

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ESTUDO SOBRE A ESTABILIDADE DA  
ENCOSTA DO MORRO DE SAPINHATUBA I,  
ANGRA DOS REIS, RJ

**Vinicius Moreira de Castro**

2012



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro  

---

Escola Politécnica

## ESTUDO SOBRE A ESTABILIDADE DA ENCOSTA DO MORRO DE SAPINHATUBA I, ANGRA DOS REIS, RJ

Vinicius Moreira de Castro

Projeto de Graduação apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil da Escola  
Politécnica, Universidade Federal do Rio  
de Janeiro, como parte dos requisitos  
necessários à obtenção do título de  
Engenheiro.

Orientadores:

Marcos Barreto de Mendonça

Leonardo De Bona Becker

Rio de Janeiro

Fevereiro de 2012

ESTUDO SOBRE A ESTABILIDADE DA ENCOSTA DO MORRO DE  
SAPINHATUBA I, ANGRA DOS REIS, RJ

Vinicius Moreira de Castro

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE  
ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

---

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc..

---

Prof. Leonardo De Bona Becker, D.Sc.

---

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc..

---

Prof. André de Souza Avelar, D.Sc

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

Fevereiro de 2012

Castro, Vinicius Moreira de

Estudo Sobre a Estabilidade da Encosta do Morro de Sapinhatuba I, Angra dos Reis, RJ/ Vinicius Moreira de Castro. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, [2012].

IX, 75 p. 29,7 cm.

Orientadores: Marcos Barreto de Mendonça, Leonardo De Bona Becker.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2012.

Referências Bibliográficas: p. 62-64.

1. Análise de Estabilidade de Taludes, 2. Colúvios, 3. Rastejo, 4. Drenos Sub-Horizontais Profundos, 5. Método de Spencer.

I. Mendonça, Marcos Barreto de et al. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil, III. Título.

*“Por mais longa que seja a caminhada  
o mais importante é dar o primeiro passo.”*

**Vinicius de Moraes**

## **Agradecimentos:**

Primeiramente agradeço aos meus pais, irmão e avó que são a minha maior razão de viver. Não tenho palavras para descrever o que significam pra mim.

À Rachel, que é a melhor companheira que eu poderia ter e que apesar de pouco tempo na minha vida, já faz toda a diferença, me estimulando ser a cada dia uma pessoa melhor.

Aos meus amigos de curso que tantas dificuldades encaramos juntos, tantos finais de semana estudando, comemorando as vitórias, mas também presentes para apoiar quando as derrotas surgiam. A vocês devo boa parte da minha motivação para retornar à UFRJ depois de dois anos de matrícula trancada.

Aos meus professores e orientadores Marcos Barreto e Leonardo Becker, que me convidaram para participar desse projeto como estagiário, além de terem sido as primeiras pessoas a me estimular a escolha pela Geotecnia. Obrigado pela paciência e por todo aprendizado que me concederam.

Ao professor Maurício Ehrlich pelo aprendizado e por ter confiado a mim a função de monitor de sua disciplina durante todo ano de 2011.

Aos professores André Avelar e Willy Lacerda assim como todo o pessoal do GEOHECO, pelo apoio no desenvolvimento desse trabalho.

Aos professores Fernando Danziger e Elaine Garrido, pelo confiança e essencial apoio sempre que necessitei.

A todos vocês “muitíssimo obrigado”.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Estudo sobre a Estabilidade da Encosta do Morro de Sapinhatuba I,  
Angra dos Reis, RJ.

Vinicius Moreira de Castro

Fevereiro de 2012

Orientadores:

Marcos Barreto de Mendonça

Leonardo De Bona Becker

Curso: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta o estudo de estabilidade da encosta do Morro de Sapinhatuba I, localizado na região central do Município de Angra dos Reis, RJ.

Após visita realizada durante a execução desse trabalho, constatou-se a movimentação da encosta em questão. Estima-se que essa movimentação se dê por rastejo da camada coluvionar sobreposta a solo residual.

Foram realizadas retroanálises computacionais a fim de estimar o valor do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) da camada coluvionar, considerando fator de segurança igual a 1, haja vista a movimentação já estar ocorrendo.

Após obtenção dos valores de  $\phi'$  foi realizada uma simulação da influência do rebaixamento do nível d'água no aumento do fator de segurança do talude. Para o rebaixamento do nível d'água foi considerada a instalação de Drenos Sub-Horizontais Profundos (DHP) próximos à cota da Rodovia, a jusante do Morro de Sapinhatuba I

Ao final realizaram-se novas análises, considerando a encosta já estabilizada pelos DHP's, buscando novas possíveis superfícies de ruptura no talude.

Todas as análises desse trabalho foram feitas pelo método de Spencer através do *software* SLOPE/W.

*Palavras-chave:* Análise de Estabilidade de Taludes, Colúvios, Rastejo, Drenos Sub-Horizontais Profundos, Método de Spencer.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

Study on the Slope Stability of the Sapinhatuba I Hill, Angra dos Reis, RJ

Vinicius Moreira de Castro

February/ 2012

Advisors:

Marcos Barreto de Mendonça

Leonardo De Bona Becker

Course: Civil Engineering

This paper presents a slope stability study of Sapinhatuba I hill, which is located in downtown Angra dos Reis, RJ.

During the field inspection in November 2011, several signs of movement were seen in the slope. A thick colluvium layer is located on top of a residual soil. This colluvium is creeping.

Back analysis were conducted in order to estimate the friction angle ( $\phi$ ) of the colluvial layer. The safety factor was set to 1.

After obtaining the values of  $\phi'$ , a simulation of the influence of the lowering of water level in the increase of safety factor was conducted.

For the water table lowering, deep horizontal drains were considered.

All analysis of this study were made by software SLOPE/W using Spencer's method.

Keywords: Slope Analysis, Colluvium, Creep, Horizontal Drains, Spencer's Method



## ÍNDICE

<b>1. Introdução.....</b>	<b>01</b>
1.1. Relevância e Objetivo do Estudo .....	01
1.2. Apresentação da Monografia .....	02
<b>2. Aspectos Gerais da Região Estudada .....</b>	<b>03</b>
2.1. Dados geográficos e históricos .....	03
2.2. Aspectos Geológicos e Geotécnicos .....	08
2.2.1. Da região de Angra dos Reis .....	08
2.2.2. Do morro de Sapinhatuba I .....	09
<b>3. Formação de Colúvios .....</b>	<b>18</b>
<b>4. Movimentos de Massa .....</b>	<b>21</b>
<b>5. Métodos de Estabilização de Taludes em Solo .....</b>	<b>26</b>
<b>6. Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes .....</b>	<b>34</b>
6.1. Objetivos e Tipos .....	34
6.2. Métodos de Equilíbrio Limite .....	35
<b>7. Análises de Estabilidade Aplicadas ao Morro de Sapinhatuba I .....</b>	<b>45</b>
7.1. Objetivo das Análises .....	45
7.2. Retroanálise .....	45
7.2.1. Determinação do Perfil mais Desfavorável.....	49
7.2.1.1. Perfil 1.....	49
7.2.1.2. Perfil 2 .....	50
7.2.1.3. Perfil 3 .....	52
7.2.1.4. Conclusão Quanto ao Perfil mais Desfavorável .....	53
7.2.2. Retroanálise no perfil mais desfavorável para diferentes posições do nível d'água.....	53
7.2.2.1. Profundidade do N.A. igual a 1 metro .....	54
7.2.2.2. Profundidade do N.A. igual a 5 metros.....	55
7.2.3. Conclusão quanto aos Valores de $\phi$ Obtidos na Retroanálise.....	57
7.3. Estudo do rebaixamento do N.A. para aumento do FS.....	57
7.4. Verificação de possíveis novas superfícies de ruptura após rebaixamento do N.A.....	59
<b>8. Conclusões e Considerações finais.....</b>	<b>61</b>
<b>9. Referências Bibliográficas.....</b>	<b>63</b>

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Relevância e Objetivo do Estudo

Nos grandes centros urbanos brasileiros, o crescimento populacional tem tomado grandes proporções nas últimas décadas, saturando as regiões habitáveis e levando a ocupações irregulares em regiões geologicamente desfavoráveis para habitação.

Os aspectos geográficos, geológicos, geomorfológicos e climáticos, estes últimos principalmente durante o verão, são os principais determinantes para a ocorrência de deslizamentos em uma região, os quais se tornam agravados quando associados a essa ocupação desordenada do solo. No Brasil, os escorregamentos são os acidentes mais comuns ligados às causas geológicas e entram em evidência principalmente nos períodos chuvosos (SOARES, 2006).

Ao longo de anos o Município de Angra dos Reis e regiões próximas vêm sofrendo com esses escorregamentos. Isso se deve à formação geológica da região, e sendo agravado pela ocupação desordenada do solo. Os escorregamentos têm causado elevado número de mortes, feridos e desabrigados.

A Prefeitura de Angra dos Reis (2005) apresentou um levantamento preliminar das áreas de acidentes associados a movimentos de massa, apontando doze morros que tiveram sua situação bastante agravada após as chuvas de 2002.

Em 2010 a Prefeitura de Angra dos Reis, através da Secretaria do Ambiente do Estado do Rio de Janeiro, contratou a Fundação COPPETEC/UFRJ para realização de estudos adequados à análise, classificação e mapeamento das áreas segundo seus respectivos graus de risco diante de possíveis futuras ocorrências de deslizamentos. Esses estudos visam servir como instrumento para o planejamento frente aos riscos diferenciados, orientando a elaboração de projetos de engenharia geotécnica, em caráter preventivo ou adaptativo.

O presente trabalho tem como objetivo analisar a movimentação de massa do morro de Sapinhatuba I, uma das áreas contempladas pelo estudo supracitado. Essa área fica localizada na região central do Município de Angra dos Reis, contíguo à rodovia BR-101, no trecho da Rio-Santos. A partir da análise de estabilidade da referida encosta, que já se encontra em movimento de rastejo, serão avaliados os parâmetros geotécnicos e as medidas mais viáveis para a minimização do risco associado, considerando os aspectos técnicos e econômicos.

As análises de estabilidade serão realizadas pelo método de Spencer, empregando-se o *software* SLOPE/W da Geo-Slope International.

## 1.2. Apresentação da Monografia

Esse trabalho é dividido em oito capítulos conforme descrito a seguir.

O primeiro capítulo corresponde a introdução descrevendo a relevância e objetivos desse estudo. O segundo capítulo apresenta os aspectos gerais da região estudada, abordando brevemente dados geográficos, históricos, geológicos e geotécnicos, tanto para a região de Angra dos Reis, quanto para o Morro de Sapinhatuba I.

O terceiro capítulo aborda sobre a formação de solos coluvionares, citando algumas características específicas quanto ao comportamento mecânico.

O quarto capítulo demonstra alguns dos movimentos de massa, abordando mais detalhadamente sobre o mecanismo de rastejo.

O quinto capítulo aborda os métodos de estabilização de taludes em solo, com foco maior nos drenos sub-horizontais profundos (DHP's), por ser o sistema de drenagem adotado para as análises de estabilidade considerando rebaixamento do N.A.

O sexto capítulo apresenta os métodos de análise de estabilidade de taludes, com foco no método de Spencer o qual foi adotado para as análises desse trabalho.

O sétimo capítulo consiste nas análises propriamente ditas, começando com as retroanálises para estimativa do ângulo de atrito da camada coluvionar, e seguido de análises para determinar a estabilidade da encosta do morro de Sapinhatuba I através de rebaixamento do N.A. devida à instalação de DHP's.

O Oitavo capítulo apresenta as conclusões e considerações finais desse trabalho.

## 2. ASPECTOS GERAIS DA REGIÃO ESTUDADA

### 2.1. Dados geográficos e históricos

O Município de Angra dos Reis fica a 151km do Município do Rio de Janeiro e a 411km do Município de São Paulo, pela rodovia BR-101. Está localizado no extremo sul do Estado do Rio de Janeiro (figura 1), com coordenadas geográficas na latitude 23° 00' 24" S e longitude 44° 19' 05" W. Sua área total é de 819km<sup>2</sup>, onde 626km<sup>2</sup> correspondem à parte continental e 193km<sup>2</sup> à parte insular. O município faz divisa ao norte com Município de Bananal – SP, ao sul com o Oceano Atlântico, a nordeste com o Município de Mangaratiba – RJ, e a oeste com Município de Parati – RJ. O Município é dividido em quatro distritos com um total de cento e três bairros (PMAR, 2011).

A região de Angra dos Reis foi colonizada em meados de 1556. No século XVIII o Porto de Angra foi o maior escoadouro de ouro, proveniente de Minas Gerais, para Portugal. A região sempre teve papel de destaque na agricultura, acompanhando os grandes ciclos de culturas registrados através da história, sendo hoje baseada no plantio da banana. Tal vegetação é indicativa de terreno formado por depósito coluvionar, bastante propício a movimento de massa (SOARES, 2006).

A partir da década de 40, a região apresentou um grande desenvolvimento na área industrial com conclusão do ramal ferroviário, reconstrução do porto e instalação de estaleiros. A década de 60 foi marcada pelas transformações sociais e ambientais, quando o município foi declarado área de segurança nacional devido à implantação da Central Nuclear. Esse empreendimento e outros tais como o terminal da Baía da Ilha Grande (Tebig), a construção do trecho Rio-Santos da rodovia federal BR-101 e o estaleiro Verolme, levaram a um aumento populacional considerável no município sem que houvesse infraestrutura suficiente para abrigar a todos. Dessa forma, boa parte da população ocupou desordenadamente os morros do centro da cidade e adjacências (SOUZA, 2003).

Conforme levantamento relatado por COPPETEC (2011), a região central de Angra dos Reis (figura 2) possui 9.341 famílias cadastradas com total de 30.026 pessoas, com base em janeiro de 2011.

A área de estudo deste trabalho, o morro de Sapinhatuba I (figuras 3a e 3b), está localizada na região central do município, contíguo à rodovia BR-101, possui 338 famílias totalizando 1.205 pessoas cadastradas.

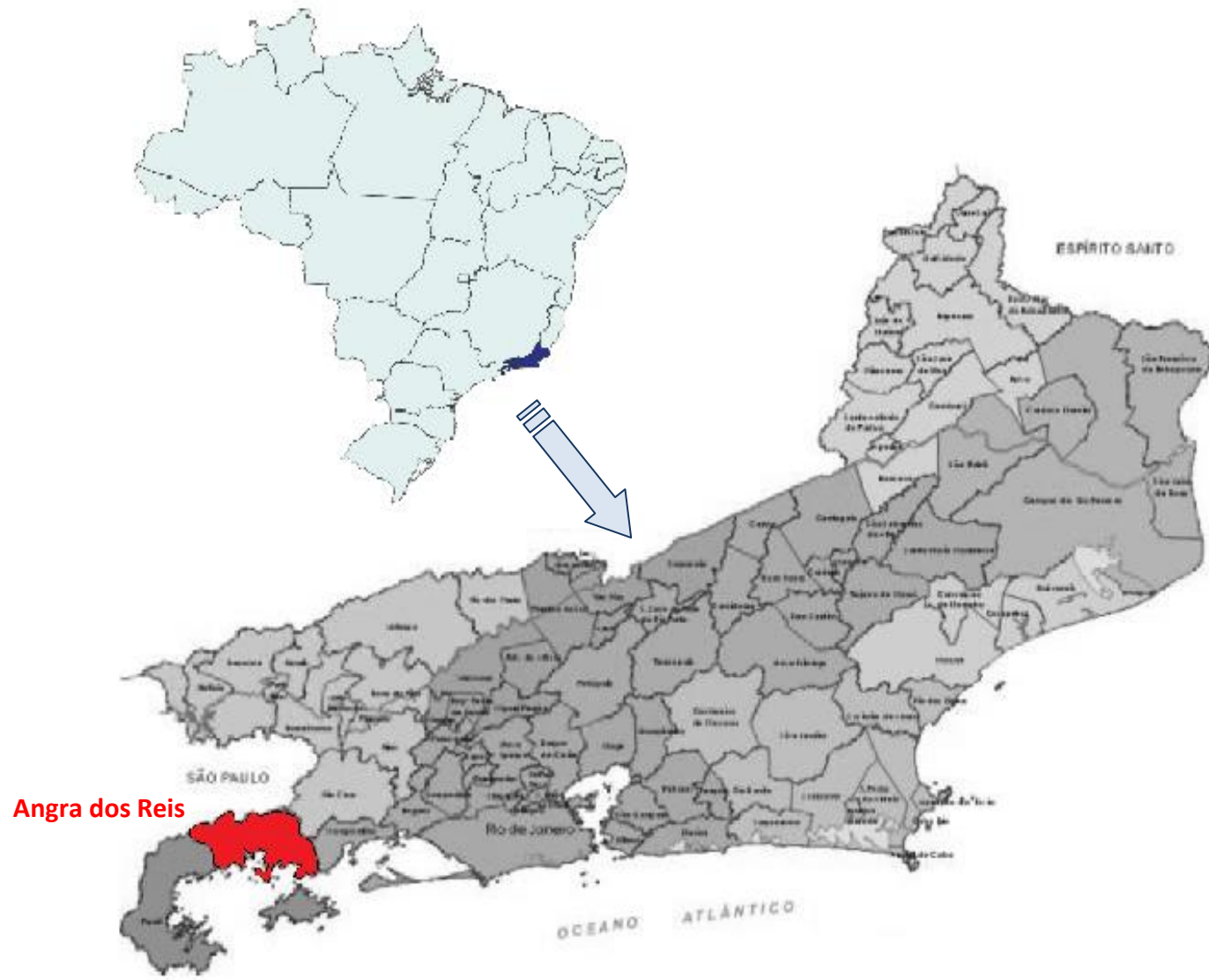


Figura 1 – Localização do Município de Angra dos Reis

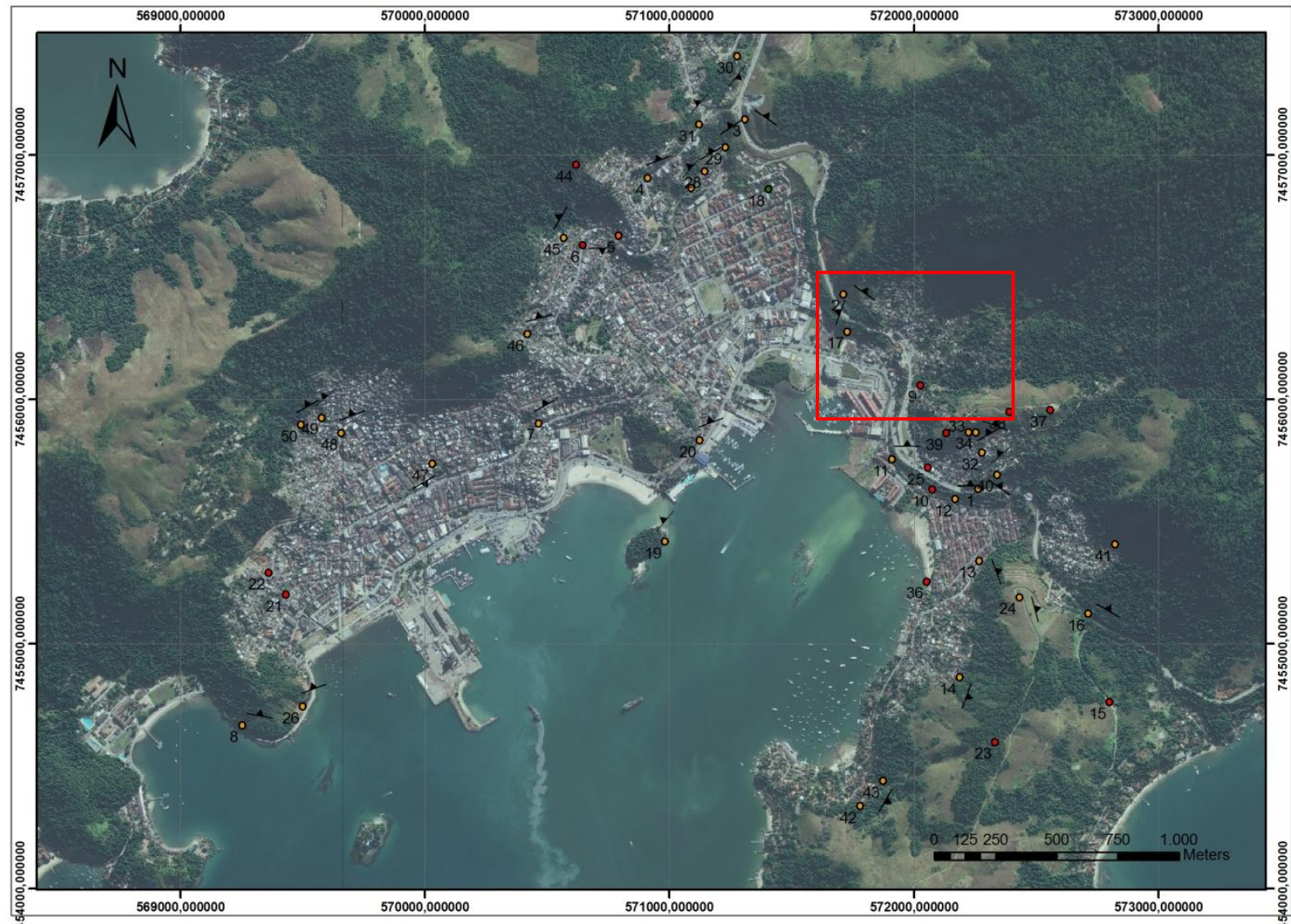


Figura 2 – Região Central de Angra dos Reis com marcação da localização do morro de Sapinhatuba I

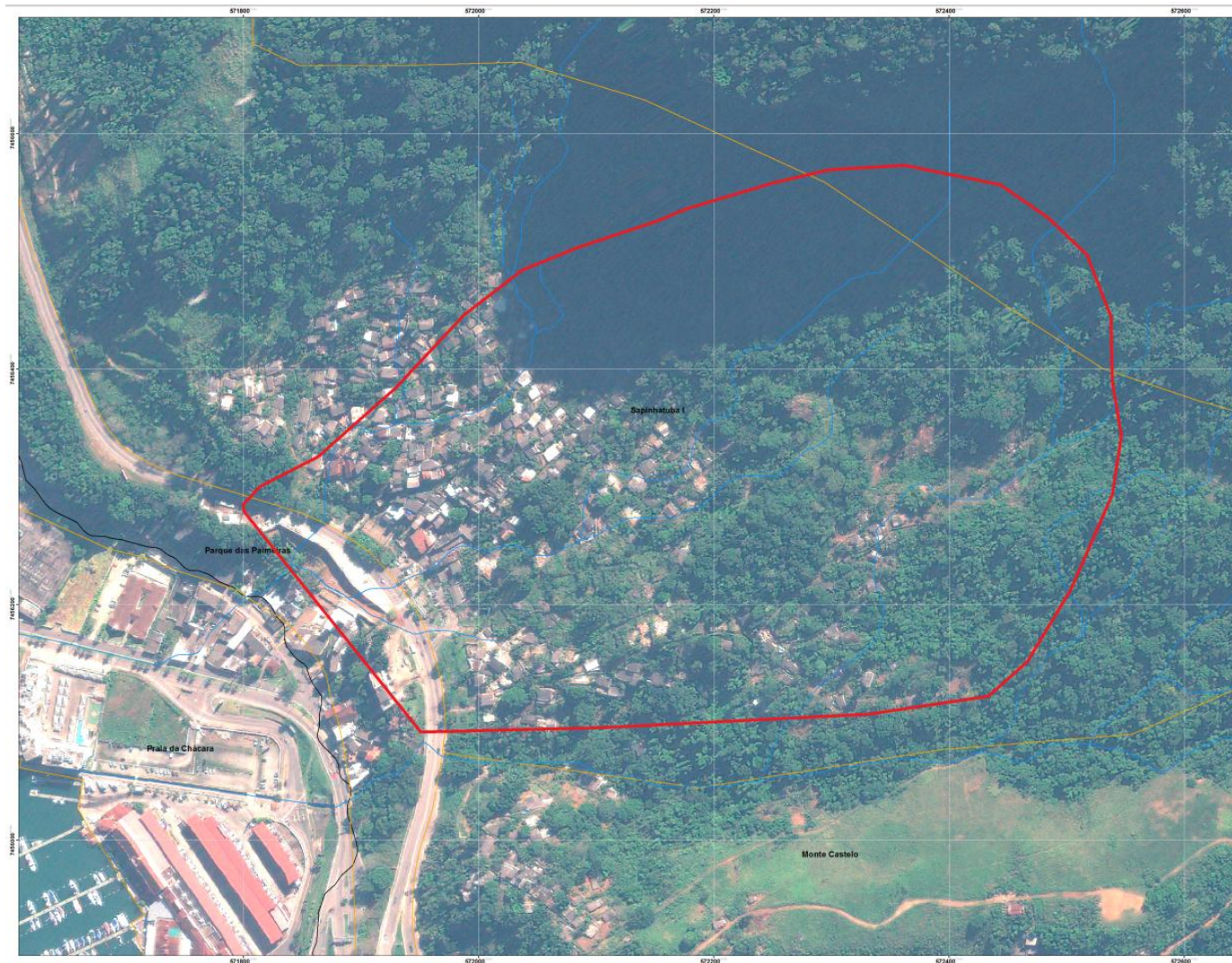


Figura 3a – Morro de Sapinhatuba I com área de estudo demarcada.

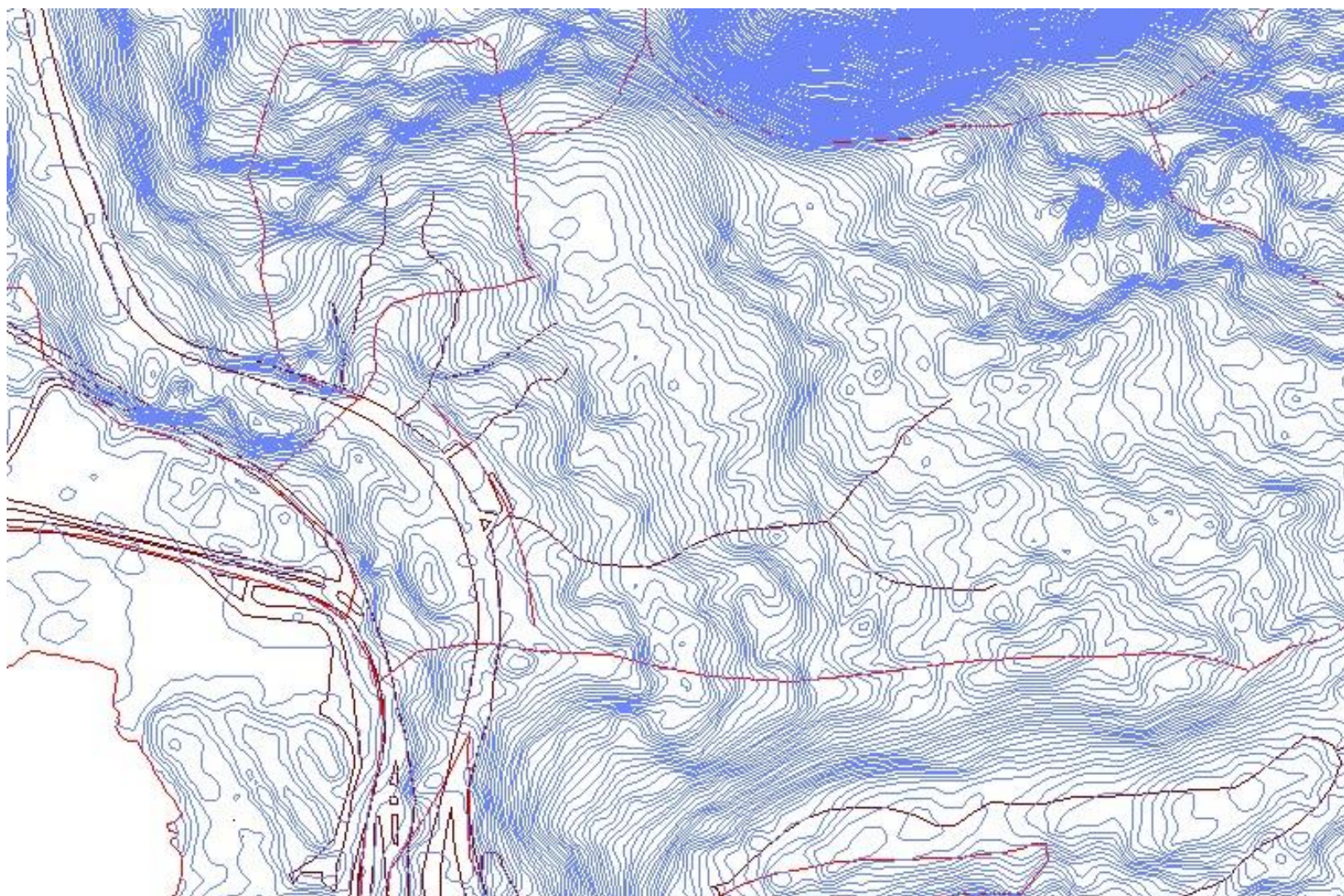


Figura 3b – Topografia do Morro de Sapinhatuba I (curvas de nível a cada 2 metros).



## 2.2. Aspectos Geológicos e Geotécnicos

### 2.2.1. Da região de Angra dos Reis

Foram identificadas quatro unidades básicas de litologia na região do centro de Angra dos Reis, a partir de visitas de campo em 56 pontos de afloramentos de rocha. As duas que praticamente predominam são: biotita ortognaisse migmatítico e granito equigranular isotrópico. As outras duas unidades são o pegmatito de composição granítica e dique de diabásico, mas essas em baixa ocorrência dentre os afloramentos visitados (COPPETEC, 2011).

A biotita ortognaisse migmatítico é a litologia predominante, contendo essencialmente K-feldspato, plagioclásio, quartzo e biotita como mineral máfico predominante. Trata-se de rocha com coloração escura e textura equigranular. Quanto ao granito isotrópico, essa se constitui da segunda litologia mais abrangente na área estudada e é composto essencialmente por microclina, plagioclásio, quartzo e biotita e alguns outros minerais em menores proporções. Abaixo a figura 4 apresenta o mapeamento geológico da região central de Angra dos Reis.

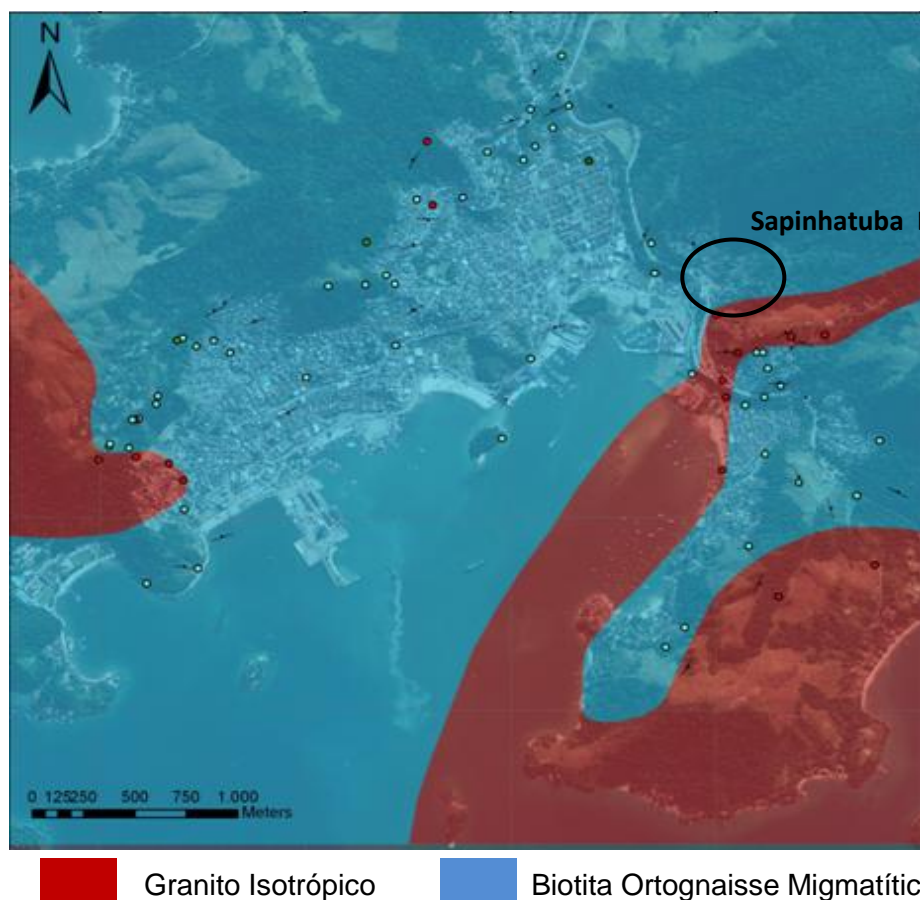


Figura 4 – Mapa Geológico da região central de Angra dos Reis com indicação da região estudada (COPPETEC, 2011)

Quanto ao mapeamento dos solos característicos da região, a COPPETEC (2011) relatou a as seguintes categorias: 1) afloramento de rocha, 2) depósito de praia, 3) depósitos flúvio-marinhos, 4) depósitos de mangue, 5) aterros, 6) depósitos de colúvio, 7) saprolito raso e 8) saprolito espesso (figura 5). Os saprolitos rasos compõem camadas de solos com espessuras de até 2 metros, com grande quantidade de blocos e localizados em encostas muito íngremes aonde podem aflorar a rocha. Os saprolitos espessos são solos de elevada profundidade, muito intemperizados e que tendem a apresentar uma quantidade menos significativa de blocos de rocha. Os depósitos coluvionares são materiais espessos, com grande quantidade de blocos e que se situam em áreas côncavas no sopé de algumas vertentes (COPPETEC, 2011).

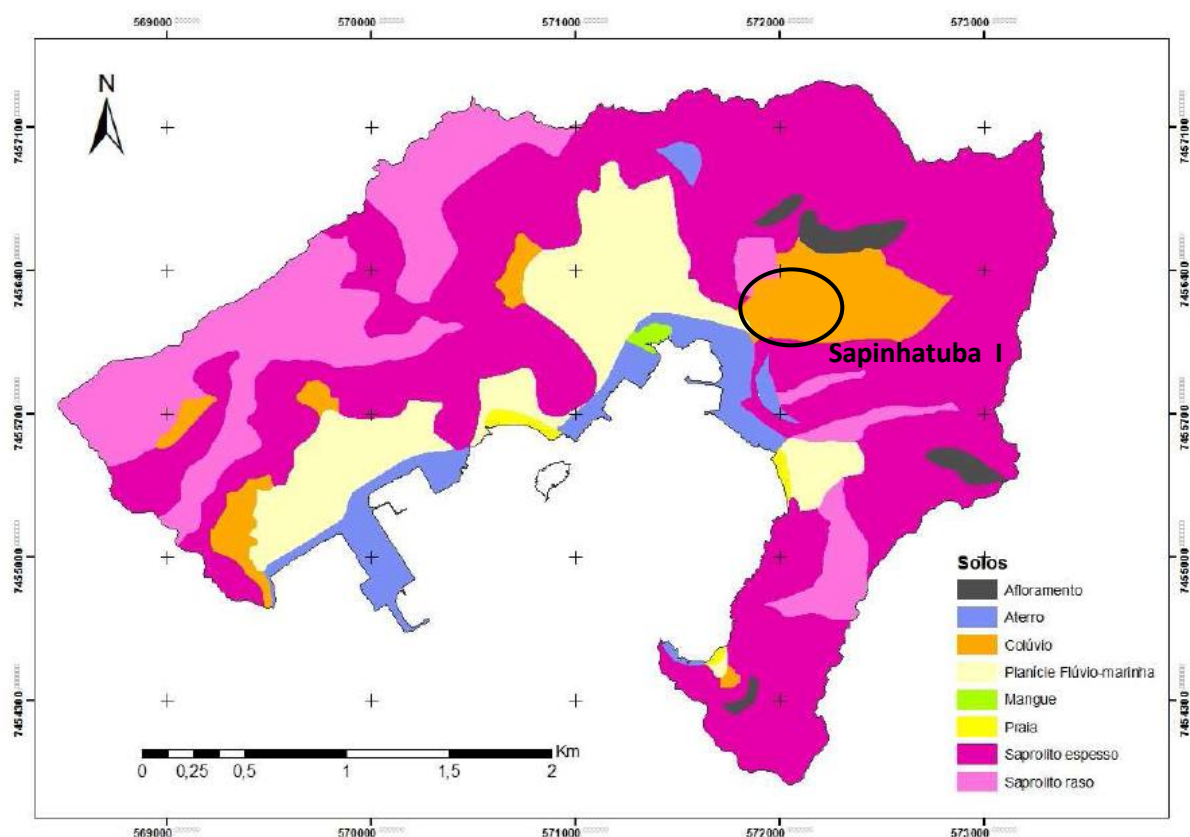


Figura 5 – Mapa de solos da região central de Angra dos Reis com indicação da região estudada (COPPETEC, 2011)

### 2.2.2. Do morro de Sapinhatura I

O morro de Sapinhatura I é formado por um grande depósito coluvionar sobreposto a solo residual. Esse depósito possui grande variedade granulométrica, com presença de matações e blocos de grandes dimensões. A formação de solos coluvionares será abordada no capítulo 3.

A partir do mapa topográfico verifica-se que o talude do depósito coluvionar do morro de Sapinhatuba I apresenta inclinação entre  $12^\circ$  e  $20^\circ$ , com média de  $16^\circ$  e baseando-se em dados geomorfológicos estima-se que a camada coluvionar tenha espessura variável entre 10 e 20 metros.

Durante o presente trabalho, conforme visita realizada ao morro de Sapinhatuba I em 04/11/2011, verificou-se a presença de matacões e blocos (figura 6) nas regiões mais baixas e blocos de grandes dimensões (figura 7) nas regiões mais altas da encosta.



Figura 6 – Matacões e blocos menores (visita 04/11/2011)

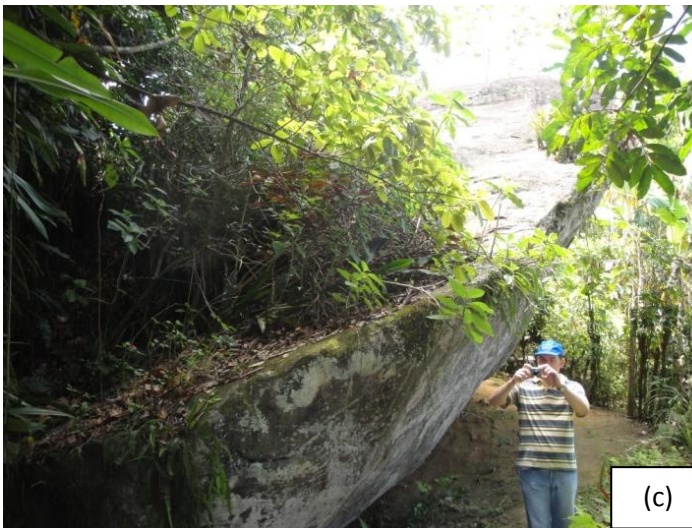
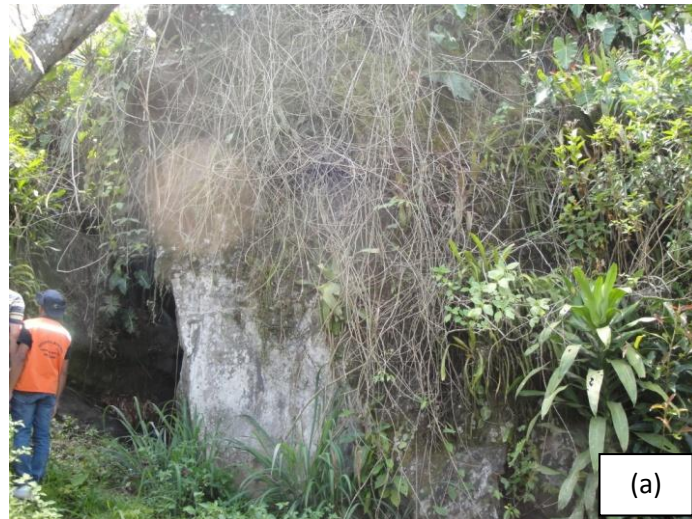


Figura 7 – Blocos maiores na parte superior da encosta (visita 04/11/2011)

A encosta do morro em questão é densamente habitada (figura 8) desde a sua porção mais baixa até a região central. A densidade de ocupação vai diminuindo a medida que se

aproxima da escarpa rochosa a montante. Observa-se que o terço superior da encosta não é ocupado por moradias, com presença da vegetação típica da região (figura 9).

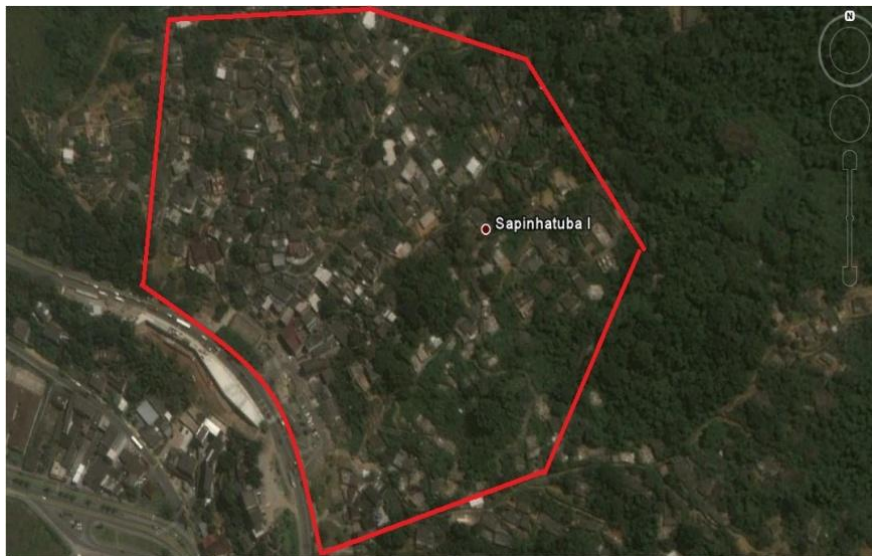


Figura 8 – Vista da zona de ocupação no morro de Sapinhatuba I

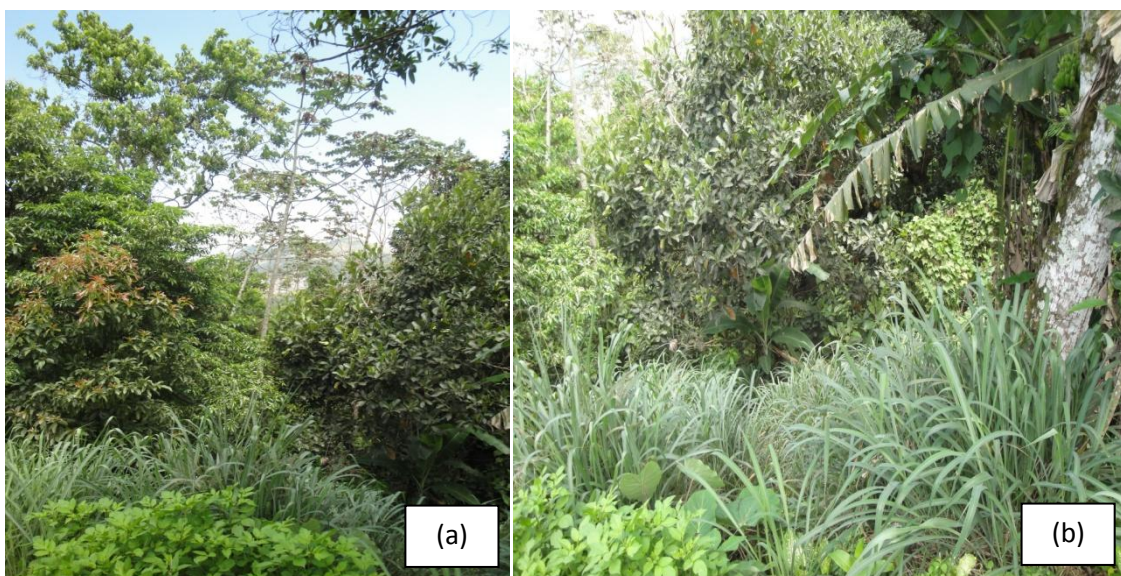


Figura 9 – Vegetação na região alta do Sapinhatuba I (visita 04/11/2011)

Foram observados, durante a visita técnica realizada no local (04/11/2011), pequenos córregos em alguns pontos ao longo da encosta. Havia também, ao longo da encosta, alguns indícios de ações antrópicas que podem contribuir com a instabilização da encosta, ressaltando ligações deficientes de água e esgoto (figura 10) e pequenos cortes inadequados do terreno para implantação de construções.



Figura 10 – Tubulações de água e esgoto deficientes (visita 04/11/2011)

Há alguns anos foi detectada intensa movimentação da massa de solo através de indícios como canaletas de drenagem desalinhadas (figura 11), postes desaprumados (figura 12), trincas no solo e no calçamento (figura 13) e em construções (figura 14). Por conta dessa movimentação, a Prefeitura Municipal de Angra dos Reis interditou muitas das moradias, já tendo inclusive demolido boa parte delas.

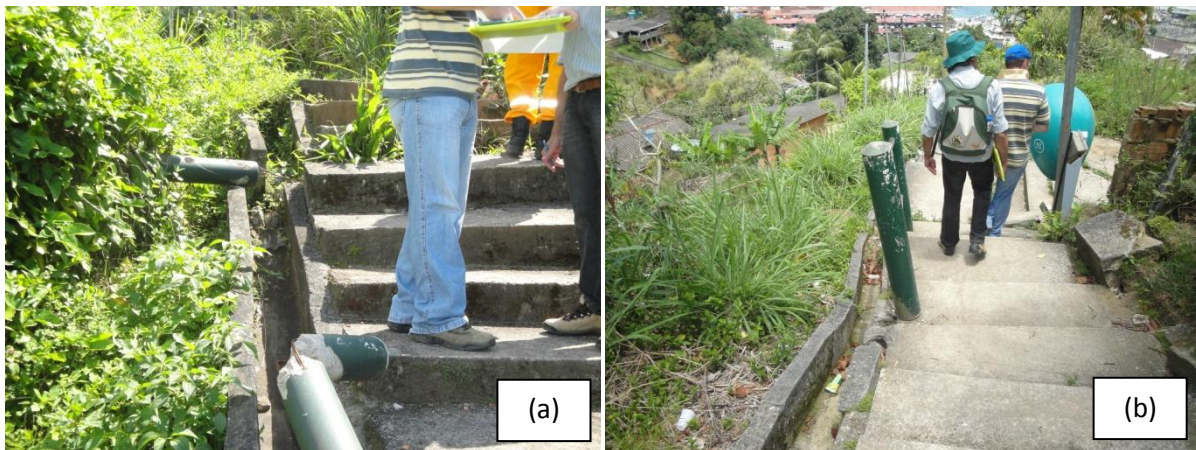


Figura 11 – Canaletas desalinhadas (visita 04/11/2011)



Figura 12 – Postes desaprumados (visita 04/11/2011)



Figura 13 – Trincas no solo e calçamento do Sapinhatuba I (visita 04/11/2011)



Figura 13 – Trincas no solo e calçamento do Sapinhatuba I (visita 04/11/2011)

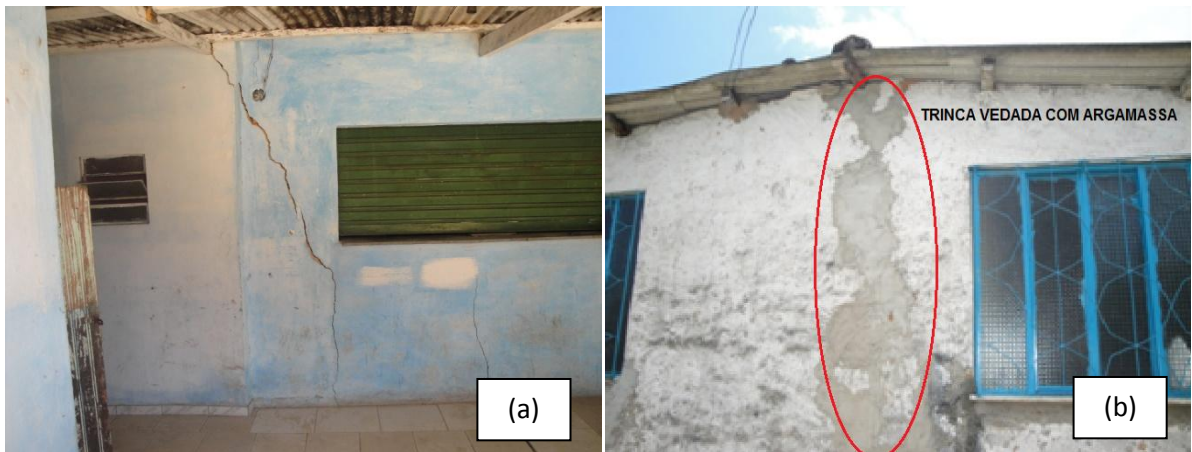


Figura 14 – Trincas em residências (visita 04/11/2011)

Na figura 15 estão indicados em planta os pontos onde foram observadas trincas na superfície e alguns outros sinais de movimentação (canaletas tortas, postes desaprumados etc.) da encosta durante a visita técnica em 04/11/2011.



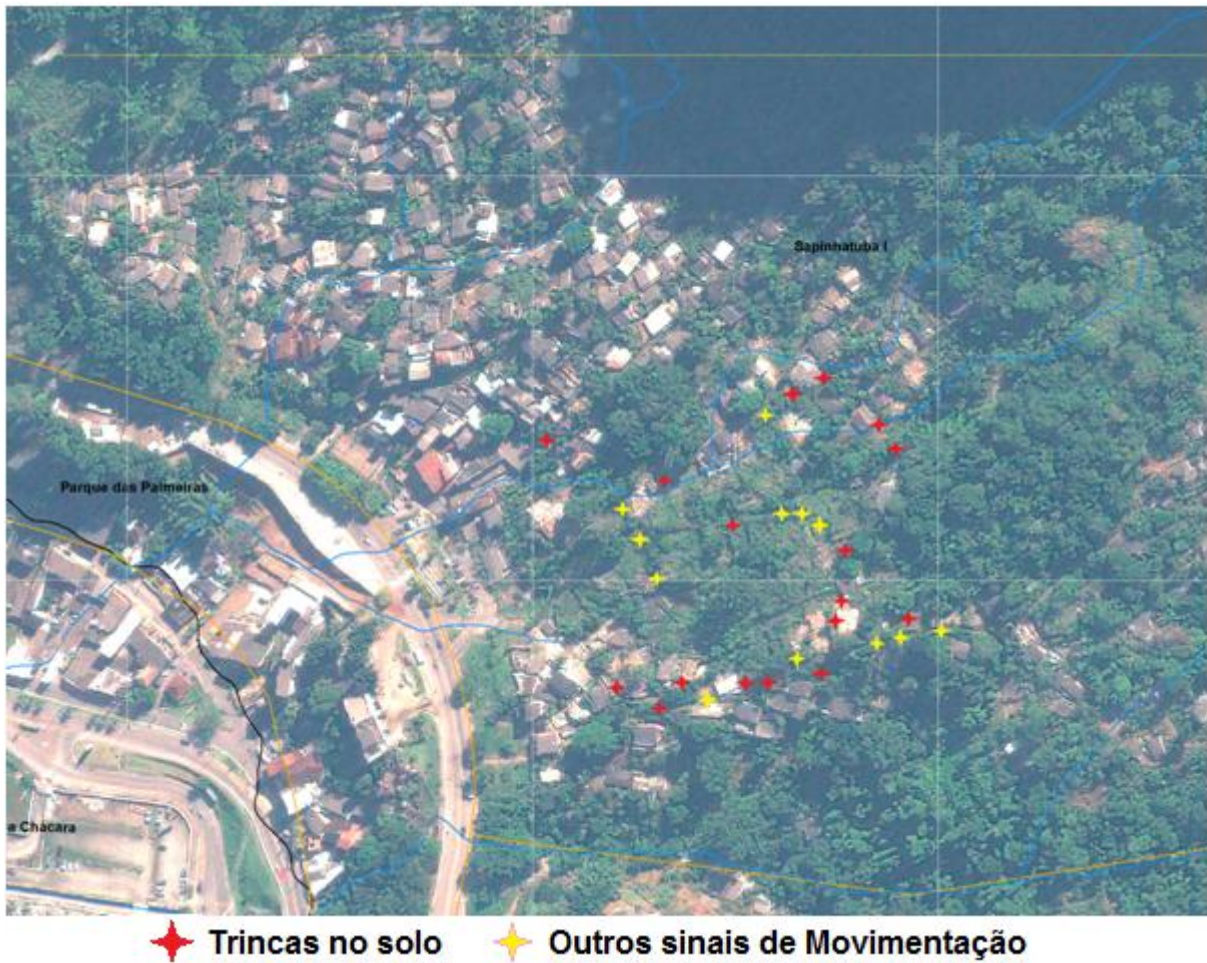


Figura 15 – Trincas e sinais de movimentação detectados durante visita em 04/11/2011

A COPPETEC (2012), através de estudo em desenvolvimento, elaborou o mapa de suscetibilidade aos deslizamentos para a região central de Angra dos Reis, apontando alta e muito alta suscetibilidade para rastejo em boa parte do morro de Sapinhatura I (figura 16). Para tal, foi adotada a metodologia desenvolvida e aprimorada por GEOHECO-SMAC/RJ (2000), AVELAR et al. (2001) e COELHO NETO et al. (2007).

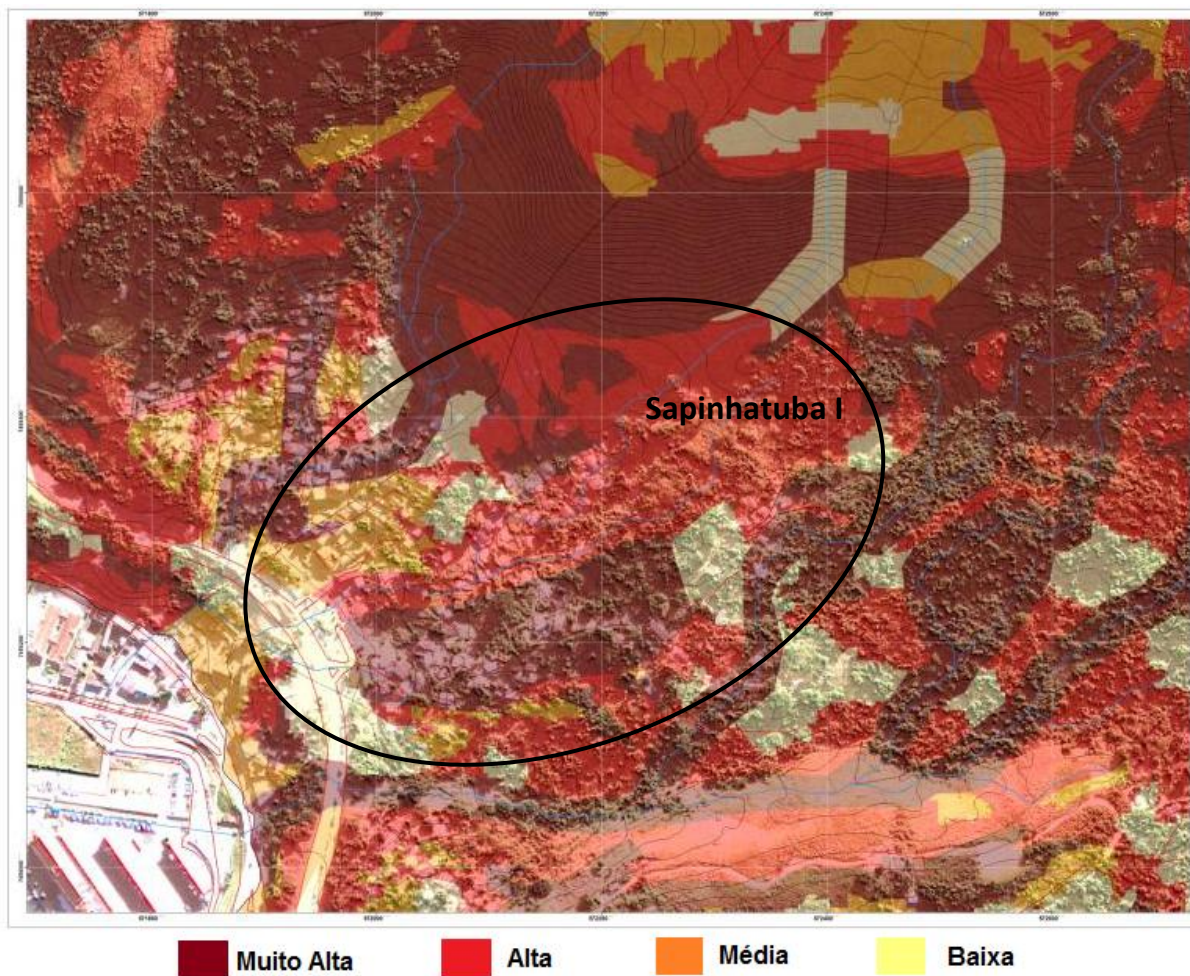


Figura 16 – Mapeamento da Suscetibilidade ao deslizamento com indicação da região estudada (COPPETEC, 2012)

Em função do perfil do subsolo estimado para a encosta do morro Sapinhatuba I (depósito de colúvio de aproximadamente 15 metros de espessura, com inclinação média de  $16^\circ$  sobre solo residual), dos indícios de movimentação observados em campo e do mapa de susceptibilidade ao deslizamento, inferiu-se que a tipologia de movimento de massa seja de rastejo da massa de colúvio.

### 3. FORMAÇÃO DE COLÚVIOS

Pelas análises preliminares apresentadas anteriormente é de se esperar que a movimentação do morro de Sapinhatuba I esteja ocorrendo devido à camada coluvionar. Por esse motivo julgou-se adequado fazer uma abordagem sobre a formação de colúvios no presente trabalho.

Os solos são produto do intemperismo das rochas quando estas estão expostas aos agentes de intemperismo como vento, água, dentre outros. O intemperismo pode ser dividido em três classes: químico, físico e biológico. Intemperismo físico é o processo no qual ocorre desagregação e redução das partículas sem alteração química, por ação de agentes como a água, vento, gelos, gravidade etc. O intemperismo químico ocorre através de reações químicas, como hidrólises e eletrólises, modificando os minerais componentes das rochas de origem. O intemperismo biológico se dá pela ação de macro ou micro-organismos e geralmente está associado a um algum outro tipo de intemperismo. Os fatores que controlam os processos de intemperismo são a composição e textura da rocha de origem, o clima, a topografia, a cobertura vegetal e o tempo (MSHANA *et al*, 1993 *apud* RODRIGUEZ, 2005)

Os solos residuais são formados pelo intemperismo atuante sobre a rocha e, como permanecem no local de formação, fazem parte dos perfis de intemperismo que variam de local para local, de acordo com o tipo de rocha e sua estrutura, topografia do terreno, taxas de erosão, condições de nível d'água e do clima.

A diferença básica entre o solo residual e o transportado é a existência dos fenômenos de transporte e de deposição que ocorrem apenas nos solos transportados, pois nos residuais as partículas sofrem pequenas ou nenhuma movimentação.

No caso dos solos transportados, a formação depende, além do intemperismo, do tipo de transporte e deposição dos grãos, da textura e do tamanho dos grãos. Os solos transportados são classificados em função do agente de transporte como: depósitos aluviais, glaciais, eólicos, marinhos e coluvial ou tálus (ABRAMSON, 1995 *apud* RODRIGUEZ, 2005).

No Brasil, a definição de colúvio mais referenciada é a de LACERDA e SANDRONI (1985) que consideram colúvio um depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou à pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas (figura 17). LACERDA (2002) considera que o termo colúvio abrange os tálus, as massas escorregadas, os detritos de avalanches e, ainda, os produtos de erosões causadas pelo fluxo superficial da água de chuva

depositados em taludes, também conhecido como alúvios. Porém o termo alúvio melhor se aplica ao solo transportado por água e depositado em corpos hídricos.

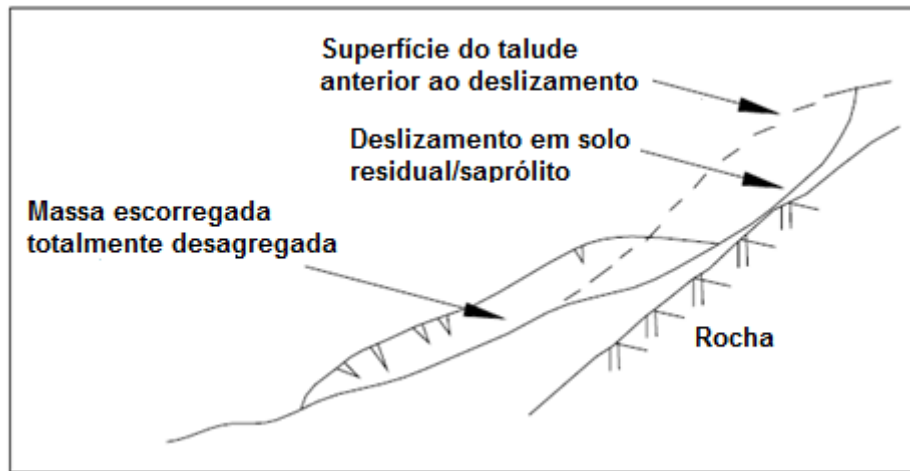


Figura 17 – Colúvio proveniente de deslizamento (Modificado de LACERDA, 2002)

O termo colúvio em resumo, corresponde a toda massa de solo que sofre transporte, principalmente por ação da gravidade e deposição do material fonte. Na literatura geotécnica existe uma tentativa de separar a terminologia de talus da de colúvio em decorrência de sua formação mais grosseira (RODRIGUEZ, 2005).

LACERDA (2004) apud (RODRIGUEZ, 2005) considera como tálus verdadeiro o depósito formado pela queda de blocos de escarpas rochosas e ressalta que estes depósitos são mais comuns em regiões de clima temperado em locais com pouco ou nenhuma formação de solo residual.

Conforme a NBR 6502/1995 colúvio se refere ao termo genérico aplicado a depósitos de solos predominantemente originados pela ação da gravidade e o termo tálus se refere ao depósito inconsolidado, ocorrendo na base de anfiteatros naturais ou na base de elevações abruptas, por efeito da gravidade, possuindo contorno definido, espessura variável, constituição granulométrica muito variável (de argila a blocos) e disposição caótica.

GOMES (1996) cita que em geral os colúvios apresentam estado altamente amolgado e poroso, devido às grandes movimentações na encosta, possuindo, em função disso, coesão nula e ângulo de atrito residual. Nos depósitos de colúvio onde há menor presença de matacões e blocos de rocha, o ângulo do talude é governado pela resistência do solo onde estão imersos. No entanto onde a ocorrência de matacões e blocos é mais freqüente, sobretudo no sopé de escarpas rochosas, a resistência passa a ser regida também por esses elementos, elevando o ângulo do talude.

Segundo LACERDA e SANDRONI (1985), taludes coluvionares naturais marginalmente estáveis, apresentam nível d'água próximo à superfície e fluxo paralelo, além de coesão geralmente nula, devido ao alto grau de amolgamento a que o solo foi submetido devido às movimentações.

Quanto ao comportamento na ruptura, solos residuais rompem de forma brusca e em muitas das vezes não se observa nenhum indício de movimento prévio, o que é diferente no caso de colúvios saturados. Para condições de tensões no campo, os solos residuais alcançam resistência máxima para pequenas deformações axiais, com súbita redução após o pico de resistência. Nos solos coluvionares a ruptura é alcançada após grandes deformações, o que explica os grandes movimentos de colúvios antes de ocorrer um deslizamento de grandes proporções (AGUIAR, 2008).

A figura 18 apresenta os comportamentos típicos dos solos residuais e coluvionares através das curvas de tensão-deformação.

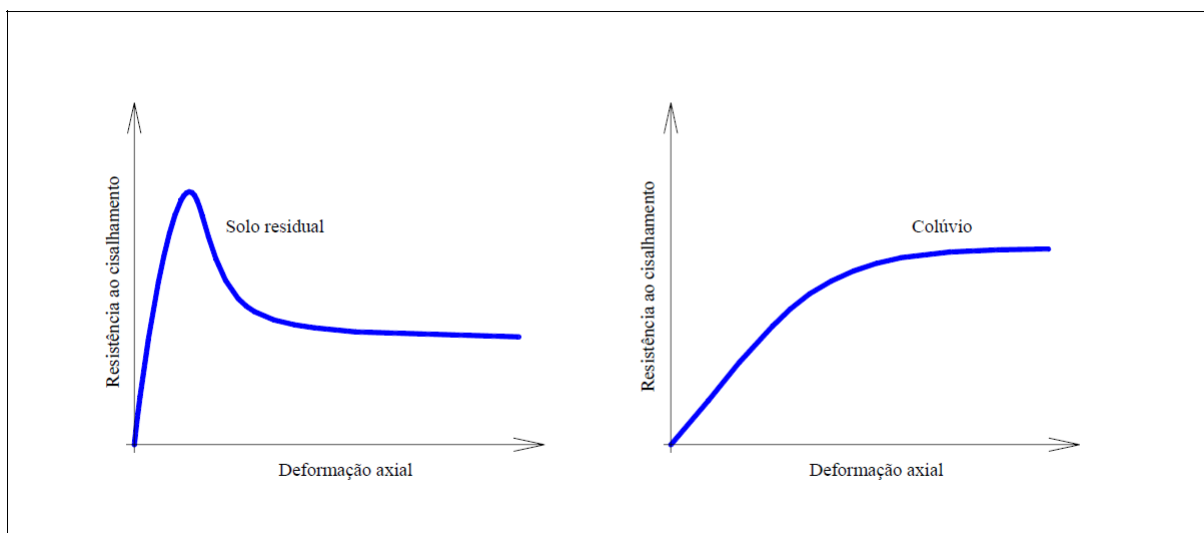


Figura 18 – Comportamento típico  $\tau$  (tensão cisalhante) x  $\epsilon$  (deformação axial) para solos residuais e coluvionares para condições de tensões no campo (AGUIAR, 2008).

#### 4. MOVIMENTOS DE MASSA

Movimentos de massa são deslocamentos de solo e/ou rocha e conforme TERZAGHI (1950) os mecanismos de acionamento podem se dever a fatores externos, resultando no crescimento das tensões de cisalhamento ao longo da superfície de ruptura até o momento de sua ocorrência, ou por fatores internos resultando na diminuição da resistência do material.

Os movimentos de massa ocorrem em vários ambientes como encostas, margens de rios ou lagos e costas marítimas e podem ser classificados, em seus tipos mais comuns, por: deslizamentos/escorregamentos (planares ou rotacionais), quedas ou tombamentos de blocos de rocha, corrida de detritos e rastejo (*creep*).

##### a) Queda de blocos de rochas

As quedas são movimentos de material de forma abrupta em encostas muito íngremes e precipícios (figura 19). Ocorrem por desprendimento de blocos de rochas instáveis no maciço. Está associado tanto ao fenômeno de queda livre, como aos fenômenos de rolamento. (BRUNSDEN e PRIOR, 1984 *apud* AGUIAR, 2008).

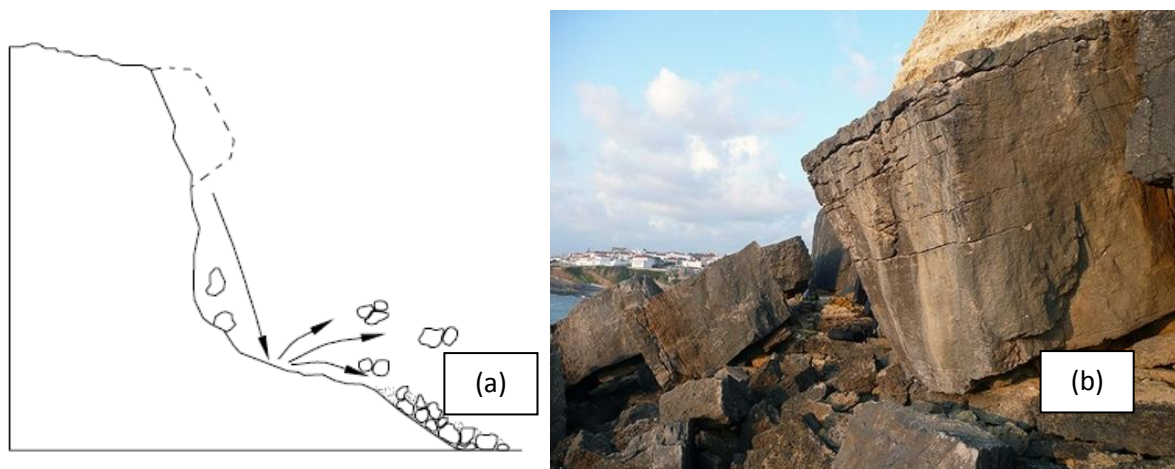


Figura 19 – a) Ilustração da queda de blocos (TURNER e SCHUSTER, 1996 *apud* AGUIAR, 2008), b) Fotografia das quedas de blocos

##### b) Tombamento de blocos de rochas

Os tombamentos são rotações da massa de solo ou rocha em relação um ponto ou eixo localizado abaixo do centro de gravidade da massa deslocada (figura 20). Pode ser causado por deposição de material sobre o talude, a fluxo nas fraturas da massa rochosa e/ou erosão na base dos corpos rochosos.

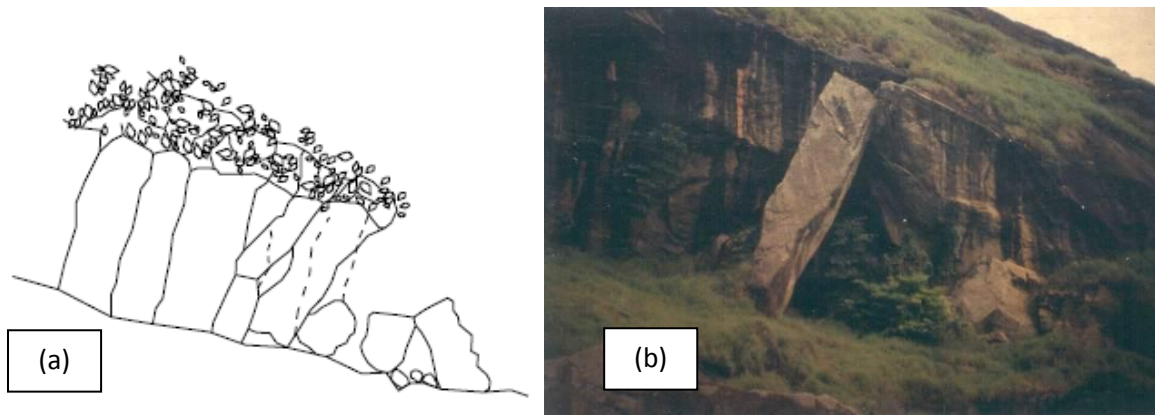


Figura 20 – a) Ilustração do Tombamento dos blocos de rocha (TURNER e SCHUSTER, 1996 apud AGUIAR, 2008), b) Fotografia de Tombamento de bloco de rocha (PROIN, CAPES e UNESP e IGCE, 1999)

c) *Deslizamento/Escorregamento Planar*

Ocorre de forma rápida e se dá sobre uma superfície plana (figura 21), geralmente no contato solo-rocha, colúvio-solo residual ou mesmo sobre planos de fraqueza. As ocorrências mais comuns são em taludes com finas camadas de solo residual sobre rocha, taludes em solos residuais espessos com planos de fraqueza reliquias de atitude desfavorável, taludes com finas camadas de solo menos resistente de atitude desfavorável, camadas pouco espessas de solos coluvionares sobre solo residual (BECKER, 2011).

Escurregamentos planares podem também ocorrer em taludes mais abatidos e são geralmente extensos, podendo atingir centenas ou milhares de metros (GUIDICINI e NIEBLE, 1976).

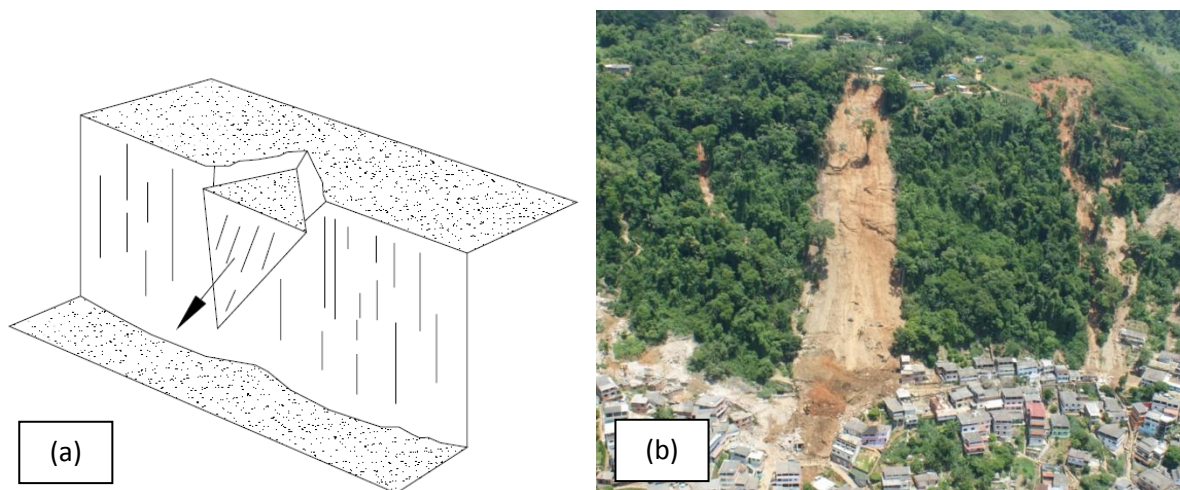


Figura 21 – a) Ilustração de escurregamento Planar (TURNER e SCHUSTER 1996 apud AGUIAR, 2008), b) Fotografia de escurregamento planar (COPPETEC, 2010)

#### d) Deslizamento/Escurregamento Rotacional

Assim como o escurregamento planar, o rotacional também ocorre de forma rápida e se dá sobre uma superfície de ruptura aproximadamente circular da crista ao pé do talude (figura 22). Ocorre geralmente em taludes espessos de solo residual, coluvionar ou laterítico, sem planos de fraqueza, em taludes cortados ou aterros sobre solos sedimentares. Assim como o escurregamento planar, pode ser causado pelo aumento do grau de saturação do solo, por elevação do nível d'água, diminuição da resistência do solo por intemperismo, corte no pé do talude ou sobrecarga na crista (BECKER, 2011).

Segundo GUIDICINI e NIEBLE (1976), supõe-se que a tensão de cisalhamento e a resistência ao cisalhamento sejam uniformemente distribuídas ao longo de toda superfície de ruptura e que a superfície de escurregamento apenas tangencia o material inferior mais resistente. O colapso da massa ocorre por ruptura ao longo da superfície de escurregamento e rotação em torno do centro do arco.

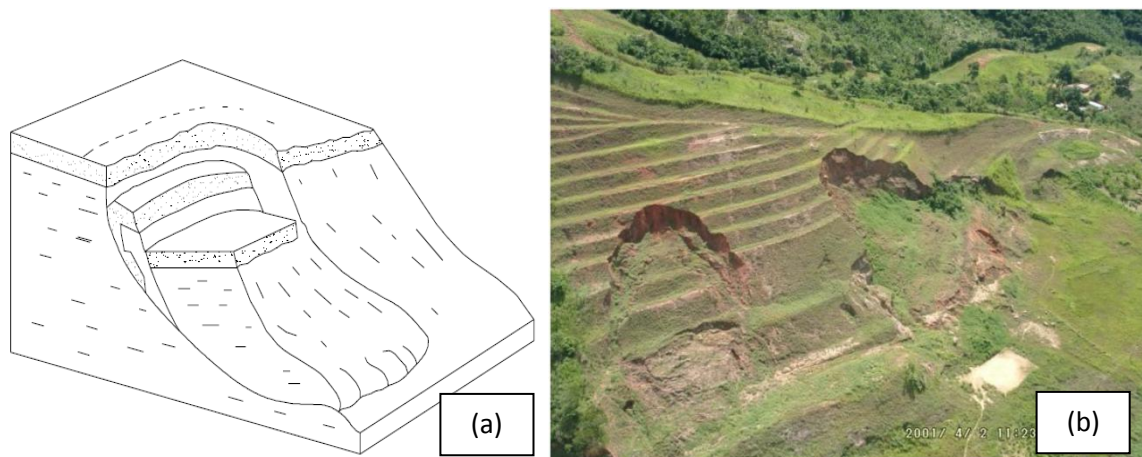


Figura 22 – a) Ilustração escurregamento rotacional (TURNER e SCHUSTER, 1996 apud AGUIAR, 2008), b) Fotografia de escurregamento Rotacional (BECKER, 2011).

#### e) Corrida de Detritos

São movimentos que alcançam altas velocidades, podendo carregar árvores, blocos de rocha etc., possui caráter muito destrutivo deixando cicatrizes visíveis (figura 23). Ocorrem geralmente em talwegues de solo residual argiloso submetidos a chuvas muito intensas e prolongadas e é causado pelo aumento da umidade do solo argiloso, de tal ordem que acaba por se comportar como fluido (BECKER, 2011).

Possui comportamento essencialmente hidrodinâmico, ocasionados pela perda de atrito interno, em virtude da presença de água em excesso. Uma massa de solo pode fluir como um líquido ao atingir certo grau de fluidez. Uma massa de solo no estado sólido pode se tornar um fluido por simples adição de água (como no caso de areias), por efeito de



vibrações (como no caso de terremotos) ou por processo de amolgamento no caso de argilas muito sensitivas (GUIDICINI e NIEBLE, 1976).

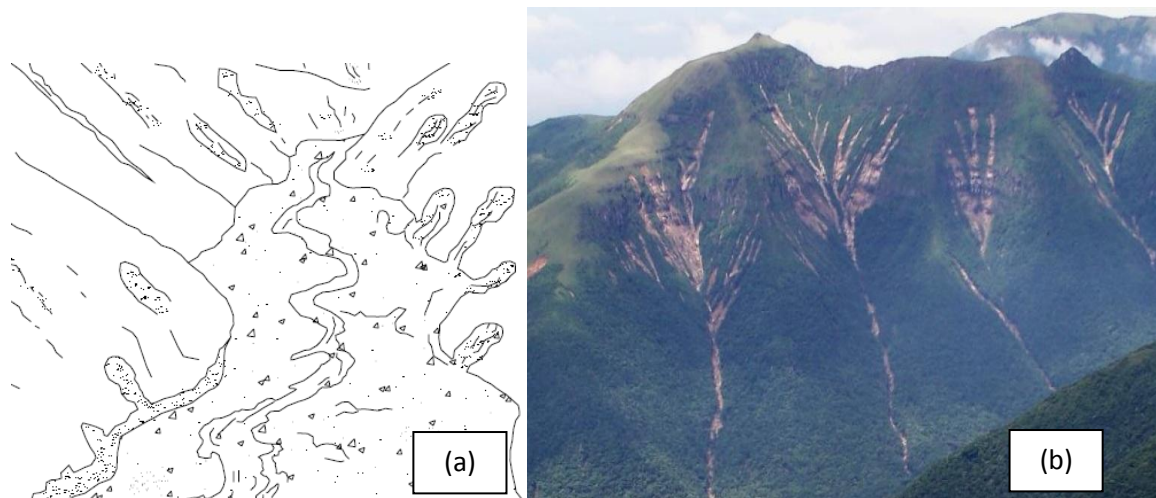


Figura 23 – a) Ilustração da corrida de detritos (TURNER e SCHUSTER, 1996 apud AGUIAR, 2008), b) Fotografia de corrida de detritos (apud BECKER, 2011)

f) Rastejo (*creep*)

Os rastejos são movimentos muito lentos que geralmente passam despercebidos em breves inspeções. Esses movimentos podem ser reconhecidos pela presença de estradas tortas, árvores retorcidas, postes desaprumados, canaletas de drenagem desalinhadas e trincas no terreno (figura 24). Para monitorar a movimentação por rastejo se instala, idealmente, inclinômetros no talude em questão, permitindo a aferição dessa movimentação ao longo da profundidade e ao longo do tempo (BECKER, 2011).

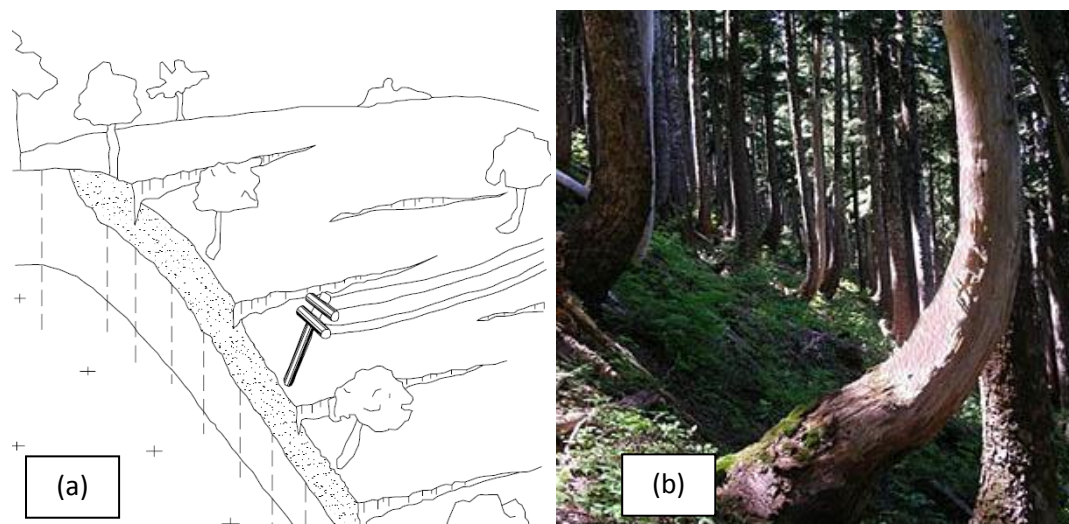


Figura 24 – a) Ilustração de rastejo (TURNER e SCHUSTER, 1996 apud AGUIAR, 2008), b) Fotografia de árvores retorcidas caracterizando movimento de rastejo.

A movimentação pode ocorrer de forma contínua ou intermitente. O rastejo pode ser distinguido em dois tipos, em função de sua ocorrência contínua ou sazonal.

O rastejo contínuo ocorre basicamente por ação da gravidade, apresentando movimentações praticamente constantes ao longo do tempo. Quanto ao rastejo sazonal, sofre influência das variações de temperatura e umidade, apresentando movimentações variáveis ao longo dos anos e nas próprias estações do ano, se concentrando nas estações chuvosas.

Conforme GOLDSTEIN e TER-STEPANIAN (1957) *apud* AGUIAR (2008), o rastejo pode se prolongar por anos antes que haja o movimento por cisalhamento apresentando uma superfície definida de ruptura.

Os casos de rastejo são muito freqüentes no Brasil, principalmente em massas coluvionares saturadas depositadas nos sopés das encostas montanhosas da região sul-sudeste do país (LACERDA, 2004 *apud* RODRIGUEZ, 2008).

O principal mecanismo de instabilização de taludes em solos coluvionares é provocado pelos movimentos de rastejo. A elevada permeabilidade da massa coluvionar permite sua saturação facilmente, passando a sofrer movimentos lentos. À medida que o movimento se processa, abrem-se fendas na parte superior do depósito, facilitando ainda mais a infiltração de água (BARATA, 1969 *apud* SUZUKI, 2004).

A superfície de ruptura de massa coluvionar, em processo de rastejo, ocorre geralmente dentro dessa própria massa coluvionar ou no contato desta com o solo residual subjacente (VARGAS, 1966)

De acordo com LACERDA e SANDRONI (1985), as massas coluvionares podem apresentar estabilidade precária, com fator de segurança muito próximo à unidade, bastando uma pequena escavação no pé do talude, por exemplo, para ocasionar instabilidade e o início das movimentações.

As movimentações do morro de Sapinhatuba I apresentam características muito similares às descritas nesse item, como por exemplos o movimento lento, postes desaprumados, canaletas de drenagem tortas, trincas no solo e construções etc.

COPPETEC (2011) apontou que durante as atividades de campo realizadas em janeiro de 2011 na comunidade de Sapinhatuba I foram observados nítidos indicadores de movimentações da massa de solo, característico de movimentos de massa do tipo rastejo. Desta forma, para efeitos de análise nesse estudo, a movimentação de Sapinhatuba I foi caracterizada como rastejo.

## 5. MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES EM SOLO

Tendo em vista que será feita neste trabalho uma avaliação de possíveis intervenções para o tratamento da encosta do morro de Sapinhatuba I, são abordados a seguir os métodos mais comumente empregados:

### a) Mudança da geometria do talude

A mudança de geometria de um talude é adotada quando o mesmo apresenta inclinação acentuada. A alteração de geometria é feita através da suavização do ângulo de inclinação do talude (figura 25a) ou execução de banquetas intermediárias (figura 25b). Essas soluções permitem diminuir as tensões cisalhantes no talude (AGUIAR, 2008).

MOLITERNO (1980) aponta que a mudança na geometria melhora a estabilidade, porém aumenta-se a área exposta à erosão das águas pluviais, exigindo obras complementares de drenagem superficial.

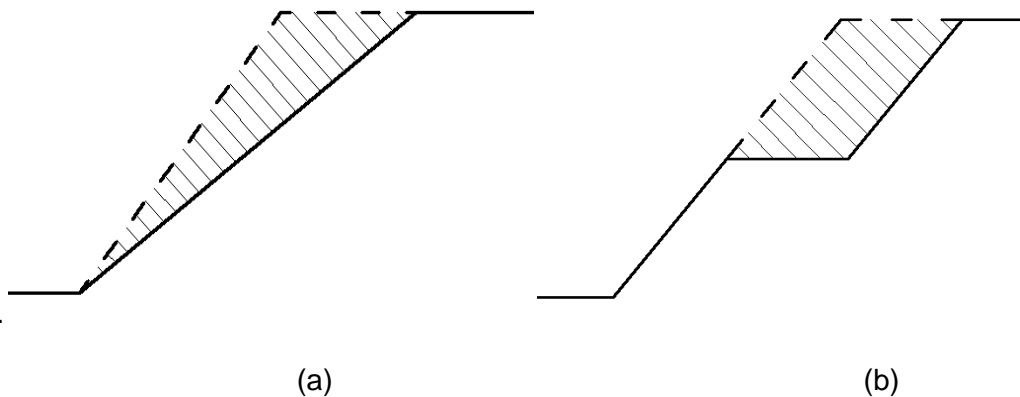


Figura 25 – Mudanças na Geometria do talude – a) Suavização da inclinação do talude, b) Execução de banquetas (Adaptado de CAPUTO, 1987).

## b) Estruturas de contenção

As estruturas de contenção (figura 26) têm a função de conter a massa de solo através da introdução de forças resistentes e podem ser de diversos tipos como: muros de gravidade (muro de pedras, concreto ciclópico, gabião, solo reforçado com geossintéticos), concreto armado em "L" (cantilever) e cortinas atirantadas.

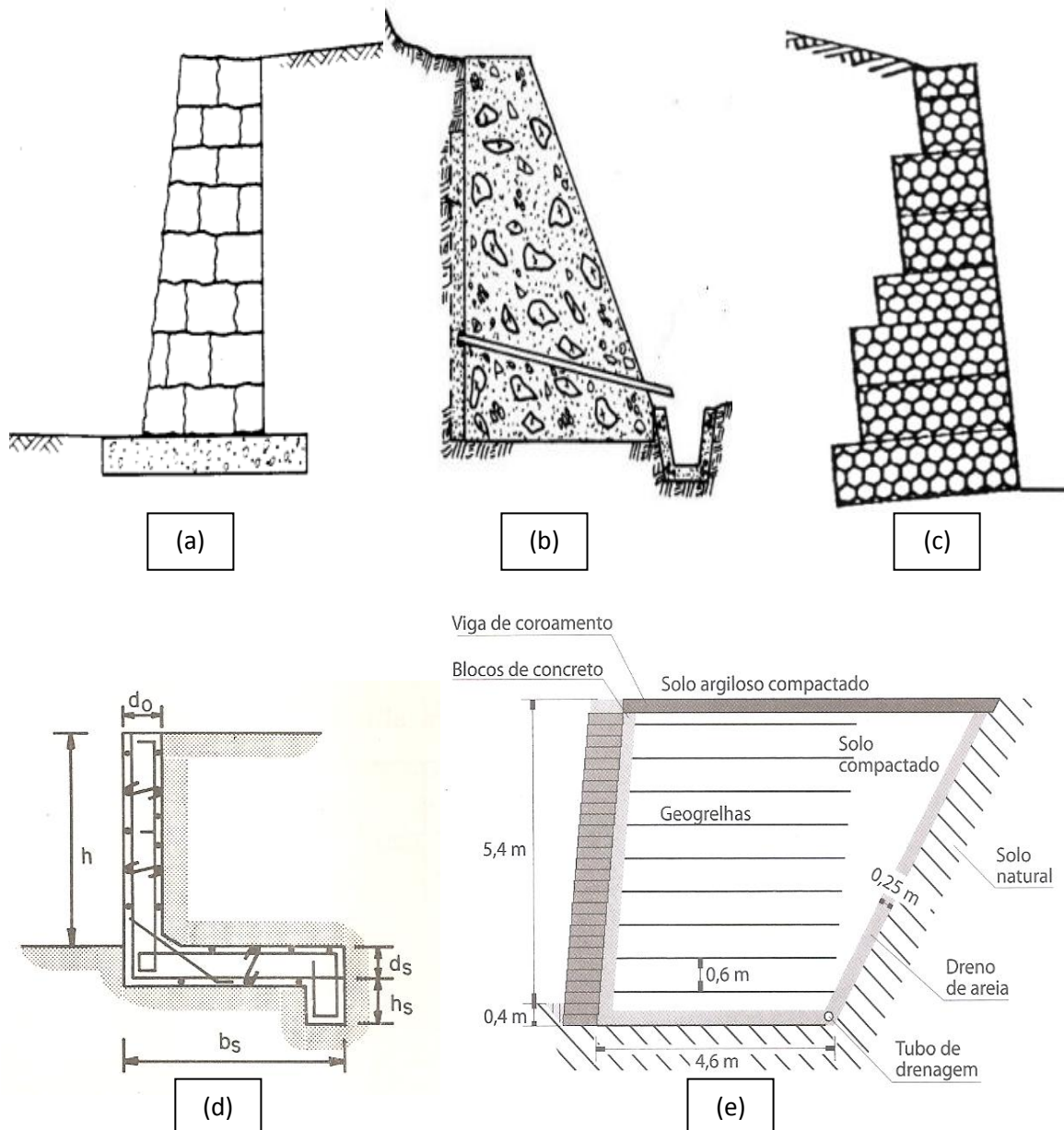


Figura 26 – Exemplos de muros – a) Muro de Gravidade em Pedra, b) Muro de gravidade em Concreto Ciclópico, c) Muro de gravidade em Gabião, d) Muro de concreto armado em 'L' (MOLITERNO, 1980), e) Muro de Solo reforçado (EHRlich e BECKER, 2009)

A cortina consiste em uma parede de concreto armado ancorada em profundidade, através de tirantes introduzidos na massa de solo estável (figura 27). Após a perfuração e colocação dos tirantes é injetada calda de cimento, formando um bulbo ancorando a barra metálica. Após a cura da calda de cimento, os tirantes são protendidos e fixados à parede de concreto, introduzindo dessa forma forças resistentes à movimentação do talude.

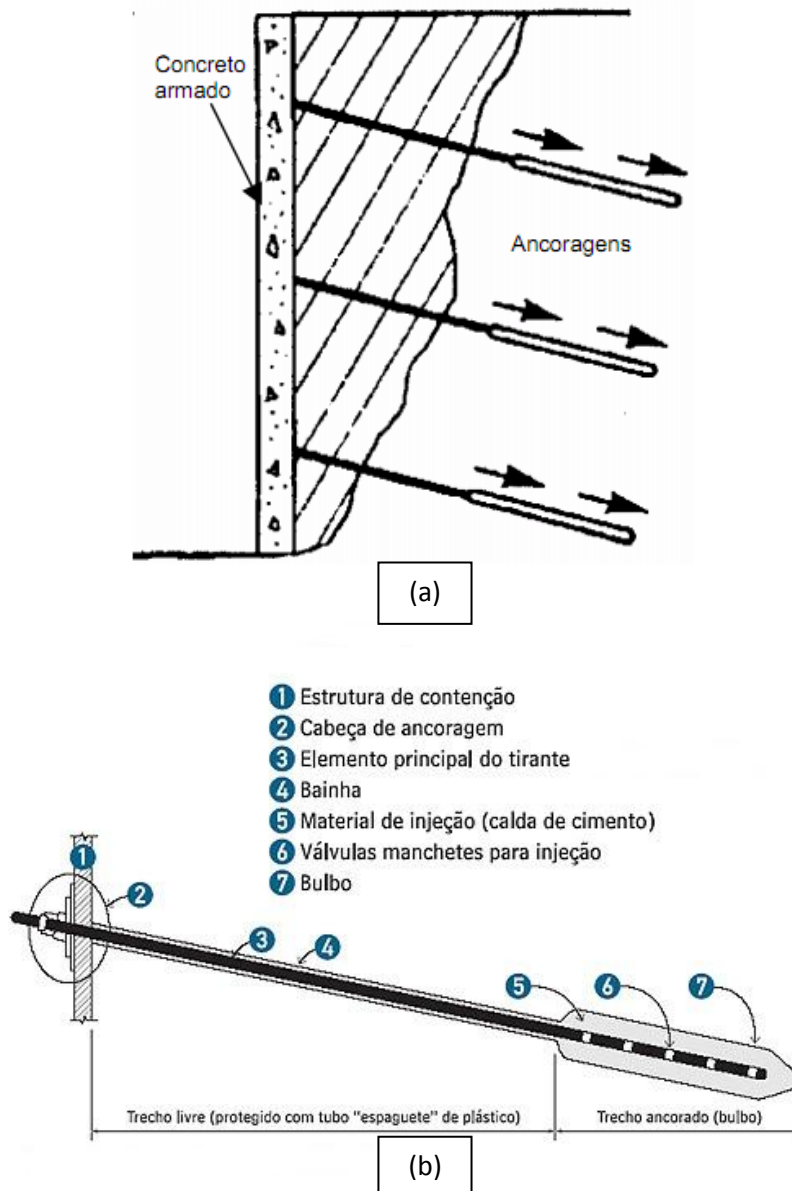


Figura 27 – Cortina Atirantada – a) Seção típica de cortina atirantada (Adaptado GEORIO,1999), b) Detalhe típico de um tirante (Adaptado de TÉCHNE, 2007)

### c) Proteção Superficial

A proteção superficial consiste em proteger o talude contra a erosão superficial através do revestimento do talude, reduzindo a taxa de infiltração e o impacto das gotas de chuva, seja com vegetação (figura 28a), instalação de geossintéticos (figura 28b) ou concreto projetado (figura 28c) e instalação de canaletas para drenagem superficial (figura 28d).

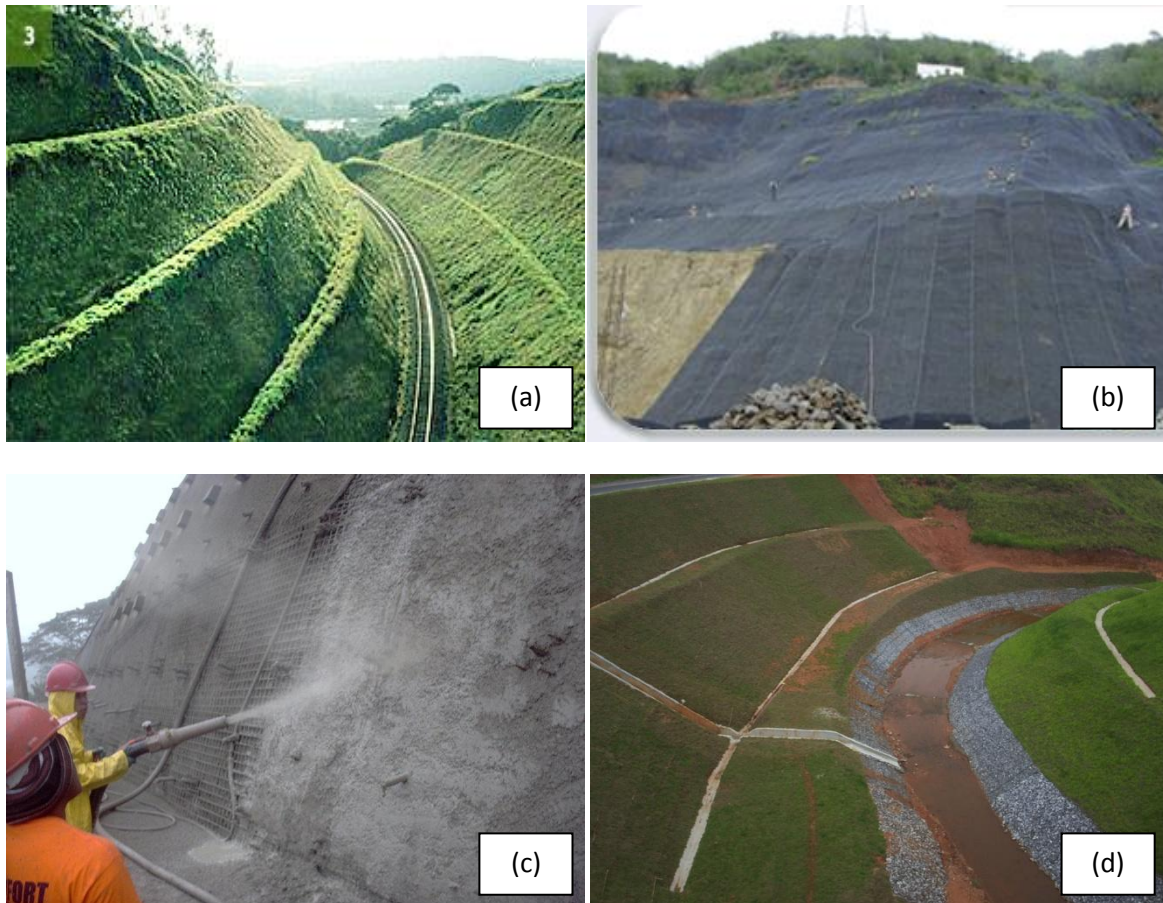


Figura 28 – Proteções superficiais dos taludes – a) Vegetação, b) Geossintéticos, c) Concreto projetado, d) Canaletas de drenagem superficial.

### d) Drenagem profunda

Os sistemas de drenagem profunda possuem a finalidade de conduzir a água para fora da massa de solo e/ou de rocha, reduzindo as poropressões. Um dos principais métodos de drenagem profunda é a de adoção de drenos sub-horizontais profundos (DHP's).

Os DHP's são tubos providos de ranhuras ou orifícios, geralmente com diâmetros de 50 a 100mm, introduzidos em perfurações profundas executadas no talude com inclinação próxima à horizontal. Esses tubos são envoltos com telas de *nylon* e providos de tampão na extremidade que ficará no interior do talude. Tanto a tela quanto o tampão possuem a

função de impedir a entrada de solo no tubo e sua consequente obstrução. A figura 29 apresenta a seção esquemática de um talude com instalação de DHP's.

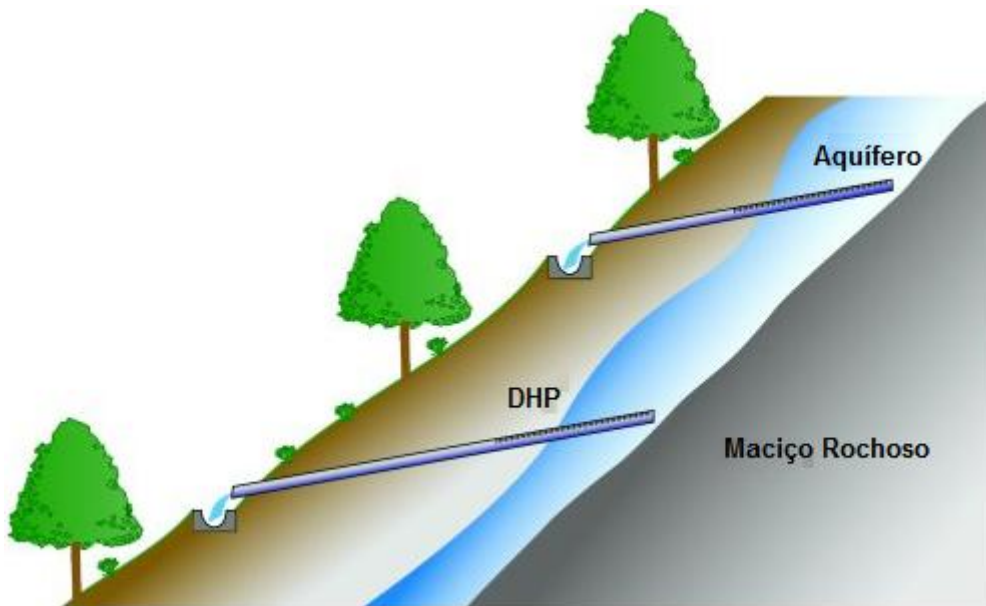


Figura 29 – Seção esquemática de um talude com instalação de DHP's

O Departamento de Estradas da Califórnia (EUA) foi a organização pioneira no emprego dessa solução. No Brasil foram utilizados inicialmente na década de 50 (SCHILLING, 1993).

A figura 30a representa a situação antes da instalação da drenagem com os níveis piezométricos estáveis e determinados pelas linhas de fluxo praticamente paralelas à superfície. Logo após a instalação dos drenos os níveis piezométricos sofrem queda, mudando inclusive a direção do fluxo orientado no sentido do dreno (figura 30b). Após essa queda brusca o nível piezométrico cai gradativamente ao longo do tempo até estabilizar em uma cota mais baixa, devido ao rebaixamento do nível d'água da encosta (figura 30c) (SANDRONI et al, 1992).

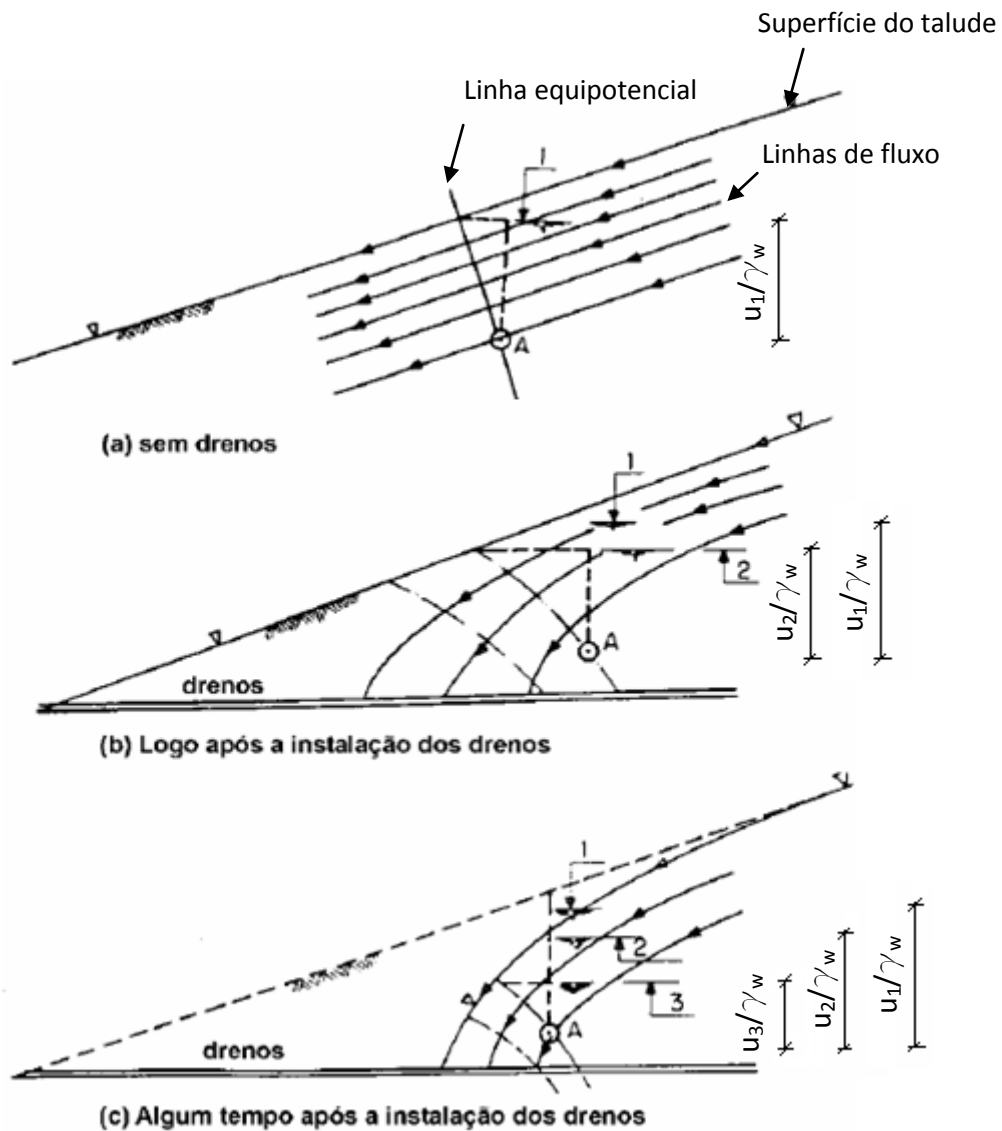


Figura 30 – Resumo conceitual da evolução da piezometria (Adaptado de SANDRONI et al, 1992)

Os drenos sub-horizontais são aplicados para a estabilização de taludes para os quais a causa determinante da instabilidade é a elevação do lençol freático ou do nível piezométrico de lençóis confinados.

CRAIG e GRAY (1985) apontam que não existem muitas literaturas suportando métodos de projeto para determinação dos espaçamentos verticais e horizontais entre os drenos, tampouco sobre a quantidade necessária para se atingir o rebaixamento ao nível d'água desejado. Estes autores ressaltam a importância das investigações de campo para avaliar os locais e comprimentos dos DHP's, bem como para seu monitoramento.

De acordo com SCHILLING (1993) o dimensionamento dos drenos sub-horizontais profundos é feito empiricamente com o acompanhamento diário da execução dos furos e posteriormente com leituras da vazão captada.



KENNEY et al (1977) apud SCHILLING (1993), através de modelos reduzidos, mostraram que a utilização de um número menor de drenos mais longos e mais espaçados resulta num acréscimo maior na estabilidade do talude quando comparados a um número maior de drenos mais curtos e mais próximos, com o mesmo comprimento total de drenos.

A Divisão de Projetos de Engenharia Geotécnica de Hong Kong (GEO REPORT, 1992 apud BASTOS, 2006) fez as seguintes recomendações para projeto e execução dos DHP's:

- o tamanho dos drenos deve ser adequado para levar o fluxo máximo de água sem perturbação significativa de solo adjacente ou desenvolvimento de pressões excessivas,
- o dreno deve permitir a entrada de água pelos furos e descarregar na saída sem significativa perda de fluxo por reinfiltração no solo ao longo de todo o comprimento do dreno,
- o tubo adotado deve ter resistência e rigidez adequada permitindo sua instalação com o comprimento e orientação projetados, além de ser capaz de suportar a perfuração sem colapso,
- por longo tempo, o dreno deve continuar operando satisfatoriamente sem obstrução e com a devida manutenção.

Deve-se dar especial atenção a esta última recomendação haja vista que é muito comum a ocorrência de colmatação de DHP's por ocre (MENDONÇA, 2000).

O ocre é uma substância gelatinosa rica em matéria orgânica (biofilme) e óxido de ferro que se formam nos DHP's que funcionam de forma intermitente.

É muito importante que sejam feitos controles através de leituras de vazão, intensidade pluviométrica e poropressões, inspeções periódicas para verificação de penetração da vegetação no interior dos tubos e investigações para verificação da presença de compostos de ferro.

Caso sejam detectadas reduções da capacidade drenante do sistema, provocada por colmatação, é recomendada a limpeza dos drenos com água sob pressão. Caso a limpeza não seja eficaz um novo dreno deve ser instalado em substituição ao inoperante (GEORIO, 1999).

A figura 31 apresenta alguns tipos de drenos sub-horizontais profundos.

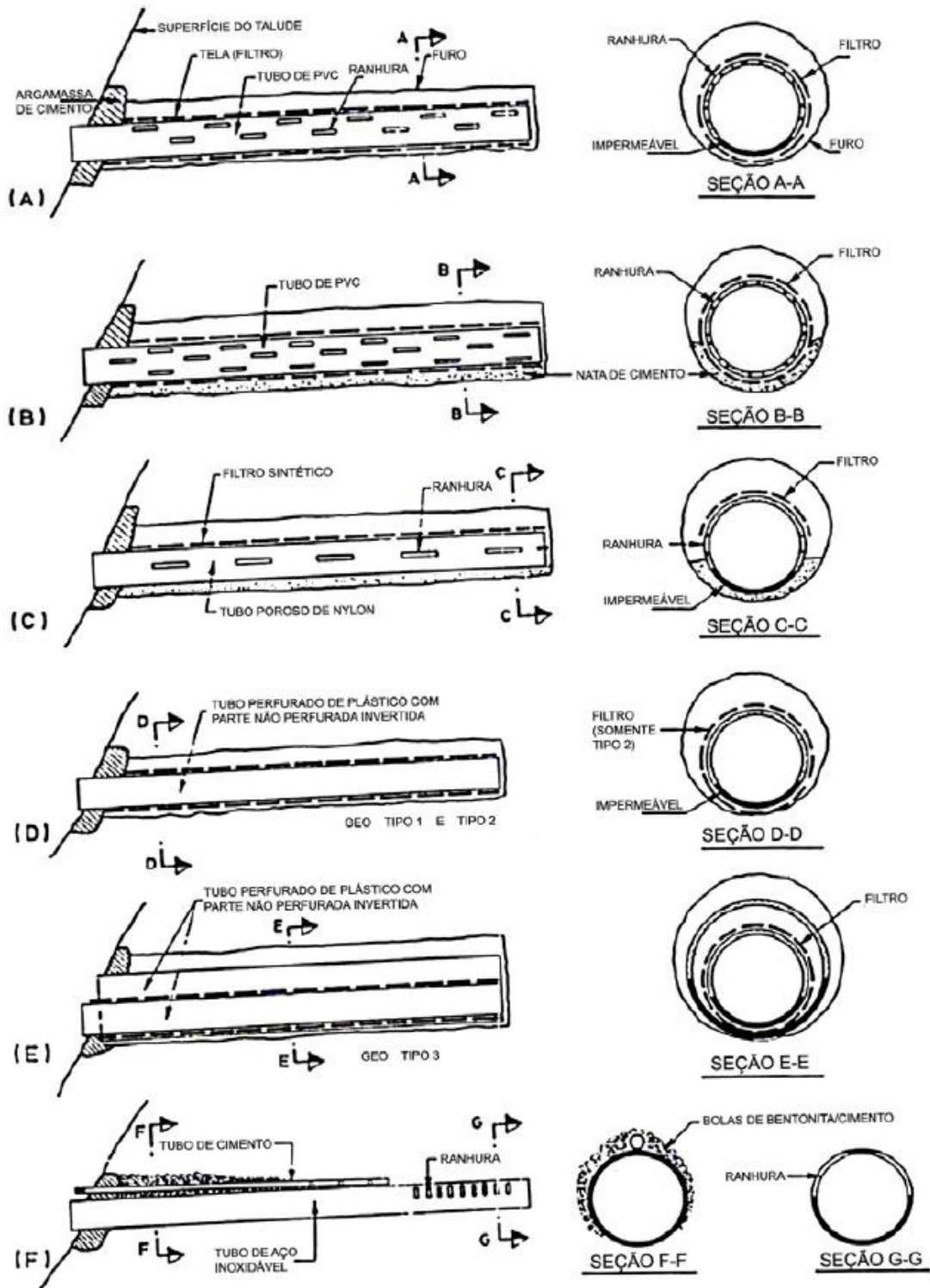


Figura 31 – Tipos de drenos (GEO REPORT, 1992 apud SUZUKI, 2004)

Os DHP's constituem o método de estabilização mais indicado no caso de rastejo de camada coluvionar, causada principalmente por fluxo de água. Isso se dá por ser de longe o método mais econômico para esse caso (CRAIG e GRAY, 1985).

## 6. MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

### 6.1. Objetivos e tipos

As análises de estabilidade de taludes têm por objetivos:

- averiguar a estabilidade de taludes em diferentes tipos de obras geotécnicas, sob diferentes condições de solicitação, de modo a permitir a execução de projetos econômicos e seguros;
- verificar a possibilidade de escorregamentos de taludes naturais ou construídos pelo homem, analisando-se a influência de modificações propostas;
- analisar escorregamentos já ocorridos, obtendo subsídios para entendimento do mecanismo de ruptura como retroanálise;
- executar projetos de estabilização de taludes já rompidos ou progredindo para ruptura, investigando as alternativas de medidas preventivas e corretivas necessárias;
- estudar o efeito de carregamentos extremos sobre o talude;

As técnicas de análise de estabilidade podem ser divididas em dois grandes grupos:

#### a) Análise Probabilística

As análises probabilísticas são o primeiro passo para a implementação quantitativa do risco geotécnico, requerem o conhecimento das distribuições de probabilidade ou das funções de densidade de probabilidade e estatística das variáveis aleatórias associadas ao problema. A interdependência dos fatores (grau de intemperismo x resistência, intensidade de chuva x tipo de solo x variação da resistência etc.) e o baixo número de informações tornam as análises probabilísticas restritas do ponto de vista de aplicação prática na previsão de problemas de ruptura de um modo geral.

#### b) Análises Determinísticas

As análises determinísticas são realizadas em função de se obter o fator de segurança (FS), que tem por definição:

$$FS = \frac{S}{S_m}$$

Onde:

- S é igual a resistência ao cisalhamento em um ponto de uma superfície, que em termos de tensões efetivas é dado por:

$$S = c' + \sigma' \cdot \text{tg}(\phi')$$

-  $S_m$  é igual ao somatório de tensões cisalhantes aplicadas em um ponto da mesma superfície.

Quando a resistência ao cisalhamento é maior do que as tensões cisalhantes aplicadas, dizemos que só uma parcela da resistência é mobilizada.

Para cálculo de um determinado valor de FS é necessário que estabeleça previamente a geometria da superfície crítica.

## 6.2. Métodos de Equilíbrio Limite

As análises de estabilidade de taludes geralmente utilizam a abordagem do equilíbrio limite, que supõe: o talude em estado de ruptura iminente, ou seja, tensões resistentes iguais às tensões solicitantes; o fator de segurança constante ao longo da superfície de ruptura; desprezo das deformações do solo e a ruptura ocorrendo ao longo de uma superfície bem definida e conhecida.

Dentre os métodos que utilizam a hipótese do equilíbrio limite, o mais utilizado é o método das fatias. Esse método discretiza a massa de solo em pequenas fatias que são analisadas individualmente como um único bloco de escorregamento (figura 32).

O método das fatias divide a massa deslizante em  $n$  fatias menores, e cada uma dessas fatias está sujeita a um sistema de forças (figura 33), conforme apresentado no item anterior.

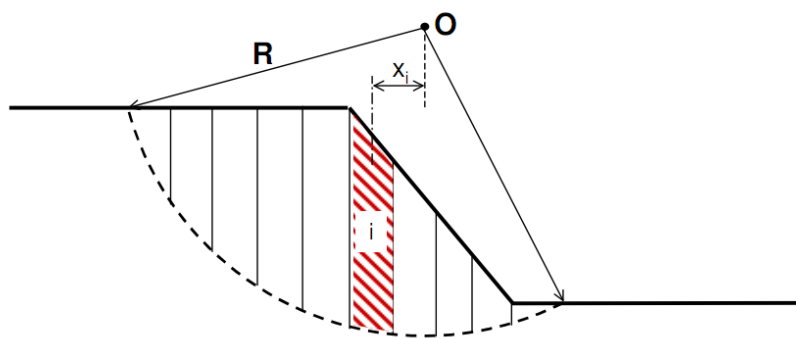


Figura 32 – Talude dividido em fatias

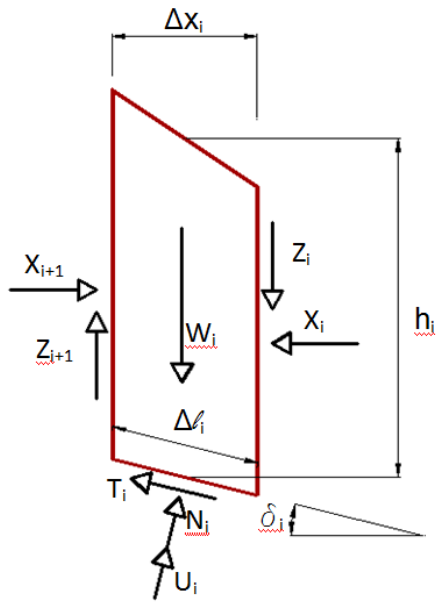


Figura 33 – Detalhe da fatia e forças atuantes

, onde:

$W_i$  – Peso da Fatia

$Z_i$  e  $Z_{i+1}$  – resultantes das tensões cisalhantes às laterais da fatia

$X_i$  e  $X_{i+1}$  – resultantes das tensões normais às laterais da fatia

$U_i$  – resultante da poropressão na base da fatia

$N_i$  – resultante das tensões efetivas normais à base

$T_i$  – resistência mobilizada na base da fatia

As tabelas 1 e 2 apresentam, respectivamente, as incógnitas e as equações presentes neste sistema de forças:

Tabela 1 - resumo das incógnitas do sistema (BECKER, 2011)

Incógnitas	Descrição
n	Resultante das tensões efetivas normais à base de cada fatia, N
n	Ponto de aplicação de N
n-1	Resultante das tensões normais aplicadas às laterais de cada fatia, X
n-1	Ponto de Aplicação de X
n-1	Resultante das tensões cisalhantes às laterais de cada fatia, Z
1	Fator de Segurança – FS
<b>5n-2</b>	Número total de incógnitas

Tabela 2 - resumo das equações conhecidas na solução de FS (BECKER, 2011)

<b>Incógnitas</b>	<b>Descrição</b>
n	Somatório de forças verticais
n	Somatório de forças horizontais
n	Somatório de Momentos
<b>3n</b>	Número total de equações

Portanto, para esse sistema de forças existem ' $5n-2$ ' incógnitas e ' $3n$ ' equações, tornando-o indeterminado. No entanto com base em algumas propostas de hipóteses simplificadoras, o sistema torna-se possível e determinável.

Abaixo são apresentados alguns dos métodos mais utilizados para análise da estabilidade de taludes e suas hipóteses simplificadoras.

- Métodos Simplificados (satisfazem a 2 das 3 equações de equilíbrio):

a) Método de Fellenius (1927)

O método de Fellenius preconiza que a resultante das forças laterais é paralela à base da fatia, com isso despreza as forças de interação entre fatias. Esse método satisfaz a condição de equilíbrio de momentos totais em torno do centro da superfície de ruptura. Pode apresentar fator de segurança muito baixo, errando a favor da segurança. Adotado apenas para superfície de deslizamento circulares (DUNCAN, 1996).

b) Método de Bishop (1955)

O método de Bishop simplificado considera que as forças cisalhantes que atuam sobre uma fatia são nulas, ou seja, a resultante das forças que atuam nas laterais de cada fatia é horizontal. Esse método satisfaz as condições de momentos e de forças verticais. É aplicado apenas para superfície circular de ruptura. O processo de cálculo para obtenção do FS é feito de forma iterativa e em geral três ciclos são suficientes para a convergência.

c) Método Jambu (1968)

O método de Jambu é um método de forças e considera que as resultantes nas laterais das fatias são horizontais. Esse método adota um fator de correção empírico ' $f_0$ ', usado para calcular as forças de cisalhamento de interação e pode ser adotado para qualquer tipo de

superfície de ruptura. Esse valor de ' $f_0$ ' é obtido através de ábaco que depende do tipo de solo e da forma da superfície de deslizamento (TONUS, 2009).

- Métodos Rigorosos (satisfazem a todas 3 equações de equilíbrio):

d) Método de Morgenstern & Price (1965)

O método de Morgenstern & Price é aplicável a qualquer formato de superfície e considera que as inclinações das forças laterais obedecem a uma função prescrita. Essas inclinações podem ser as mesmas ou variar de fatia para fatia. Essa inclinação é calculada por procedimento, cuja solução é tal que as condições de equilíbrio são satisfeitas, ou seja, o número de incógnitas é igual ao número de equações (DUNCAN, 1996). Para obtenção do valor de FS através desse método, se faz necessário o uso de ferramenta computacional para execução dos cálculos (FABRÍCIO, 2006 *apud* TONUS,2009).

e) Método de Spencer (1967)

O método de Spencer foi o escolhido para realização das análises desse estudo e por esse motivo será um pouco mais detalhado do que os outros métodos.

SPENCER (1967) explicita que a aplicação da análise rigorosa proposta por Bishop era extremamente longa e, como a intenção era examinar um grande número de problemas, que se estende por uma vasta gama de propriedades do solo em taludes de encostas diferentes, foi necessário se obter um método alternativo que satisfizesse ambas as condições de força e momento de equilíbrio e que levaria em conta as forças de interação entre fatias.

A derivação das expressões usadas no método é dada abaixo. A figura 34 mostra uma seção de um talude de altura ' $H$ ' e inclinação  $\beta$ , expressa por  $\beta:1$ . Na mesma figura 34 é apresentada uma superfície de deslizamento circular e fatia típica de altura média ' $h$ ' e largura ' $b$ ':

Notações:

$\alpha$  – ângulo de inclinação da base da fatia

$\beta$  – ângulo de inclinação do talude

$\phi'$  – ângulo de atrito do solo (em termos de tensões efetivas)

$\phi'_m$  – ângulo de atrito mobilizado

$\gamma$  – peso específico do solo

$\theta$  – inclinação da resultante (Q) do par de forças de interação entre fatias

$\theta_1$  – valor de  $\theta$  que satisfaz ambas as equações de forças e momentos

$b$  – largura da fatia

$c'$  – coesão (em termos de tensões efetivas)

FS – fator de segurança

$F_1$  – valor do FS que satisfaz ambas as equações de forças e momentos

$F_{m0}$  – valor do FS que satisfaz a equação de momento, quando  $\theta$  é igual zero.

$H$  – altura do talude

$h$  – altura média da fatia

$P$  – reação total normal à base da fatia

$P'$  – reação (devido às tensões efetivas) normal à base da fatia

$Q$  – resultante do par de forças de interação entre fatias

$u$  – poropressão

$m$  – coeficiente de poropressão

$S$  – resistência total ao cisalhamento disponível

$S_m$  – tensão total de cisalhamento mobilizada

$W$  – peso da fatia

$x, y$  – coordenadas do centro da superfície de ruptura

$Z$  – forças de interação entre fatias



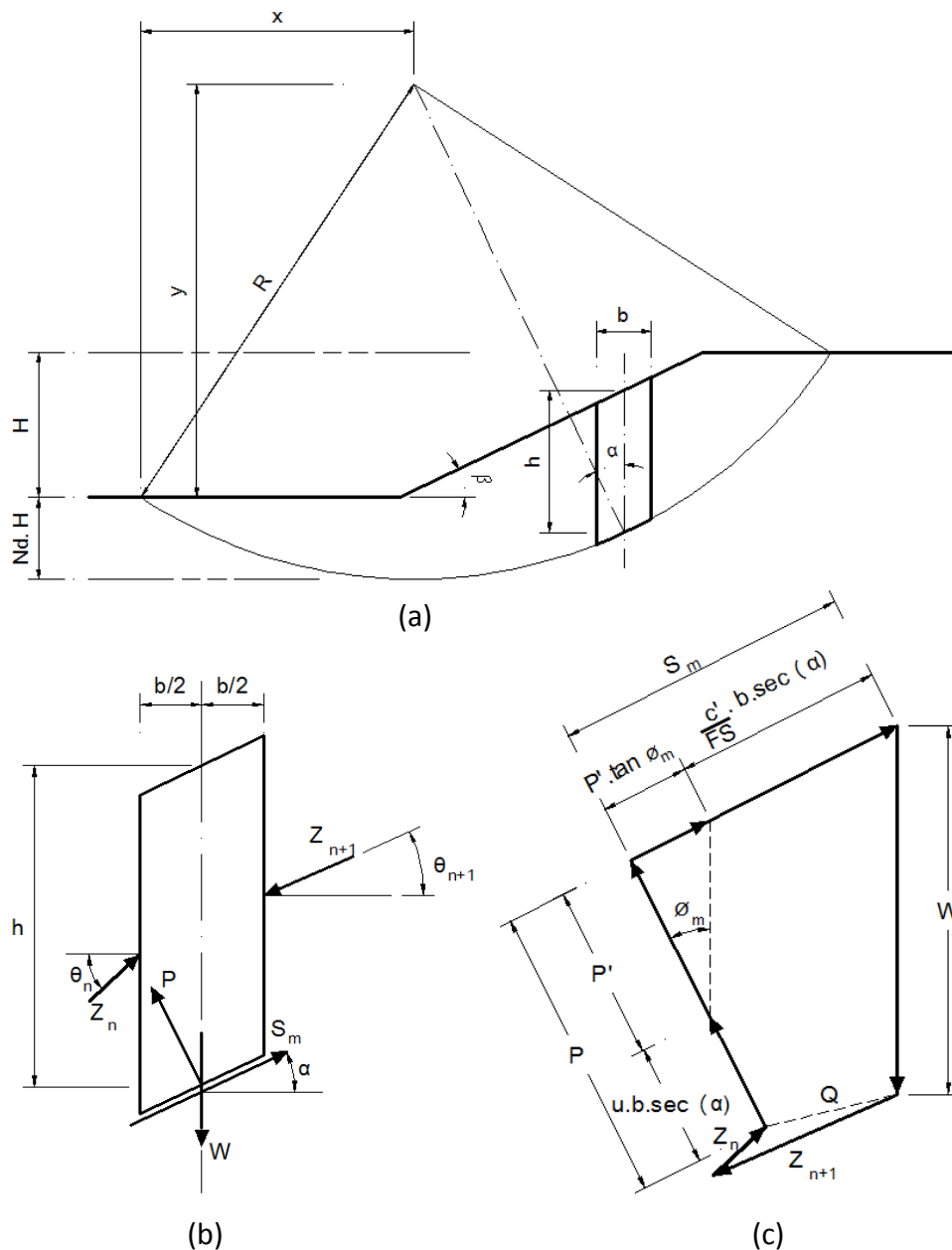


Figura 34 – Dimensões da superfície de escorregamento e Forças nas fatias (SPENCER, 1967)

Conforme visto anteriormente, o Fator de segurança pode ser definido por:

$$FS = \frac{S}{S_m} \quad (\text{equação 1})$$

Um esquema das forças que agem em cada fatia é apresentado na figura 34b. As cinco forças podem ser descritas como a seguir:

- a) o peso ( $W$ )
- b) a reação total normal para a base das fatias, esta força terá duas componentes:
  - i) a força ( $P'$ ) correspondente à tensão normal efetiva

ii) a força devida à poropressão ( $u$ ) então,

$$P = P' + u \cdot b \cdot \sec(\alpha) \quad (\text{equação 2})$$

c) a força de cisalhamento mobilizada  $S_m = \frac{S}{FS}$ , onde  $S = c' \cdot b \cdot \sec(\alpha) + P' \cdot \tan(\phi')$ , isto é:

$$S_m = \frac{c' \cdot b}{FS} \cdot \sec(\alpha) + P' \cdot \frac{\tan(\phi')}{FS} \quad (\text{equação 3})$$

d) as forças de interação entre fatias ( $Z_n$ ) e ( $Z_{n+1}$ ). Para haver equilíbrio a resultante ( $Q$ ) dessas duas forças devem passar pelo ponto de intersecção de três outras forças, como mostrado na figura 34c.

Ignorando as forças de interação entre fatias, as três forças remanescentes são, naturalmente, concorrentes e neste caso ambas as condições de equilíbrio podem ser satisfeitas resolvendo os momentos em torno do centro.

Em ambos os casos a seguinte expressão é obtida para o fator de segurança do talude:

$$FS = \frac{1}{\sum W \cdot \sec(\alpha)} \cdot \sum [c' \cdot b \cdot \sec(\alpha) + \tan(\phi') \cdot (W \cdot \cos(\alpha) - u \cdot b \cdot \sec(\alpha))] \quad (\text{equação 4})$$

O valor de FS dado por esta expressão é sensivelmente menor do que quanto as forças de interação entre fatias são levadas em conta.

Voltando à consideração das forças de interação entre fatias, essas forças em uma solução totalmente rigorosa seriam separada em duas componentes, como a força ( $P$ ). Uma dessas componentes seria devida às tensões efetivas e a outra devida à poropressão. Nesta análise, por uma questão de simplificação, a força total ( $P$ ) é a utilizada. Resolvendo as equações normais e paralelas à base das fatias, as forças conforme mostradas nas figuras 34b e 34c, obtemos a seguinte expressão para a resultante ( $Q$ ) das duas forças de interação entre fatias.

$$Q = \frac{\frac{c' \cdot b}{FS} \sec(\alpha) + \frac{\tan(\phi')}{FS} (W \cdot \cos(\alpha) - u \cdot b \cdot \sec(\alpha)) - W \cdot \sin(\alpha)}{\cos(\alpha - \theta) \cdot [1 + \frac{\tan(\phi')}{FS} \cdot \tan(\alpha - \theta)]} \quad (\text{equação 5})$$

Nesta expressão, ' $u$ ' é a média da poropressão na base da fatia de peso ' $W$ '. Se o solo é

assumido como uniforme e de peso específico  $\gamma$ , o peso 'W' de uma fatia de altura média 'h' e largura 'b' pode ser escrito por:

$$W = \gamma \cdot h \cdot b$$

Além disso, assumindo uma distribuição homogênea da poropressão como proposto por Bishop e Morgenstern (1960), a média de poropressão na base da fatia pode ser escrita por:

$$u = m \cdot \gamma \cdot h$$

onde 'm' é um coeficiente de poropressão.

Posto isto, a equação 5 pode agora ser re-escrita em uma forma adimensional como segue:

$$Q = \gamma \cdot H \cdot b \left[ \frac{\frac{c'}{FS \cdot \gamma \cdot H} + \frac{1}{2H} \frac{\tan(\phi')}{FS} (1 - 2 \cdot m + \cos(2\alpha)) - \frac{1}{2H} \text{sen}(2\alpha)}{\cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha - \theta) \cdot \left[ 1 + \frac{\tan(\phi')}{FS} \cdot \tan(\alpha - \theta) \right]} \right] \quad (\text{equação 6})$$

Agora, se as forças externas sobre o talude estão em equilíbrio, a soma vetorial das forças entre as fatias devem ser zero, pois elas são as forças internas de um corpo rígido. Em outras palavras, a soma das componentes horizontais das forças entre fatias deve ser zero e a soma de seus componentes verticais também deve ser zero, isto é:

$$\sum [Q \cdot \cos(\theta)] = 0 \quad (\text{equação 7a})$$

$$\sum [Q \cdot \text{sen}(\theta)] = 0 \quad (\text{equação 7b})$$

Além disso, se a soma dos momentos das forças externas sobre o centro de rotação é zero, a soma das forças entre fatias sobre o centro de rotação também deve ser zero:

$$\sum [Q \cdot R \cdot \cos(\alpha - \theta)] = 0$$

E assumindo a superfície de deslizamento como circular, o raio de curvatura (R) é constante e diferente de zero:

$$\sum [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (\text{equação 8})$$

Para esse problema, há, portanto, três equações a serem resolvidas: duas em relação as forças (7b e 7a) e uma em relação aos momentos (8).

Os valores de FS e de  $\theta$  devem ser encontrados iterativamente de forma que satisfaçam todas as três equações de equilíbrio das fatias.

Quanto à inclinação das forças entre as fatias, foi demonstrado por MORGENSTERN & PRICE (1965) que, dentro de certos limites, a variação de  $\theta$  pode assumida arbitrariamente. Eles também descobriram, no entanto, que a faixa de valores obtidos para FS em diferentes tipos de distribuição de  $\theta$  era muito pequeno. O fator limitante que controla a variação de  $\theta$  é que o solo é capaz de suportar apenas uma pequena intensidade de tensão de tração. Conseqüentemente, o ponto de aplicação de uma força entre fatias não deve estar muito afastado do terço médio da fronteira vertical na qual a força atua.

Pode-se supor que as forças de interação entre fatias são paralelas, ou seja, que  $\theta$  é constante durante toda a superfície. Com isso as equações 7a e 7b tornam-se idênticas:

$$\sum Q = 0$$

Neste caso existem apenas duas equações para resolver, (7) e (8), e a solução é, portanto, bastante simplificada.

O resultado, quando se assume que as forças de interação entre fatias são paralelas, pode ser verificado conforme a seguir:

i) A superfície de deslizamento circular ou de formato qualquer pode ser escolhida arbitrariamente, dividindo sua área interna em fatias verticais. As larguras ( $b$ ), alturas médias ( $h$ ) e inclinação da base ( $\alpha$ ) de cada fatia podem ser determinadas graficamente.

ii) São arbitrados alguns valores de  $\theta$  e para cada um desses valores o valor de FS é encontrado de forma a satisfazer as equações (7) e (8). Os valores de FS obtidos, usando a equação de equilíbrio de força (7) são designados  $F_f$ , e aqueles obtidos pela equação de equilíbrio de momento (8) por  $F_m$ . O valor do fator de segurança obtido usando a equação de momento e tendo  $\theta$  igual a zero é designado  $F_{m0}$ . Dessa forma é plotado um gráfico mostrando as curvas de relação entre  $F_f \times \theta$  e  $F_m \times \theta$ . O tipo de gráfico resultante é mostrada na figura 35. A interseção das duas curvas dá o valor do fator de segurança ( $F_1$ ), que satisfaz ambas as equações (7) e (8) e a inclinação correspondente ( $\theta_1$ ) das forças entre fatias.

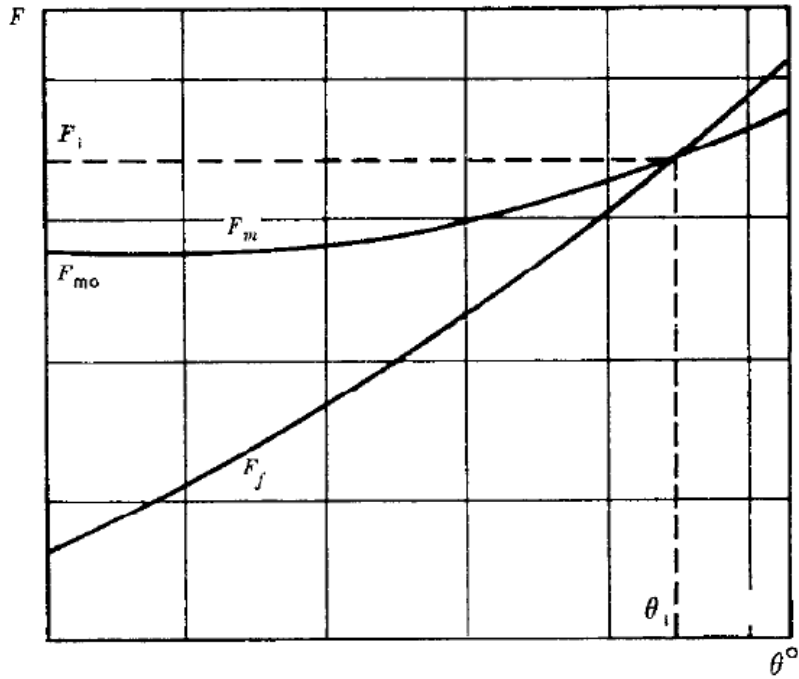


Figura 35 – Variação de  $F_i$  e  $F_m$  com  $\theta$  (SPENCER, 1967)

iii) os valores de  $F_i$  e  $\theta_1$  são então substituídas na equação (6) para obter os valores das resultantes das forças de interação entre fatias.

iv) Em seguida se obtém os pontos de ação das forças entre fatias por momentos em torno do meio da base de cada fatia.

## 7. ANÁLISES DE ESTABILIDADE APLICADAS AO MORRO DE SAPINHATUBA I

### 7.1. Objetivo das Análises

As análises de estabilidade aplicadas ao morro de Sapinhatuba I consistem em:

- retroanálise que tem por objetivo estimar o ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ),
- análise de estabilidade que tem por objetivo determinar a profundidade do N.A. através de rebaixamento para elevar o FS a um valor aceitável.

Todas as análises, incluindo a retroanálise, serão realizadas pelo método de Spencer utilizando o Software SLOPE/W, configurado para dividir a massa de solo em 30 fatias.

### 7.2. Retroanálise

Para estimar os parâmetros de resistência foi considerado que o valor do fator de segurança (FS) é igual a 1 para a situação atual, haja vista que já ocorre o movimento de rastejo no talude em questão, conforme abordado no item 'f' do capítulo 4. Por se tratar de rastejo, considerou-se que a coesão ( $c$ ) é igual a zero.

Após visita ao local (04/11/2011), foram identificados visualmente a extensão, a direção e o sentido da movimentação do morro de Sapinhatuba I. Com base nisso, foram determinados 3 perfis para estudo (figura 36 e figura 37), na direção da movimentação observada. Esses perfis foram elaborados com base na planta topográfica representada na figura 3b, com utilização do *software* Autocad e exportados para o SLOPE/W.

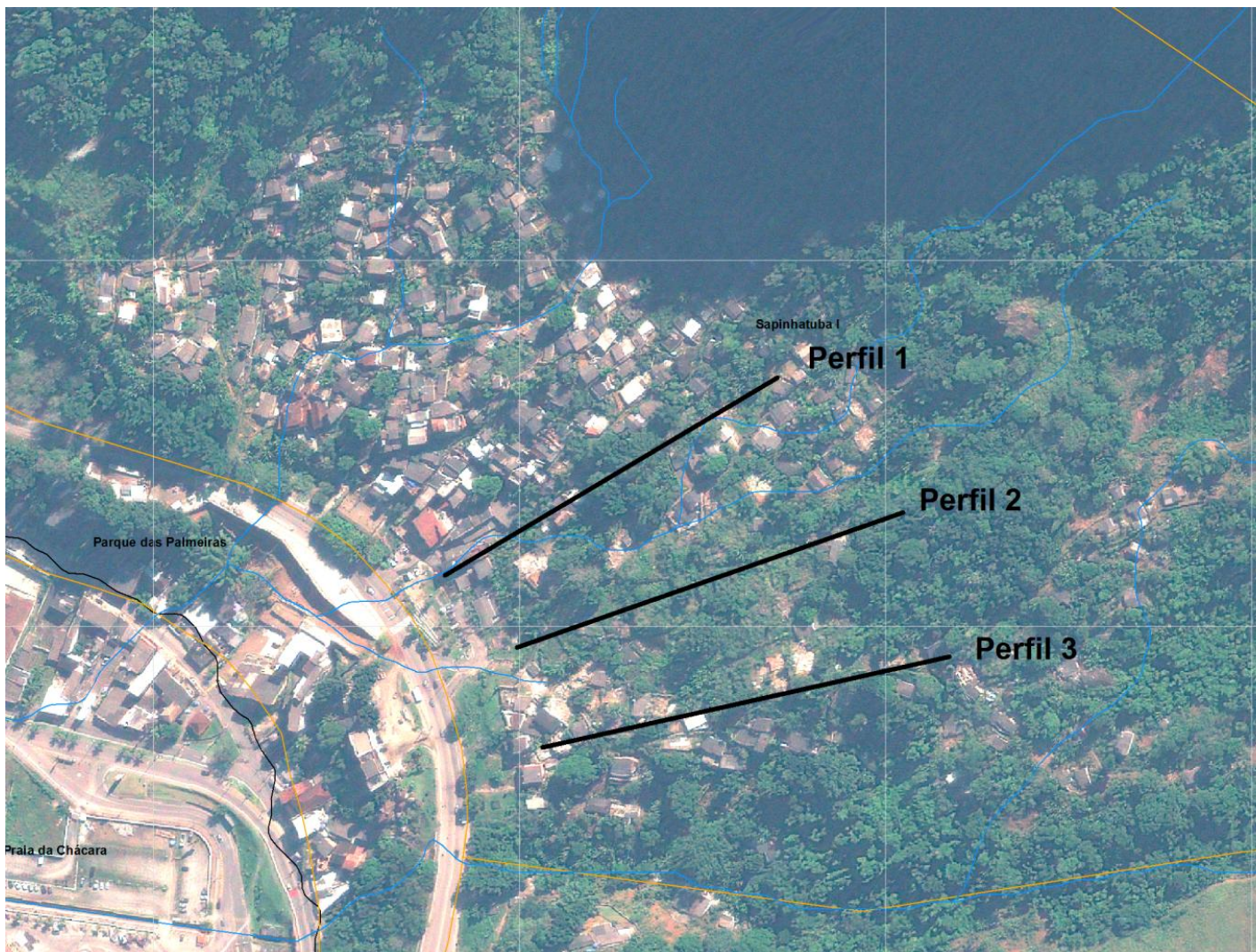


Figura 36 – Fotografia aérea e demarcação dos perfis para estudo do Morro de Sapinhatuba I

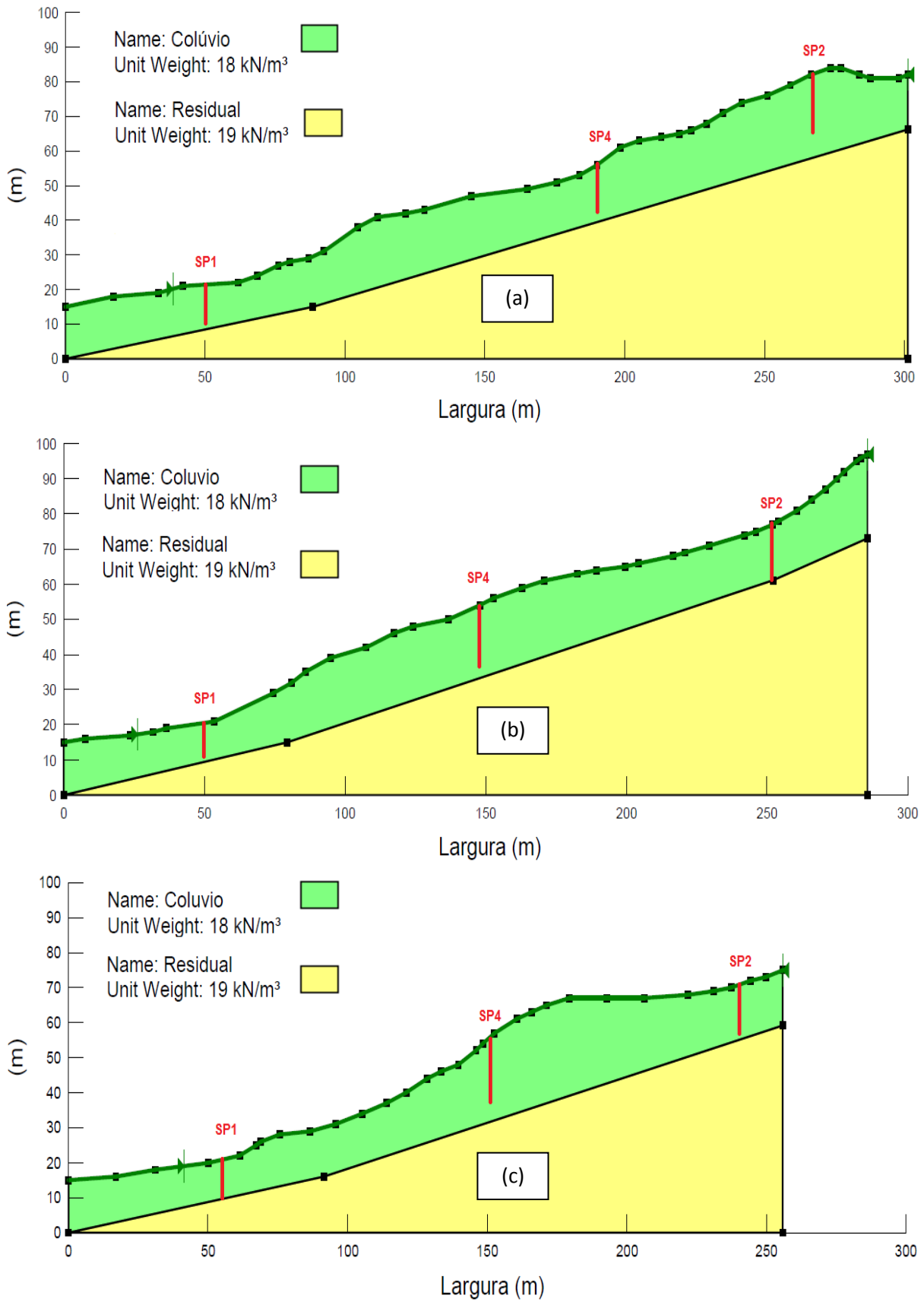


Figura 37 – Perfis das análises do morro de Sapinhatuba I – a) Perfil 1, b) Perfil 2, c) Perfil 3



Foram consultadas seis sondagens à percussão realizadas no local, obtidas de outro trabalho (GUIMARÃES, 2008). Os resultados dessas sondagens foram considerados para se estimar a profundidade da superfície de ruptura e a posição do nível d'água (N.A.). Os boletins de sondagens constam do Anexo 1 deste trabalho. Os boletins SP3, SP5 e SP6 deste mesmo anexo foram desprezados, pois essas sondagens provavelmente foram interrompidas ao encontrar um matacão ou bloco de rocha e não demonstram a estratigrafia completa local. Com base nesses boletins determinou-se uma divisão básica entre as camadas, separando o colúvio do solo residual. O critério para avaliação dessa separação foi a variação do índice de penetração ( $N$ ), ou seja, um aumento abrupto de  $N$  de uma camada para outra. Baseando-se nesses resultados (SP1, SP2 e SP4 – Anexo 1) estima-se que a base da camada de colúvio esteja numa faixa de 10 a 16 metros de profundidade. Para efeitos de análise desse trabalho, admitiu-se a espessura da camada coluvionar igual a 15 metros.

Na camada superficial (coluvionar) observam-se valores mais baixos de  $N$  em profundidades entre 7 e 8 metros no boletim SP1 e entre 9 e 11 metros no boletim SP2 (Anexo 1). Portanto, foram admitidas para a retroanálise duas situações distintas quanto à profundidade da superfície de ruptura:

- a primeira considerando que a superfície de ruptura esteja passando no contato colúvio-residual (aproximadamente 15 metros de profundidade) e,
- a segunda considerando que a superfície de ruptura esteja passando pela camada menos resistente do colúvio, ou seja, entre 7 e 8 metros abaixo da cota de boca da SP1 e entre 9 e 11 metros abaixo da cota de boca da SP2.

Quanto à posição do N.A., esta varia entre 2 e 4,65 metros de profundidade, de acordo com os boletins de sondagem SP1 e SP4.

A extensão da superfície de ruptura foi estimada a partir da observação de numerosas trincas no solo, em pavimentos, em canaletas de drenagem e em construções existentes no local.

A primeira parte da retroanálise consistiu em verificar qual dos 3 perfis é o mais desfavorável, ou seja, analisar qual dos perfis apresenta os maiores valores de  $\phi'$  considerando as premissas apontadas na tabela 3 e N.A. a 3 metros de profundidade.

Após se definir o perfil mais desfavorável (maior  $\phi'$  para FS igual a 1) serão apresentadas outras duas retroanálises com N.A. a 1 metro e 5 metros de profundidade.

Tabela 3 – Premissas da retroanálise

Dados	Valores
Fator de Segurança (FS)	1,0
Coesão (c)	0 kPa
Peso específico do solo coluvionar ( $\gamma$ )	18 kN/m <sup>3</sup>
Profundidades da superfície de ruptura	Contato Colúvio-Residual (CR): (~15m de profundidade)
	Plano de Fraqueza dentro do colúvio (PF): (~7 a 11m de profundidade)
Extensão da superfície de ruptura	Conforme sinais observados em campo

### 7.2.1. Determinação do perfil mais desfavorável

#### 7.2.1.1. Perfil 1

Considerando-se as premissas expostas na tabela 3 e fazendo a correção freática (linha indicadora do nível d'água no perfil é igual a lençol freático) foram obtidos os resultados apresentados nas figuras 38 e 39.

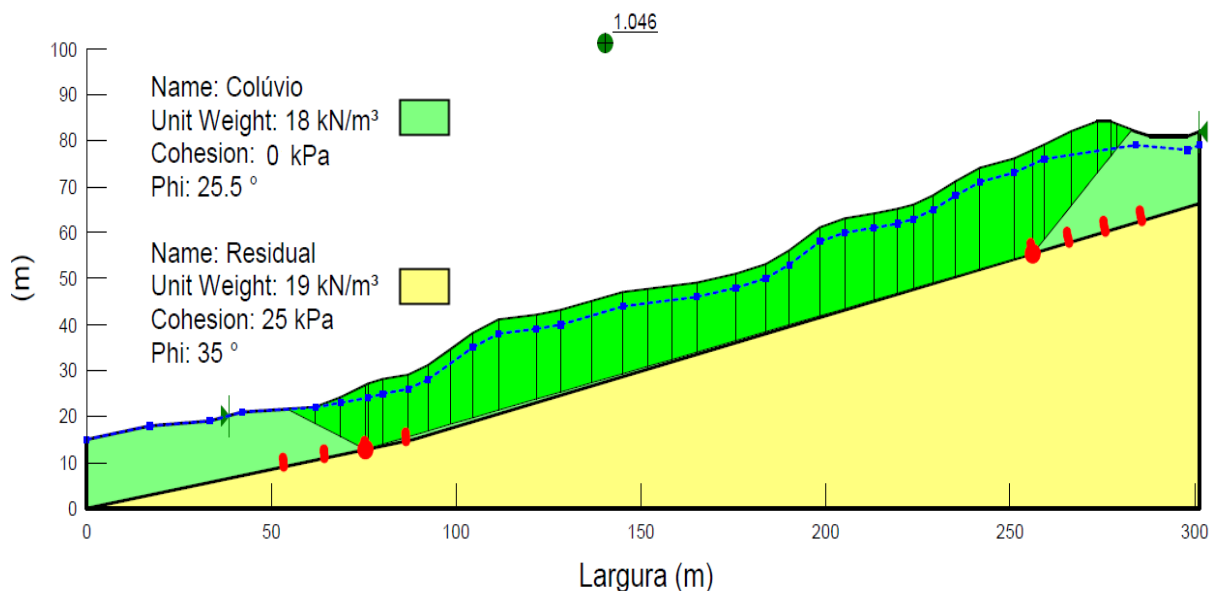


Figura 38 – Superfície crítica do Perfil 1 no contato colúvio-residual (~15 metros de profundidade) (SLOPE/W)

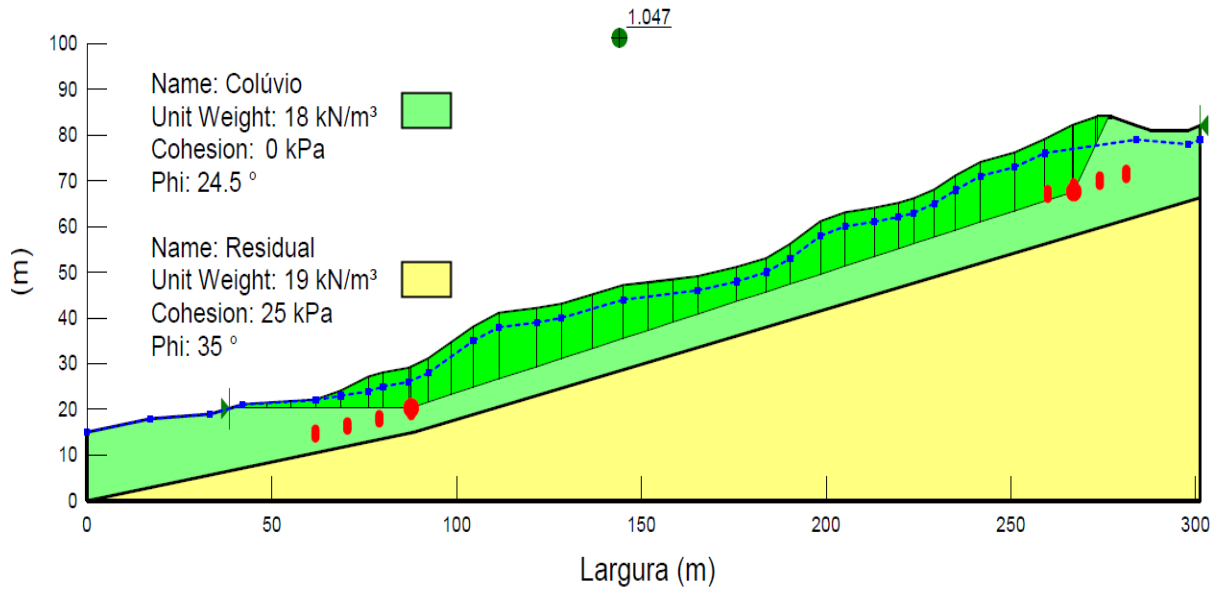


Figura 39 – Superfície crítica do Perfil 1 no plano de Fraqueza (~7 a 11 metros de profundidade) (SLOPE/W)

Considerando que a superfície crítica esteja passando no contato colúvio-residual (~15 metros de profundidade) e nível d'água igual a 3 metros, precisaríamos de  $\phi'$  igual a 25,5°. Supondo que exista uma camada menos resistente (~7 a 11 metros de profundidade), que condicione a ruptura da encosta, precisaríamos de um  $\phi'$  igual a 24,5°.

#### 7.2.1.2. Perfil 2

A partir das premissas apontadas na tabela 3 e fazendo a correção freática (linha indicadora do nível d'água no perfil é igual a lençol freático) foram obtidos para o perfil 2, os resultados apresentados nas figuras 40 e 41.

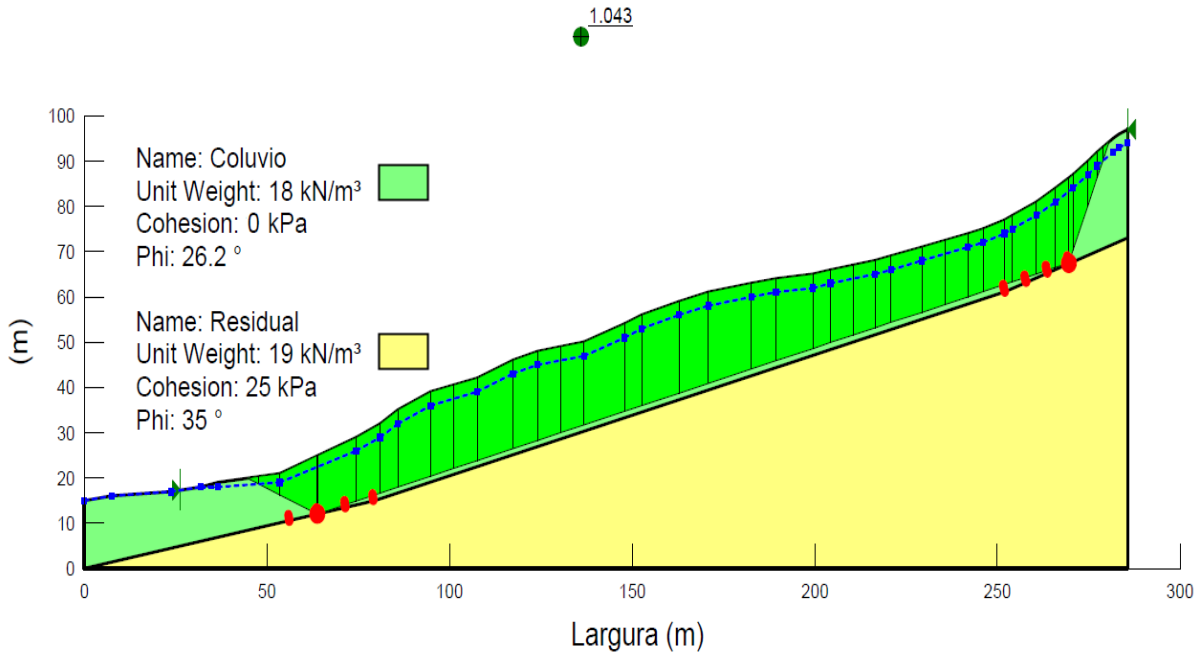


Figura 40 – Superfície crítica do Perfil 2 no contato colúvio-residual (~15 metros de profundidade) (SLOPE/W)

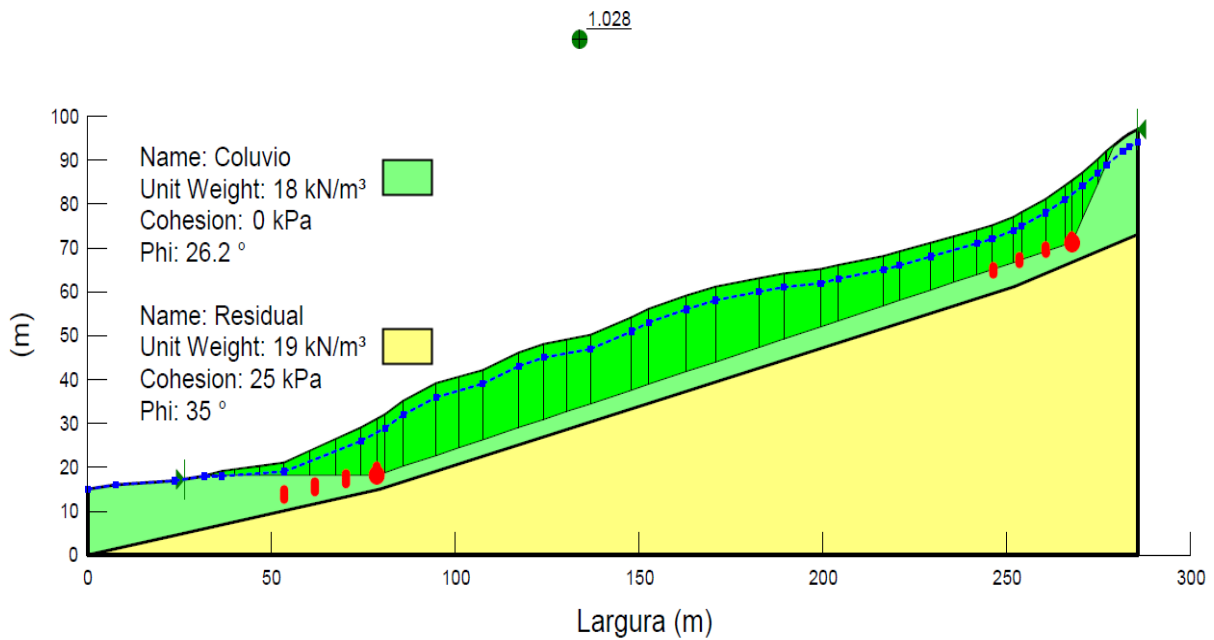


Figura 41 – Superfície crítica do Perfil 2 no plano de Fraqueza (~7 a 11 metros de profundidade) (SLOPE/W)

Considerando tanto que a superfície crítica esteja passando no contato colúvio-residual (~15 metros de profundidade), quanto passando numa camada menos resistente no interior da massa colúvionar (~7 a 11 metros de profundidade), considerando o nível d'água a 3 metros de profundidade, precisaríamos de  $\phi'$  igual a 26,2°.

### 7.2.1.3. Perfil 3

Considerando-se as premissas expostas na tabela 3 e fazendo a correção freática (linha indicadora do nível d'água no perfil é igual a lençol freático) foram obtidos para perfil 3 os resultados apresentados nas figuras 42 e 43.

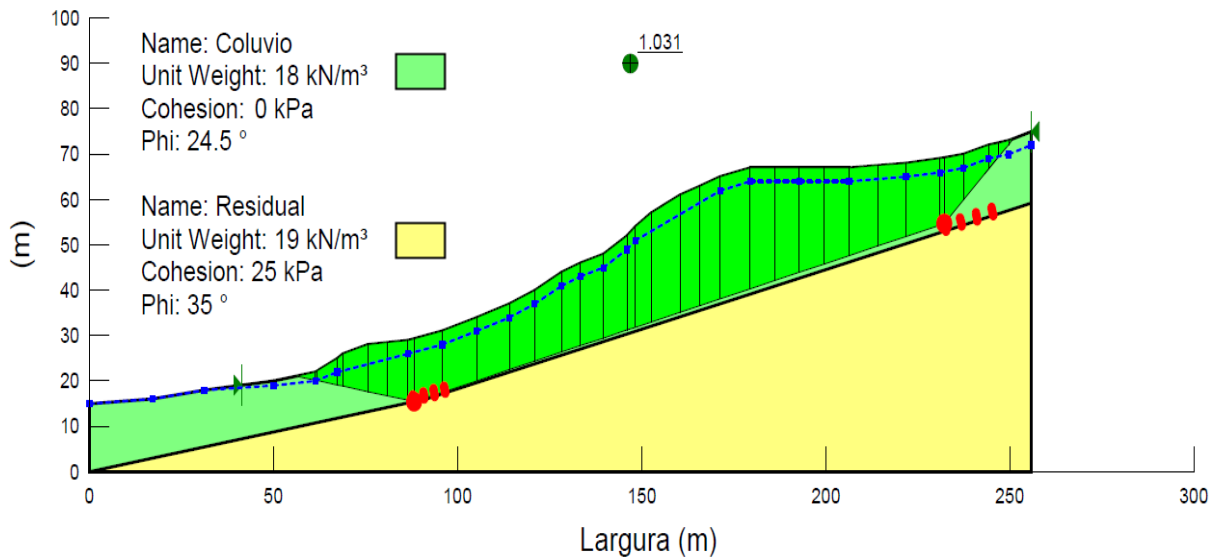


Figura 42 – Superfície crítica do Perfil 3 no contato colúvio-residual (~15 metros de profundidade) (SLOPE/W)

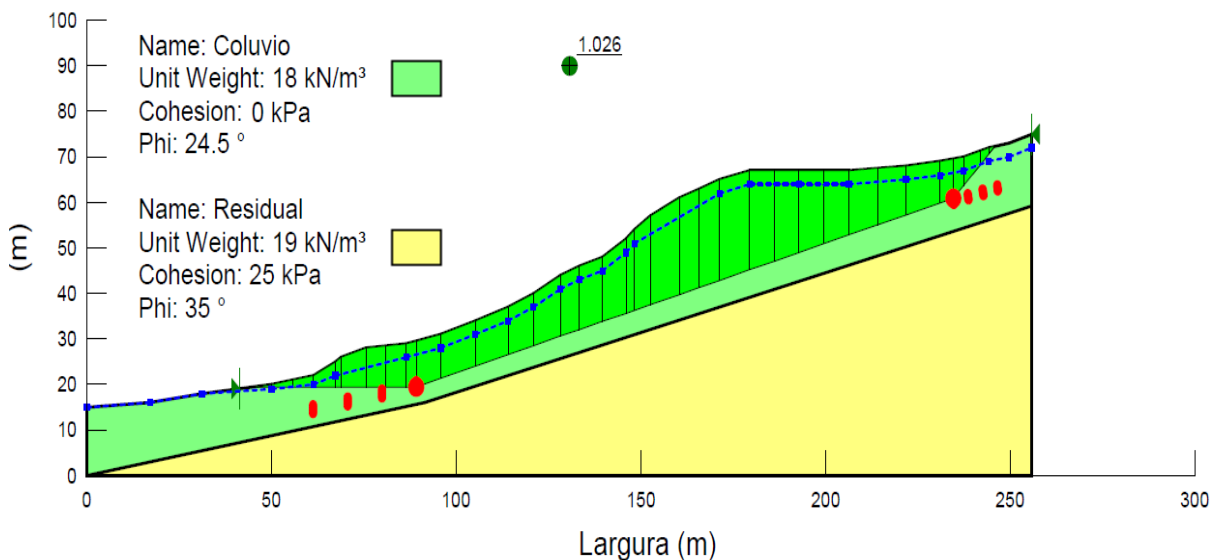


Figura 43 – Superfície crítica do Perfil 3 no plano de fraqueza (~7 a 11 metros de profundidade) (SLOPE/W)

Considerando que a superfície crítica esteja passando no contato colúvio-residual (~15 metros de profundidade) e nível d'água igual a 3 metros, precisaríamos de  $\phi'$  igual a 24,5°.

Supondo que exista uma camada menos resistente (~7 a 11 metros de profundidade), que condicione a ruptura da encosta, precisaríamos também de um  $\phi'$  igual a 24,5°.

#### 7.2.1.4. Conclusão quanto ao perfil mais desfavorável

A tabela 4 apresenta um resumo dos resultados da retroanálise, para nível d'água a 3 metros de profundidade, que foram obtidos através de simulações no SLOPE/W.

Tabela 4 – Valores de  $\phi'$  obtidos para os 3 perfis

<b>Perfis</b>	<b>N.A.</b>	<b>Superfície Ruptura Passando por</b>	$\phi'$
Perfil 1	3m	Contato Colúvio-residual (CR)	25,5°
	3m	Plano de fraqueza (PF)	24,5°
<b>Perfil 2</b>	3m	Contato Colúvio-residual (CR)	<b>26,2°</b>
	3m	Plano de fraqueza (PF)	<b>26,2°</b>
Perfil 3	3m	Contato Colúvio-residual (CR)	24,5°
	3m	Plano de fraqueza (PF)	24,5°

Com base nesses valores, podemos verificar que o perfil 2 é o que apresenta a situação mais desfavorável dentre os 3 considerados, pois necessitou de maiores valores de  $\phi'$  para se obter FS igual a 1, considerando as mesmas premissas.

Portanto, com base nesses resultados, a retroanálise seguirá com o foco no perfil 2, buscando os valores de  $\phi'$  considerando que o nível d'água possa estar a 1 metro ou a 5 metros de profundidade.

Os valores de  $\phi'$  obtidos através dessas primeiras simulações e expostos na tabela acima estão dentro de valores comuns para solos coluvionares, conforme estudos realizados por RODRIGUEZ (2005) e SCHILLING (1993).

#### 7.2.2. Retroanálise no perfil mais desfavorável para diferentes posições do N.A.

Essa segunda parte da retroanálise consiste em obter valores de  $\phi'$  variando o nível d'água para o perfil mais desfavorável. Conforme mostrado anteriormente, o perfil 2 se mostrou o mais desfavorável, pois apresentou os maiores valores de  $\phi'$  para FS igual a 1 e considerando todas as outras premissas, expostas no item anterior.

Para a continuação desse estudo serão consideradas essas mesmas premissas, variando apenas o N.A. para posições de 1 e 5 metros de profundidade. Ao final será apresentada tabela com a variação dos valores de  $\phi'$ , considerando a posição do NA a 1, 3 (já apresentada no item 7.2.1.2) e 5 metros de profundidade a partir da superfície do talude.

#### 7.2.2.1. Profundidade do N.A. igual a 1 metro

A simulação foi realizada considerando as premissas estabelecidas anteriormente (tabela 3) e ajustando o programa para considerar a correção freática. Os resultados obtidos estão apresentados nas figuras 44 e 45.

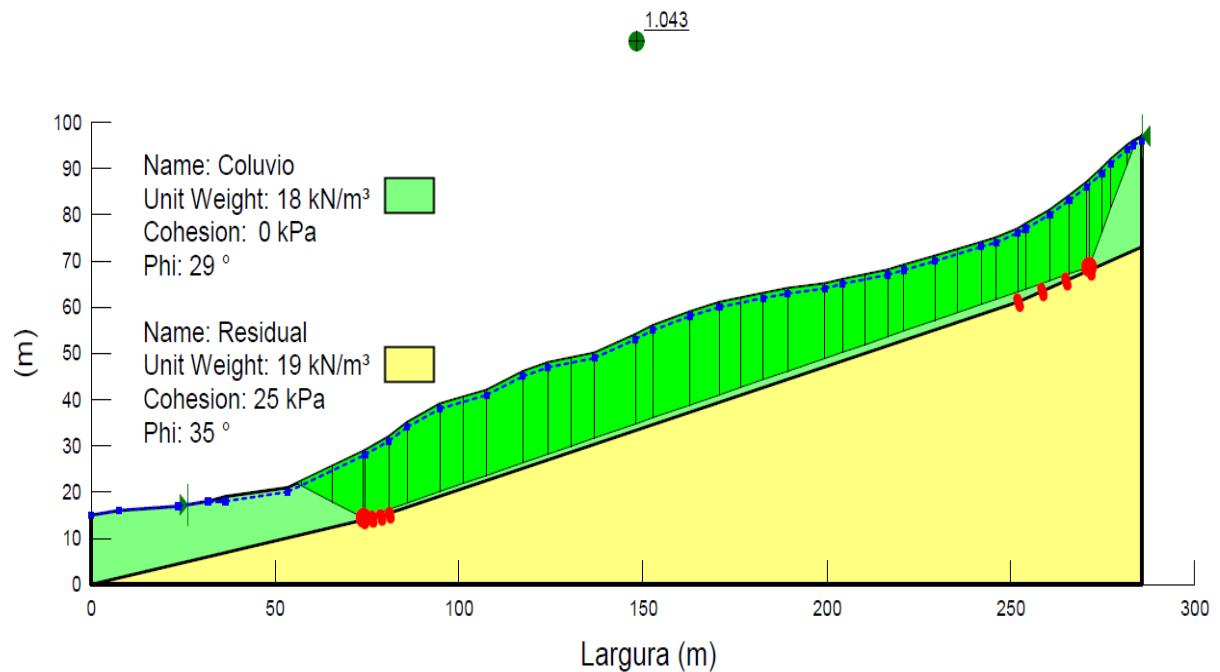


Figura 44 – Superfície ruptura do Perfil 2 no contato colúvio-residual, NA=1m (SLOPE/W)

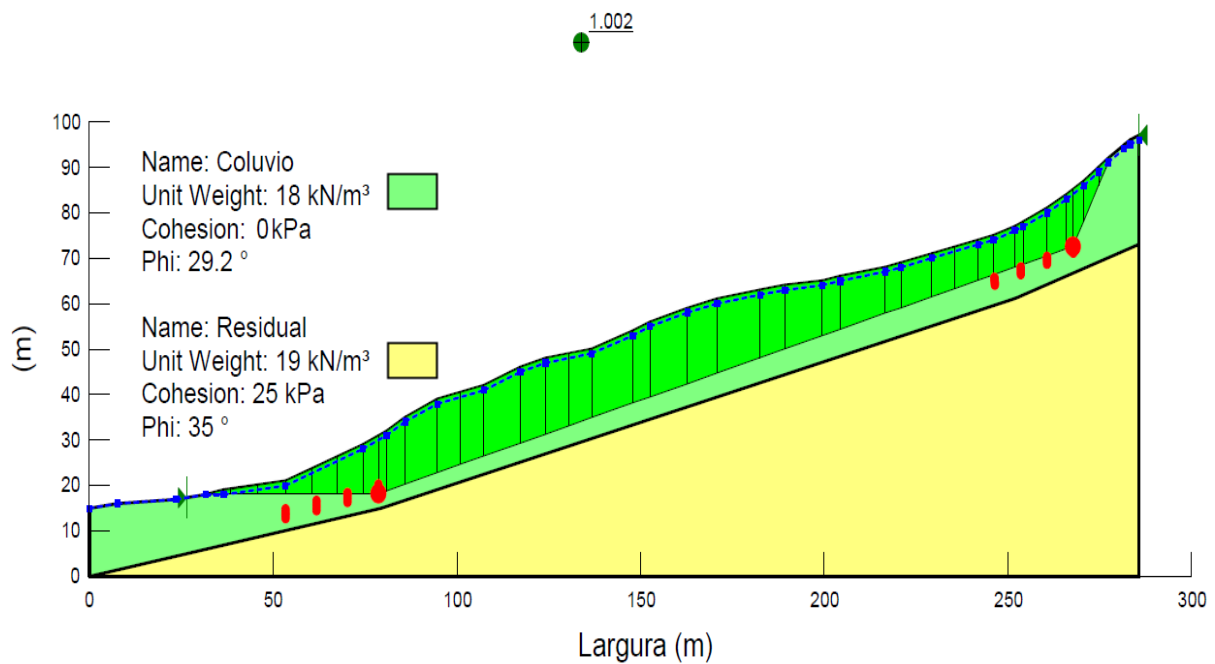


Figura 45 – Superfície ruptura do Perfil 2 no plano de fraqueza, NA=1m (SLOPE/W)

Considerando que a superfície crítica esteja passando no contato colúvio-residual, então, para um FS igual a 1 e nível d'água igual a 1 metro, precisaríamos de  $\phi'$  igual a 29,0°. Supondo que exista uma camada menos resistente, que condicione a ruptura da encosta, considerando os mesmos limites de entrada e saída, mesmo NA e FS igual a 1, precisaríamos de um  $\phi'$  igual a 29,2°.

#### 7.2.2.2. Profundidade do N.A. igual a 5 metros

Para a posição do N.A. a 5 metros de profundidade, a simulação no SLOPE/W foi realizada considerando as premissas estabelecidas na tabela 3 e ajustando o programa para considerar a correção freática. Os resultados estão apresentados nas figuras 46 e 47.



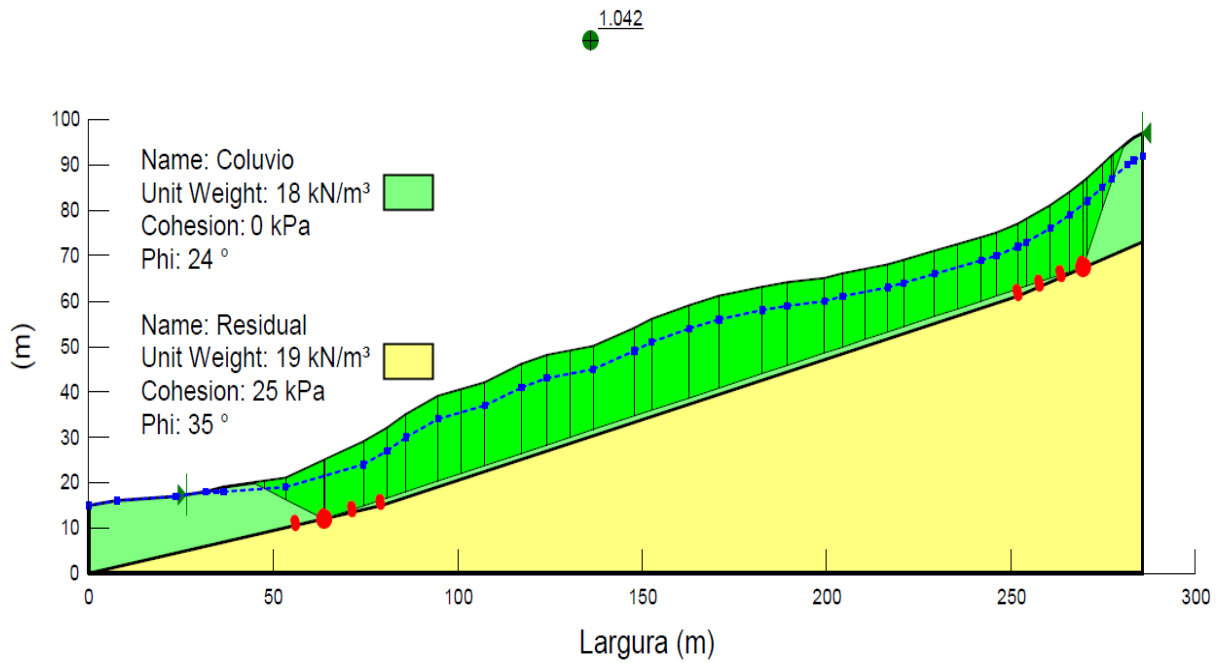


Figura 46 – Superfície ruptura Perfil 2 – Contato colúvio-residual, NA=5m (SLOPE/W)

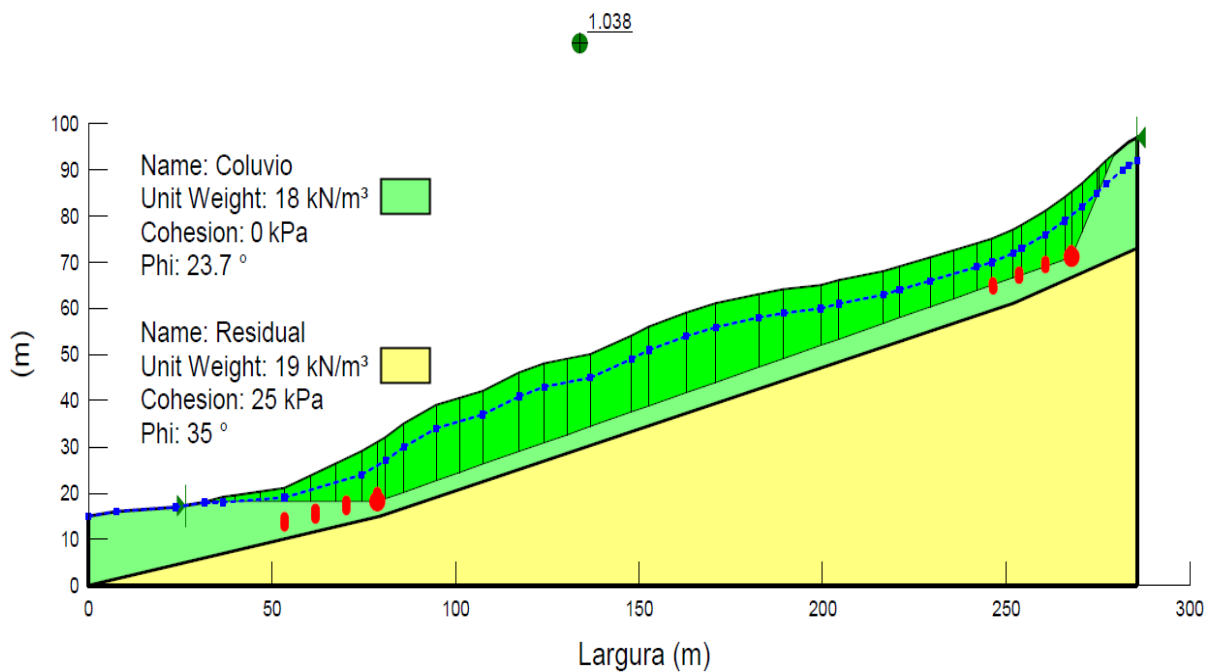


Figura 47 – Superfície ruptura Perfil 2 – Plano de fraqueza, NA=5m (SLOPE/W)

Considerando a superfície poligonal crítica passando no contato colúvio-residual, é necessário um  $\phi'$  igual a 24,0°, para o fator de segurança igual a 1 e profundidade do nível d'água igual a 5 metros. No caso de existir uma camada menos resistente no interior da massa coluvionar que condicione a ruptura dessa encosta e em se levando em conta os mesmos limites de entrada e saída, profundidade de NA e FS igual a 1, precisaríamos de um  $\phi'$  igual a 23,7°.

### 7.2.3. Conclusão quanto aos valores de $\phi'$ obtidos na retroanálise

A tabela 5 apresenta todos os valores de  $\phi'$  obtidos para o perfil mais desfavorável (perfil 2) durante a retroanálise, considerando as premissas já citadas.

Tabela 5 – Valores de  $\phi'$  obtidos pela retroanálise para o perfil 2 considerando as 3 posições do N.A.

<b>Perfil</b>	<b>N.A.</b>	<b>Superfície Ruptura Passando por</b>	$\phi'$
<b>Perfil 2</b>	1m	Contato Colúvio-residual (CR)	29,0°
	1m	Plano de fraqueza (PF)	29,2°
	3m	Contato Colúvio-residual (CR)	26,2°
	3m	Plano de fraqueza (PF)	26,2°
	5m	Contato Colúvio-residual (CR)	24,0°
	5m	Plano de fraqueza (PF)	23,7°

Todos esses valores de  $\phi'$  obtidos através da retroanálise estão de acordo com valores comuns para solos coluvionares conforme trabalhos de RODRIGUEZ (2005) e SCHILLING (1993).

Com base nesses resultados, podemos verificar que, para uma mesma posição do nível d'água, os valores de  $\phi'$  apresentados são aproximadamente os mesmos, independente da profundidade da superfície de ruptura.

Em escorregamentos planares com fluxo paralelo ao terreno, quando a coesão é nula, o FS não depende da profundidade da superfície de ruptura.

Neste caso, o FS foi considerado igual a 1 e, como o escorregamento é aproximadamente planar, e o fluxo paralelo ao terreno,  $\phi'$  depende pouco da profundidade da superfície de ruptura.

### 7.3. Estudo do rebaixamento do nível d'água para aumento do FS

Para o estudo da influência do N.A. no fator de segurança, foi escolhido o perfil 2, por ser o mais desfavorável, com o valor de  $\phi'$  correspondente à posição do N.A. igual a 3 metros.

A análise de estabilidade considerando a solução de rebaixamento do N.A. será realizada levando em conta as premissas apresentadas na tabela 6.

Haja vista que os valores de  $\phi'$  sofrem pequena alteração quando se considera coesão nula e quando se varia a profundidade da superfície de ruptura, esta análise será realizada apenas considerando a profundidade da superfície passando pelo contato colúvio-residual.

Tabela 6 – Premissas para o Estudo de rebaixamento do N.A

<b>Dados</b>	<b>Valores</b>
Ângulo de atrito ( $\phi'$ )	26,2°
Coesão (c)	0 kPa
Peso específico do solo coluvionar ( $\gamma$ )	18 kN/m <sup>3</sup>
Profundidade da superfície de ruptura	Contato Colúvio-Residual (CR) (~15m)
Extensão da superfície de ruptura	Conforme sinais observados em campo

A princípio se considera o sistema de rebaixamento composto por uma linha de drenos sub-horizontais profundos. Foi considerado que esses drenos serão instalados próximos a cota da rodovia BR-101, que passa no pé da encosta em questão.

Para um bom desempenho desse sistema, é importante que os drenos sejam instalados em profundidade suficiente para atingir a rocha fraturada. Como não se conhece a posição das fraturas na rocha, assim como a espessura da camada de solo residual, para efeitos dessa análise, o comprimento do dreno foi definido de forma a alcançar um fator de segurança mínimo ( $FS_{min}$ ) satisfatório.

A NBR 11682 apresenta os fatores de segurança mínimos que devem ser considerados quando na execução das análises de estabilidade de encostas (tabela 7), correlacionando os níveis de segurança contra danos materiais, ambientais e a vidas humanas.

Tabela 7 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (NBR 11682)

<b>Nível de segurança contra danos a vidas humanas</b> <b>Nível de segurança</b> <b>Contra danos materiais e ambientais</b>	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

No caso do morro de Sapinhatuba I será considerado que o nível de segurança contra danos a vidas humanas é alto e o nível de segurança contra danos materiais e ambientais é baixo, portanto, o fator de segurança mínimo, que satisfaz o resultado das análises de estabilidade para o rebaixamento do nível d'água, será de 1,4.

A nova posição da linha freática após a implantação dos DHP's foi estimada de forma que essa intercepte o DHP a 5 metros de sua extremidade.

Após ajustarmos o *software* para o perfil 2 e a linha freática obteve-se  $FS_{\min}$  de 1,43 para DHP's de 70 metros de comprimento, posicionados na cota de 40 metros com relação ao nível do mar (figura 48).

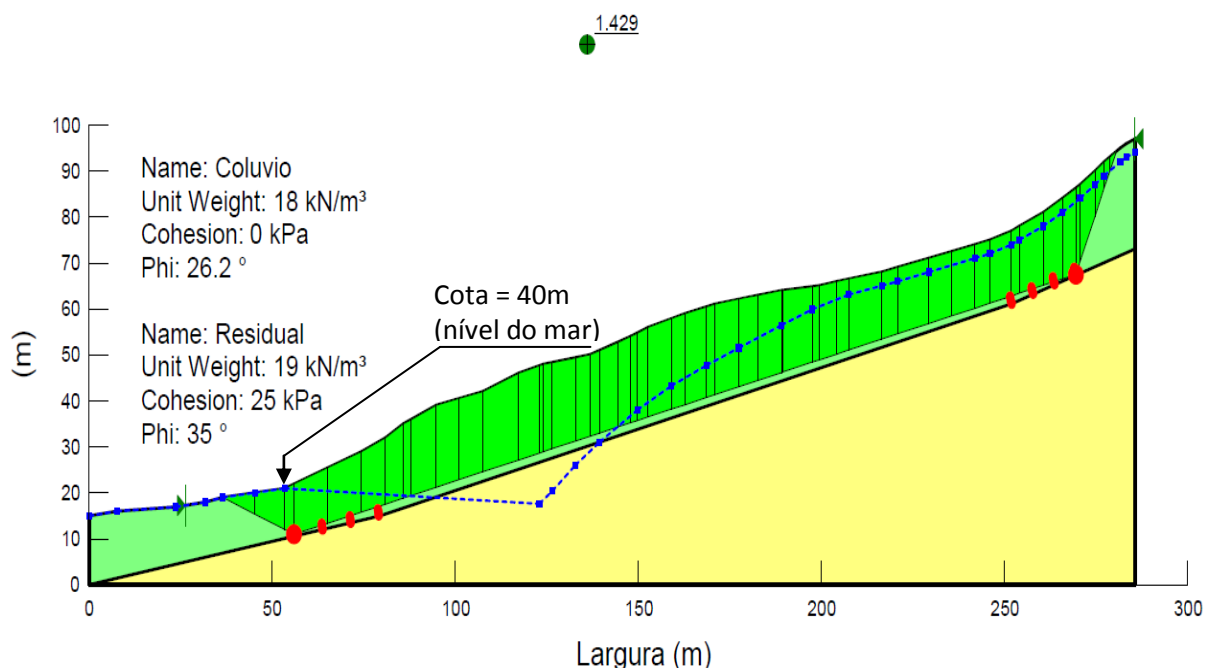


Figura 48 – Superfície ruptura do Perfil 2 – Após rebaixamento do N.A., através de DHP's. (SLOPE/W)

O valor do fator de segurança obtido através de simulação considerando o rebaixamento de N.A. é superior ao mínimo recomendado pela NBR 11682, portanto satisfatório.

Ressalta-se que a hipótese de posição do N.A. deve ser confirmada em campo através da instalação de indicadores de N.A., após a execução dos DHP's.

#### 7.4. Verificação de possíveis novas superfícies de ruptura após rebaixamento do N.A.

Considerando que o rebaixamento do nível d'água através de DHP's estabilize a movimentação atual do morro de Sapinhatuba I, realizaremos outras análises para verificação de possíveis novas superfícies de ruptura, diferentes das pré-estabelecidas nos itens anteriores.

Para essa análise iremos considerar as mesmas premissas do item 7.3 do presente trabalho (com excessão da profundidade da superfície de ruptura), além de considerarmos o N.A. rebaixado e já estabilizado. O programa foi ajustado para buscar superfícies diversas no talude, com longa, média ou curtas extensões.

Para a busca de superfícies de extensões longas e médias os resultados obtidos apresentaram fatores de segurança superiores a 1,6 e superfícies muito rasas, com baixa probabilidade de ocorrência. No entanto, vale atentar para superfícies de ruptura curtas na parte alta da encosta, onde os DHP's não influenciam o N.A.

O fator de segurança obtido para a parte superior da encosta foi próximo à unidade (figura 49), o que demonstra necessidade de rebaixar o N.A. ao longo de toda a encosta, podendo ser necessário instalar outras linhas de DHP'ss em cotas mais elevadas.

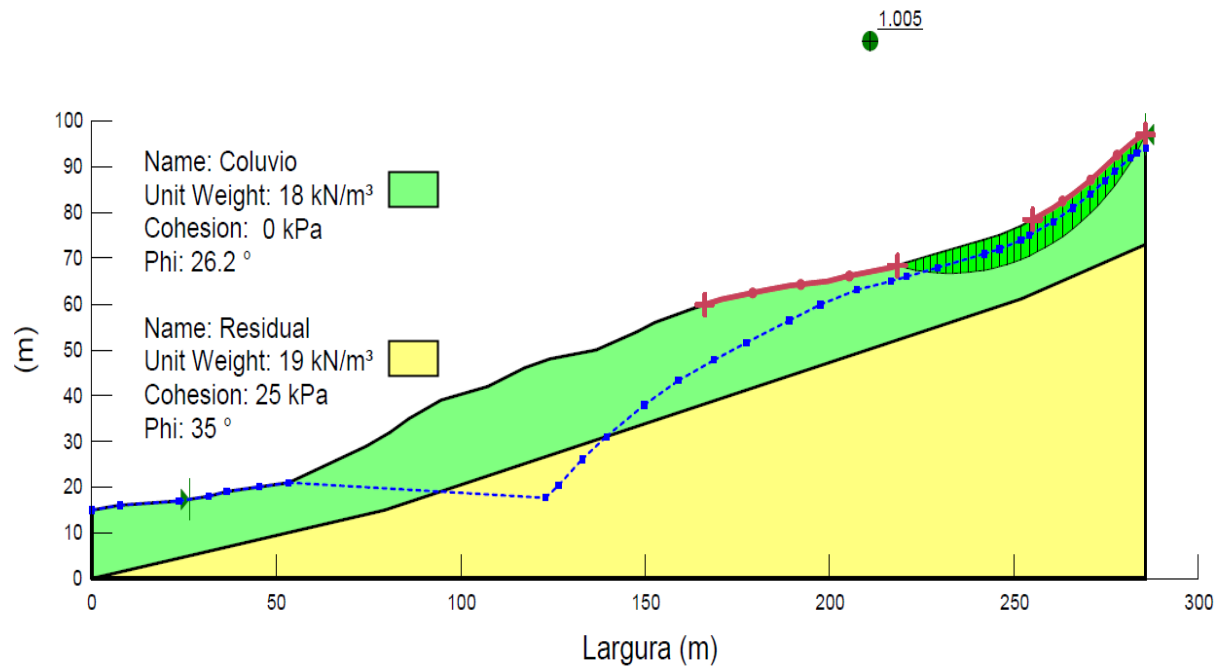


Figura 49 – Superfície de ruptura curta no terço superior da encosta (SLOPE/W)

## 8. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir do estudo realizado podem ser destacadas as seguintes conclusões:

- Constatou-se movimentação considerável da massa de solo do morro de Sapinhatuba I, através de observação de postes desaprumados, trincas no solo, calçamento, canaletas e em construções. A partir dos dados sobre a formação do solo local, do perfil geotécnico inferido pelas sondagens e desses indícios de movimentações, concluiu-se que trata-se de mecanismo de rastejo.
- Considerando-se que o fator de segurança (FS) quanto a estabilidade do talude é igual a 1, haja vista a movimentação observada em campo, e que o nível d'água (N.A.) está na profundidade entre 1 e 5 metros, o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) da massa coluvionar está na faixa de valores entre 24° e 29°, adotando-se coesão nula. Tais valores estão entre os esperados para solos coluvionares, conforme RODRIGUEZ (2005) e SCHILLING (1993) que analisaram parâmetros de resistência desse tipo de solo.
- Nas retroanálises foi considerado que o fluxo d'água é aproximadamente paralelo à superfície do terreno e as superfícies de escorregamento analisadas tinham formato aproximadamente planar. Desta forma, com o FS igual a 1, os valores de  $\phi'$  obtidos na retroanálise praticamente não dependem da profundidade da superfície de ruptura.
- Considerando-se rebaixamento do N.A. por instalação de drenos sub-horizontais profundos (DHP's), pode-se obter um aumento no FS superior a 40%, levando esse FS a valores aceitos pela NBR11682 (FS maior ou igual a 1,4). Para alcançar esse FS, supôs-se uma nova linha freática, com comprimento dos DHP's de aproximadamente 70 metros instalados na cota de 40 metros em relação ao nível do mar, situada próximo à cota da rodovia, na porção inferior da encosta.
- Apesar do sistema de drenagem com DHP's proporcionar o aumento do FS global a nível satisfatório, isso não ocorreu na porção superior da encosta, onde ainda há superfícies com FS próximo da unidade. Portanto, pode vir a ser necessário instalar novas linhas de DHP's em cotas mais elevadas. Isso deve ser verificado com a instalação de medidores de nível d'água após a instalação dos primeiros DHP's, a partir da qual pode se constatar se a linha freática está de acordo com a prevista nas análises de estabilidade, e conseqüentemente verificar o fator de segurança da encosta.

Ressalta-se a importância da instrumentação dessa encosta com inclinômetros e piezômetros, para se confirmar as premissas adotadas quanto à superfície de ruptura e as poropressões. Além disso, é necessário entender se o movimento ocorre de forma constante ou sazonal (agravado nos períodos chuvosos), estabelecendo leituras iniciais anteriores à instalação dos DHP's.

É importante atentar também para leituras de vazão dos DHP's logo após instalados, além de leituras nos piezômetros e inclinômetros, correlacionando essas informações para a monitoração das obras de estabilização dessa encosta e promover a manutenção adequada nos DHP's.

Durante a visita técnica foram observadas algumas ações antrópicas que podem contribuir para a instabilização da encosta, como exemplos, as ligações hidro-sanitárias deficientes e pequenos cortes inadequados no terreno para a implantação de construções. Essas ações devem ser evitadas para não agravarem a instabilização da encosta do Morro de Sapinhatuba I.

Apesar de visar contribuir para o melhor entendimento do mecanismo de movimento de massa do Morro de Sapinhatuba I, este trabalho tem uma finalidade acadêmica. Para a definição do projeto das obras de estabilização do talude é necessária uma maior investigação geotécnica através de sondagens, ensaios de resistência ao cisalhamento, inclinômetros e piezômetros para o melhor conhecimento do perfil do subsolo, das cargas piezométricas (e, conseqüentemente, poropressões), localização da superfície de ruptura e parâmetros de resistência.

## 9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, M. F. P. de, *Estudo da Estabilidade de um Colúvio na Serra do Mar por Elementos Finitos*, Tese D.Sc., COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

AVELAR, A.S.; COELHO NETTO, A.L.; LACERDA, W.A. e FERNANDES, M.C., 2001, *Análise de Susceptibilidade a Movimentos de Massa no Maciço da Tijuca - RJ, utilizando SIG*. In: III COBRAE-Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro - RJ.

BASTOS, I. G., 2006, *Estabilidade de Encostas Através de Drenagem Profunda: Estudo de Caso de Estabilização com Túnel de Drenagem*, Tese de M.Sc., Universidade de São Paulo – Escola Politécnica, SP, Brasil.

BECKER, L. de B., 2011, *Notas de Aula da Disciplina de Estabilidade de Taludes e Estruturas de Contenção*.

CAPUTO, H. P., 1987, *Mecânica dos Solos e Suas Aplicações, Vol.2 – Mecânica das Rochas, Fundações e Obras de Terra*.

COELHO NETTO, A.L.; AVELAR, A.S., FERNANDES, M.C. e LACERDA, W.A., 2007, *Landslide susceptibility in a mountainous geocosystem, Tijuca Massif, Rio de Janeiro: the role of morphometric subdivision of the terrain*. *Geomorphology*, Estados Unidos, v. 87, p. 120-131, 2007.

COPPETEC, 2010, *Mapeamento de Áreas de Risco, Frente aos Deslizamentos de Encostas no Município de Angra dos Reis*, Relatório 1.

COPPETEC, 2011, *Mapeamento de Áreas de Risco, Frente aos Deslizamentos de Encostas no Município de Angra dos Reis*, Relatórios 2, 3 e 4.

COPPETEC, 2012, *Mapeamento de Áreas de Risco, Frente aos Deslizamentos de Encostas no Município de Angra dos Reis*, Relatório em andamento.

CRAIG, D. J. e GRAY, I., 1985, *Groundwater Lowering by Horizontal Drains*, Eco Publication, No. 2/85.

DUNCAN, J. M. I., *Soil Slope Stability Analysis, Landslides: Investigation and Mitigation, Special Report 247*, Washington, D.C., Estados Unidos da América.



- EHRlich, M. e BECKER, L. de B., 2009, *Muros e Taludes de Solo Reforçado*.
- GEOHECO-SMAC-RJ, 2000, *Estudos de qualidade ambiental do geocossistema do Maciço da Tijuca: subsídios à regulamentação da APARU do Alto da Boa Vista*.
- GEORIO, 1999, *Manual Técnico de Encostas*, Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro.
- GOMES, D. M. B., *Correlações entre Precipitação, Movimentos, Piezometria e Fatores de Segurança em Encostas Coluvionares em Regiões Tropicais*, Tese M.Sc., COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GUIDICINI, G. e NIEBLE, C.M., 1976, *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavações*.
- GUIMARÃES, S. G., 2008, Arquivo Pessoal.
- LACERDA, W. A. e SANDRONI, S.S., 1985, *Movimentos de Massas Coluviais*, ABMS, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- LACERDA, W.A., 2002, *Comportamento Geotécnico de Massas Coluviais*, GEOSUL 2002, ABMS, Joinville, SC, Brasil.
- MENDONÇA, M. B., 2000, *Avaliação da Formação de OCRE no Desempenho de Filtros Geotexteis*, Tese de D.Sc., COPPE, Rio de Janeiro, Brasil.
- MOLITERNO, A., 1980, *Caderno de Muros de Arrimo*.
- MORGENSTERN, W.R. e PRICE, V.E., 1965, *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*, Geotechnique, vol. 15.
- PMAR- Prefeitura Municipal de Angra dos Reis, 2011, disponível em: <<http://www.angra.rj.gov.br>>, acesso em 10 de dezembro de 2011.
- Prefeitura de Angra dos Reis, 2005, *Levantamento Preliminar de Áreas de Acidentes Associados a Movimento*.
- PROIN/CAPES e UNESP/IGCE. 1999, Material Didático: arquivos de transparências (CD). Rio Claro: Departamento de Geologia Aplicada.
- RODRIGUEZ, T. T., 2005, *Proposta de Classificação Geotécnica para Colúvios Brasileiros*, Tese de D.Sc., COPPE, Rio de Janeiro, Brasil.

SANDRONI, S. S., LACERDA, W. A. e BRANDT, J. R. T., 1992, *Instrumentação de Encosta Antes, Durante e Depois da Instalação de Drenos Horizontais Profundos, Angra dos Reis*, COBRAE, Vol. 1.

SCHILLING, G. H., 1993, *Instrumentação e Análise dos Movimentos da Encosta do Soberbo, Alto da Boa Vista, RJ*, Tese de M.Sc., COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SOARES, E. P., 2006, *Caracterização da Precipitação na Região de Angra dos Reis e a sua Relação com a Ocorrência de Deslizamentos de Encostas*, tese de M.Sc., COPPE, Rio de Janeiro, Brasil.

SOUZA, P. A. V. de, *Os Impactos dos Grandes Empreendimentos na Estrutura Demográfica de Angra dos Reis*, Revista Geo-Paisagem, Ano 2, No. 3.

SPENCER, E., 1967, *A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces*, Geotechnique, vol. 17.

SUZUKI, S., 2004, *Propriedades Geomecânicas de Alguns Solos Residuais e Coluviais ao Longo do Oleoduto Curitiba-Paranaguá*, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

TECHNE, 2007, Revista Techne Ed. 123 – Junho de 2007.

TERZAGHI, K., 1950, *Mechanism of Landslides*, Harvard Department of Engineering, Publicação No. 448, MA, Estados Unidos da América.

TONUS, B. P. de A., *Estabilidade de Taludes: Avaliação dos Métodos de Equilíbrio Limite Aplicados a uma Encosta Coluvionar e Residual da Serra do Mar Paranaense*, Tese de M.Sc., Universidade Federal do Paraná, Brasil.

# ANEXOS

## **ANEXO 1**

Boletins de Sondagens

SP1, SP2, SP3, SP4, SP5 e SP6