e areia média e fina siltosa, com pouco pedregulho, medianamente compacta, de cor amarela. O perfil de solo em V3 é formado por uma areia fina e média argilosa, com pedregulho, medianamente compacta a muito compacta, de cor amarela, róseo-clara e roxa. Na encosta, predomina a areia, que aparece em duas camadas com espessura maior do que a argila. A camada de argila recobre a primeira camada de areia nas verticais V1 e V2.

4.2.3. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA, LIMITES DE CONSISTÊNCIA E ATIVIDADE DO SOLO

Os resultados da análise realizada nas amostras P1V1 (ombro da encosta) e P2V3 (base da encosta), com e sem defloculante, se vêem nas Figuras IV.3 e IV.4, respectivamente. A composição granulométrica, os limites de Atterberg e a atividade dos solos estão registrados nas Tabelas IV.1 e IV.2.

Na Tabela IV.1, vêem-se os valores obtidos durante o ensaio de peneiramento com sedimentação, utilizando-se defloculante com a amostra de solo P1V1 que apresentou uma porcentagem maior de argila, 58 %; de areia 39%; e silte, 3 %. Sem o uso do defloculante, houve um decréscimo nas porcentagens de argila – 2 % - e um aumento na porcentagem de areia, 72 %. Essa amostra de solo é de textura fina, argila arenosa, por apresentar, em sua granulometria, 58% de argila no ensaio com defloculante.

Tabela IV.1 – Granulometria, consistência e atividade da amostra P1V1 com e sem defloculante.

P1V1 (COM DEFLOCULANTE)									
PROF. (m)	COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (%)					LIMITES DE ATTERBERG (%)			ATIVIDADE $I_A = IP / (\% \phi \leq 2\mu)$
	PEDREG.	AREIA	SILTE	ARGILA	<2 μ	LL	LP	IP	
1,34	0	39	3	58	52	42	25	16	0,31
P1V1 (SEM DEFLOCULANTE)									
PROF. (m)	COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (%)					LIMITES DE ATTERBERG (%)			ATIVIDADE $I_A = IP / (\% \phi \leq 2\mu)$
	PEDREG.	AREIA	SILTE	ARGILA	<2 μ	LL	LP	IP	
1,34	0	72	26	2	2	42	25	16	8

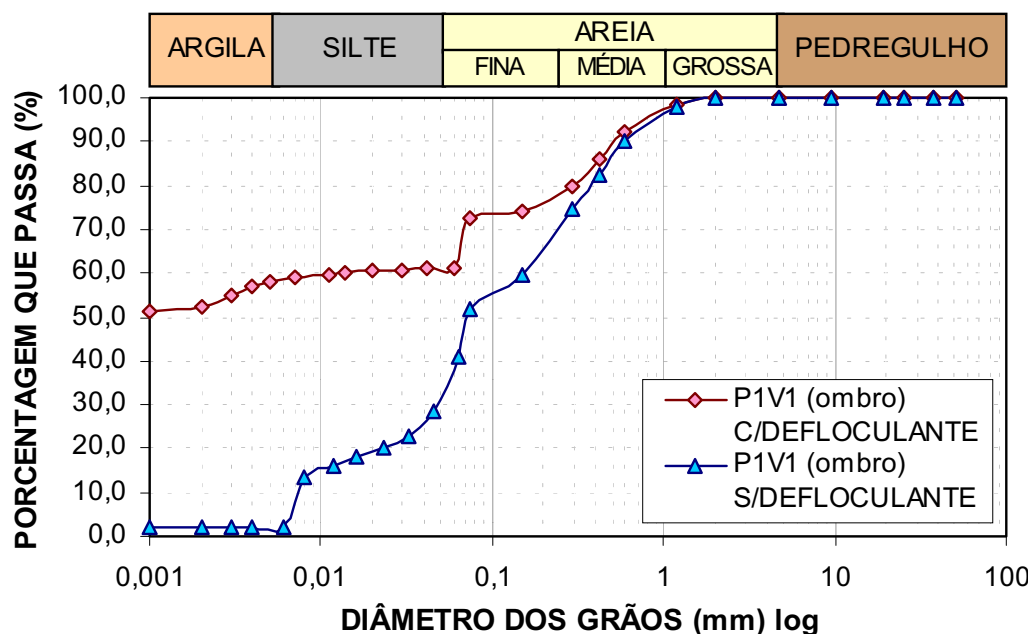


Figura IV.3 – Curva granulométrica do Alto do Reservatório com e sem defloculante, amostra P1V1.

As amostras de solo P2V3 ensaiadas com defloculante apresentaram uma porcentagem maior de areia, 38 %, seguida de argila, 36 %, pedregulho, 14 %, e silte, 12%. Sem a utilização de defloculante, houve um acréscimo da porcentagem de areia, 44 %, e decréscimo da porcentagem da argila, 2 %.

Amostra de textura grossa, areia argilosa, apresentou, em sua granulometria, 38 % de areia e 36% de argila, com o uso de defloculante.

Tabela IV.2 – Granulometria, consistência e atividade da amostra P2V3 com e sem defloculante.

P2V3 (COM DEFLOCULANTE)									
PROF. (m)	COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (%)					LIMITES DE ATTERBERG (%)			ATIVIDADE $I_A = IP / (\% \phi \leq 2\mu)$
	PEDREG.	AREIA	SILTE	ARGILA	<2 μ	LL	LP	IP	
1,40	14	38	12	36	27	44	23	21	0,78
P2V3 (SEM DEFLOCULANTE)									
PROF. (m)	COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (%)					LIMITES DE ATTERBERG (%)			ATIVIDADE $I_A = IP / (\% \phi \leq 2\mu)$
	PEDREG.	AREIA	SILTE	ARGILA	<2 μ	LL	LP	IP	
1,40	14	44	40	2	2	44	23	21	11,5

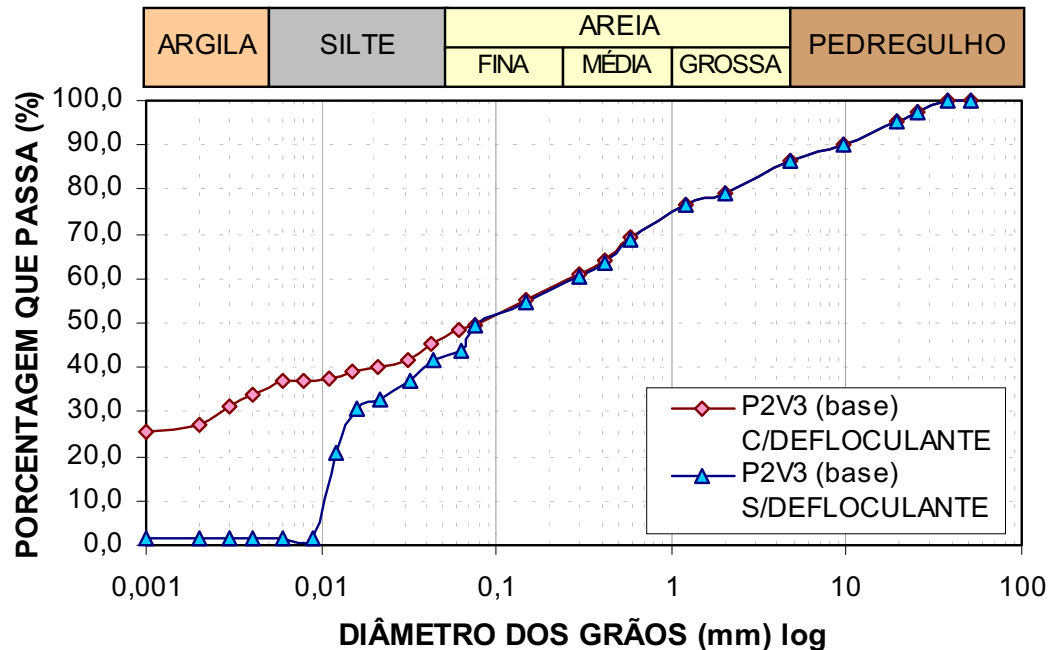


Figura IV.4 – Curva granulométrica do Alto do Reservatório com e sem defloculante, amostra P2V3.

A Figura IV.5 demonstra a granulometria da amostra de solo do poço de investigação denominado de P1, localizado no ombro da encosta do trabalho de LAFAYETTE (2000), e mostra que há uma fina camada de aproximadamente 1,5 m de espessura da continuação do solo da meia encosta, do tipo argila arenosa, como se constatou nos ensaios com as amostras de solo P1V1, deste trabalho. Esse solo não se estende até o final do topo da encosta; vai até, aproximadamente, a 19 m de distância.

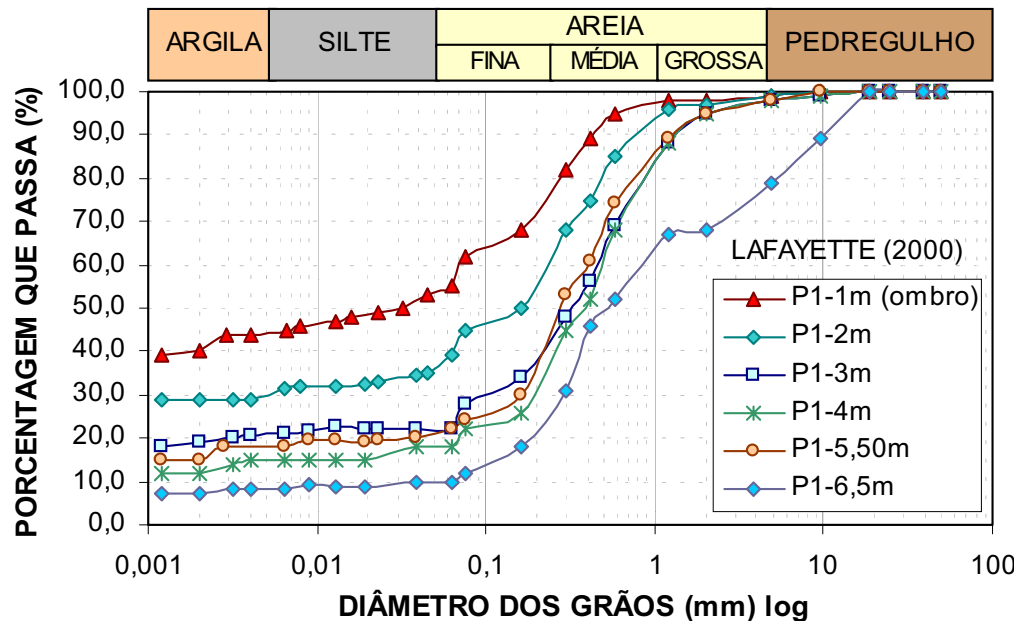


Figura IV.5 – Granulometria da amostra de solo do poço de investigação P1, do trabalho de LAFAYETTE (2000), localizado no ombro da encosta.

O coeficiente de uniformidade (relação entre os diâmetros correspondentes às porcentagens passando de 60 % e 10 %) proposto por Allen-Hazen, citado por CAPUTO (1987), obtido nas amostras de solo P1V1 e P2V3, foi maior que 15, caracterizando um solo desuniforme.

Nas amostras ensaiadas P1V1 e P2V3, confirmou-se um aumento na porcentagem de areia e um decréscimo na porcentagem de argila quando não se utilizava defloculante. O que ocorre não é a redução da fração de argila, neste caso, mas sim o fato de a argila não se ter dispersado: ficou em flocos e apresentou dimensões maiores do que a fração de argila. Tal comportamento foi verificado no trabalho de FERREIRA (1995) e FUCALE (2000).

Embora não se tenha realizado um conjunto de 10 ensaios com e sem uso do defloculante, como recomendam BOURDEAUX e NAKAO (1974), a relação das porcentagens de grãos menores que 0,005 mm obtidas nas curvas granulométricas sem e com defloculante – chamado de grau de floculação –, nos solos P1V1 e P2V3, é de 3,8 % e 7,4 %, respectivamente (porcentagens compreendidas entre 0 e 20 % na classificação BOURDEAUX e NAKAO (1974). Isso indica tratar-se de solos não erodíveis, estando a argila floculada.

Os valores do índice de plasticidade com a porcentagem de argila e com o limite de liquidez estão apresentados na Figura IV.6, indicados na Carta de Plasticidade e Atividade proposta por VARGAS et al (1985).

Os valores dos limites de consistência das amostras de solo P1V1 e P2V3 já foram mostradas nas Tabelas IV.1 e IV.2. As amostras de solo P1V1 e P2V3 são altamente plásticas, com $IP = 16\% > 15\%$ e $IP = 21\% > 15\%$, respectivamente, segundo classificação de Jenkins citado por CAPUTO (1973). A amostra de solo P1V1 é inativo com valor de $I_a = 0,31 < 0,75$ e a atividade do solo P2V3 é normal com valor de $I_a = 0,78\%$ ($0,75 < I_a < 1,25$).

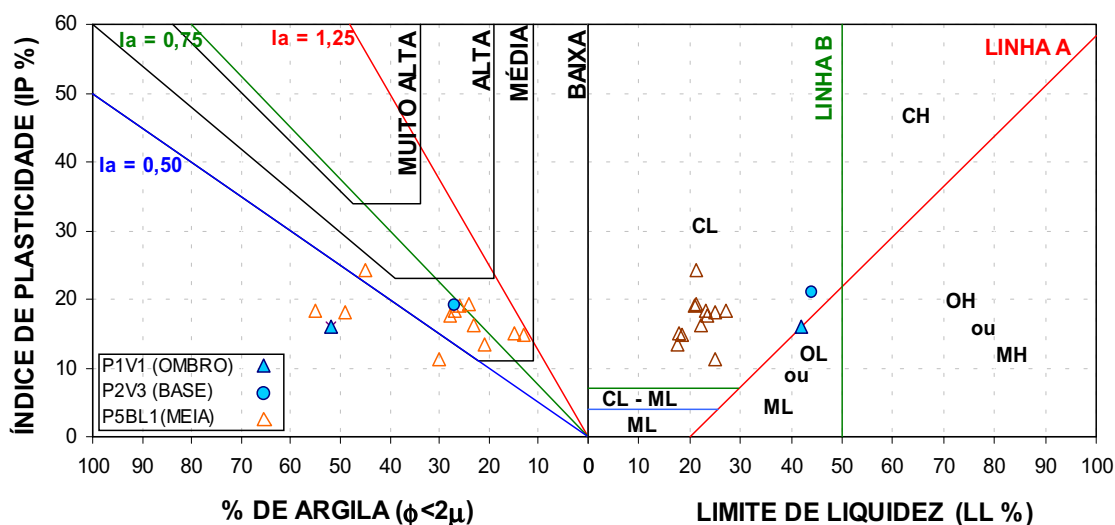


Figura IV.6 – Carta de plasticidade e atividade, VARGAS et al (1985).

Os dados obtidos permitem concluir que as amostras de solo P1V1 e P2V3 se classificam como CL e SC, respectivamente, segundo a Classificação

Unificada, e possuem alta plasticidade, de inativo a atividade normal, como se vê na Figura IV.6, na carta de plasticidade (Casagrande) – atividade (Skempton). Apesar disso, pode-se diferenciar as amostras de solo P1V1 da amostra de solo P2V3: as primeiras apresentam porcentagem passando na peneira 0,075 mm maior que 50 % (P1V1), caracterizando o solo como fino; a segunda (P2V3) apresenta porcentagem menor que 50 %, caracterizando o solo como grosso. A composição granulométrica também mostrou dois tipos de solos.

4.2.4. TEOR DE MATÉRIA ORGÂNICA

A amostra indeformada P1V1 retirada do poço de investigação em campo, localizado no ombro da encosta, apresentou uma cor marrom-escura, característica de solos com teor de matéria orgânica, por isso foi necessário o ensaio para se determinar a quantidade de matéria orgânica. A Tabela IV.3 apresenta os resultados obtidos dos pesos após a colocação das amostras na estufa (105 a 110 °C) e na mufla (440°C). Não se fez o mesmo ensaio com a amostra P2V3 por esta não apresentar cor escura em sua composição.

Tabela IV.3 – Teor de matéria orgânica na amostra P1V1.

TEOR DE MATÉRIA ORGÂNICA – P1V1			
SOLO	PESO DO SOLO ESTUFA (g)	PESO DO SOLO MUFLA (g)	MATÉRIA ORGÂNICA (%)
P1V1	20,25	19,49	3,75

O resultado do ensaio mostra que o teor de matéria orgânica, MO = 3,75 %, é baixa, apenas considerando como matéria orgânica solos com $MO (\%) > 8 + 0,067 \times \text{argila} (\%)$.

4.2.5. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Os resultados da condutividade hidráulica do solo, no ombro e na base da encosta, obtidos em campo, utilizando-se o permeâmetro Guelph, e em

laboratório, utilizando-se o Tri-flex 2, serão apresentados neste item. Os valores, registrados aqui, da condutividade hidráulica do solo em campo na meia encosta, foram obtidos por LAFAYETTE (2000).

4.2.5.1. PERMEÂMETRO GUELPH

Os resultados da condutividade hidráulica do solo, em campo, do ombro e da meia encosta vêm-se na Tabela IV.4 e na Figura IV.7, onde estão os valores da condutividade hidráulica (k) ao longo da cota da encosta, o parâmetro que fornece a tendência à condutividade do solo não saturado (α) e a umidade percentual (W).

Próximo ao poço de investigação, realizaram-se os ensaios para determinação da condutividade hidráulica do solo. No ombro da encosta, há uma pequena variação da condutividade hidráulica cuja profundidade tem valor médio de $5,53 \times 10^{-7}$ m/s, típico de argilas siltosas com grau de permeabilidade muito baixa, FERREIRA (1987). O parâmetro α varia de 1,01 a 7,26 m^{-1} , de acordo com as camadas de solo ao longo da profundidade. A umidade de campo cresce nas camadas superficiais até a profundidade de 1,5 m e depois decresce até a profundidade de 4,5 m, variando de 20,82 a 16,36% por causa da permeabilidade deste solo.

Tabela IV.4 – Valores de k , α e W .

GUELPH – OMBRO DA ENCOSTA				
COTA (m)	PROF. (m)	k (m/s)	α (m^{-1})	W (%)
70,17	0,5	$6,72 \times 10^{-7}$ *	-1,01	20,82
69,17	1,5	$9,07 \times 10^{-7}$	3,84	28,22
67,17	3,5	$7,46 \times 10^{-8}$ *	-4,42	20,74
66,17	4,5	$5,57 \times 10^{-7}$ *	-7,26	16,36

GUELPH – BASE DA ENCOSTA				
COTA (m)	PROF. (m)	k (m/s)	α (m ⁻¹)	W (%)
39,99	0,5	$3,95 \times 10^{-7}$	7,22	12,22
38,99	1,5	$1,79 \times 10^{-7}$	-21,50	14,67
37,99	2,5	$1,03 \times 10^{-7}$ *	-8,13	16,68

* valores negativos

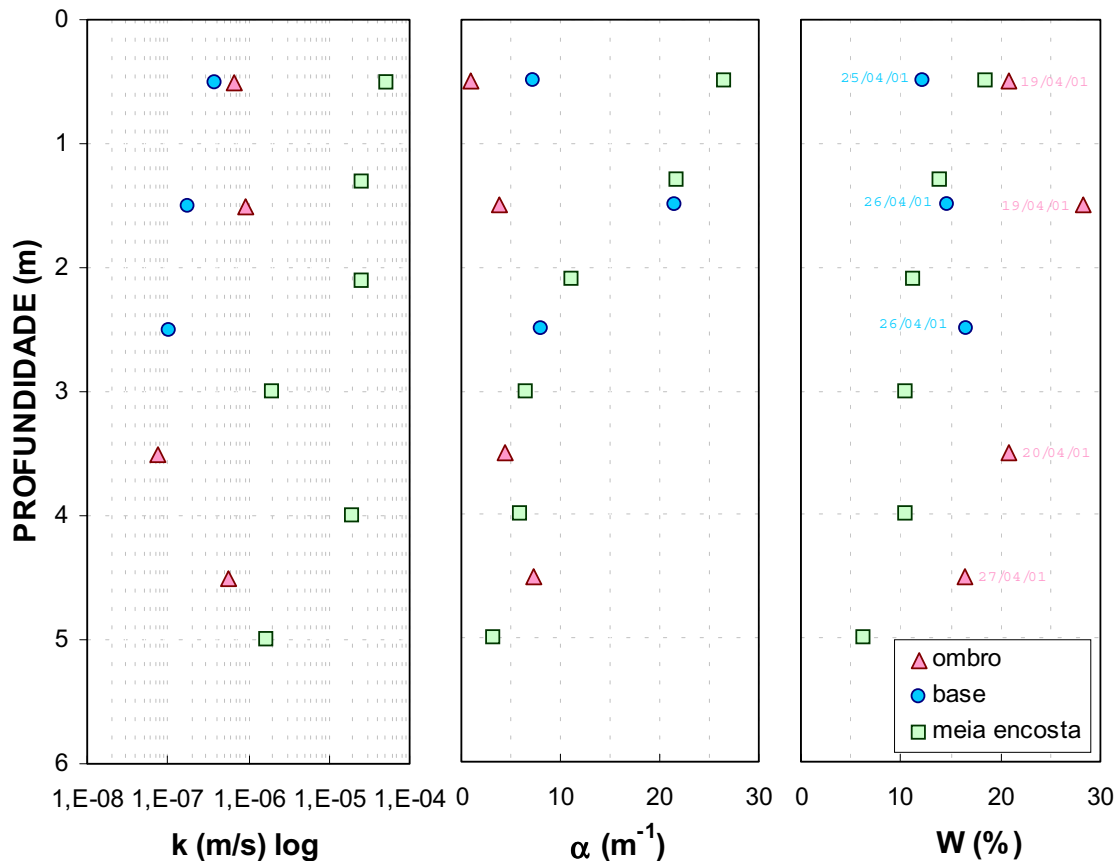


Figura IV.7 – Condutividade hidráulica, parâmetro α e umidade percentual.

Na base da encosta, a condutividade é praticamente constante: a profundidade com valor médio de $2,26 \times 10^{-7}$ m/s, areia siltosa e siltes com baixa permeabilidade, FERREIRA (1987); o parâmetro α varia de 7,22 a 8,13 m⁻¹ e a umidade de 12,22 a 16,68 % cresce até a profundidade de 2,5 m.

Os solos do ombro e da base da encosta apresentam basicamente a mesma condutividade hidráulica, na ordem de 10^{-7} m/s, valores esses inferiores

aos encontrados na meia encosta, na ordem de 10^{-5} m/s. Os valores da condutividade hidráulica se diferenciam até a profundidade de 3,5 m; a partir daí, são praticamente constantes.

Nas profundidades de 0,50, 3,50 e 4,50 m do ombro e na profundidade de 2,5 m da base da encosta, foram encontrados valores negativos de k e, conseqüentemente, de α , discriminados na Tabela IV.4. Segundo o manual, MODEL 2800KI GUELPH PERMEAMETER (1991), os valores negativos encontrados indicam a presença da descontinuidade hidrológica, causada tipicamente pela estratificação do solo, pela presença de furos feitos por roedores ou pela perfuração provocada por raízes. Quando tais valores negativos forem obtidos, serão necessárias medidas para considerar o grau e tipo da heterogeneidade do solo.

4.2.5.2. TRIFLEX II

Determinou-se a condutividade hidráulica em laboratório, com o uso do equipamento Tri-flex 2, onde se observou, por meio da amostra retirada do bloco P1V1 (ombro da encosta), uma variação da condutividade hidráulica do solo nas primeiras tensões aplicadas até 68,8 kPa; após essa tensão, os valores decresceram até a última tensão de ensaio de 172 kPa. Na base da encosta, amostra retirada do bloco P2V3, houve uma alternância da condutividade hidráulica do solo até a tensão de 63,9 kPa, após esta tensão os valores decresceram até a última tensão aplicada de 213kPa. Os valores da tensão vertical, do tempo de ensaio e da condutividade hidráulica podem ser observados na Tabela IV.5.

A condutividade hidráulica da amostra de solo P1V1, retirada do ombro da encosta, com valor médio de $6,02 \times 10^{-6}$ m/s, foi classificada como solo de baixa permeabilidade e da amostra de solo P2V3, retirada da base da encosta, com valor médio de $4,13 \times 10^{-7}$ m/s, como grau de permeabilidade muito baixa, FERREIRA (1987). A condutividade hidráulica decrescia à medida que crescia a tensão vertical, nas duas amostras ensaiadas, P1V1 e P2V3. Nas tensões iniciais de ensaio até 68,8 kPa na amostra de solo P1V1 e 63,9 kPa na amostra

de solo P2V3, houve variação da condutividade hidráulica por causa da heterogeneidade do solo, como mostra a Figura IV.8.

Tabela IV.5 – Valores da tensão vertical (σ), tempo de ensaio (T) e da condutividade hidráulica (k) das amostras P1V1 e P2V3.

TRIFLEX II – P1V1 (OMBRO DA ENCOSTA)				
COTA (m)	PROF. (m)	σ (kPa)	T (s)	k (m/s)
69,67	1	17,2	28	$1,86 \times 10^{-5}$
68,67	2	34,4	42	$1,24 \times 10^{-5}$
67,67	3	51,6	63	$8,27 \times 10^{-6}$
66,67	4	68,8	86	$6,06 \times 10^{-6}$
65,67	5	86	122	$4,27 \times 10^{-6}$
64,67	6	103,2	161	$3,24 \times 10^{-6}$
63,67	7	120,4	203	$2,57 \times 10^{-6}$
62,67	8	137,6	258	$2,02 \times 10^{-6}$
61,67	9	154,8	330	$1,58 \times 10^{-6}$
60,67	10	172	428	$1,22 \times 10^{-6}$
TRIFLEX II – P2V3 (BASE DA ENCOSTA)				
COTA (m)	PROF. (m)	σ (kPa)	T (s)	k (m/s)
39,49	1	21,3	159	$6,43 \times 10^{-7}$
38,49	2	42,6	190	$5,38 \times 10^{-7}$
37,49	3	63,9	226	$4,52 \times 10^{-7}$
36,49	4	85,2	248	$4,12 \times 10^{-7}$
35,49	5	106,5	262	$3,90 \times 10^{-7}$
34,49	6	127,8	276	$3,70 \times 10^{-7}$
33,49	7	149,1	289	$3,54 \times 10^{-7}$
32,49	8	170,4	301	$3,39 \times 10^{-7}$
31,49	9	191,7	315	$3,24 \times 10^{-7}$
30,49	10	213	331	$3,09 \times 10^{-7}$

σ = tensão vertical; T = tempo de ensaio e k = condutividade hidráulica.

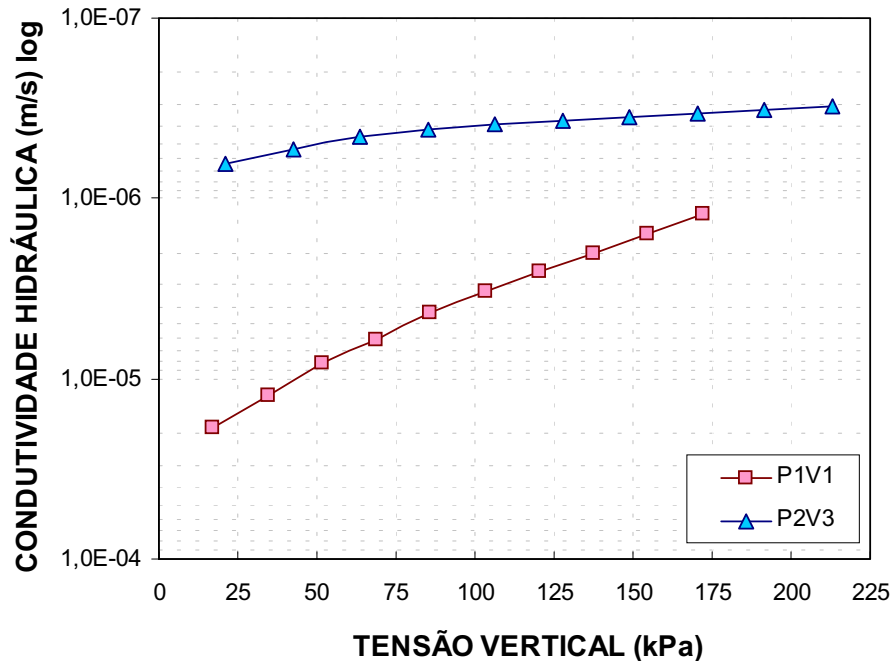


Figura IV.8 – Variação da condutividade hidráulica com a tensão vertical.

No ombro da encosta, os resultados da condutividade hidráulica obtidos a partir dos ensaios de campo foram inferiores, cerca de 10 vezes, aos obtidos nos ensaios de laboratório. Essa diferença pode estar associada à heterogeneidade do solo em campo, na base do furo, criando um gradiente hidráulico diferenciado em relação ao de laboratório. Além do solo, em laboratório, estar completamente saturado enquanto no campo esta situação não é garantida. Nos solos da base da encosta, os valores da condutividade hidráulica foram praticamente os mesmos.

4.2.6. MONITORAMENTO E MEDIÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO NA ENCOSTA

Durante dois anos de estudos realizados no Alto do Reservatório, no período compreendido entre novembro de 1999 e novembro de 2001, monitorou-se e mediu-se o nível freático na encosta, de acordo com a mudança das estações do ano. Na Tabela IV.6, estão os valores das cotas do nível de água nas verticais V1 (ombro da encosta), V2 (meia encosta) e V3 (base da encosta) e o período no qual foi medido.

Tabela IV.6 – Cota do nível freático medido nas verticais V1, V2 e V3 da encosta do Alto do Reservatório.

NÍVEL DO LENÇOL DE ÁGUA DA ENCOSTA				
TEMPO (dia/mês/ano)	COTA NA V1 (m)	COTA NA V2 (m)	COTA NA V3 (m)	SITUAÇÃO DO DIA
26/11/99	56,67 *	44,67	32,72	SOL
28/12/99	55,92	44,04	32,39	SOL
27/1/00	55,49	44,33	32,42	NUBLADO
10/2/00	55,42	44,46	32,38	NUBLADO
17/3/00	55,52	44,36	32,34	SOL
28/4/00	56,27	44,24	33,40	NUBLADO
31/5/00	55,77	45,22	32,41	CHUVA
29/6/00	55,74	45,74	33,33 *	SOL
11/8/00	55,37 **	46,14 *	32,89	SOL
30/9/00	55,89	45,13	32,87	SOL
15/11/00	56,35	43,09 **	32,56	NUBLADO
20/1/01	55,72	44,31	31,96	SOL
3/3/01	55,78	44,28	31,68	SOL
17/3/01	55,80	44,24	31,65	SOL
27/4/01	55,70	44,73	31,59	SOL
25/7/01	55,76	45,89	32,26	NUBLADO
1/11/01	55,79	44,26	31,35 **	SOL

Nível freático máximo (*); nível freático mínimo (**)

O nível de água mostrou-se pouco variável ao longo dos dois anos de estudo: de 55,37 m a 56,67 m de cota em V1; de 43,09 m a 46,14 em V2; de 31,35 m a 33,33 m em V3. Os valores máximos obtidos na medição ocorreram nos períodos mais chuvosos da região ou próximo a eles; quando isso não ocorreu, a causa pode ter sido o lançamento indiscriminado de água servida na encosta e o lançamento de água dentro do tubo onde ocorriam as leituras de inclinômetro e nível de água. Na vertical V1, o valor máximo do nível de água

medido foi de 3,68 m; na V2, de 4,06 m; na V3, de 2,59 m. A Figura IV.9 apresenta os níveis de água máximo e mínimo na encosta. Com as Figuras IV.10 e IV.11, pode-se comparar a variação do nível de água nas três verticais *versus* o tempo de monitoramento com o gráfico mostrando a variação da precipitação na região, durante os dois anos de monitoramento na encosta do Alto do Reservatório.

Os dados da precipitação foram obtidos pela Secretaria de Recursos Hídricos do Recife por meio do monitoramento das chuvas na estação do Curado – a mais próxima da encosta do Alto do Reservatório – durante dois anos de estudo, como citado no capítulo II. Pode-se verificar que as máximas pluviometrias ocorreram em maio de 1999 (399 mm), em julho de 2000 (651mm) e em junho de 2001 (433 mm), nos períodos de inverno da região; e as mínimas, ocorreram em novembro de 1999 (14 mm), de 2000 (45 mm) e de 2001 (7 mm), Figura IV.11.

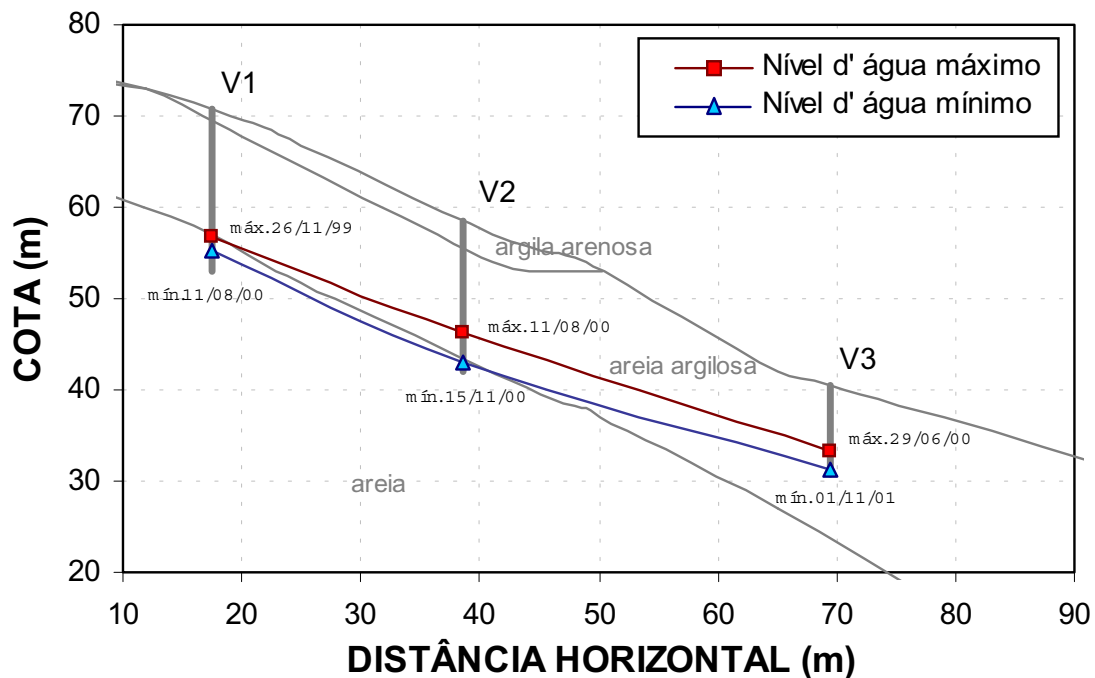


Figura IV.9 – Nível do lençol de água máximo e mínimo na encosta.

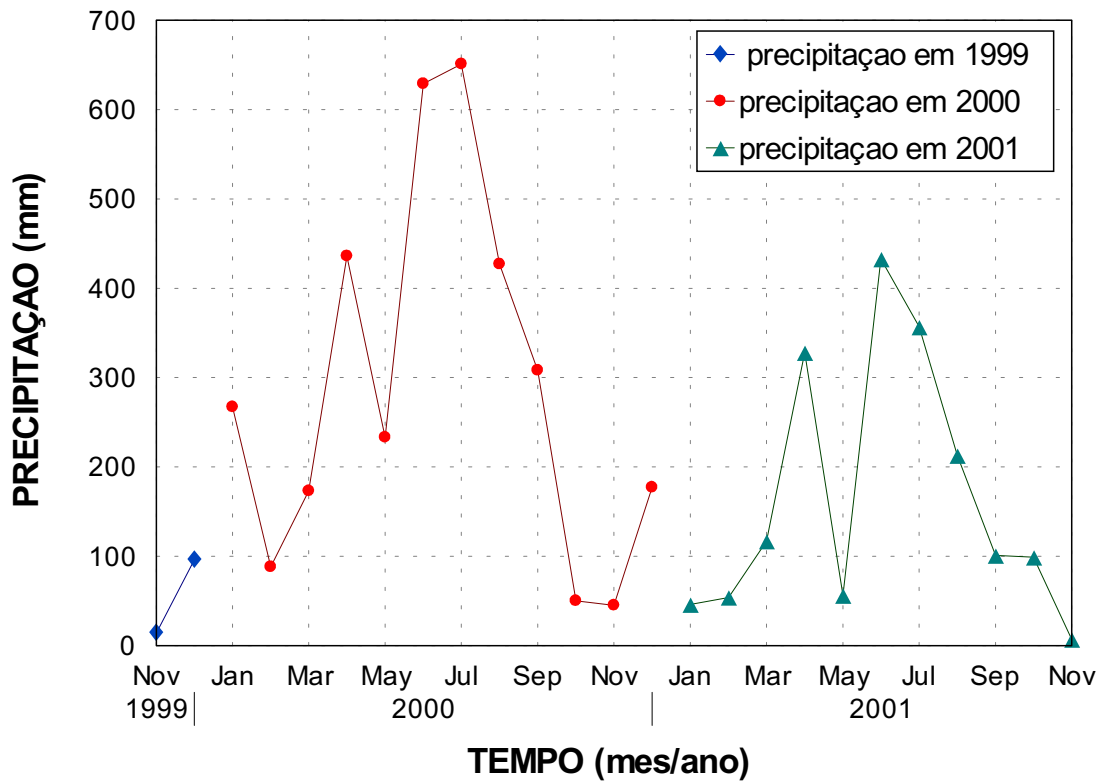


Figura IV.10 – Variação da precipitação na região durante 2 anos de estudo, estação do Curado.

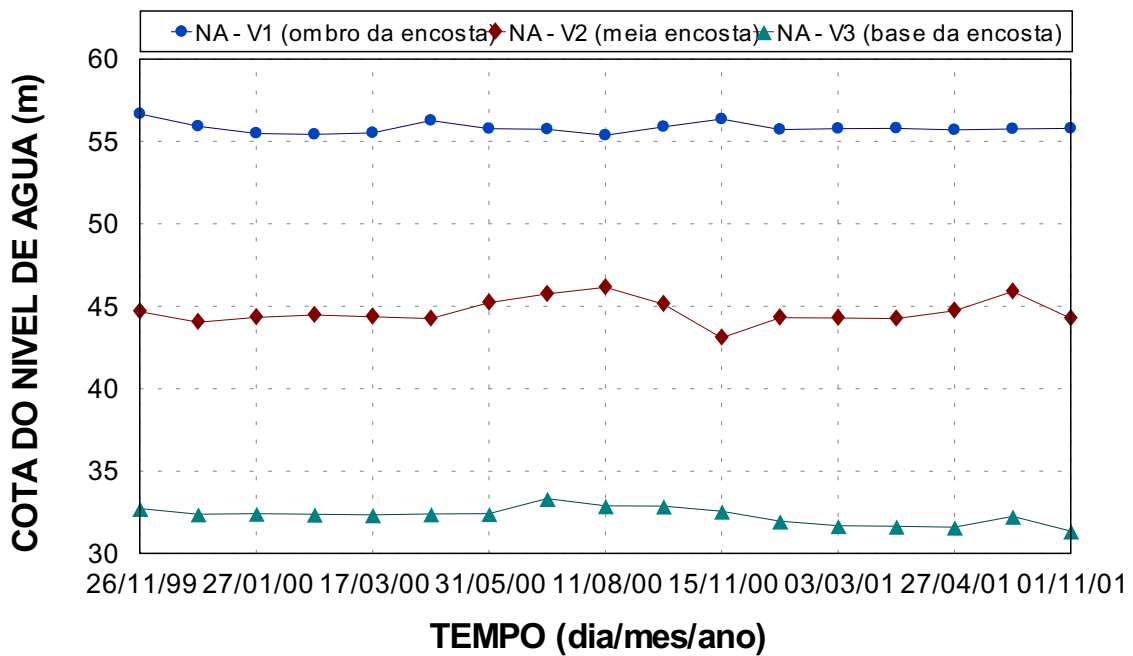


Figura IV.11 – Variação do nível do lençol de água nas verticais V1, V2 e V3.

O nível do lençol de água máximo medido na encosta nas verticais V1, V2 e V3 foi encontrado nas cotas 56,67 m, 46,14 m e 33,33 m, respectivamente, e o nível mínimo foi obtido nas cotas 55,37m em V1, 43,09 m em V2 e 31,35 m em V3. Os níveis de água máximo e mínimo ocorreram em períodos diferentes nas três verticais. O nível de água na encosta basicamente não sofre influência da intensidade das chuvas, porque a água fica retida nos primeiros metros do solo.

4.2.7. RELAÇÃO SUCCÃO-UMIDADE

Os ensaios para determinação da curva característica no dessecador a vácuo e na membrana de pressão foram realizados com amostras do ombro P1V1 e da base da encosta P2V3. As curvas características da meia encosta (P5BL1) do trabalho de LAFAYETTE (2000) e do trabalho de GUSMÃO FILHO et al. (1997) foram citadas neste trabalho.

A relação sucção-umidade que define a capacidade de retenção de umidade dos solos com determinada sucção foi obtida, utilizando-se duas técnicas bastante conhecidas: a do dessecador de vácuo com solução de NaCl e H_2SO_4 para sucções totais e a da membrana de pressão para sucções matriciais. Os resultados obtidos nesses ensaios foram calculados e colocados no gráfico sucção x umidade, para se construir a curva característica do solo. Na Tabela IV.7, estão os resultados obtidos nos ensaios; na Figura IV.12, está definida a curva característica de cada solo e, na Figura IV.13, mostra-se a curva característica completa do ombro e da meia encosta.

Determinaram-se as sucções mátricas e totais do solo a partir da relação sucção-umidade, utilizando-se os resultados obtidos na membrana de pressão e no dessecador de vácuo. A relação sucção-umidade está diretamente associada com a composição granulométrica, estrutura do solo, composição mineralógica da fração fina e superfície específica – assunto abordado no trabalho de FERREIRA (1995). O solo do Alto do Reservatório apresenta uma granulometria desuniforme no seu estado natural e uma variação de umidade, como se verifica na Tabela IV.7, de 1 a 25%, para uma sucção correspondente

de 100 a 0,001 MPa. Segundo mencionado na metodologia, a interpolação da curva característica, Figura IV.12, foi realizada no programa STATÍSTICA, utilizando-se o modelo de VAN GENUCHTEN (1980). Nele, ajustaram-se os resultados dos ensaios e obtiveram-se os parâmetros da equação proposta, em que W_s é o teor de umidade correspondente ao solo saturado, W_r é o conteúdo de água residual no solo a 1,5 MPa onde não há perda nem ganho de umidade no solo e α , n e m são parâmetros empíricos do solo.

Tabela IV.7 – Resultado dos ensaios de dessecador de vácuo e membrana de pressão.

SUCÇÃO-UMIDADE			
TÉCNICAS DE ENSAIO	SUCÇÃO (MPa)	UMIDADE PERCENTUAL (%)	
MEMBRANA DE PRESSÃO	0,001	24,48	
	0,01	10,96	
	0,1	9,33	
	1	8,42	
DESSECADOR A VÁCUO	NaCl	0,47	9,55
		1,39	9,10
		3,75	7,14
		6,24	6,77
		8,87	3,98
	H ₂ SO ₄	5,62	7,27
		8,13	5,45
		8,35	2,95
		22,88	1,83
		43,61	1,24

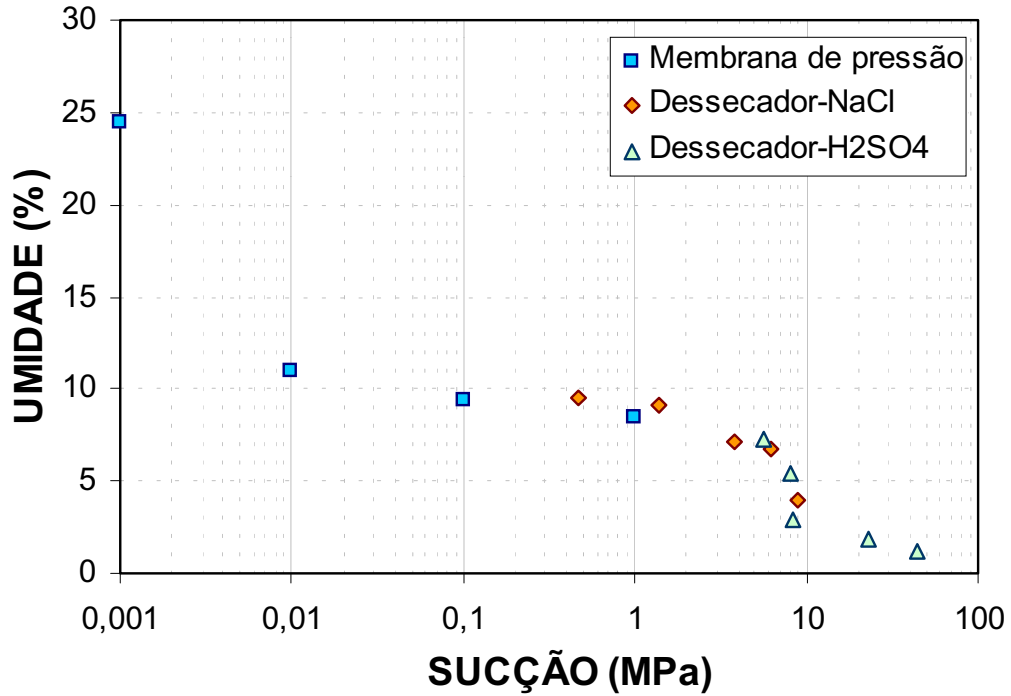
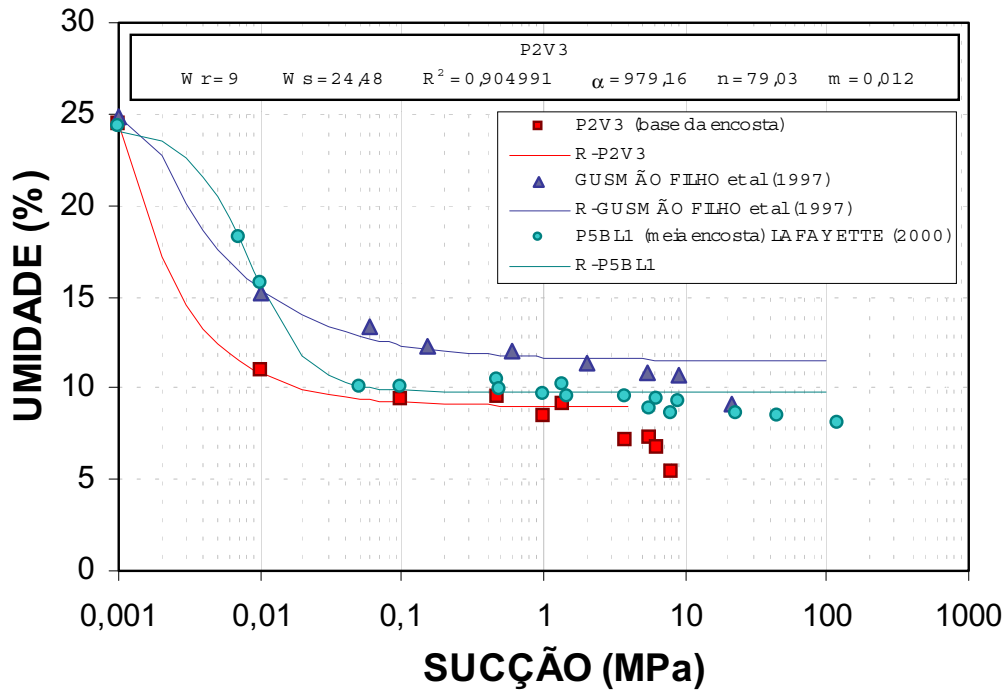


Figura IV.12 – Curva característica de cada ensaio (dessecador de vácuo com concentração de NaCl e H₂SO₄ e membrana de pressão).

$$W = W_r + (W_s - W_r) / (1 + (\alpha \cdot S)^n)^m, \text{ VAN GUENUCHTEN (1980)}$$



R = regressão linear

Figura IV.13 – Curva característica dos ensaios realizados em laboratório da base, meia encosta (LAFAYETTE,2000) e GUSMÃO FILHO et al. (1997).

A forma e a posição das curvas características estão diretamente relacionadas com as dimensões dos poros, estrutura dos solos, composição granulométrica e superfície específica. A forma da curva é típica de um solo arenoso, confirmando o verificado na análise granulométrica do solo da base da encosta (P2V3) no item 4.2.3.

Observando-se os resultados na Tabela IV.7 e na Figura IV.12, verifica-se que os valores da umidade obtidos no ensaio com dessecador de vácuo com solução de NaCl são maiores do que os obtidos com solução de H₂SO₄ para uma mesma sucção, ou seja, há maiores dispersões nos resultados quando se utiliza a solução de NaCl do que quando se utiliza solução de H₂SO₄. Isso pode ser explicado pelo fato de que, para sucções menores do que 3,5 MPa, a técnica do dessecador de vácuo tem menor precisão, JUCÁ (1990) citado por FERREIRA (1995).

A relação sucção-umidade se ajusta melhor quando se utilizam valores de umidade da membrana de pressão com o dessecador com solução de H₂SO₄. Com os valores obtidos de W_s, W_r e os parâmetros empíricos do solo, α , n e m, pôde-se calcular, no programa STATÍSTICA, o valor do coeficiente de correlação (R) e, assim, obter-se o coeficiente de determinação (R²) de 0,90, valores apresentados na Figura IV.12, construindo a equação da curva característica $W = 9 + 15,48 / [1 + (976,16 \cdot S)^{79,03}]^{0,012}$ do solo da base da encosta.

Na Figura IV.12, as umidades obtidas nos ensaios, na meia encosta (LAFAYETTE, 2000), para a mesma sucção, são maiores do que as obtidas na base da encosta. Essa diferença relaciona-se à capacidade de retenção de água no solo, a qual é maior no solo localizado na meia encosta. Verificou-se a semelhança da curva característica da base da encosta com a de GUSMÃO et al. (1997), então, viu-se a coerência dos resultados dos ensaios desenvolvidos neste trabalho.

A forma da curva característica é típica de solos arenosos de acordo com a granulometria do solo da base da encosta. De conformidade com essa curva, o solo natural da base da encosta do Alto do Reservatório está na sucção mátrica de 20 kPa. A curva de GUSMÃO FILHO (1997) tem forma semelhante à encontrada neste trabalho.

4.2.8. ENSAIOS EDOMÉTRICOS

Procedeu-se aos ensaios edométricos simples e duplos com amostras de solo do ombro (P1V1) e da base (P2V3) da encosta do Alto do Reservatório, utilizando-se um bloco de solo do ombro e um da base da encosta. Foram moldados, em cada bloco, oito corpos de prova para uso em ensaios edométricos simples e dois corpos de prova para os ensaios edométricos duplos. Os resultados desses ensaios, feitos no trabalho de LAFAYETTE (2000), do solo da meia encosta (P5BL1) do Alto do reservatório serão apresentados nesta pesquisa.

4.2.8.1. ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES

Na Tabela IV.8, estão apresentados os índices físicos, nas condições iniciais e finais, respectivamente, das amostras do Alto do Reservatório. Os resultados dos ensaios edométricos são normalmente representados através da curva de compressão confinada, que relaciona índice de vazios (e) e deformação volumétrica específica (ε) em escala linear, com a tensão de consolidação em escala logarítmica.

Esses gráficos típicos da variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação ($e \times \sigma_v \log$) e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação ($\varepsilon \times \sigma_v \log$) das amostras indeformadas dos solos P1V1 e P2V3 obtidos dos ensaios edométricos simples – inundados em uma determinada tensão vertical de consolidação, usando-se como permeante a água destilada e adotando-se uma vazão de 0,25 ml/s – estão mostrados na Figura IV.14 e IV.15.

Tabela IV.8 – Condições iniciais e finais das amostras do Alto do Reservatório.

EDOMÉTRICO SIMPLES – CONDIÇÕES INICIAIS				
AMOSTRAS	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO INICIAL (kN/m ³)	UMIDADE INICIAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO INICIAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e ₀)
P1V1	1,30 ± 0,14	21,68 ± 0,89	55,71 ± 10,70	1,08 ± 0,23
P2V3	1,73 ± 0,05	13,47 ± 0,05	66,29 ± 9,32	0,52 ± 0,04
EDOMÉTRICO SIMPLES – CONDIÇÕES FINAIS				
AMOSTRAS	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO FINAL (kN/m ³)	UMIDADE FINAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO FINAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS FINAL (e ₀)
P1V1	1,70 ± 0,04	23,96 ± 2,94	88,38 ± 16,72	0,74 ± 0,14
P2V3	1,70 ± 0,04	15,20 ± 1,52	86,47 ± 9,37	0,47 ± 0,04

Os valores dos potenciais de colapso ou expansão calculados pela fórmula CP ou SP (%) = $(\Delta H/H_i) \times 100$ – onde ΔH é a variação da altura do corpo de prova devido a inundação e H_i é a altura do corpo de prova no início da inundação, para as tensões verticais de inundação 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa – estão relacionados na Tabela IV.9 e a variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação está apresentado na Figura IV.16.

Tabela IV.9 – Valores do potencial de colapso do ombro e da base da encosta do ensaio edométrico simples.

POTENCIAL DE COLAPSO (CP %) DO ENSAIO EDOMÉTRICO SIMPLES								
AMOSTRAS	TENSÕES DE INUNDAÇÃO (kPa)							
	10	20	40	80	160	320	640	1280
P1V1	0,27 %	0,05 %	0,56 %	2,77 %	1,92 %	6,26 %	3,96 %	0,37 %
P2V3	0,07 %	0,44 %	0,98 %	1,93 %	1,83 %	1,10 %	2,60 %	1,33 %

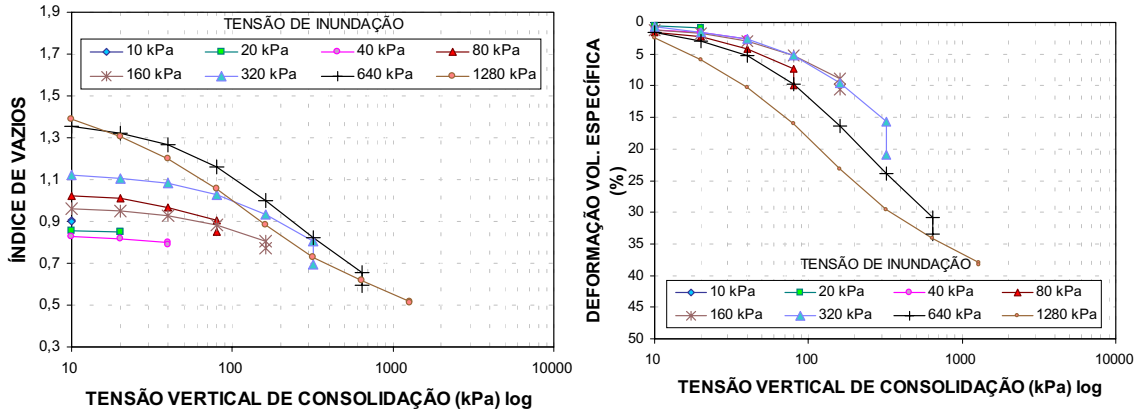


Figura IV.14 – Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação da amostra indeformada, P1V1.

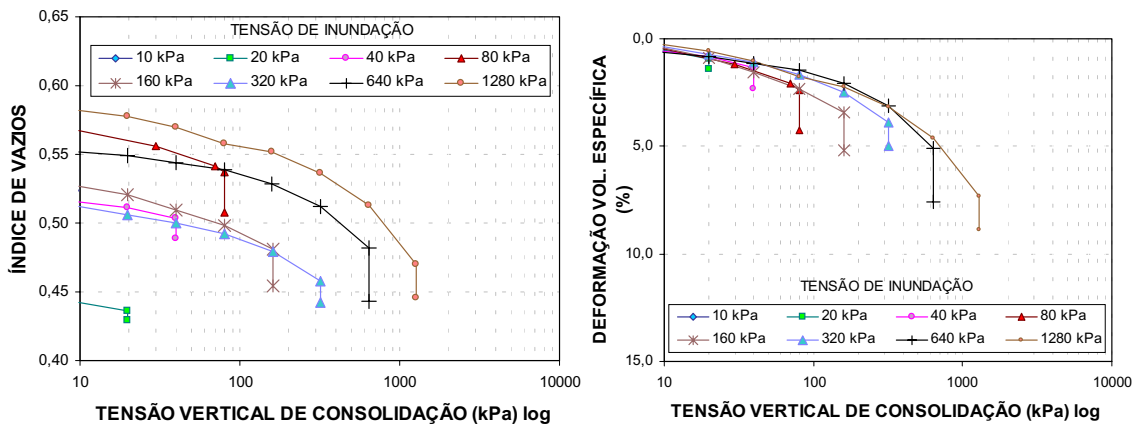


Figura IV.15 – Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação da amostra indeformada, P2V3.

As Figuras IV.14 e IV.15 mostram uma variação muito grande no índice de vazios por causa da heterogeneidade dos solos da encosta onde foram retirados.

Nas amostras do ombro da encosta (P1V1), há um comportamento de pico, onde o potencial de colapso cresce até a tensão de 320 kPa, apresentando um valor máximo de 6,26 % - e comportamento similar ao encontrado por VARGAS (1973), ARAGÃO e MELO (1982), ALONSO et al.

(1987) e FERREIRA (1995). Os valores dos potenciais de colapso nas amostras da base da encosta (P2V3) crescem até a tensão de 80 kPa, mas fica praticamente constante até a tensão final de 1280 kPa com valor médio de 1,76%, segundo o critério de VARGAS (1973). Tais valores são muito próximos de 2 %, o que indica tratar-se de um solo não colapsível.

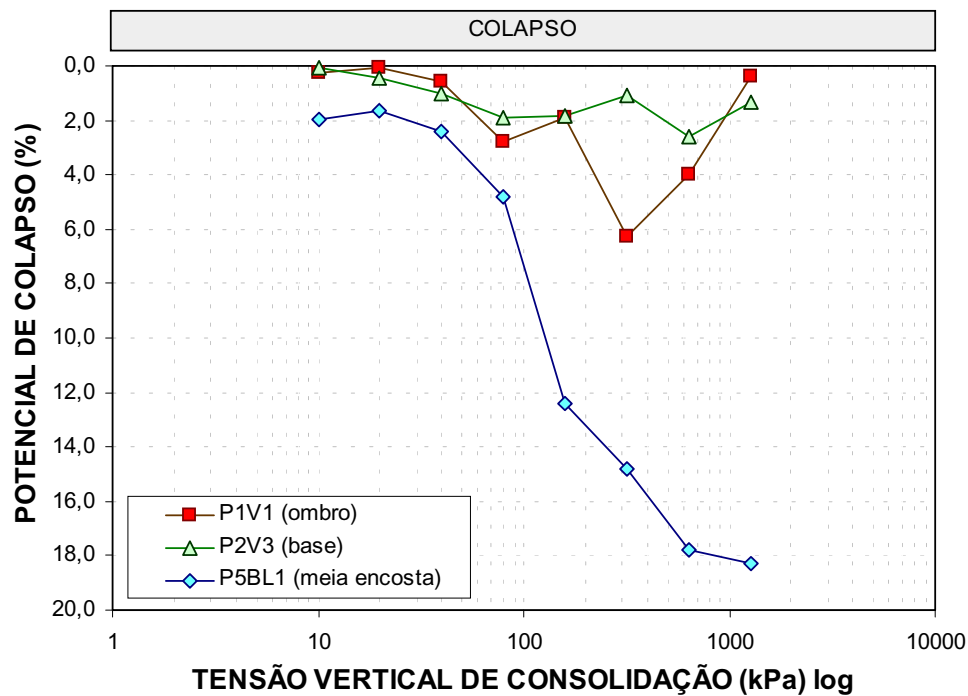


Figura IV.16 – Variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação.

4.2.8.2. ENSAIOS EDOMÉTRICOS DUPLOS

Os índices físicos, nas condições iniciais e finais, das amostras do solo do Alto do Reservatório P1V1 e P2V3 utilizadas nos ensaios edométricos duplos, estão expostos nas Tabelas IV.10 (solo natural) e IV.11 (solo inundado).

A variação do índice de vazios e da deformação volumétrica específica (em escala linear) com a tensão vertical de consolidação (em escala logarítmica), em amostras indeformadas dos solos estudados na umidade natural e inundados, está apresentada, respectivamente, nas Figuras IV.17 e IV.18.

Tabela IV.10 – Condições iniciais e finais das amostras do Alto do Reservatório (solo natural).

EDOMÉTRICO DUPLO – CONDIÇÕES INICIAIS DOS SOLOS NATURAIS				
AMOSTRAS	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO INICIAL (kN/m ³)	UMIDADE INICIAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO INICIAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e ₀)
P1V1	1,28	20,51	49,87	1,10
P2V3	1,75	10,20	52,54	0,51
EDOMÉTRICO DUPLO – CONDIÇÕES FINAIS DOS SOLOS NATURAIS				
AMOSTRAS	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO FINAL (kN/m ³)	UMIDADE FINAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO FINAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS FINAL (e ₀)
P1V1	1,49	15,67	100	0,42
P2V3	1,79	10,20	60,07	0,45

Tabela IV.11 – Condições iniciais e finais das amostras do Alto do Reservatório (solo inundado).

EDOMÉTRICO DUPLO – CONDIÇÕES INICIAIS DOS SOLOS INUNDADOS				
AMOSTRAS	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO INICIAL (kN/m ³)	UMIDADE INICIAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO INICIAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e ₀)
P1V1	1,263	20,63	49,78	1,12
P2V3	1,76	8,94	47,49	0,50
EDOMÉTRICO DUPLO – CONDIÇÕES FINAIS DOS SOLOS INUNDADOS				
AMOSTRAS	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO FINAL (kN/m ³)	UMIDADE FINAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO FINAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS FINAL (e ₀)
P1V1	1,32	16	100	0,43
P2V3	1,70	13,20	100	0,35

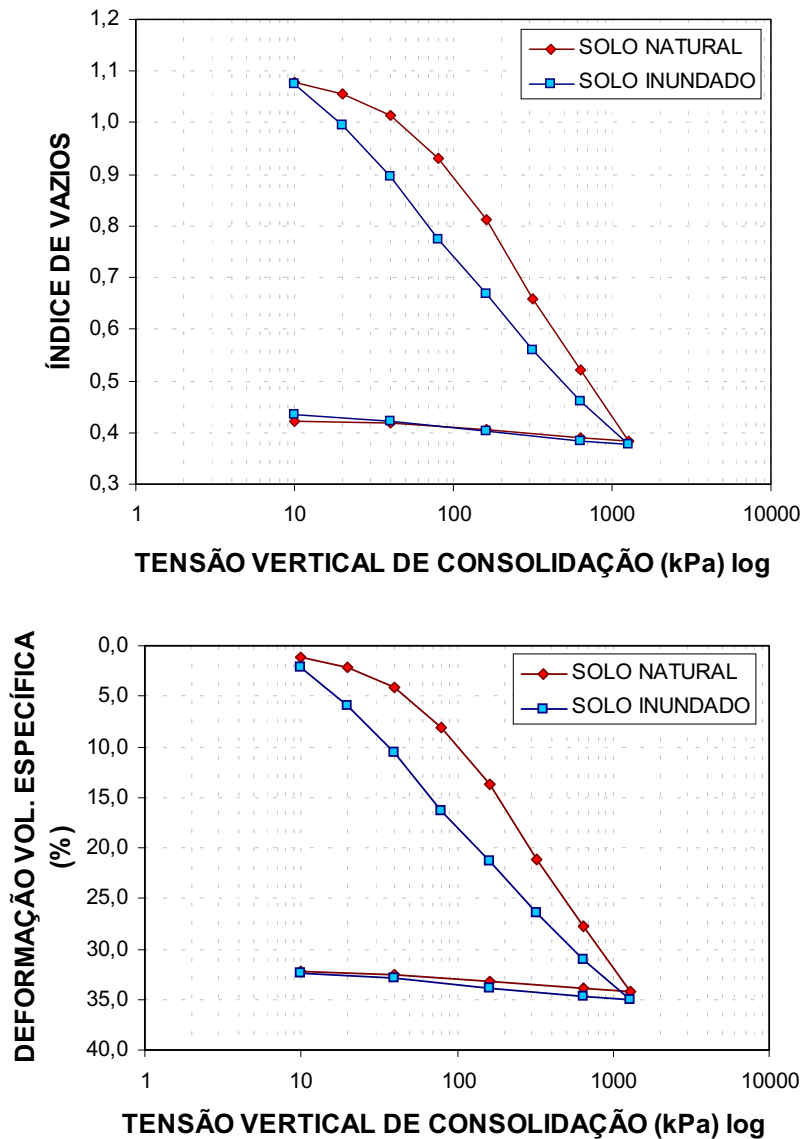


Figura IV.17 - Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação da amostra indeformada, P1V1 (ombro da encosta).

Tabela IV.12 – Índices e tensões da amostra P1V1 (ombro da encosta).

EDOMÉTRICO DUPLO – ÍNDICES E TENSÕES DE P1V1				
AMOSTRAS	C_c	C_s	σ_{vo} (kPa)	σ_{vm} (kPa)
P1V1	NATURAL	0,47	35,9	80
	INUNDADO	0,35	0,015	37,1

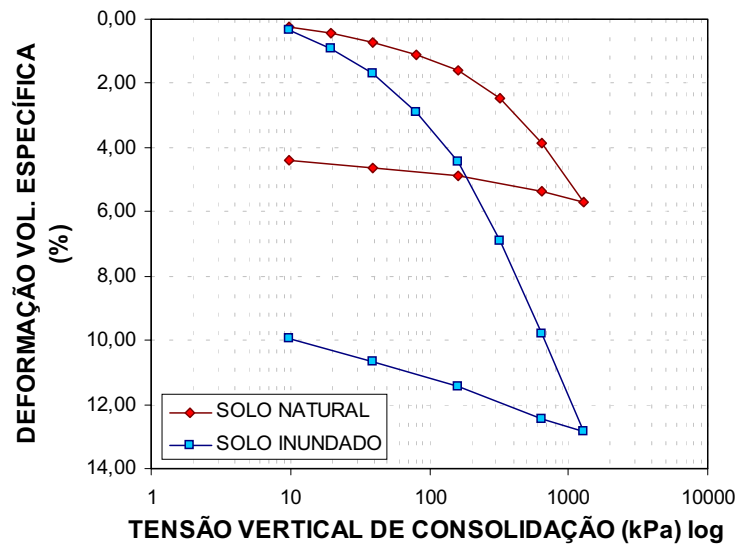
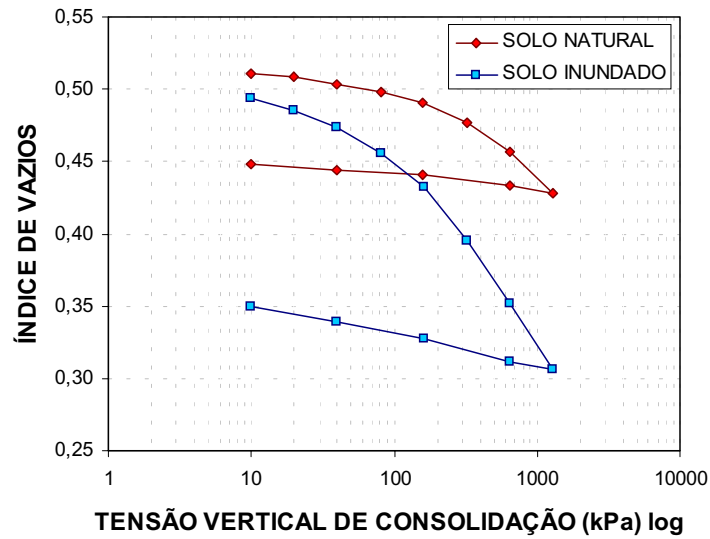


Figura IV.18 - Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação da amostra indeformada, P2V3 (base da encosta).

Tabela IV.13 – Índices e tensões da amostra P2V3 (base da encosta).

EDOMÉTRICO DUPLO – ÍNDICES E TENSÕES DE P2V3					
AMOSTRAS	C_c	C_s	σ_{vo} (kPa)	σ_{vm} (kPa)	
P2V3	NATURAL	0,091	0,008	35,9	390
	INUNDADO	0,145	0,019	37,1	160

Para observar o comportamento entre as amostras ensaiadas – P1V1, P2V3 e P5BL1 –, expuseram-se, no mesmo gráfico, os resultados obtidos no ensaio edométrico duplo. Na Figura IV.19 apresentam-se os gráficos da variação do índice de vazios e da deformação volumétrica específica com a tensão vertical de consolidação, de amostras naturais.

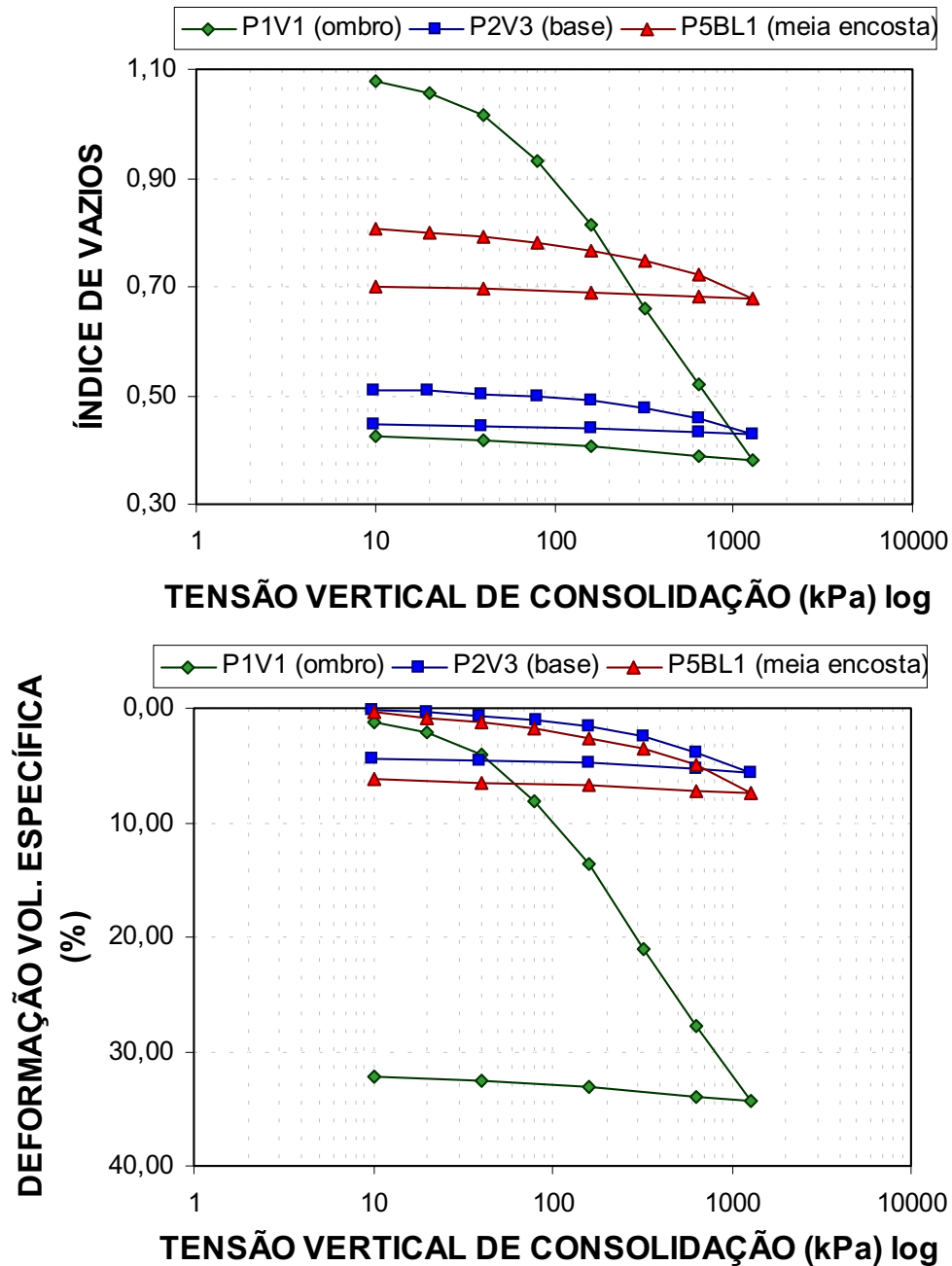


Figura IV.19 - Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação das amostras naturais P1V1, P2V3 e P5BL1.

Utilizando-se os ensaios edométricos duplos, foram determinadas as tensões de pré-consolidação nos solos na umidade natural (σ_{Vpn}), inundado (σ_{Vps}) e, por causa do peso das terras (σ_{Vo}), nas profundidades de 1,34 m e 1,40 m, respectivamente, das amostras de solo P1V1 e P2V3, mostradas nas Tabelas IV.12 e IV.13. De acordo com a proposta de REGINATTO e FERRERO (1973) pode-se avaliar o potencial de instabilidade estrutural a partir do coeficiente de colapsibilidade (C) mostrada na Tabela IV.14.

Segundo esses autores, pode-se classificar os solos, de acordo com o colapso, em: verdadeiramente colapsível se $\sigma_{Vps} < \sigma_{Vo}$ e $C < 0$ (solo sofre colapso com o peso próprio); solo condicionado ao colapso se $\sigma_{Vpn} > \sigma_{Vo}$ e $0 < C < 1$ (solo sofre colapso independente de σ_v); o solo pode ser não colapsível se $\sigma_{Vpn} = C = 1$.

Tabela IV.14 – Classificação de REGINATTO e FERRERO (1973).

EDOMÉTRICO DUPLO – CLASSIFICAÇÃO REGINATTO E FERRERO						
FÓRMULA	$C = \frac{\sigma_{Vps} - \sigma_{Vo}}{\sigma_{Vpn} - \sigma_{Vo}}$					
AMOSTRAS	PROF. (m)	σ_{Vo} (kPa)	σ_{Vpn} (kPa)	σ_{Vps} (kPa)	C	CLASSIFICAÇÃO
P1V1	1,34	35,9	80	20	-0,36	Solo verdadeiramente colapsível
P2V3	1,40	37,1	390	160	0,35	Solo condicionado ao colapso

Calculam-se os módulos edométricos por intermédio da fórmula $E_{OED} = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon_v$, sendo $\Delta\sigma$ a variação da tensão vertical de consolidação e $\Delta\varepsilon_v$ a variação de deformação volumétrica específica. Em um ensaio com diversos incrementos de carga, como citado anteriormente, e correspondentes deformações, esses módulos edométricos podem ser obtidos para diferentes variações de tensões. Na Tabela IV.15, estão descritos os valores dos módulos edométricos tanto em solo natural quanto no solo inundado.

Tabela IV.15 – Módulos edométricos dos solos na umidade natural e inundado.

MÓDULO EDOMÉTRICO – ENSAIO EDOMÉTRICO DUPLO			
AMOSTRAS	INTERVALO DE TENSÃO (kPa)	MÓDULO EDOMÉTRICO SOLO NATURAL (MPa)	MÓDULO EDOMÉTRICO SOLO INUNDADO (MPa)
P1V1	10 – 20	0,99	0,26
	20 – 40	1,05	0,42
	40 – 80	1,03	0,69
	80 – 160	1,43	1,61
	160 - 320	2,16	3,13
	320 – 640	4,86	6,93
	640 - 1280	9,76	16,14
P2V3	10 – 20	5,66	1,81
	20 – 40	6,00	2,51
	40 – 80	11,28	3,35
	80 – 160	16,08	5,22
	160 - 320	18,31	6,41
	320 – 640	23,34	11,16
	640 - 1280	34,33	20,90

Os valores dos potenciais de colapso ou expansão calculados pela fórmula CP ou SP (%) = $[\Delta\varepsilon_V / (1 - \varepsilon_{V \text{ nat}})] \times 100$, onde $\Delta\varepsilon_V = \varepsilon_{V \text{ nat}} - \varepsilon_{V \text{ inund}}$ e obtidos dos ensaios edométricos duplos estão descritos na Tabela IV.16; o gráfico da variação do potencial de colapso ou expansão com a tensão vertical de consolidação das amostras P1V1 e P2V3 está apresentado na Figura IV.20.

Tabela IV.16 – Valores do potencial de colapso do ombro e da base da encosta do ensaio edométrico duplo.

POTENCIAL DE COLAPSO (CP %) DO ENSAIO EDOMÉTRICO DUPLO								
AMOSTRAS	TENSÕES DE INUNDAÇÃO (kPa)							
	10	20	40	80	160	320	640	1280
P1V1	0,93 %	3,80 %	6,80 %	9,02 %	8,88 %	6,81 %	4,71 %	1,23 %
P2V3	0,11 %	0,49 %	0,95 %	1,81 %	2,87 %	4,56 %	6,19 %	7,58 %

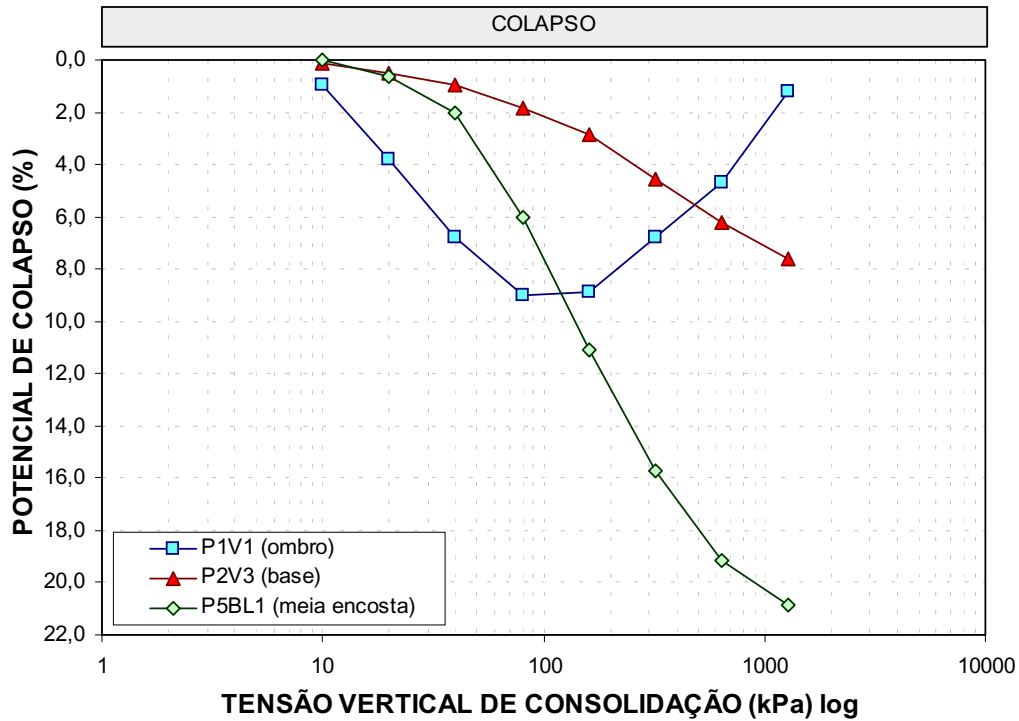
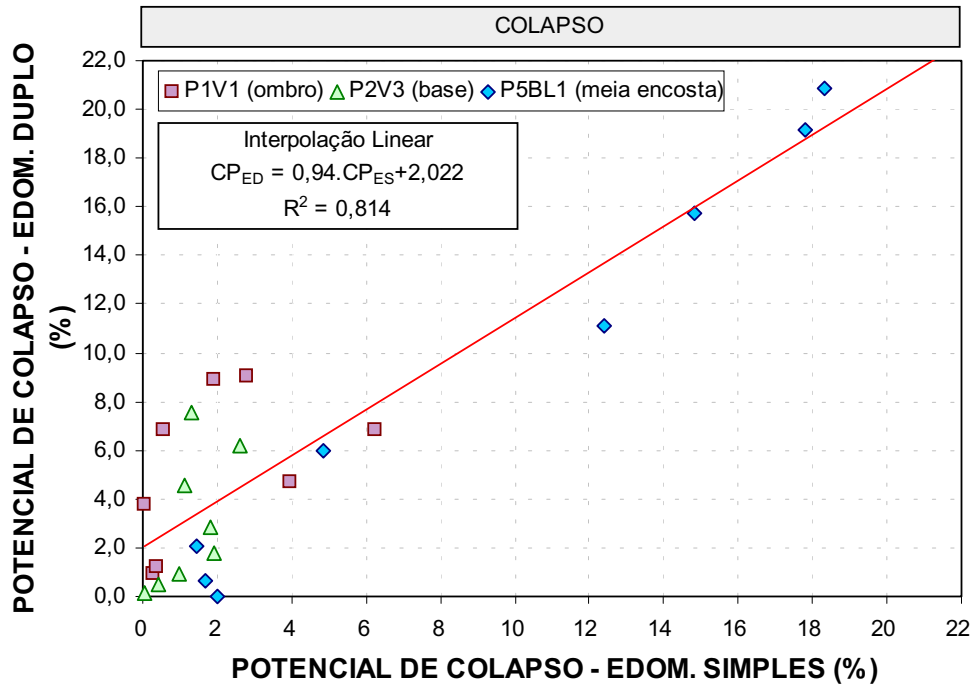


Figura IV.20 - Variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação.

A comparação dos valores dos potenciais de colapso obtidos pelo ensaio edométrico duplo e edométrico simples está demonstrada na Tabela IV.17 e, na Figura IV.21, vê-se o gráfico da variação do potencial de colapso do edométrico duplo com o edométrico simples.

Tabela IV.17 – Valores do potencial de colapso do ensaio edométrico duplo e do potencial de colapso do ensaio edométrico simples.

POTENCIAL DE COLAPSO DOS ENSAIOS EDMÉTRICOS DUPLOS E SIMPLES				
TENSÃO (kPa)	AMOSTRAS			
	P1V1		P2V3	
	ED	ES	ED	ES
10	0,93	0,27	0,11	0,07
20	3,80	0,05	0,49	0,44
40	6,80	0,56	0,95	0,98
80	9,02	2,77	1,81	1,93
160	8,88	1,92	2,87	1,83
320	6,81	6,26	4,56	1,10
640	4,71	3,96	6,19	2,60
1280	1,23	0,37	7,58	1,33



CP_{ED} = Potencial de colapso do edométrico duplo; CP_{ES} = Potencial de colapso do edométrico simples e R^2 = Coeficiente de determinação

Figura IV.21 – Variação do potencial de colapso do ensaio edométrico duplo com o potencial de colapso do ensaio edométrico simples.

Constata-se que as amostras inundadas apresentam maiores deformações comparadas com as ensaiadas na umidade natural, principalmente a partir da tensão de 20 kPa. O solo P1V1 apresenta maior deformação que o solo P2V3 e o P5BL1 (LAFAYETTE, 2000), por ter maiores índices de vazios, Figura IV.18, portanto maiores deformações.

Os módulos edométricos na umidade natural das amostras estudadas nos diferentes intervalos de tensão são elevados, comparando-se com os módulos edométricos das amostras inundadas. O maior módulo edométrico encontrado foi na amostra P2V3, no trecho de 640 – 1280 kPa de 34,33 MPa.

Observando-se a Tabela IV.13, amostra P1V1, verifica-se que, para tensões verticais de inundação até 80kPa, há um aumento crescente do potencial de colapso; para tensões superiores, os valores do potencial de

colapso decrescem, como se vê na Figura IV.20, confirmando que tal solo apresenta pico, conforme menção anterior. Analisando-se os resultados do potencial de colapso da amostra P2V3, constata-se que, com o aumento da tensão de inundação, o valor do potencial de colapso cresce, sem atingir um máximo, apresentando comportamento distinto do solo P1V1.

No ensaio edométrico simples, o maior valor do potencial de colapso foi de 6,26 % na amostra de solo P1V1 (ombro da encosta) com tensão de 320 kPa e 2,60 % na amostra de solo P2V3 (base da encosta) com tensão aplicada de 640 kPa. No ensaio edométrico duplo, os valores dos potenciais de colapso das amostras de solo P1V1 e P2V3 cresceram, respectivamente, para 9,02 % na tensão de 80kPa e 7,58 % na tensão de 1280 kPa. A amostra P1V1 apresentou comportamento de pico nos dois ensaios, edométrico simples e duplo, diferentemente da amostra P2V3. O solo P1V1, segundo a classificação de REGINATTO e FERRERO (1973), é verdadeiramente colapsível e o solo P2V3 está condicionado ao colapso.

4.2.9. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Obteve-se a resistência dos solos por meio de ensaios de cisalhamento direto. Moldaram-se doze corpos de prova em duas condições de umidade, natural e inundado, e foram consolidados e cisalhados nas tensões de 50, 100 e 200 kPa. As amostras ensaiadas foram moldadas dos blocos indeformados P1V1(ombro da encosta) e P2V3 (base da encosta). Na Tabela IV.18, estão registradas as condições iniciais e na ruptura do ensaio de cisalhamento direto das amostras ensaiadas P1V1 (natural e inundada) e P2V3 (natural e inundada).

Nas Figuras IV.22 e IV.23, vêem-se os resultados dos ensaios das amostras na umidade natural em comparação com os correspondentes na condição inundada, através das curvas $\tau \times \Delta H$ (tensão cisalhante x deslocamento horizontal), $(\tau / \sigma_n) \times \Delta H$ (razão entre a tensão cisalhante e a

tensão normal x deslocamento horizontal, denominada curva normalizada) e $\Delta V \times \Delta H$ (deslocamento vertical x deslocamento horizontal).

Tabela IV.18 – Resultado dos ensaios de cisalhamento direto das amostras P1V1 (natural e inundado) e P2V3 (natural e inundado).

PARÂMETROS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO – P1V1								
AMOSTRAS/ SUCÇÃO	σ (kPa)	CONDIÇÕES INICIAIS DOS CORPOS DE PROVA				CONDIÇÕES DE RUPTURA		
		W (%)	e_0	S (%)	δ	τ_{rup} (kPa)	ε_a (%)	$\tau/\sigma_{m\acute{a}x}$
P1V1/ SATURADO	50	27,38	0,88	83,68	2,68	40,23	14,47	0,69
	100	20,03	0,85	63,01		73,33	14,23	0,63
	200	19,20	0,78	65,91		134,30	13,78	0,58
P1V1/ NATURAL	50	19,77	0,84	62,58	2,68	60,93	5,37	1,15
	100	20,05	0,99	54,22		94,97	14,073	0,82
	200	20,71	1,32	41,99		148,01	13,68	0,64
PARÂMETROS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO – P2V3								
AMOSTRAS/ SUCÇÃO	σ (kPa)	CONDIÇÕES INICIAIS DOS CORPOS DE PROVA				CONDIÇÕES DE RUPTURA		
		W (%)	e_0	S (%)	δ	τ_{rup}	ε_a (%)	$\tau/\sigma_{m\acute{a}x}$
P2V3/ SATURADO	50	10,20	0,35	77,46	2,65	22,12	6,45	0,41
	100	10,26	0,54	50,28		39,53	8,64	0,36
	200	9,95	0,31	83,71		67,84	11,23	0,30
P2V3/ NATURAL	50	9,84	0,27	96,86	2,65	107,71	2,28	2,10
	100	11,70	0,53	58,27		170,58	3,59	1,64
	200	12,78	0,46	74,15		223,53	6,60	1,04

As envoltórias de resistência dos solos P1V1 e P2V3 na umidade natural e inundada aparecem na Figura IV.24, bem como o gráfico da variação da coesão e do ângulo de atrito das respectivas amostras para verificar como se comporta a variação desses parâmetros quando se tem inundação do solo. Na Tabela IV.19, vêem-se os parâmetros de resistência, coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ'), para os ensaios das amostras P1V1 e P2V3 na umidade natural e inundada, obtidos a partir das respectivas envoltórias. A envoltória de resistência e a variação do ângulo de atrito e da coesão do trabalho de LAFAYETTE (2000), com amostra de solo na meia encosta (P5BL1), e de GUSMÃO FILHO et al. (1997) estão apresentadas na Figura IV.24.

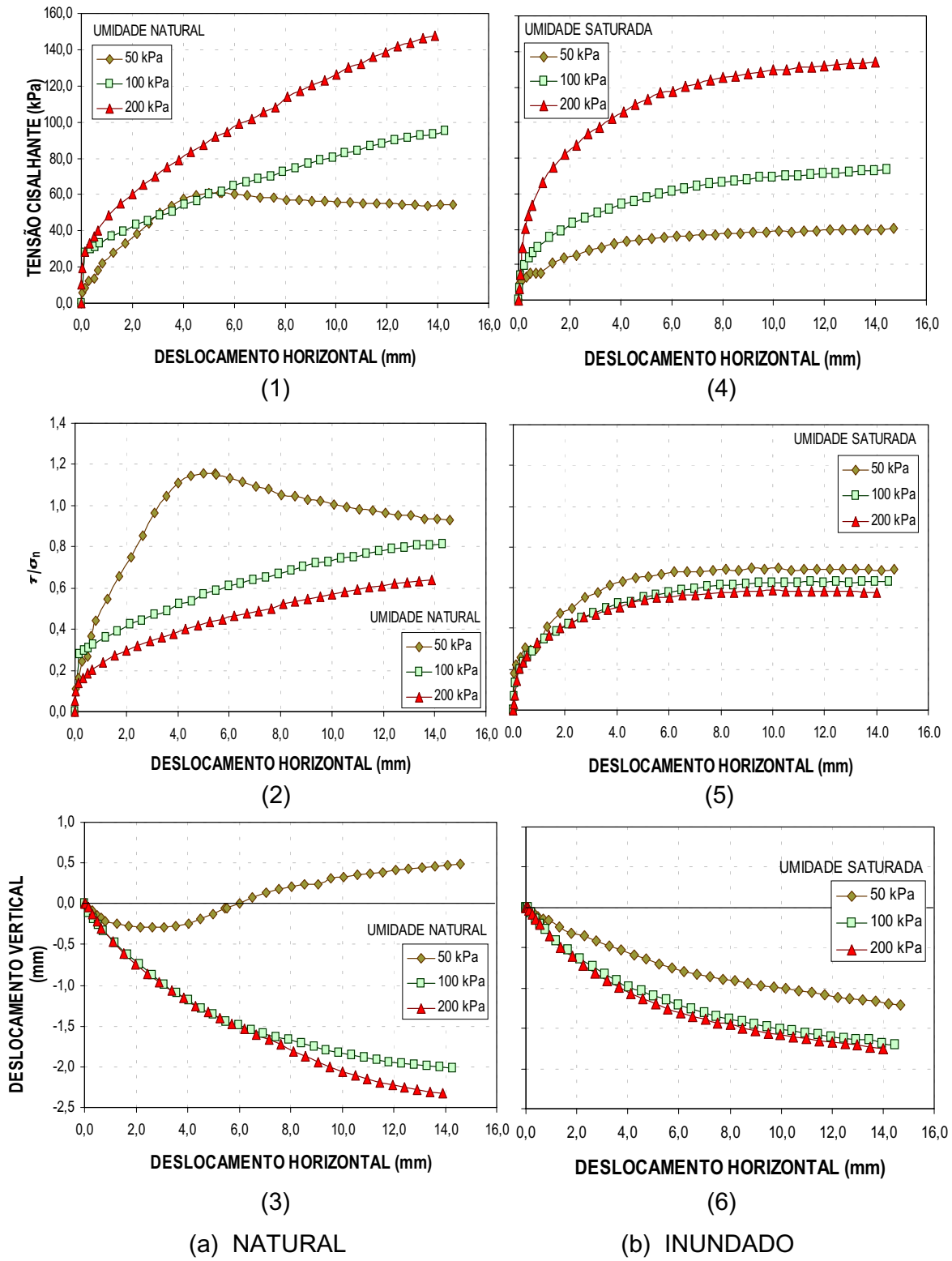
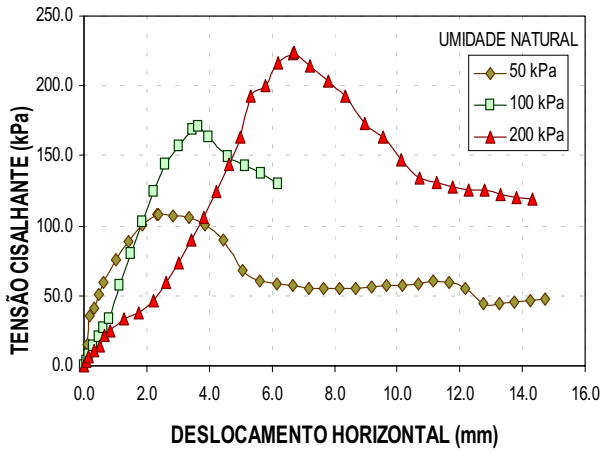
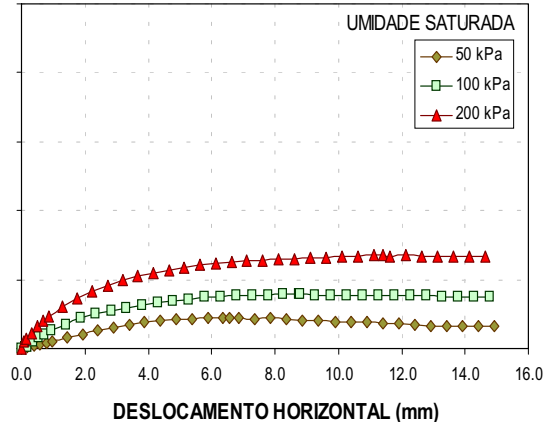


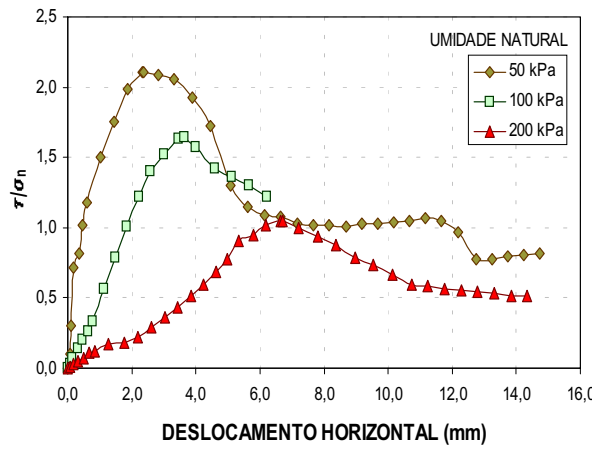
Figura IV.22 – Resultados comparativos dos ensaios de cisalhamento na umidade natural e inundado do solo P1V1.



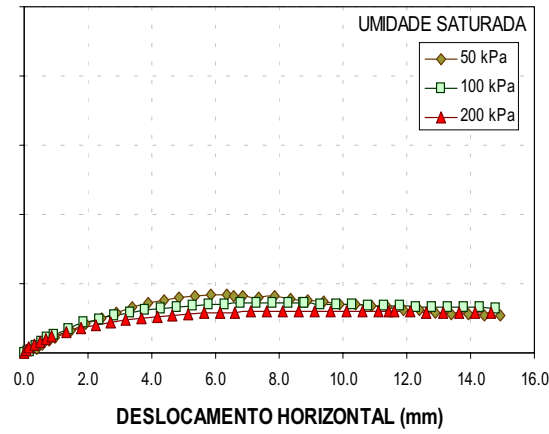
(1)



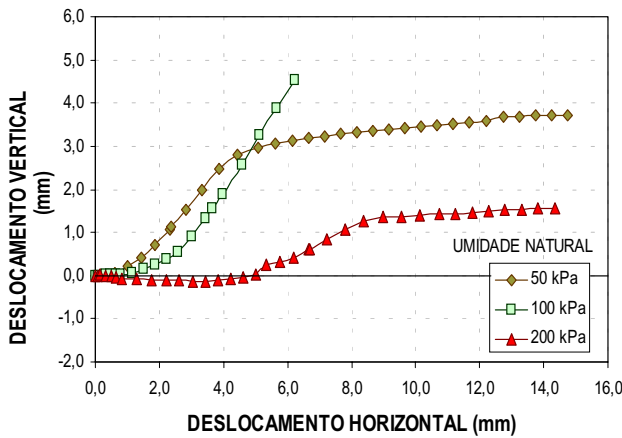
(4)



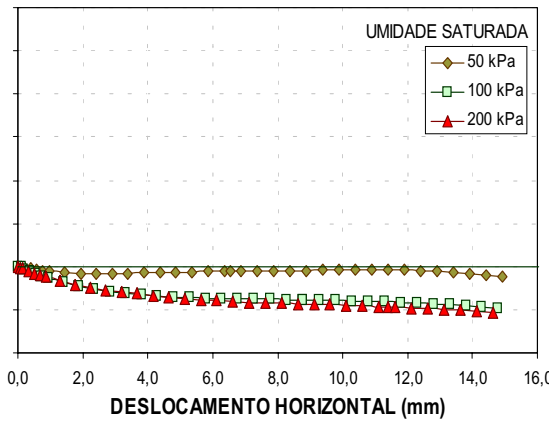
(2)



(5)



(3)



(6)

(a) NATURAL

(b) INUNDADO

Figura IV.23 – Resultados comparativos dos ensaios de cisalhamento na umidade natural e inundado do solo P2V3.

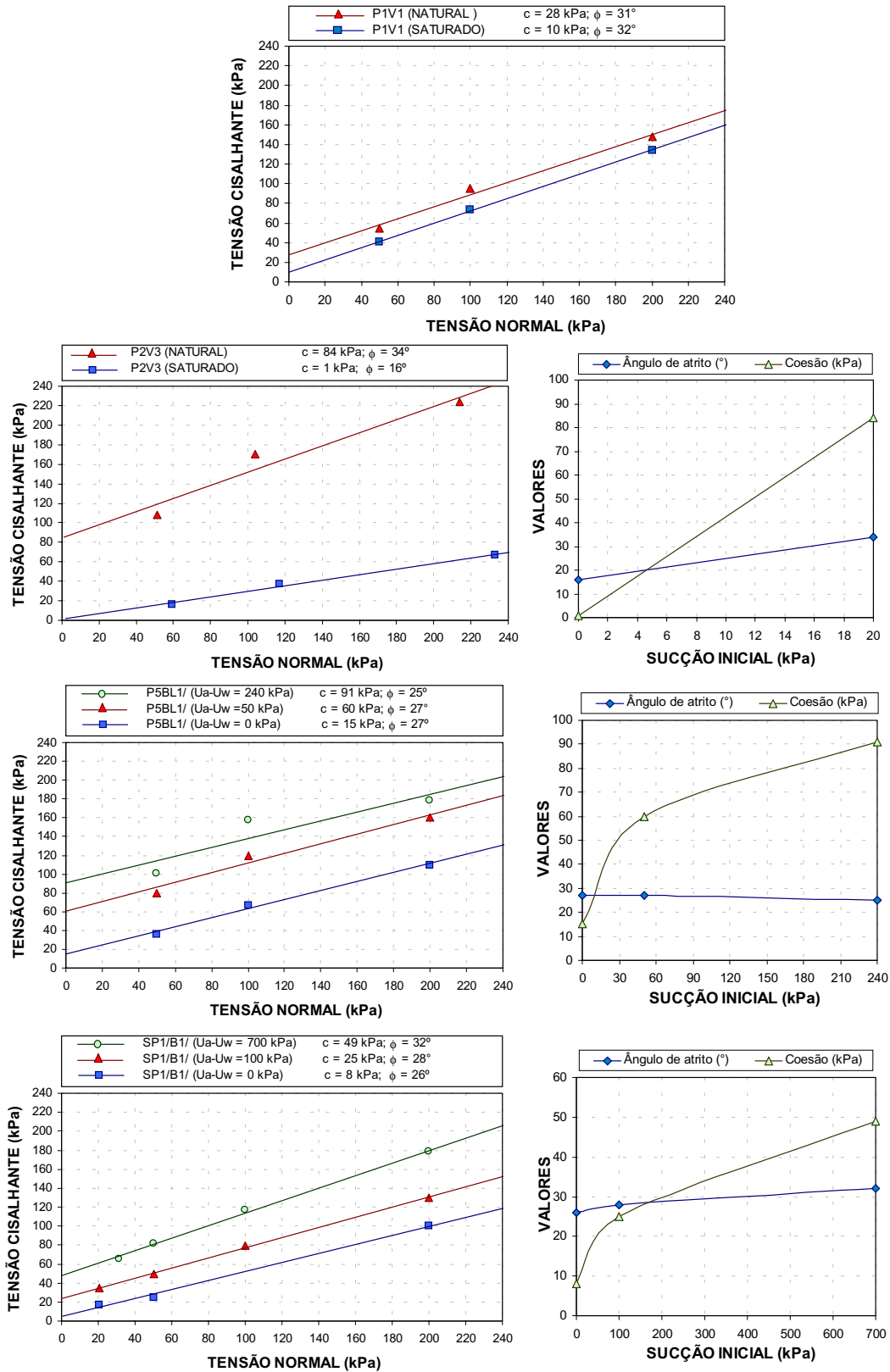


Figura IV.24 – Envoltória de resistência e variação da coesão e ângulo de atrito das amostras P1V1, P2V3, P5BL1 (LAFAYETTE 2000) e SP1/B1 (GUSMÃO FILHO et al. 1997).

Tabela IV.19 – Parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ') das amostras P1V1 e P2V3.

CISALHAMENTO DIRETO – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO			
AMOSTRAS		c (kPa)	ϕ (°)
P1V1/SATURADO	OMBRO DA ENCOSTA	10	32
P1V1/NATURAL		28	31
P2V3/SATURADO	BASE DA ENCOSTA	1	16
P2V3/NATURAL		84	34

Observando o comportamento do solo através da curva (tensão x deslocamento horizontal) da amostra P1V1, da Figura IV.22 1(a), verifica-se que, para tensão normal de 50 kPa, o solo apresentou característica pré-consolidada, porque mostra comportamento de pico. A máxima tensão cisalhante ocorre para menores deslocamentos onde se identifica a tensão de ruptura ($\tau_{máx}$). Nas tensões normais de 100 e 200 kPa, o comportamento do solo é normalmente consolidado, pois a tensão cisalhante cresce lentamente com o deslocamento horizontal, ou seja, a máxima tensão cisalhante só ocorrerá para deslocamentos na ordem de 15 % a 20 % (PINTO, 2000). Nas amostras saturadas desse mesmo solo, o comportamento é normalmente consolidado.

O gráfico na Figura IV.22 2(a), representada pela tensão de 50 kPa, revela um solo pré-consolidado por causa da forma de a curva apresentar tensão de pico. As tensões ensaiadas de 100 e 200 kPa representam solos normalmente consolidados com deformações de 22 % entre suas curvas; não se trata, portanto, de um gráfico normalizado, pois esse valor é superior ao exigido, que é de 5 a 10 % ou, simplesmente, nenhuma deformação. A Figura IV.22 5(b) apresenta normalização de 9 % entre as curvas de 50 e 100 kPa e 8 % entre as curvas de 100 e 200 kPa.

Na Figura IV.22 3 (a), observa-se uma variação de volume na curva de 50 kPa, onde, primeiramente, há uma diminuição até 3 mm de deslocamento

horizontal e, após esse deslocamento, o volume aumenta até atingir um ponto a 6 mm de deslocamento – aí, nem diminui, nem aumenta. Só após esses deslocamentos, é que o volume continuará a aumentar, caracterizando solos com razão de pré-adensamento maior que 4. As outras curvas representadas nessa mesma Figura caracterizam solos com razão de pré-adensamento menor do que 4 onde há apenas diminuição de volume, igualmente apresentada na Figura IV.22 6(b) com amostras saturadas. A dilatância nas argilas pré-consolidadas está relacionada aos fatores físico-químicos que regem a resistência ao cisalhamento desses solos: a coesão, agentes cimentantes, a flocculação e a troca de íons.

A amostra ensaiada P2V3 na umidade natural apresenta tensões de cisalhamento máximas ou de pico para as tensões normais aplicadas de 50, 100 e 200 kPa. O comportamento desse tipo de solo se assemelha ao da argila pré-consolidada, ou seja, apresenta tensão cisalhante máxima para pequenas deformações, observadas na Figura IV.23 1(a). Na Figura IV.23 4(b), observa-se comportamento diferente das curvas mostradas anteriormente, caracterizando um solo arenoso fofo com tensões máximas, para deslocamentos, na ordem de 6 a 8% (PINTO, 2000).

Vê-se, na Figura IV.23 3(a), um erro de ensaio na curva de 100 kPa, que deveria estar compreendida entre as curvas das tensões normais de 50 e 200kPa. O referido ensaio foi executado até o ponto de pico não continuando até 15 % de deformação. Esse solo revela nas três curvas o mesmo comportamento: primeiro, uma diminuição de volume e, depois, um acréscimo. Tal comportamento em solos arenosos compactos explica-se pelo entrosamento existente entre as partículas; deve, pois, a tensão cisalhante ser superior aos obstáculos representados pelos outros grãos em sua trajetória, ocorrendo a dilatância, ou seja, o aumento de volume para vencer o obstáculo. Na Figura IV.23 6(b), há uma diminuição de volume nas três tensões ensaiadas, pois o processo de cisalhamento provoca uma acomodação das partículas que se dá com a redução de volume, segundo PINTO (2000).

Um dos problemas encontrados durante o ensaio ocorreu na moldagem dos corpos de prova das amostras da base da encosta (P2V3): dificuldade de o moldador penetrar no solo por causa da existência de pedregulhos.

Com a envoltória de resistência, critério de Mohr-Coulomb, obtiveram-se os valores dos parâmetros de resistência inscritos na Tabela IV.19. Na Figura IV.24, estão apresentadas as envoltórias de resistência para as amostras ensaiadas P1V1, P2V3, P5BL1 (LAFAYETTE 2000) e SP/B1 (GUSMÃO FILHO et al. 1997), onde se observa que o coeficiente linear (coesão) é menor para as amostras inundadas, com sucção zero, e cresce à medida que a sucção vai aumentando, ou seja, a coesão é diretamente proporcional à sucção nas amostras ensaiadas do Alto do Reservatório. No gráfico da variação da coesão e do ângulo de atrito, Figura IV.24, observa-se melhor a variação dos parâmetros de resistência do solo, onde há um decréscimo significativo da coesão quando o solo recebe água, afetando sua resistência. A variação do ângulo de atrito não é significativa em comparação à da coesão.

A parcela da coesão dos parâmetros de resistência, $c = 28$ kPa e $\phi = 31^\circ$, da amostra de solo P1V1 na umidade natural decresceu quando o solo recebeu água e ficou com $c = 10$ kPa e $\phi = 32^\circ$. O mesmo processo ocorreu com a amostra de solo P2V3, que apresentou parâmetros $c = 84$ kPa e $\phi = 34^\circ$: diminuiu a parcela da coesão para 1 kPa e o ângulo de atrito para 16° . Analisando os resultados do ensaio de cisalhamento das amostras retiradas do Alto do Reservatório, constata-se que o solo, ao receber água, de precipitações ou servidas, sofre diminuição significativa de uma das parcelas da sua resistência, que é a coesão. Ao diminuir a coesão, a resistência cai, o que afeta a estabilidade da encosta daquela região.

4.2.10. MONITORAMENTO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS – INCLINÔMETRO

Como mencionado na metodologia, instalaram-se três tubos-guia para monitor os deslocamentos horizontais na encosta do Alto do Reservatório: um no ombro da encosta (V1), um na meia encosta (V2) e outro na base da encosta (V3). As leituras dos deslocamentos foram realizadas ao longo de dois anos: 1999 a 2001. Ao todo, foram 55 leituras: 19 no ombro da encosta (V1), 18 na meia encosta (V2) e mais 18 na base da encosta. Durante esse período, pôde-se observar os deslocamentos horizontais com a variação das estações do ano, medindo-se o deslocamento máximo da encosta. A Figura IV.25 apresenta os deslocamentos horizontais sofridos pela encosta do Alto do Reservatório.

Não se encontrou explicação para a variação do movimento do Inclínômetro contra o sentido do talude, na meia encosta. Esse movimento só poderia ser analisado se fosse instalado outro tubo-guia paralelo, para avaliar o que ocorresse na encosta e nas leituras, fazendo-se comparações.

Os deslocamentos horizontais medidos na Figura IV.25 estão com deformações dentro da acurácia do equipamento mencionada no manual do mesmo e pelo contato realizado com a empresa SLOPE INDICATOR (ANEXO). O maior deslocamento horizontal ocorreu na meia encosta, com valor absoluto de 4,38 mm; no ombro, o maior medido foi de 3,34 mm; e na base, 2,98 mm, não ocorrendo grandes deslocamentos.

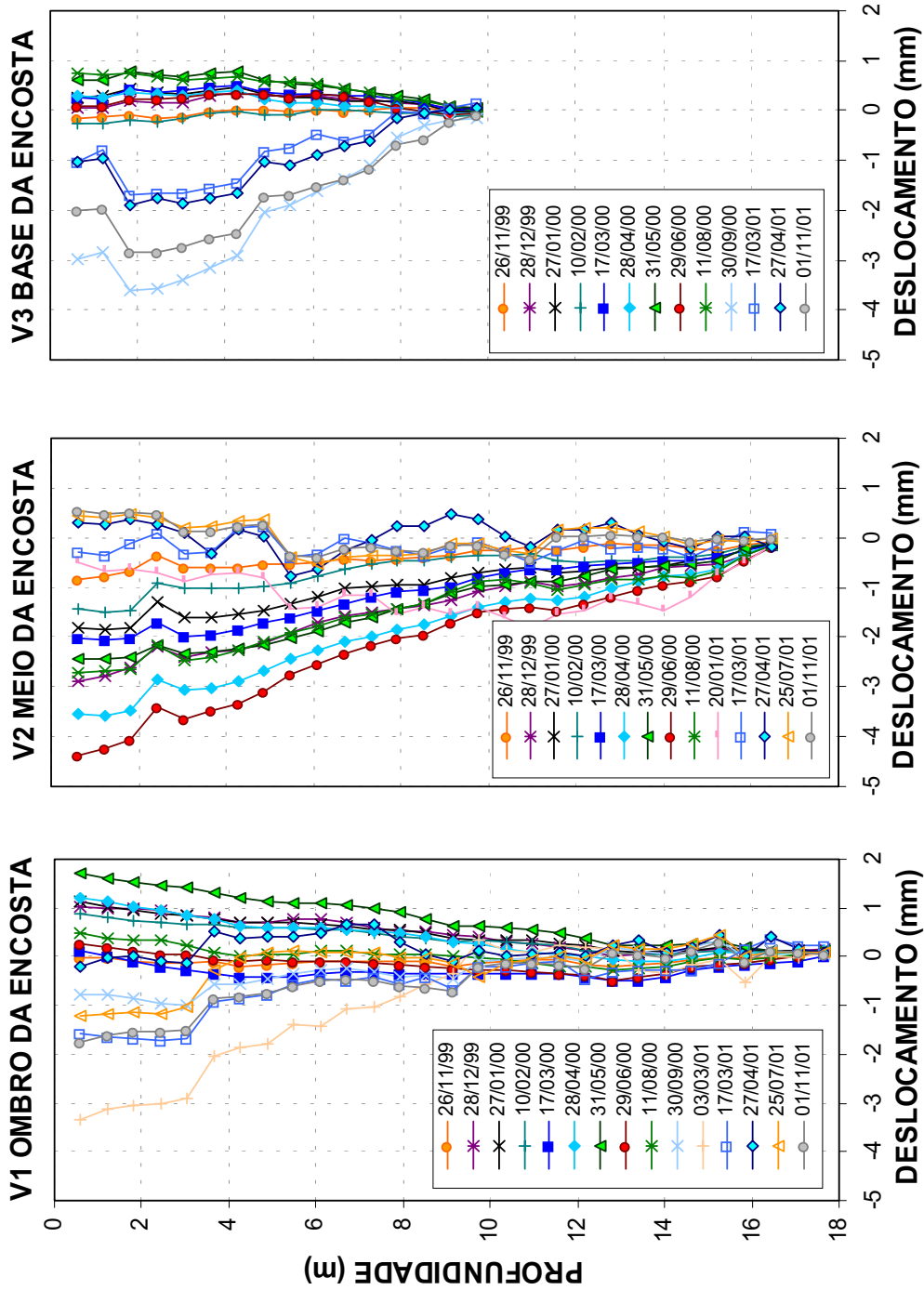


Figura IV.25 – Deslocamentos horizontais medidos no ombro (V1), meia encosta (V2) e base da encosta (V3).

4.3. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA DO ALTO DO RESERVATÓRIO

Calculou-se a estabilidade da encosta com auxílio do programa SLOPE/W. Os métodos utilizados foram o de Bishop, Spencer, Jambu e Ordinary, como mencionado no capítulo de metodologia. Os resultados obtidos em campo e em laboratório foram colocados como dados de entrada no programa, para se ter uma análise coerente com as características da região. A caracterização do solo, o nível freático, os parâmetros de resistência, todos esses dados foram inseridos para uma análise real da estabilidade da encosta.

Os parâmetros do solo, coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) variam de acordo com a umidade do solo, principalmente, a coesão, que decresce com o aumento dela, conforme menção na análise do ensaio de cisalhamento direto. Definiram-se três variações de estação para análise da estabilidade modificando a umidade do solo: verão (solo não saturado e nível de água mínimo); inverno (solo não completamente saturado, considerando como referência a umidade média até 7 m de profundidade dos ensaios de campo de LAFAYETTE (2000), e o nível de água – é a média dos valores do nível mínimo e máximo); e o inverno intenso (solo completamente saturado e nível de água máximo).

Os parâmetros de resistência do solo foram retirados da média dos ensaios de cisalhamento direto do trabalho de GUSMÃO FILHO et al. (1997), LAFAYETTE (2000) e deste trabalho, Figura IV.24, com a finalidade de se obterem parâmetros confiáveis ao longo de cinco anos de estudo, para as camadas de argila arenosa e areia argilosa. Como não se dispunha de amostras profundas para determinar os parâmetros da terceira camada de areia, fizeram-se correlações com base nos resultados do N_{SPT} , para determinar o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito. A umidade no inverno determinou-se pela variação de umidade medida em campo no trabalho de LAFAYETTE (2000), considerando-se a média da umidade até a profundidade de 7 m; obteve-se, então, uma umidade de 14 % e grau de saturação do solo, nesse período, de 44% para a argila arenosa e 71 % para

areia argilosa. Os pesos específicos da primeira camada (argila arenosa) e da segunda camada (areia argilosa) foram determinados pelas médias dos valores dos ensaios. A Tabela IV.20 mostra os valores da coesão e do ângulo obtidos nos trabalhos para se obterem os parâmetros finais relacionados na Tabela IV.21 para análise da estabilidade da encosta.

Nas Figuras IV.26 e IV.27, observam-se as análises de estabilidade realizadas na encosta do Alto do Reservatório, que simulam as estações de verão e inverno, variando a umidade do solo dessa região e, conseqüentemente, sua resistência. No período de agosto do ano de 2000, período de chuvas intensas na Região Metropolitana do Recife, constataram-se fissuras no solo localizadas na meia encosta, com cerca de 0,15 m de largura – as quais estão apresentadas na Figura IV.29 –, onde foi analisada a estabilidade no período de inverno intenso. As figuras mostram o fator de segurança calculado para cada tipo de análise.

Tabela IV.20 – Média da coesão e ângulo de atrito para análise da estabilidade da encosta.

MÉDIA DA COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO									
		1° CAMADA (ARGILA ARENOSA)			2° CAMADA (AREIA ARGILOSA)				
		LAFAYETTE (2000)	ESTE TRABALHO	MÉDIA	GUSMÃO FILHO et al (1997)			ESTE TRABALHO	MÉDIA
VERÃO	c' (kPa)	91	28	59	49	25	20	84	44,5
	ϕ' (°)	25	31	28	32	28	37	34	33
INVERNO	c' (kPa)	60	---	60	25			---	25
	ϕ' (°)	27	---	27	28			---	28
INVERNO INTENSO	c' (kPa)	15	10	12,5	8	11	7	1	7
	ϕ' (°)	27	32	29	33	26	26	16	25

Tabela IV.21 – Estações anuais, parâmetros do solo, variação do nível de água estabelecidos para análise da estabilidade da encosta do Alto do Reservatório.

PARÂMETROS PARA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA					
ANÁLISE	TIPO DE SOLO	PESO ESPECÍFICO (kN/m ³)	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA		NÍVEL DE ÁGUA
			c' (kPa)	φ' (°)	
VERÃO	ARGILA ARENOSA	18	59	28	MÍNIMO
	AREIA ARGILOSA	19,6	44,5	33	
	AREIA	19,6	0	34	
INVERNO	ARGILA ARENOSA	16	60	27	MÉDIO
	AREIA ARGILOSA	20	25	28	
	AREIA	19,6	0	34	
INVERNO INTENSO	ARGILA ARENOSA	19	12,5	29	MÁXIMO
	AREIA ARGILOSA	21	7	25	
	AREIA	19,6	0	34	

Os fatores de segurança, para cada método de análise de estabilidade – Bishop Simplificado, Spencer, Jambu e Ordinary –, estão registradas na Tabela IV.22, para cada variação de umidade no solo. As Figuras IV.26, IV.27 e IV.28 mostram o fator de segurança para o método de cálculo de Bishop bem como a descrição da curva de isofator de segurança, por ser o mais utilizado na prática de engenharia.

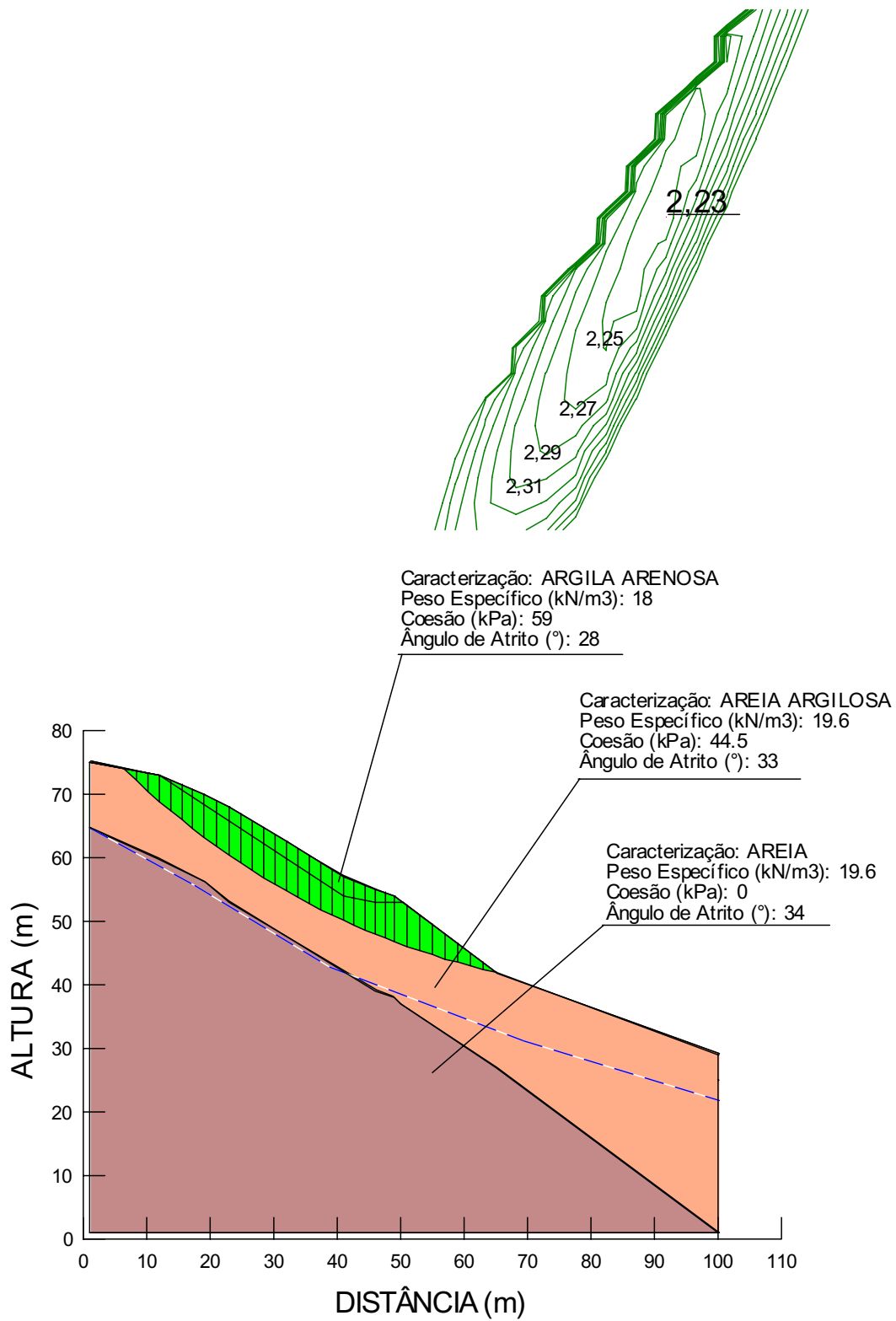


Figura IV.26 – Análise da estabilidade da encosta no verão.

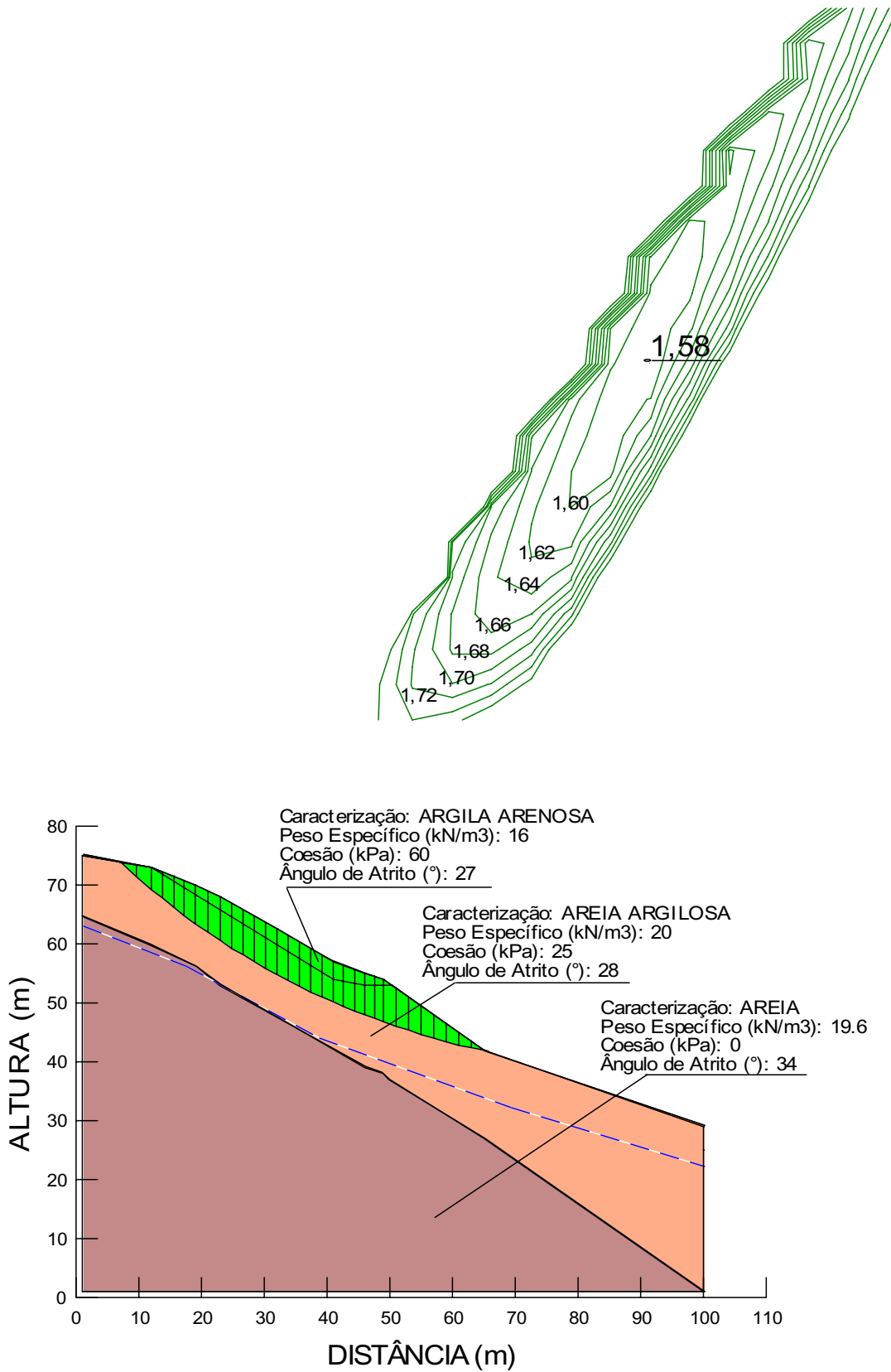


Figura IV.27 – Análise da estabilidade da encosta no inverno.

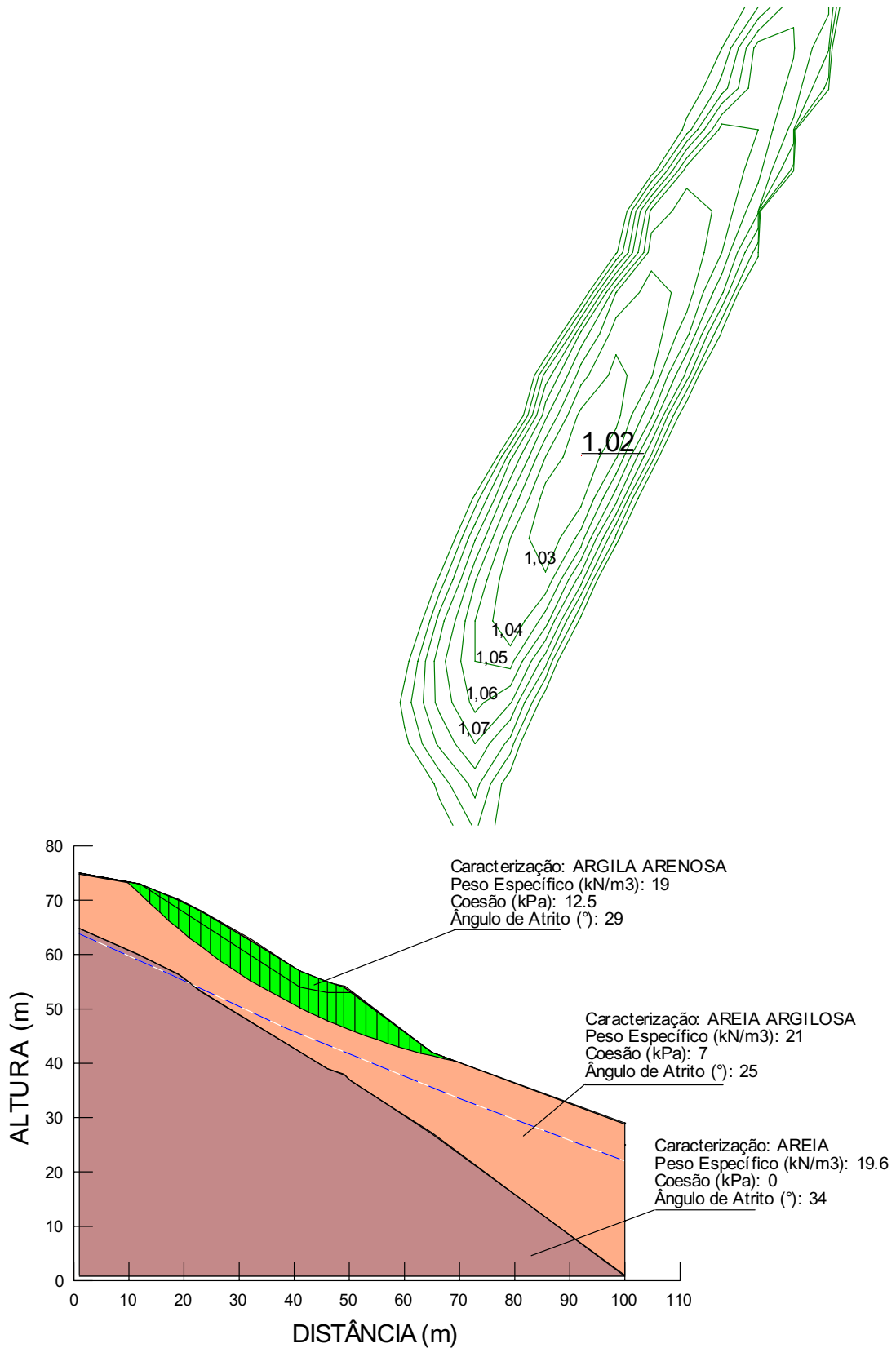


Figura IV.28 – Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso.

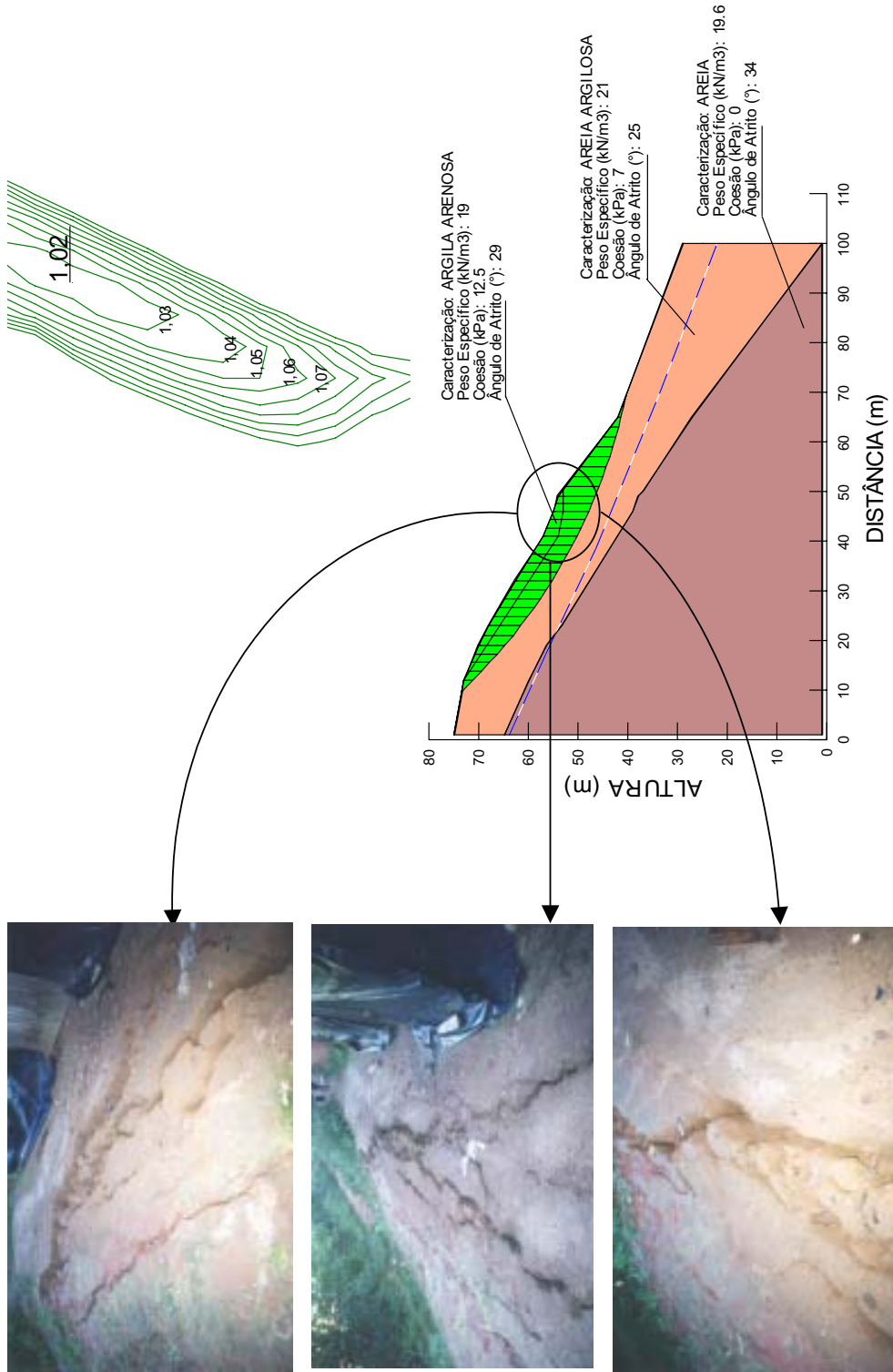


Figura IV.29 – Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso.

Tabela IV.22 – Fator de segurança para diferentes métodos de cálculo de estabilidade de encostas com variação da umidade do solo.

FATOR DE SEGURANÇA		
MÉTODO DE ANÁLISE	FATOR DE SEGURANÇA	ESTAÇÕES
BISHOP	2,231	VERÃO
	1,579	INVERNO
	1,023	INVERNO INTENSO
SPENCER	2,229	VERÃO
	1,577	INVERNO
	1,022	INVERNO INTENSO
JAMBU	2,195	VERÃO
	1,550	INVERNO
	0,997	INVERNO INTENSO
ORDINARY	2,206	VERÃO
	1,557	INVERNO
	1,000	INVERNO INTENSO

Analisando os fatores de segurança baseados no equilíbrio-limite, na Tabela IV.21, verifica-se que o método de análise de estabilidade de talude de Bishop apresenta os maiores valores de fator de segurança. Esse método admite a hipótese de uma superfície de ruptura circular e de uma massa deslizando dividida em fatias não apresentando forças de cisalhamento entre as fatias; é o mais utilizado, porque calcula o fator de segurança para qualquer tipo de solo, e é usado em comparação com outros métodos mais sofisticados.

A Figura IV.29 mostra como o fator de segurança da encosta do Alto do Reservatório varia com as estações do ano: decresce o fator de segurança no período de inverno e inverno intenso, quando o solo está úmido.

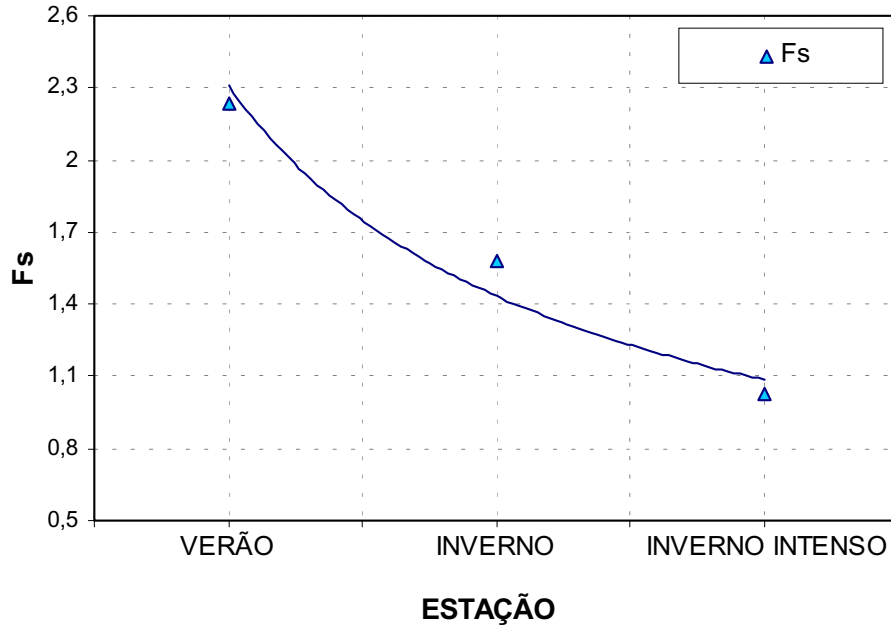


Figura IV.29 – Interpolação dos fatores de segurança calculados pelo método de BISHOP com variação de umidade do solo.

Para melhor avaliação do comportamento do solo, calculou-se o fator de segurança, simulando-se, no programa SLOPE/W, a variação de saturação do solo de 1 até 7 m. Admitiu-se que a saturação ocorria paralela à topografia do terreno. A Figura IV.30 mostra a variação da saturação com a profundidade simulada de 1 a 7 m, admitindo-se parâmetros de resistência de inverno intenso, para o solo analisado acima da profundidade simulada o qual encontra-se saturado e abaixo desta profundidade foram admitidos parâmetros de inverno. Os parâmetros de inverno e inverno intenso foram retirados da Tabela IV.21, de acordo com o solo. A camada em azul da Figura IV.30 representa o solo saturado. A Tabela IV.23 apresenta o resultado dos fatores de segurança (BISHOP) calculados com o avanço da saturação com a profundidade. A Figura IV.31 mostra o comportamento do fator de segurança com a variação da profundidade do grau de saturação no solo.

Observa-se, na Figura IV.31, que há um decréscimo do fator de segurança à medida que a saturação vai crescendo nas profundidades simuladas, chegando a ter valor constante nas três últimas profundidades – 5, 6 e 7 m – de 1,081.

Nota-se que o solo, já umedecido por chuvas anteriores ou por uso antrópico (lançamento de águas servidas na encosta, vazamento etc), é considerado neste trabalho como condição de inverno intenso; se chover a ponto de umedecer e saturar apenas 3 m do solo mais superficial, haverá uma redução da segurança em cerca de 80 %, tornando o nível de tensão muito próximo ao equilíbrio-limite com aparecimento de fissuras e trincas, conforme constatado em campo e mostrado na Figura IV.29.

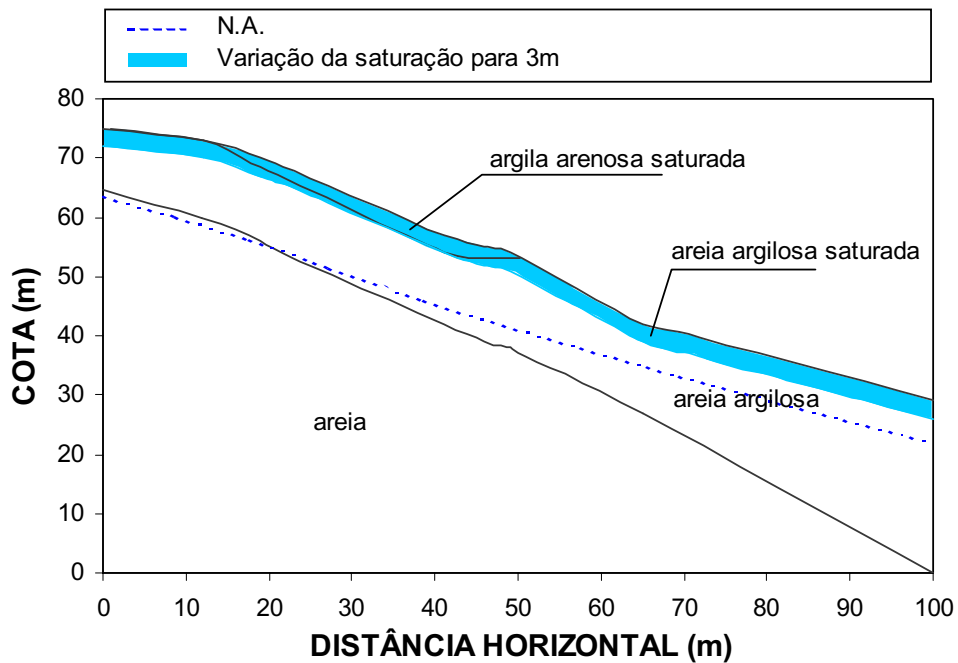


Figura IV.30 – Cálculo do fator de segurança simulando a variação do teor de saturação no solo com a profundidade.

Tabela IV.23 – Variação do fator de segurança com o avanço da saturação.

FATOR DE SEGURANÇA		
MÉTODO DE ANÁLISE	PROFUNDIDADE (m)	Fs
BISHOP	0	1,579
	1	1,542
	2	1,508
	3	1,115
	4	1,111
	5	1,081
	6	1,081
	7	1,081

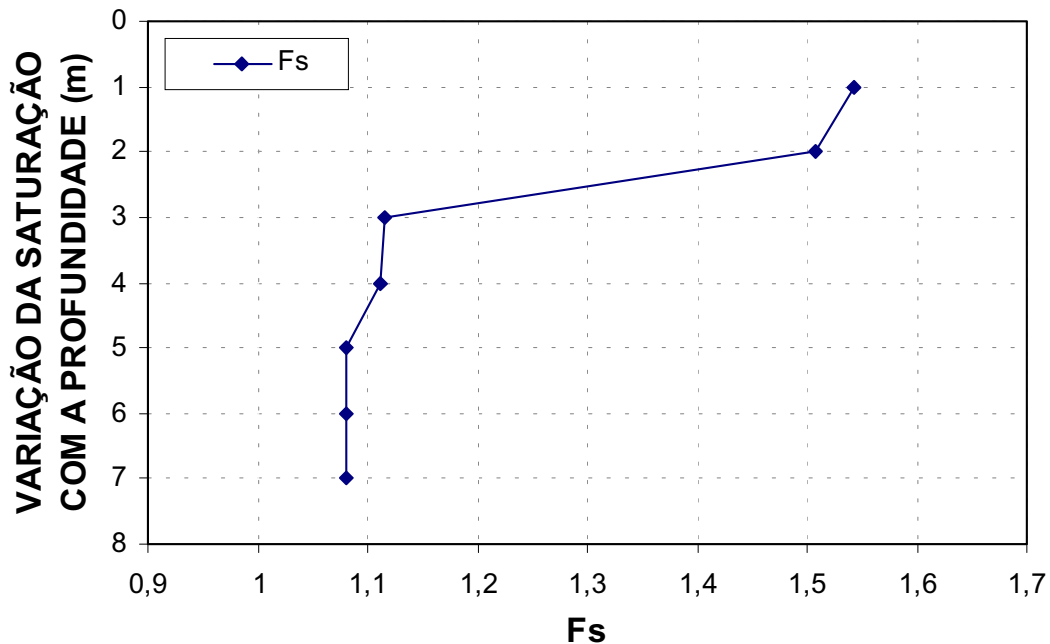


Figura IV.31 – Variação do fator de segurança com o aumento da cota de saturação do solo.

No período de verão, Figura IV.26, o fator de segurança é 2,2 e a superfície potencial de deslizamento é profunda na ordem de 9,0 m, ou seja, nesse período o solo se apresenta estável, não há perigo iminente de deslizamento, pois os parâmetros de resistência também favorecem a resistência da encosta. Com a chegada do inverno, o fator de segurança decresce para 1,5 e a superfície potencial de deslizamento começa a ficar menos profunda, o que aumenta a probabilidade de deslizamento. Tal diminuição do fator de segurança se deve à redução da resistência do solo com o aumento da umidade, afetando, principalmente, a parcela da coesão apresentada no ensaio de cisalhamento direto além do acréscimo do peso específico do solo. No inverno intenso, o fator de segurança decresce – muito próximo de 1,0. Isso caracterizou a encosta como instável, com superfície de deslizamento mais superficial, na ordem de 6 m, quando o solo está saturado, onde se constataram fissuras no solo, localizadas na meia encosta.

4.4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO SOLO

A encosta do Alto do Reservatório – também conhecido, na Secretaria de Recursos Hídricos, como Alto da Brasileira – apresenta características de uma área de risco, principalmente pela ocupação antrópica desordenada: construção de casas com retirada da cobertura vegetal primitiva e taludes quase verticais. Com a construção das casas, as lavandarias, cozinhas e banheiros passam a despejar as águas diretamente no solo da encosta sem sistema de drenagem adequada, além de outras complicações, como o plantio de bananeiras a favorecer a infiltração, coqueiros e árvores frutíferas no bordo do talude influenciando no peso do solo, o acúmulo de lixo, obstrução de canais e drenagem natural etc.

A retirada da cobertura vegetal deixa o solo exposto ao intemperismo, de modo que a água mais se infiltra do que escoar, seja proveniente de precipitações ou servida, esta presente todos os dias do ano. Essas águas afetam a resistência do solo, como verificado nos ensaios de cisalhamento direto, quando se ensaiaram amostras com diferentes teores de umidade, verificando-se uma diminuição significativa de um dos parâmetros da resistência, que é a coesão do solo. O surgimento de micro fissuras torna a infiltração bem mais rápida. Como a permeabilidade da encosta é baixa, conforme observado através dos ensaios de campo e laboratório, a infiltração no solo é mais lenta, porém grande parte das águas se acumulam nos patamares das casas. Aí elas contribuem para a diminuição da parcela da resistência do solo, aumento do peso próprio, e da tensão neutra, diminuindo a tensão efetiva do solo.

Na análise de estabilidade realizada com variação de umidade no solo caracterizado pelas estações de verão com precipitações escassas, inverno com aparecimento de chuvas mais constantes e inverno intenso com precipitações concentradas, verificou-se que o fator de segurança é diretamente proporcional à resistência do solo. Se a resistência diminui, nos casos analisados de inverno e inverno intenso com o aumento de umidade no solo e diminuição da coesão, o fator de segurança também decresce,

apresentando uma superfície potencial de deslizamento pouco espessa e mais provável de deslizamento. Foi nesse período de inverno intenso – quando houve precipitações elevadas e vários deslizamentos na Região Metropolitana – que ocorreram fissuras com 0,15 m de largura na meia encosta no Alto do Reservatório. Apesar do fissuramento, não ocorreu deslizamento de toda a massa de solo, o que seria uma tragédia, pois, abaixo do talude, moram em uma mesma casa 2 famílias, no total de seis pessoas. Graças aos estudos realizados na área, pôde-se comunicar tal fato à Coordenadoria de Defesa Civil do Recife (CODECIR).

Os deslocamentos horizontais medidos pelo Inclinômetro comprovaram que os maiores deslocamentos que a encosta está sofrendo aconteceram na meia encosta, onde ocorreram as fissuras provenientes de todos os fatos relacionados anteriormente. Segundo GUSMÃO et al. (1997), tem sido observado que a maioria dos escorregamentos não são profundos e a sua superfície de ruptura é paralela ao talude. Estudos da variação de umidade e sucção durante o ano, em perfis levantados no Alto do Reservatório, mostram a diferença somente nos primeiros 3 m, indicando ser esse o limite da frente de umedecimento e da superfície de ruptura.

O fato é que, nas encostas da Região Metropolitana, a ocupação maior se faz pela população de baixa renda em proporções assustadoras. Segundo o Diário de Pernambuco, de 15 de junho de 2001, com dados fornecidos pela CODECIR, cerca de 80 mil casas estão construídas em áreas de morro, no Recife, onde moram cerca de 400 mil famílias. Dessas construções, 27 mil, o equivalente a 30 % das habitações, estão em áreas de risco. Outras 2,1 mil apresentam perigo iminente.

Para evitar deslizamentos e perdas de vida e financeiras, a atuação nos morros deve ser constante e preventiva. A longo prazo, executam-se os programas de conscientização e orientação da população, a fim de se evitarem excessos na ocupação dos morros; a médio prazo, uma drenagem eficiente e bem dimensionada, calçamento das vias e uma política de coleta de lixo e saneamento público eficazes para prevenção de deslizamentos; a curto prazo,

um estudo detalhado do mapa de risco de deslizamento da cidade associado ao acompanhamento das chuvas acumuladas e recentes, de modo que se indicassem os locais e as áreas críticas para uma efetiva atuação da CODECIR e CODECIPE, no intuito de retirar os moradores dessas áreas, bem como colocar lonas plásticas, amenizando a infiltração de água no maciço. Essas ações seriam orientadas por equipes de prontidão naquelas áreas.

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUAÇÃO DA PESQUISA

Neste capítulo, desenvolvem-se as principais conclusões já referidas nesta tese e também sugestões para pesquisas futuras.

5.1. CONCLUSÕES

- Em 1996, houve um deslizamento na encosta voltada para o Córrego do Boleiro, oposta à estudada neste trabalho, deixando 16 pessoas mortas e cerca de 1000 desabrigadas, por isso a escolha dessa área para análise da estabilidade da encosta NW voltada para BR 101.
- Durante as visitas técnicas na encosta, registraram-se várias infrações às regras de segurança contra o deslizamento, como: ocupação antrópica desordenada; lançamento de águas servidas no solo, indiscriminadamente; falta de um sistema de drenagem de água; remoção da vegetação primitiva; plantação de árvores e bananeiras perto do talude e acúmulo de lixo. Tudo isso contribui para instabilidade da encosta.
- O perfil do solo do Alto do Reservatório mostra três camadas: a primeira camada é constituída de uma argila arenosa com silte com plasticidade média a alta e consistência média de cor parda; a segunda camada é formada de uma areia fina e média argilosa, com pedregulho a pouco pedregulho, variando de fofa a muito compacta, de cor vermelho-clara, róseo-clara, amarela e roxa; a terceira camada, de uma areia média e fina siltosa, com pouco pedregulho, medianamente compacta de cor amarela.
- A amostra de solo retirada do ombro da encosta, pela Classificação Unificada, se classificou como CL (argila arenosa) e a amostra da base

da encosta se classificou como SC (areia argilosa), determinando, na composição granulométrica, dois tipos de solos.

- Com o resultado do ensaio do teor de matéria orgânica, constatou-se que a amostra de solo do ombro da encosta continha uma pequena quantidade de matéria orgânica.
- No ombro da encosta, os resultados da condutividade hidráulica obtidos a partir dos ensaios de campo foram inferiores cerca de 10 vezes aos obtidos nos ensaios de laboratório. A condutividade hidráulica dos solos obtida com o permeâmetro Guelph, em campo, no ombro e na base da encosta, foi na ordem de 10^{-7} m/s, que caracterizou os solos como pouco permeáveis.
- O nível do lençol freático máximo medido na encosta, nas verticais V1, V2 e V3 foi encontrado nas cotas 56,67 m, 46,14 m e 33,33 m, respectivamente; e o nível mínimo foi obtido nas cotas 55,37m em V1, 43,09 m em V2 e 31,35 m em V3.
- De acordo com a curva característica, o solo natural da base da encosta do Alto do Reservatório encontra-se na sucção de 20 kPa.
- No ensaio edométrico simples, o maior valor do potencial de colapso foi de 6,26 % na amostra de solo do ombro da encosta com tensão de 320 kPa e 2,60 % na amostra de solo da base da encosta com tensão aplicada de 640 kPa. No ensaio edométrico duplo, os valores dos potenciais de colapso das amostras de solo do ombro e da base da encosta crescem, respectivamente, para 9,02 % na tensão de 80 kPa e 7,58 % na tensão de 1280 kPa. A amostra do ombro apresentou comportamento de pico nos dois ensaios, edométrico simples e duplo, diferentemente da amostra da base da encosta. O solo do ombro, é verdadeiramente colapsível e o solo da base está condicionado ao colapso.

- A parcela da coesão dos parâmetros de resistência, $c = 28$ kPa e $\phi = 31^\circ$, da amostra de solo do ombro da encosta na umidade natural decresceu quando o solo recebeu água ficando com $c = 10$ kPa e $\phi = 32^\circ$. Este mesmo processo ocorreu com a amostra de solo da base da encosta, que apresenta parâmetros $c = 84$ kPa e $\phi = 34^\circ$ diminuindo a parcela da coesão para 1kPa e o ângulo de atrito para 16° . Analisando os resultados do ensaio de cisalhamento das amostras retiradas do Alto do Reservatório, verifica-se que o solo, ao receber água, seja de precipitações ou servida, diminui significativamente uma das parcelas da resistência, que é a coesão. Essa redução da resistência afeta a estabilidade da encosta daquela região.
- Os deslocamentos horizontais medidos com o Inclínômetro estão com deformações dentro da acurácia do equipamento. O maior deslocamento horizontal ocorreu na meia encosta, com valor absoluto de 4,38 mm. No meio da encosta, onde houve maiores deslocamentos, apareceram fissuras com 0,15 m de largura do outro lado da vertical V2.
- No período de verão, o fator de segurança foi de 2,2; decresceu para 1,5 no período de inverno. Por causa da redução do parâmetro de resistência do solo, a coesão, com o acréscimo de umidade do solo, o fator de segurança caiu para 1,0 no período de inverno intenso, podendo ocorrer movimentação da massa de solo da primeira e da segunda camada, como foi mostrado na análise da estabilidade desta encosta.
- Com a simulação da variação da saturação do solo, verificou-se que, até os primeiros 3 m, o solo, ao estar saturado, tem fator de segurança em torno de 1,5 e, após essa profundidade de saturação, há um decréscimo de cerca de 80 % no fator de segurança, estabilizando-se após os 5 m de profundidade. A redução do fator de segurança torna o nível de tensão muito próximo ao equilíbrio-limite com aparecimento de fissuras e trincas, como constatado em campo.

- Para evitar deslizamentos nas encostas da Região Metropolitana e perdas de vida e financeiras, a atuação nos morros deve ser constante e preventiva. A longo prazo, sugerem-se programas de conscientização e orientação da população para se evitem excessos na ocupação dos morros. A médio prazo, uma drenagem eficiente e bem dimensionada, calçamento das vias e uma política de coleta de lixo e saneamento público são fundamentais para prevenção de deslizamentos. A curto prazo, um estudo detalhado para, atualizar o mapa de risco de deslizamento da cidade, associado ao acompanhamento das chuvas acumuladas e das chuvas recentes, indicaria os locais e as áreas mais críticas. Isso seria importante para uma efetiva atuação da CODECIR e CODECIPE, no intuito de retirar os moradores dessas áreas e formar lá equipes de prontidão.

5.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Algumas sugestões para continuação deste trabalho estão relacionadas abaixo.

- Continuar o monitoramento dos deslocamentos horizontais e das precipitações na encosta do Alto do Reservatório e acompanhar o aparecimento de fissuras.
- Realizar outros estudos similares em outras encostas, podendo-se criar futuramente um banco de dados.
- Monitorar as encostas da Região Metropolitana do Recife no sentido de obter dados, evitando-se deslizamentos futuros.
- Utilizar áreas-piloto, como a encosta do Alto do Reservatório, para implantação de projetos com a finalidade de se colocarem agentes de morros e técnicos para evitar deslizamentos.

- Estudar a permeabilidade nas camadas mais superficiais para analisar a heterogeneidade do solo.
- Monitorar áreas em condições de risco para medir precipitação x infiltração e erosão superficial do talude, abordando aspectos de secagem e umedecimento nas propriedades do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AITCHISON, G.D. e RICHARDS, B.G. (1965). "A Broad Scale Study of Moisture Conditions in Pavement Subgrades Throughout Australia". Moisture Covered Areas, Butterworths, Sidney, pp.226-232.
- ALHEIROS, M.M.; LIMA FILHO, M.F.; MONTEIRO, F.A.J. e OLIVEIRA FILHO, J.S. (1988). "Sistemas Depositionais na Formação Barreiras no Nordeste Oriental. Soc. Brás. Geol., Anais XXXV Congr., Belém (PA), 2: pp. 753-760.
- ALHEIROS, M.M.; MENEZES, M.F.; FERREIRA, M.G. (1990). "Carta Geotécnica da Cidade do Recife, Sub-Área Geologia/Geologia de Engenharia, Relatório Final de Atividades". FINEP/UFPE, 81 p.
- ALONSO, E.E.; GENS, A. e HIGHT, D.W. (1987). "Special Problem Soils". Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Dublin, General Report, Session 5, pp.5.1-5.60.
- AMARAL, C.; BARROS, W.G.; D'ORSI, R. e AMARAL, F.(1993). "SIG Alternativo Aplicado ao Gerenciamento de áreas de Risco Geológico no Rio de Janeiro". In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 7, 1993, Poços de Caldas. Anais , São Paulo, ABGE. Vol.2, pp.55-62.
- ARAGÃO, C.J. e MELO, A.C. (1982). "Fundações Rasas em Solos Colapsíveis no Semi-Árido em Pernambuco", VII COBRAMSEF, Olinda, Vol. 2 pp. 9-40.
- AUGUSTO FILHO, O (1992). "Caracterização Geológico-Geotécnica Voltada à Estabilização de Encostas: uma Proposta Metodológica. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 1, 1992, Rio de Janeiro. Anais Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/PCRJ. Vol.2, pp.721-733.

- AUGUSTO FILHO, O. (1994). "Cartas de Risco a Escorregamentos: uma Proposta Metodológica e sua Aplicação no Município de Ilha Bela, SP. São Paulo. 168p. Dissertação (Mestrado) – EPUSP.
- BAKER, R.; KASSIF, G. e LOVY, A. (1973). "Experience with a Psychrometric Technique". Proc 3° Int. Conf. On Expansive Soils, Haifa, Vol. I, pp.83-96.
- BISHOP, A.W. (1955). "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7-17.
- BOURDEAUX, G. e NAKAO, H. (1974). "Ensaio sobre Argilas Dispersivas". V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Vol II.
- BRABB, E.E. (1991). "The World Landslide Problem. Episodes, Vol.14, pp.52-61.
- BRAGA, J.M. (1998). Estudo de Estaca Metálica Submetida a Esforço Lateral em Argila Mole". Dissertação de Mestrado, Recife. Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, 141p.
- CAPUTO, H. P. (1987). "Mecânica dos Solos e suas Aplicações". 6° ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 219p.
- CARVALHO, P.A.S. (1991). "Taludes de Rodovias: Orientação para Diagnóstico e Soluções de seus Problemas. São Paulo: IPT.410p. (IPT – Publicação, 1843).
- COLEMAN, J.D. (1959). "An Investigation of the Pressure Method for Measuring the Suction Properties of Soils". Road Res. Laboratory Note n° 3464, Crowthorne, UK.

- COSTA NUNES, A.J. (1966). Palestra: "Estabilidade de Taludes". In: Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos, 2, 1986, Belo Horizonte. Anais Belo Horizonte, Vol.1, pp.133-177.
- ELBACHÁ, A.T. et al (1992). "Tentativa de Correlação entre Precipitação e Deslizamentos na Cidade de Salvador". In: Conferência Brasileira sobre estabilidade de Encostas, 1, Rio de Janeiro. Anais, p. 647-656.
- FELLENIUS, W. (1927). "Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion". Ernst, Berlin.
- FERREIRA, S.R.M. (1987). "Notas de aula – Estabilidade de Taludes". Recife, Universidade Federal de Pernambuco.
- FERREIRA, S.R.M. (1995). "Colapso e Expansão de Solos Naturais não Saturados Devidos à Inundação". Dissertação de doutorado, Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.
- FUCALE, S. P. (2000). "Comportamento de Variação de Volume de solo à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco". Dissertação de mestrado, Recife. Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências.
- GUDICINI, G. e NIEBLE, C.M. (1976). "Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. São Paulo: EDUSP/Edgard Blücher. 170p.
- GUIDICINI, G. e YWASA, O.Y. (1976). "Ensaio de Correlação entre Pluviosidade e Escorregamentos em Meio Tropical Úmido". São Paulo: IPT. 48p. (IPT – Publicação, 1080)
- GUSMÃO FILHO, J.A.; COSTA, W.D. e FEITOSA, E. (1984). "Estudo de Encostas em Áreas Urbanas". 4°. CBGE, Belo Horizonte, ABGE. Anais, Vol. 2, pp.89-107.

- GUSMÃO FILHO, J.A. (1987). "Controle de Erosão nos Morros do Recife". In: VI Simp. Nac. De Controle de Erosão, Marília, SP, ABGE. Anais, pp.313-329.
- GUSMÃO FILHO, J.A.; JUCÁ, J.F.T. e JUSTINO DA SILVA, J.M. (1987). "Groundwater Effects in Moving Mechanisms in the Hills of Olinda". In: IX European Conf. On Soil Mech. And Found. Eng'g., Dublin, ISSMFE. Proceedings, Vol. 1, pp.431-434.
- GUSMÃO FILHO, J.A.; MELO, L.V. e ALHEIROS, M.M. (1992). "Estudo das Encostas de Jaboatão dos Guararapes, PE". In: I Conf. Bras. Sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, ABMS. Anais, Vol.1, pp.191-209.
- GUSMÃO FILHO, J.A. (1993). "O Risco Geológico no Recife". In: 7° CBGE, Poços de Caldas, MG, ABGE. Mesa Redonda sobre Risco Geológico, Anais, Vol.1, pp.75-102.
- GUSMÃO FILHO, J.A.; FERREIRA, S.R.M. e AMORIM JR, W.M. (1997). "Escorregamentos em Morros Urbanos do recife: O caso do Boleiro". In: 2nd Panamerican Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, ABMS. Anais, Vol.2, pp.985-994.
- GUSMÃO FILHO, J.A. (1998). "Fundações do Conhecimento Geológico à Prática de Engenharia". Ed. Universitária da UFPE, Recife – PE, pp.345.
- GONÇALVES, N.M.S. (1992). "Impactos Fluviais e Desorganização dos Espaço Urbano em Salvador, BA. São Paulo. 268 p. (Tese de Doutorado apresentada a Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas – Depto. De Geografia/USP).
- HEAD, K.H. (1994). "Manual of Soil Laboratory Testing". New York, Vol. 2 John Wiley & Sons, 440p.

- HUTCHINSON, J.N. (1968). "Mass Movement". In: Encyclopedia of Geomorphology. New York: Ed. R.W. Fairbidge Reinhold Book Co.
- IPT (1987). "Ensaio Sísmico no Rio Xingu nos Sítios Juruá, Kararaô e Rota de Navegação no Estado do Pará. São Paulo. 3v. (IPT – relatório, 25409).
- IPT (1988). "Manual de Métodos para Interpretação de Ensaio de Aquífero". São Paulo. (IPT – relatório, 25699).
- JANBU, N. (1968). "Slope Stability Computations". Soil Mechanics and Foundation Engineering Report. Technical University of Norway, Trondheim.
- JUCÁ, J.F.T.(1990). "Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados bajo Succão Controlada". Universidad Politecnica de Madrid. Tese de Doutorado.
- KEGEL, W. (1957). "Contribuição ao Estudo da Bacia Costeira do Rio Grande do Norte. Dep. Nac. Prod. Mineral, Div. Geol. Min., Bol. 170: 52p.
- KRYNINE, D.P. e JUDD, W.R. (1957). "Landslides and other Crustal Displacements. In: Principles of Engineering Geology and Geotechnics. Tóquio, McGraw-Hill. Pp. 636-671.
- LAFAYETTE, K. P. V. (2000). "Comportamento Geomecânico de Solos de uma Topossequência na Formação Barreiras em uma Encosta na área Urbana do Recife-PE". Dissertação de Mestrado, Recife. Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, 122p.
- MABESONE, J.M. (1987). "Revisão Geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte, e do seu Embasamento. Univ. Fed. Pernambuco, FINEP/PADCT, relat. Interno, 60p mimeografado.

- MELLO, J.A.G. (1978). "Tempo dos Flamengos: Influência da Ocupação Holandesa na Vida e Cultura do Norte do Brasil". Coleção Pernambucana, Vol. XV, Ed. Sec. Ed. E Cult., Estado de Pernambuco, Recife.
- MELO, L.V. e MENEZES, M.F. (1987a). "Considerações sobre os Processos Erosivos nos Sedimentos da Formação Guararapes (Grupo Barreiras) no Recife". In: IV Simp. Nac. de Controle de Erosão, Marília, SP, ABGE. Anais, Vol.2, p.205-216.
- MELO, L.V. e MENEZES, M.F. (1987b). "Erosão Urbana nos Sedimentos da Formação Riacho Morno, Grupo Barreiras". In: 5^o. CBGE, São Paulo, ABGE. Anais, p.281-292.
- MENEZES, W.G. (1987). "A Pluviosidade e os Escorregamentos de Taludes na Zona Urbana do Recife". In: 5^o. CBGE, São Paulo, ABGE. Anais, Vol.2, pp.347-358.
- NAKAZAWA, V.A. e CERRI, L.E.S. (1990). Os Escorregamentos Ocorridos em Petrópolis – RJ em Fevereiro de 1988: Ações Emergenciais. In: Simpósio Latino-Americano sobre Risco Geológico Urbano, 1, São Paulo. Atas, ABGE, p.325-333.
- NUNES, A.J.C.; FERNANDES, C.E.M.; ILIESCO, M.; CID, M.R.V.K.; ALVES, R.I.V. e SILVA, L.J.R.D.B. (1990). "Contribuição ao Conhecimento do Risco Geológico da Cidade de Petrópolis, Rj. In: Simpósio Latino-Americano sobre Risco Geológico Urbano, 1, São Paulo. Anais São Paulo: ABGE. Pp.102-114.
- OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. (1998). "Geologia de Engenharia". São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia.
- PATTON, F.D. E HEDRON JR, A.J. (1974). "General Report on Mass Movements. In: International Congress of the International Association of

- Engineering Geology. 2nd. Proceedings, São Paulo, ABGE, Vol.2, tema 5, pp.1-57.
- PINTO, C.S. (2000). "Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas". São Paulo, Oficina de Textos.
- REGINATTO, A.R. e FERRERO, J.C. (1973). "Collapse Potencial of Soil and Soil Water Chemistry". Proceedings, VIII Int. Conf. On Soil Mech. And Found Eng., Moscow, Vol.2.2, pp.177-183.
- RICHARDS, B.G. (1980). "Measurement of the Soil Succion in Expansive Clays". Inst. Eng. Austrália, Civ. Eng. Trans., Vol.CE22. n°3, pp.252-261.
- SANTOS, A.R. (1981). "Aspectos Metodológicos da Análise Geológico-Geotécnica na Estabilidade de Taludes. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia,3,1981, Itapena. Anais São Paulo: ABGE. V.2, pp.409-412.
- SCHNAID, F. (2000). "Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações". São Paulo, Oficina de Textos, 2000, 189 p.
- SLOPE/W (1999). "Conceitos Básicos, Acoplamentos e Exemplos Típicos". ABACUS Informática e Engenharia, Rio de Janeiro.
- SPENCER, E. (1967). "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallet Interslice Forces". Geotechnique, Vol.17, No.1, pp.11-26.
- STOCHALAK, J.(1974). "The Classification of Slope Deposit from Engineering Geological Point of View". In: International Congress of Engineering Geology, 2, 1974, São Paulo. Anais São Paulo: IAEG. Vol.2, p.V27.1V27.12.

- SUPAM, (1983). "Sugestões para Contenção de Taludes". Secretaria de Estado do Planejamento e Coordenação Geral, Belo Horizonte.
- TATIZANA, C. et al. (1987). "Análise da Correlação entre Chuvas e Escorregamentos na Serra do Mar, Município de Cubatão. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 5, São Paulo. Anais, São Paulo, ABGE, v.2, p.225-236.
- TERZAGUI, K. (1950). "Mecanismos de Escorregamentos de Terra". Trad. De Ernesto Pichler. São Paulo: Gremio Politécnico. 41p.
- VAN GENUCHTEN, M.th. (1980). "A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils Sci". Soc., Madison, v-44, n°5, pp.892-898.
- VARGAS,M. (1973). "Structurally Unstable Soils in Sourther Brazil". Proceedings, VIII Int. Conf. On Soil Mech. And Foun. Engineering, Moscow, Vol.2, pp.239-246.
- VARGAS, M. (1978). "Introdução À Mecânica dos Solos. São Paulo: McGraw-Hill/EDUSP. 509p.
- VARGAS,M. (1985). "The Concept of Tropical Soil". 1st International Conference. Geomech. Trp. Lat. And Sproul. Soils. Brasília – Brasil.
- VARGAS JR, E.A. et al (1992). "Análise de Infiltração em Solos de Encostas no Rio de Janeiro e sua Consequencia na Estabilidade. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 1, 1992, Rio de Janeiro. Anais Rio de Janeiro. Pp.759-770.
- VARNES, D.J. (1978). "Slope Movement Types and Processes". In: Landslides Analysis and Control. Washington: National Academy of Sciences. pp. 11-33.

WOLLE, C.M. (1980). “Taludes Naturais – Mecanismos de Instabilização e Critérios de Segurança. São Paulo. 345p. Dissertação (Mestrado), EPUSP.

WOLLE, C.M. (1981). “Considerações de Caráter Metodológico sobre Estabilização de Taludes”. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 3, 1981, Itapena. Anais São Paulo: ABGE. V.2, pp.409-412.

WP/WLI. (1994). “A Suggested Method for Describing the Activity of a Landslide”. Bulletin of the International Association of Engineering Geology.

ANEXO

La precisión (accuracy) de un inclinómetros depende de muchos factores. Quieres saber la precisión en el laboratorio o en el campo?

Si quieres saber la precisión en el campo, estamos hablando no solo del sensor pero de el casing y de su instalación. Si tu tienes un casing bien instalado y una sonda recientemente calibrada nosotros "oficialmente" decimos que se puede alcanzar una precisión de +/- 6 mm en 25 metros. Esta precisión será mas que suficiente para la mayoría de los casos de investigación. Si el usuario necesita mejor precisión, podría lograrla si hace correcciones de sensibilidad y rotación. Haciendo estas correcciones, se podrían llegar a precisiones (accuracy) de 2 o 3mm por 25 metros.

El equipo que estas utilizando es muy antiguo y si no ha sido calibrado recientemente, no se podrá establecer la precisión. Sin mas por el momento y esperando haber contestado su pregunta me despido,

Cordialmente

Ing. Rodolfo Saavedra

Slope Indicator Co.

Telf: 770-465-7557

Fax: 770-465-7447

Oficinas en: Stone Mountain, Georgia; Mukilteo, Washington

APÊNDICE

ARTIGOS DE JORNAIS LOCAIS SOBRE DESLIZAMENTO EM MORROS

A.1. INTRODUÇÃO

Este apêndice mostra as notícias sobre os deslizamentos ocorridos na Região Metropolitana do Recife e em outras localidades, nos quais, trouxeram a confirmação para complementar as conclusões deste trabalho. Após acompanhamento das notícias vinculadas nos três principais periódicos da cidade, Diário de Pernambuco, Jornal do Comércio e Folha de Pernambuco, referentes ao período de 07.05. 99 a 14.01.02, podemos resumir os fatos mais relevantes neste comentário, seguido de suas respectivas citações.

A.2. COMENTÁRIO DOS ARTIGOS PESQUISADOS E SELECIONADOS DOS JORNAIS LOCAIS

Não tornando esta documentação excessivamente extensa, uma vez que é de conhecimento da comunidade técnica, política e social, faremos um pequeno resumo das principais conclusões encontradas nas folhas dos jornais e diários “on line”. Todas estas notícias são facilmente encontradas nos bancos de dados dos jornais na internet, sendo um ótimo local de pesquisa.

Podemos observar que o problema de deslizamentos e quedas de barreiras se estende por toda a Região Metropolitana, estando presente em Recife, Olinda, Jaboatão dos Guararapes, Camaragibe, São Lorenzo, etc. Estes problemas ganham espaço na mídia sempre acompanhando as notícias de intensas chuvas, com notícias de perdas de vidas e econômicas.

Os parágrafos insistentemente mostram a convivência da população com o medo, o desabafo e indignação dos líderes comunitários com o descaso dos governantes e o apelo por alguma ajuda das inúmeras famílias atingidas. Apesar das constantes contas realizadas pelas redações para enumerar as mortes e perdas financeiras, é de fato perceptível que as planilhas

orçamentarias com verbas destinadas a defesa civil e projetos de contenção e drenagem apresentadas por prefeitos, assessores, secretários e diretores não são suficientes para a realidade encontrada nos morros da cidade ou, o que é pior, estão sendo mal empregadas.

Soluções corretas porém paliativas e emergenciais são tomadas como suficientes e definitivas, as palavras mais encontradas nas linhas das diversas notícias são lonas plásticas e muros de arrimo.

É do conhecimento de todos que esse problema não deve ser resolvido apenas quando a primeira previsão meteorológica indica chuvas fortes.

As soluções para os deslizamentos nas encostas da Região Metropolitana do Recife, suas conseqüentes mortes e perdas econômicas, pressupõem uma atuação constante e preventiva.

A longo prazo temos os programas de conscientização e orientação da população utilizando a mídia áudio visual e escrita ou ainda os agentes de morro. Evitando assim excessos na ocupação dos morros e acarretando num cuidado maior com: retirada da vegetação superficial, existência de arvores de médio e grande porte junto as encostas, realização de cortes e aterros, manutenção das galerias desobstruídas e condução adequada das águas pluviais e servidas.

A médio prazo uma drenagem eficiente e bem dimensionada associada às escadarias, calçamento das vias, impermeabilização das encostas ou reposição da proteção vegetal e uma política de coleta de lixo e saneamento público são fundamentais para prevenção de deslizamentos.

A curto prazo, um estudo detalhado do mapa de risco de erosão e deslizamento da cidade (Gusmão Filho et al., 1992) associado ao acompanhamento das chuvas acumuladas e das chuvas recentes (Gusmão Filho et al., 1987) e visitas de técnicos capacitados indicaria os locais e as áreas críticas para uma efetiva atuação da CODECIR e CODECIPE no intuito

de retirar os moradores destas áreas, bem como a colocação de lonas plásticas amenizando a infiltração de água no maciço e formação de equipes de prontidão destas áreas.

A.3. CITAÇÕES E RESUMO DOS ARTIGOS SOBRE DESLIZAMENTOS

Jornal do Comércio

Sexta

07 de maio de 1999

CHUVA PROVOCA DESLIZAMENTO DE BARREIRA

(...) "Com ou sem perigo, minha família vai ter que continuar residindo aqui", comentou Iranete Maria. (...) A dona de casa Iracema Juvino dos Santos, 42, contou ter passado a noite acordada por causa da chuva. "Quando aparecem nuvens carregadas, já começa a nossa agonia. Quando a chuva começa, a gente tira logo os meninos de casa e fica esperando o pior", comentou.

O líder comunitário Erivaldo Constantino afirmou que a Prefeitura de Olinda tem conhecimento da situação perigosa, mas não toma as devidas providências. "Para resolver esses problemas, existem três soluções possíveis: construção de muros de arrimo, relocação das famílias ou colocação de lonas plásticas. A prefeitura sequer fornece as lonas, que seriam a opção mais barata e emergencial", analisou.

Jornal do Comércio

Sábado

22 de maio de 1999

DESLIZAMENTOS DESTROEM CASAS E DEIXAM MORADORES EMBAIXO DE LAMA

Depois de uma noite inteira de chuva - a segunda maior precipitação do ano - outras 45 famílias passaram pelo mesmo susto. "A barreira caiu na hora em que eu me levantei para ir ao banheiro. Os entulhos desceram com uma força tão grande, que

fui jogado a uma distância de dez metros. Minha esposa, que está grávida de quatro meses, ficou embaixo dos tijolos junto com meu filho, de oito anos", lembrou. Ednaldo disse que o resgate da mulher e do filho só foi possível graças a ajuda dos vizinhos. Apesar do susto, o bebê não foi prejudicado.

Oscar Pedro de Lima dormia com a esposa e um recém-nascido de dois meses, quando uma barreira começou a cair. "Fiquei de alerta a noite toda e fui dormir às 4h30. Depois só ouvi a zoadá e as paredes caindo", contou.

No Alto da Brasileira, em Nova Descoberta, André José de Sá, foi soterrado no momento em que cavava um rego ao lado da casa onde mora com o pai, José Joaquim de Sá, 76.

Técnicos da prefeitura condenaram o imóvel e os moradores foram obrigados a deixar suas casas.

Diário de Pernambuco

16 maio de 2000

CHUVAS CAUSAM DOIS DESLIZAMENTOS

A Prefeitura da Cidade diz estar investindo R\$ 5,4 milhões em microdrenagem, macrodrenagem, terraplanagem e recuperação e pavimentação dos morros.

Diário de Pernambuco

Segunda

10 de abril de 2000

DESESPERO NAS ÁREAS DE RISCO

Embora tenham perdido suas casas, com todos os objetos dentro, pelo menos quatro famílias saíram vivas de deslizamentos de barreiras, o Recife. Milhares de famílias permanecem nas áreas de risco, mesmo sob tensão. Não é para menos: são 12 mil pontos críticos na região metropolitana, metade só em Recife. Dados da Codecir indicam que 400 mil

famílias moram nos morros, cinco mil em áreas de alto risco, onde pode haver deslizamento de barreiras a qualquer momento.(...) no início do mês fomos a URB pedir providências para a área que precisam de drenagem e serviço de pavimentação. Mas ninguém faz nada, reclama, o líder comunitário.

CHUVAS MATAM DUAS PESSOAS NO RECIFE

(...) cenário de destruição em vários morros do Recife e a certeza de que a cidade não está preparada para o inverno. Duas pessoas morreram, sete ficaram feridas, uma desapareceu e pelo menos dez famílias estão desabrigadas. Cinco casas foram destruídas e muitas tiveram de ser abandonadas, por ameaça de novos deslizamentos.

(...) queda de dois muros construídos irregularmente. (...) Um grande muro construído pela vizinha de cima despencou sobre a casa (...) O secretário de Políticas Sociais do Recife, Samuel Brito, diz que, em dezesseis meses a Prefeitura investiu R\$ 16 milhões em programas de prevenção nos morros, e tem mais R\$ 4 milhões para este ano, mas a população não colabora. “As duas mortes durante as chuvas foram conseqüência de construções irregulares de muros”, declarou.

Diário de Pernambuco

Sexta-feira

9 de junho de 2000

CHUVA CASTIGA POPULAÇÃO DA RMR DURANTE 24 HORAS.

(...) Apesar do baixo número, a cidade registrou a única morte em decorrência das chuvas. (...) morreu enquanto trabalhava na construção de um muro. (...) A assistente social informou que a Nápoles não foi negligente, “Pedimos que ele trabalhasse junto ao muro de arrimo por ser mais seguro”. (...) Uma equipe de 20

homens atuou todo o dia no Córrego do Nozinho e de Caixa D'água, fazendo vistorias e distribuindo lonas plásticas.

DESABAMENTO FERRE MÃE E FILHA EM SUCUPIRA

(...) O muro cai sobre residência de Joseane Vasconcelos. (...) “Botaram lona no quintal da casa mas, não adiantou nada”. (...) O técnico da Defesa Civil de Jaboatão dos Guararapes, José Carlos Alves Pena (...) “A cidade está um caos. Em menos de 24 h foram registrados 73 ocorrências, sem contar com as vítimas do transbordamento do Rio Jaboatão”, informou.

Diário de Pernambuco

Sexta

9 de junho de 2000

AINDA HÁ PERIGO NOS MORROS

As chuvas acabaram mas o risco de deslizamentos ainda não. A própria Prefeitura do Recife reconhece o perigo dos morros. Os pontos mais críticos, segundo o Secretário de Política Sociais, Samuel Brito, ficam na Zona Norte. Nova Descoberta, Córrego da Areia e Alto do Buriti em Casa Amarela estão sob atenção especial da Defesa Civil. “Nestes locais estamos fazendo um trabalho emergencial, usando lonas plásticas para contenção das barreiras”.

CHUVAS PROVOCAM MAIS DESLIZAMENTOS

(...) O número de famílias desabrigadas por conta da chuva, já chega a 600, em todo o Estado.

Diário de Pernambuco
Sexta
16 de junho de 2000
CRIANÇA MORRE SOTERRADA EM JABOATÃO

Diário de Pernambuco
26 de junho de 2000
DESLIZAMENTO SOTERRA TRÊS CRIANÇAS

O deslizamento de uma barreira no Córrego do Carroceiro, no bairro da Guabiraba, soterrou três crianças.

Já são 7 mortos por desabamento

Com a morte da menina Caroline, de nove anos, sobe para 7 o número de mortos nos desabamentos causados pela chuva no Grande Recife.

Jornal do Comércio
Quarta
5 de julho de 2000
DESLIZAMENTO ASSUSTAM NOVA DESCOBERTA

(...) “Vou gastar mais de 2.000 reais para comprar o que perdi”
(...) a queda de um muro de arrimo destruiu a casa de um morador da Rua Santa Rosa (...) “como não tenho condições de pagar aluguel em outro lugar, tenho que ficar exposto ao perigo.”

Diário de Pernambuco
Quarta
5 de julho de 2000
CASA ATINGIDA POR QUEDA DE BARREIRA

(...) a barreira cedeu por volta das 23:30h, trazendo abaixo o muro de arrimo que protegia a casa de Manuel Antônio de Silva, além do muro de outra casa.

Diário de Pernambuco
Terça-feira
1 de agosto de 2000
INFARTE AO VER FILHO SOTERRADO

O líder comunitário Luiz Ferreira Cabral, de 52 anos (...) enfrentou muitas chuvas e deslizamentos de barreiras durante a vida. Há treze anos, ele lutava para melhorar as condições de alguns bairros da zona norte. Mas seu coração não agüentou quando viu seu filho (...) ser soterrado (...) em Nova Descoberta a 2km de sua residência. O menino salvou-se mais o pai teve um ataque cardíaco e não chegou vivo ao hospital Agamenon Magalhães, para onde foi levado.

Diário de Pernambuco
Terça-feira
1 de agosto de 2000
FENÔMENO PROVOCA PIOR TEMPORAL EM 40 ANOS

(...) julho de 2000 como mês mais chuvoso da ultimas quatro décadas, com 675 mm acumulados (...) A explicação para o temporal, segundo os especialistas, está no oceano atlântico. As chuvas estão sendo provocadas por algumas vilãs do tempo, conhecidas como perturbações de Leste e que já eram esperadas para junho e julho. As perturbações aquecem a superfície das águas do oceano acima das medias, elevando a temperatura, que normalmente é de 27 graus centígrados, para 28 graus. Pode parecer pouco , mais em se tratando de climatologia é muita coisa. (...) o aquecimento das superfícies da água do oceano aumenta o nível de evaporação, originando nuvens carregadas e que são levadas para a costa nordestina pelos ventos alíseos de sudeste (...) a força dos ventos, é tanta nesta época do ano que as nuvens são empurradas até 250 km

continente adentro. (...) . o que torna a situação complicada para o Recife é que as chuvas são contínuas e, para piorar, coincidem com o período de maré alta.

A LUTA CONTRA A CHUVA.

Em Jaboatão dos Guararapes, o prefeito Fernando Rodovalho decretou estado de emergência e suspendeu as aulas na rede municipal de ensino para que as escolas funcionem como abrigos. A Defesa Civil da cidade registrou 47 ocorrências e um total de 600 pessoas desabrigadas. Nos três distritos que formam o município – Cavaleiro, Prazeres e Jaboatão Velho – aconteceram deslizamentos de barreiras, (...) mas nenhuma morte, até o início da noite. (...) A defesa Civil de Olinda contabilizou 30 ocorrências, das quais 11 foram deslizamentos (com quatro vítimas fatais), 9 alagamentos e 10 pedidos de vistoria.

BARREIRA MATA DUAS PESSOAS EM OLINDA

Em Águas Compridas, o deslizamento de uma barreira destruiu duas casas e resultou na morte (...). O acidente aconteceu às 10h30. “Ouvimos um estrondo e ele percebeu o que estava ocorrendo e saiu para ajudar, mas não conseguiu ir muito longe”, (...). Ele morreu sob os escombros da casa de Maria RosianeRosine, que não havia saído.

CASAL MORRE AO TENTAR SALVAR IDOSO

Um casal (...) morreu soterrado sob uma barreira no bairro de Caixa d'água, em Olinda, ao tentar ajudar um senhor que morava sozinho. “Uma parte da barreira já tinha caído sobre a casa dele. Quando chegaram lá, a outra parte caiu em cima dos dois”, contou a vizinha e amiga do casal (...).

DOZE MORTES EM MENOS DE 24H

Doze pessoas morreram e pelo menos 28 feridos deram entrada nas principais emergências do Recife em decorrência das chuvas que castigaram a Região Metropolitana durante todo o dia de ontem. “Só este ano ano, as chuvas já mataram 28 pessoas no Estado. Muita gente foi atendida (...) todas vítimas de desabamento e soterramento de barreiras ocorridas na Zona Norte.

RMR SOFRE COM A FORÇA DAS ÁGUAS

A população da Região Metropolitana do Recife voltou a sentir a força de um de seus piores inimigos – a chuva. O maior temporal do ano (...) com 129 milímetros de precipitações, projetou julho para o mês mais chuvoso das últimas quatro décadas, mudou a rotina da cidade e acabou em tragédia para famílias que moram nas áreas de risco. (...) Doze pessoas morreram, 28 saíram feridas e 1,180 ficaram desabrigadas no Grande Recife por causa dos deslizamentos de barreiras e dos alagamentos.

Diário de Pernambuco

Quarta

2 de agosto de 2000

MORTES PODERIAM TER SIDO EVITADAS

Todas as morte ocorridas em decorrência da forte chuva que cai desde domingo poderiam ter sido evitadas. Quem garante é o professor titular de mecânica dos solos e fundações da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) Jaime Gusmão. Ele afirmou que a situação de alagamento e deslizamentos de barreiras já era tida como certa, mas não foi prevenida – assim como em anos anteriores – porque as autoridades não vêm

levando em conta o que os especialistas alertam. Revoltado, ele disse que o governo é responsável por não ter zelado pela integridade da população dos morros. “Não adianta prestar assistência técnica apenas em épocas de emergência. O trabalho nos morros tem que ser contínuo, desenvolvido por uma equipe de profissionais das mais diversas áreas, como engenheiros, geólogos e sociólogos”. O professor assegurou que existem morros na Região Metropolitana do Recife propícios para moradia, mas que esses locais continuam oferecendo risco por não estarem recebendo tratamento adequado por parte do governo, inclusive noções de educação ambiental às pessoas. Para evitar mortes de maneira imediata, Gusmão afirmou só haver uma solução: a retirada dos moradores dessas áreas de risco. O coro é reforçado pela mestra em arquitetura e urbanismo da UFPE Norma Lacerda. “SE os abrigos estão superlotados não é problema dos moradores. Cabe à prefeitura negociar outros locais para alojar a população. Temos pelo menos dois dias de chuva pela frente e o que estão esperando? Mais mortes?”. Um estudo realizado recentemente pela UFPE revelou que, atualmente, cerca de 430 mil pessoas moram nos morros do Recife. De acordo com Gusmão, há 50 anos a população do Recife era menor que esse número. “A população se aglomerou porque não é oferecida uma política de habitação nas áreas urbanas. Como os morros não são ocupados pelos habitantes formais, eles acabaram se tornando – assim como os mangues e alagados – uma alternativa para a população pobre”. O professor ainda faz um alerta. “Antes da chuva que começou no domingo, 12 % das encostas, o que representa cerca de 50 mil habitantes, era considerada de altíssimo risco. Esse número precisa ser urgentemente revisto porque já deve estar ultrapassado”.(...) De acordo com o professor da UFPE e presidente da associação brasileira de recursos hídricos José Almir Cirilo, já é possível prever, com algumas horas de antecedência, as áreas (bairros e até ruas) que podem ser

alagadas pelo transbordamento de um rio. Essa técnica vêm sendo utilizada, atualmente, com o rio Capibaribe.

MORADIAS SÃO DESTRUÍDAS

Três casas foram derrubadas pelas barreiras. Felizmente, não houve registro de mortos. (...) Apesar de não enfrentar problemas de inundações dos rios, o alerta fica por conta da grande quantidade de morro.

MENORES SOTERRADOS

Os menores (...) morreram ontem soterrados por conta da queda de uma barreira num engenho próximo a Usina Santa Terezinha.

DUAS MORTES EM CAMARAGIBE

Distante apenas 15 quilômetros do Recife, Camaragibe também está sendo castigada pelas chuvas, assim como a Capital Pernambucana. Ontem, o prefeito Paulo Santana decretou estado de calamidade pública na cidade. A população de quase 100 mil habitantes, dos quais 35 mil moram em áreas de morro, enfreta uma secessão de desabamento de encostas, desmoranamento de casas e alagamentos, além de mortes. (...) uma mulher e uma criança morreram soterradas depois da queda de uma barreira no loteamento (...).

Jornal do Comércio

Quarta

2 de agosto de 2000

EMERGÊNCIA: SALDO É DE 18 MORTOS

Rodovias interditadas, cidades ilhadas, novos desabamentos de barreiras, cerca de 17.500 pessoas desabrigadas no Estado e

um saldo trágico de 18 mortos (até às 23 h). O segundo dia de chuvas intensas em Pernambuco deixou um rastro de destruição nos municípios da Região Metropolitana do Recife e da Mata Sul. Um sobrevôo pelas cidades de Olinda e Jaboatão deu a dimensão exata do tamanho do estrago causado pelas chuvas. (...) Situação que se repetiu em diversos locais e levou 11 municípios a decretarem estado de emergência. O quadro de calamidade é tão grave que hoje o presidente da República, Fernando Henrique Cardoso, virá ao Recife para ver de perto as principais áreas atingidas pela enchente.(...) O município foi palco de mais uma tragédia provocada pela forte chuva dos últimos dias. Duas pessoas morreram e outras duas ficaram feridas em um deslizamento de barreiras ocorridos no Loteamento São Jorge (...). Com isso, subiu para 16 o número de mortos vítimas do temporal. (...) Existem no município 1.800 famílias em situação de risco, sendo que um terço da população mora em morros. “Fizemos 1.500 metros de muros de arrimo e distribuimos mais de 200 mil metros quadrados de lonas plásticas este ano, mas estávamos esperando uma precipitação de 100 milímetros em um dia e não esta quantidade de uma só vez”, justificou Miriam Pires, uma das coordenadoras da Comissão de Defesa Civil de Camaragibe

Diário de Pernambuco

Segunda

7 de agosto de 2000

BARREIRA DESLIZA E DESTRÓI 50 CASAS NO RECIFE

Por causa das chuvas, mais uma barreira deslizou no Recife, desta vez na Vila Boa Vista, em Nova Descoberta. O deslizamento aconteceu por volta das 21h de Sábado e deixou cerca de 100 famílias desabrigadas. Cinquenta casas foram destruídas e outras 50 tiveram parte da estrutura danificada, devendo ser demolidas hoje. Não houve vítimas. Segundo o

presidente da Codecir, Samuel Brito, o estrago não foi maior porque a população já tinha sido alertada, na noite anterior, do risco de continuar no local. “Conseguimos detectar o perigo de desabamento a tempo de retirar todo mundo”, afirma.

Segundo o líder comunitário, Iratangi Teodoro de Lima, a rachadura na barreira começou na sexta-feira. “Quando vi que o local estava ameaçado, liguei para Codecir, URB e Corpo de Bombeiros para que alguma providência fosse tomada”, conta. Iratangi diz ainda que, logo em seguida, a área foi isolada pela Codecir e os moradores começaram a sair das casas. (...)

(...) Samuel afirma que atualmente existem no Recife mais de cinco mil pontos de risco sendo monitorados pela Codecir.

Diário de Pernambuco

Quinta-feira

10 de agosto de 2000

ROTINAS ALTERADAS

O medo de uma nova tragédia afetou a rotina de inúmeros recifenses. Muitos dos que moram em pontos de risco de deslizamentos abandonaram suas casas e, mesmo após um dia de sol, não querem voltar por acreditar que a ameaça continua.

(...) “Depois que a televisão soltou esse boato, não vendemos mais nada”, comentou Eduardo Ramos da

Silva, gerente de uma avícola no Vasco da Gama.

(...)A Coordenadoria de Defesa Civil de Pernambuco (Codecipe) registrou mais de 200 ligações. Segundo o sargento Edgar Gomes, 90% eram em decorrência do boato. A Defesa Civil do Recife (Codecir) recebeu 86 chamados e o Corpo de Bombeiros registrou 70 telefonemas.

APREENSÃO CONTINUA

(...), o clima de expectativa continua, pois muitos deslizamentos de barreiras ainda estão acontecendo. Contudo, vários moradores se recusam a abandonar casas prestes a desmoronar e dizem que a ameaça de tromba d'água foi só mais um agravante.

“A nossa vida aqui já está por conta de Deus. Acredito que só ele pode nos salvar. Já perdi a conta das noites que fico de vigília, prestando atenção na barreira que está colada na minha casa. Infelizmente toda minha família mora no interior e para esses abrigos imundos eu não vou. Não quero ser tratada como resto de gente”, desabafou a dona de casa Flávia Maria da Conceição, 31, moradora de Dois Carneiros.

(...) Apesar das expectativas, nenhum incidente grave foi registrado em Jaboatão ou demais municípios vizinhos ao Recife, até porque não choveu em quase nenhum deles.

Diário de Pernambuco

Segunda

18 de setembro de 2000

CHUVAS CAUSAM MORTE E DESTRUIÇÃO

(...) Tanto a Região Metropolitana do Recife (RMR) quanto a Mata Sul sofreram com inundações e deslizamentos de barreiras. (...) Um bebê de 7 meses morreu soterrado em Belém de Maria. (...) Os deslizamentos registrados em mais de 30 pontos, sendo 23 só no Recife, soterraram casas inteiras, fizeram três feridos e interditaram oito trechos da BR-232 e um da BR-101.

Diário de Pernambuco
Segunda
18 de dezembro de 2000
OCORRÊNCIA RECORDE NO MÊS

As chuvas que caíram das 9h de Sábado às 9h de ontem na Região Metropolitana do Recife (RMR) registraram 76,9 milímetros, valor superior à média histórica de precipitações do mês de dezembro, que é de 67,5 milímetros.

TRABALHO ATÉ DE MADRUGADA

(...) A forte chuva que caiu durante todo o Sábado levou a Infraero a suspender pousos e decolagens no Aeroporto Internacional dos Guararapes.

CHUVA PROVOCA TRANSTORNOS EM TODA RMR

(...) Apesar de nenhuma ocorrência grave ou com vítimas, os órgãos de Defesa Civil e o Corpo de Bombeiros atenderam a pelo menos oito chamados relacionados a deslizamentos de barreiras, até a tarde de ontem.

Três barreiras chegaram a atingir imóveis – duas no Recife e outra em Olinda -, provocando apenas danos materiais. (...) o deslizamento de parte de uma encosta atingiu a casa da doméstica Aldelúcia Maria da Silva, 33, destruindo o banheiro da residência. (...) nenhum órgão público foi ao local avaliar a situação. “Faz dois dias que eu ligo para a defesa civil e ninguém aparece. Tenho medo que o outro pedaço da barreira caia também e acabe destruindo a casa”, declarou.

De acordo com Aldelúcia, a mesma barreira já havia caído durante o temporal de agosto, fazendo com que a casa de cima fosse demolida por ficar em situação de risco. “Não saio daqui

porque eu e meu marido estamos desempregados e não podemos pagar outra casa. Moro aqui há sete anos e nunca tinha me preocupado com chuva. É preciso construir um muro de arrimo. Da outra vez colocaram apenas algumas aparas de madeira, que não agüentaram agora”, opinou.

Diário de Pernambuco

Terça

27 de março de 2001

53 CASAS SÃO DEMOLIDAS NO IBURA

Uma equipe de 50 funcionários da Prefeitura do Recife demoliu, hoje, 53 casas que ofereciam risco de desabamento, na Vila Betel (UR-10), no Ibura. A iniciativa foi tomada pela municipalidade para prevenir acidentes no período das chuvas, uma vez que as famílias permaneceram no local, mesmo tendo recebido auxílio –moradia, durante a gestão da prefeitura passada.

CHUVAS: BAIRROS DO RECIFE GANHAM ESCRITÓRIOS PARA AÇÕES PREVENTIVAS

Foram iniciadas, nesta terça-feira, pela secretária adjunta de Planejamento da Prefeitura do Recife, Luciana Azevedo, as visitas de vistoria do Projeto Guarda-Chuva, para minimizar os efeitos da chuva no Recife. Nessa primeira visita, foram vistoriadas as quatro estações dos morros criadas pela Prefeitura do Recife. Os quatro escritórios ficam na Avenida Norte, na Guabiraba, no Ibura e no Alto Santa Terezinha. (...) A intenção da Prefeitura do Recife é instalar esses Núcleos Descentralizados de Defesa Civil em caráter permanente nos morros para que a operação inverno passe a acontecer durante todo o ano, e não apenas um mês antes do período das chuvas. O DIRCON atuará junto à Prefeitura do Recife, realizando o

controle urbano das localidades e intervindo para que não haja novas ocupações em locais de risco. A empresa de Urbanização do Recife (Urb) deverá desenvolver obras nas barreiras, como a construção de barreiras, escadarias, pavimentação e drenagem das canaletas. Em parceria com a Prefeitura, a Codecir trabalhará com agentes nos morros, tendo os primeiros cuidados para evitar o agravamento nos locais de risco. Já acontecem colocação de lonas plásticas, cortes de áreas de risco, identificação das casas que estão deslocadas, assim como o retaludamento das barreiras. O cadastro de voluntários da defesa civil para o trabalho em cada um dos pontos pré-selecionados ainda será realizado pela CODECIR. Ao todo, atualmente, são 10.500 de risco existentes 179 localidades das áreas do Recife. Hoje trabalham, a cada dia, 30 equipes em 30 diferentes localidades. Os 1.473 desabrigados do último inverno continuaram a serem atendidos pela Prefeitura, e 16 dos 19 abrigos já foram desativados. Aqueles que já estavam contam com o auxílio moradia de R\$ 151.

Diário de Pernambuco

Sexta

30 de março de 2001

CODECIR DESTROUBIU LONAS PLÁSTICAS PARA ÁREAS DE RISCO

(...) chuvas que caem na capital Pernambucana há dois dias. De acordo com assessoria de imprensa da CODECIR, as equipes do projeto Guarda-Chuva continuam a fazer vistorias na áreas de risco de desabamento de barreiras mas, até o momento, só houveram solicitações de lonas plásticas pela população residente nestas áreas. Nove solicitações foram registradas nesta manhã.

Jornal do Comércio

Quarta

4 de abril de 2001

CODECIR DESTRIBUIU LONAS PLÁSTICAS PARA ÁREAS DE RISCO

(...) A Operação Emergencial Guarda-Chuva, realizada pela Secretaria de Planejamento da Prefeitura do Recife, distribuiu 205 mil metros quadrados de lonas plásticas em áreas de risco da cidade. A operação, iniciada há quase uma semana, realizou 1.120 vistorias percorrendo 96 localidades distribuídas em 32 bairros com maior concentração de risco. Os técnicos visitaram cada área durante 3 dias, colocando lonas plásticas de proteção nas barreiras e identificando as casas com perigo de desabamento. (...) Foram entregues termos de advertência e negociadas as condições de saídas das famílias, diz a Secretária Adjunta de Planejamento, Luciana Azevedo. “As 52 famílias residentes no bairro do Ibura que tiveram suas casas demolidas, receberam um auxílio moradia de R\$ 150 até serem sorteadas pela Prefeitura para ocuparem moradias que estão sendo construídas para essa finalidade”. Ela informa a construção de um conjunto habitacional no Alto da Esperança, com 125 casas, e outro no Ibura para 113 famílias. A secretária Adjunta também anuncia a retomada da construção de 220 muros de arrimo e de obras coletivas (escadarias e pavimentações), além do cronograma de canais e canaletas.

Jornal do Comércio

Terça

17 de abril de 2001

CHUVAS: 56 OCORRÊNCIAS NESTA MANHÃ NO RECIFE, OLINDA E JABOATÃO

Chuvvas é sinônimo de preocupação para quem mora nas áreas de risco da Região Metropolitana do Recife. Nesta manhã, já

foram registradas 56 ocorrências pelas comissões de Defesa Civil do Recife, Olinda e Jaboatão dos Guararapes. (...) Das 7:00 as 10:00, foram registradas 28 ocorrências. As áreas mais críticas são Nova Descoberta e Ibura de baixo, onde o deslizamento de uma barreira atingiu um muro de arrimo, que desabou sobre algumas casas da Rua Doutor Vicente Rabelo, no mesmo bairro. Outro muro de arrimo destruiu casa da aposentada, (...) em Nova Descoberta. Segundo informações da CODECIR, não houve feridos, mas muitas famílias deixaram suas casas. (...) A maioria das reclamações são de ameaça de desabamento.

Diário de Pernambuco

Sexta

1 de junho de 2001

CODECIR NÃO REGISTRA OCORRÊNCIAS

A Comissão de Defesa Civil do Recife (Codecir) não registrou nenhuma ocorrência durante a chuva das últimas 12 horas. Como parte da operação Guarda-Chuva, os técnicos da Codecir estão percorrendo as áreas de risco.

Jornal do Comércio

Sexta

15 de junho de 2001

DEFESA CIVIL DO RECIFE REGISTRA 107 ATENDIMENTOS

(...) quinta feira, a Comissão de Defesa Civil do Recife (Codecir) registrou 107 chamadas. A maioria solicitações de vistoria. Apenas três casos despertaram a atenção dos técnicos. O primeiro aconteceu na UR12, no Ibura, onde uma tubulação estourou por baixa da terra, colocando em risco os moradores de uma barreira.(...) Nos últimos três dias a Codecir já distribuiu 330 lonas plásticas, num total de 45.320 m de comprimento.

Diário de Pernambuco**Sexta****15 de junho de 2001****CODECIR COMEÇA A REGISTRAR DESLIZAMENTOS**

Da noite de quarta feira até amanhã de ontem, a Comissão de Defesa civil do Recife registrou 14 deslizamentos parciais de barreiras. Os casos mais graves aconteceram em Três Carneiros e no Córrego do Euclides, onde duas casas foram parcialmente atingidas por barreiras. No Buriti, uma casa de taipa desmoronou. Por causa da chuva, um muro tombou no Alto de Santa Teresinha. (...) A Codecir tem mapeado 220 pontos de risco no Recife e, segundo informações do órgão, desde o início do programa Guarda-Chuva, em 21 de março, distribui 1,8 milhões de metros de lonas plásticas. (...) a Codecir recebeu 52 chamadas para vistoria e colocação de lonas para contenção de encostas. De acordo com os dados da Prefeitura há aproximadamente 80.000 casas construídas em áreas de morro, onde moram cerca de 400 mil pessoas. Dessas construções, 27 mil, o equivalente a 30 % das habitações, estão em área de risco. Outras 2,1 mil apresentam perigo iminente. Para evitar acidentes, 1.170 famílias já foram retiradas das casas e estão recebendo auxílio moradia para se manter em um imóvel alugado. Segundo a Secretária Adjunta de Planejamento, Luciana Azevedo, a PCR deverá entregar até o final do mês 238 casas, 125 no Ibura e 113 no Bairro da Esperaná em Dois Unidos. "Este ano entregamos 280 casas a moradores de morro e evitamos que outras 179 fossem destruídas em áreas de risco."

Diário de Pernambuco**Segunda****7 de janeiro de 2002****DESLIZAMENTOS DE BARREIRAS VOLTAM A ASSUSTAR A RMR**

O medo da destruição causada pela força das chuva voltou a assustar a população ontem. (...) solicitação de lonas plásticas para cobrir barreiras em estado crítico. Só na capital, 120 famílias que moram em áreas de riscos pediram ajuda a Prefeitura para evitar deslizamento de terra. A maioria reside em zona norte. Além do atendimento aos moradores das encostas dos morros, principalmente os de Casa amarela, Ibura e Jordão, técnicos da Coordenadoria de Defesa Civil de Recife (Codecir) retiraram 3 famílias, residentes em Nova Descoberta, Vasco da Gama e Alto da Esperança. (...) localizada no Córrego do Beiju, em Nova Descoberta, está rachada e a centímetros de uma barreira com mais de 10m de altura. (...) não houve vítimas. Na capital, a chuva que caiu das 9hs do sábado as 9hs de ontem foi de 42,9 milímetros cúbicos, que é quase a metade média de todo mês de janeiro (102 milímetros) , segundo dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET).

Diário de Pernambuco**Segunda-feira****14 de janeiro de 2002****ÁREAS DE RISCO DO RECIFE SÃO SINALIZADAS**

A Comissão de Defesa Civil do Recife (CODECIR) e a Diretoria de Controle Urbano e Ambiental (DIRCON) lançam hoje, no Córrego do Genipapo, uma campanha de sinalização das áreas de riscos nos morros da capital pernambucana. Cerca de mil placas de madeira e folhas de zinco serão espalhadas nestas localidades, como alerta de que se trata de

uma área onde há risco de vida e é proibido construir. (...) Segundo Luciana Azevedo, evitar construções nesses locais é uma das medidas mais eficazes de garantir a segurança nos morros .“ Não adianta apenas realizar obras coletivas, como a colocação de lonas plásticas, construção de murros de arrimo e retiradas das famílias no inverno. É preciso manter a área desocupada”.
