

TATIANA QUINTÃO SILVA

**ANÁLISE DE RISCO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EM ÁREAS SUJEITAS À
MOVIMENTOS DE MASSA**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2016

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

S586a
2016
Silva, Tatiana Quintão, 1987-
Análise de risco geológico-geotécnico em áreas sujeitas à
movimentos de massa / Tatiana Quintão Silva. – Viçosa, MG,
2016.
xvii, 119f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui anexo.

Orientador: Eduardo Antônio Gomes Marques.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.83-89.

1. Solo urbano - Uso - Viçosa. 2. Solo urbano - Avaliação
de riscos. 3. Taludes (Mecânica do solo) - Estabilidade.
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de
Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia
Civil.


CDD 22. ed. 624.15136098151

TATIANA QUINTÃO SILVA


**ANÁLISE DE RISCO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EM ÁREAS SUJEITAS À
MOVIMENTOS DE MASSA**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.


APROVADA: 22 de fevereiro de 2016.



Enivaldo Minette



Leandro Neves Duarte



Eduardo Antonio Gomes Marques
(Orientador)

**Aos meus pais, Jussara e José Antônio, ao meu
irmão Thiago e ao meu marido Lincoln.**

AGRADECIMENTOS

À Deus por ter me proporcionado esta oportunidade e por te me iluminado ao longo deste trabalho.

Aos meus pais, Jussara e José Antônio, ao meu irmão Thiago e ao meu marido Lincoln pelo amor, apoio e compreensão que sempre tiveram comigo.

À CAPES, Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela concessão da bolsa de mestrado.

Ao meu orientador, Professor Eduardo Marques, pela orientação, dedicação e ensinamentos.

Ao professor Enivaldo Minette pelas sugestões, dúvidas sanadas ao longo do trabalho e por sua participação na banca.

Ao Professor Leandro Neves por sua participação na banca e pelas opiniões para a melhoria do trabalho.

Ao Leandro Roque por ter cedido seus materiais que foram a base para a realização deste trabalho e por me assessorar sempre que necessário.

Aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil, em especial ao Paulo Afonso e ao Júlio, pela paciência e prestatividade que tiveram durante os ensaios de campo e no laboratório.

Aos estagiários da Engenharia Civil, em especial ao Adir que me auxiliou em todo o trabalho de campo.

Aos amigos da pós-graduação, em especial ao Eduardo Souza e ao Brahmani Sidhartha que estiveram juntos comigo desde o início, pela amizade e companheirismo.

Aos professores da Engenharia Civil e da Engenharia de Agrimensura que me auxiliaram em alguns momentos de dúvidas.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil pelo profissionalismo, em especial à Cilene pela sua boa vontade de sempre.

E a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho, muito obrigada.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES	xiv
RESUMO	xvi
ABSTRACT	xvii
1 – Introdução	1
1.2 – Justificativas e Objetivos	2
2 – Revisão Bibliográfica	4
2.1 – Riscos Geológicos e Áreas de Risco.....	4
2.2 – Desastres Naturais.....	5
2.3 – Movimentos Gravitacionais de Massa	7
2.4 – Condicionantes e Causas dos Movimentos Gravitacionais de Massa	9
2.4.1 – Remoção da Cobertura Vegetal.....	10
2.4.2 – Lançamento e Concentração de Águas Pluviais e Servidas.....	11
2.4.3 – Vazamento na Rede de Abastecimento de Água	11
2.4.4 – Infiltração à Partir de Fossas Sanitárias	12
2.4.5 – Execução de Cortes com Altura e Inclinação Inadequados	12
2.4.6 – Construção Inadequada de Aterros	13
2.4.7 – Lançamento de Lixo e Entulho nas Encostas.....	13
2.5 – Sinais de Movimento Gravitacional de Massa nas Encostas	14
2.6 – Análise de Estabilidade de Taludes	15
2.6.1 – Métodos de Análise.....	17
2.7 – Soluções para Estabilização de Taludes	17
2.7.1 – Soluções sem Estrutura de Contenção	18

2.7.1.1 – <i>Drenagem Superficial</i>	18
2.7.1.2 – <i>Retaludamento</i>	19
2.7.1.3 – <i>Drenagem Profunda</i>	20
2.7.1.4 – <i>Proteção Superficial</i>	21
2.7.2 – Soluções com Estrutura de Contenção	22
2.7.2.1 – <i>Muros de Gravidade</i>	22
2.7.2.2 – <i>Cortinas Atirantadas</i>	24
2.7.2.3 – <i>Estacas Raiz</i>	25
2.7.2.4 – <i>Solos Reforçados</i>	26
2.8 – Determinação do Grau de Risco	27
2.9 – Ensaio Pressiométrico de Mégnard	29
2.10 – Caracterização da Área de Viçosa - MG.....	32
2.10.1 – Localização.....	32
2.10.2 – Hidrografia	33
2.10.3 – Clima	34
2.10.4 – Geologia	35
2.10.5 – Geomorfologia	36
2.10.6 – Solo.....	36
2.10.7 – Vegetação	37
2.10.8 – Uso e Ocupação do Solo na Área Urbana	38
2.10.9 – Histórico dos Movimentos Gravitacionais de Massa no Município	38
3 – Metodologia	40
3.1 – Áreas Estudadas	40
3.2 – <i>Softwares</i> Utilizados	43
3.3 – Metodologia de Campo e Equipamentos	44
3.4 – Metodologia de Laboratório	45
3.5 – Análise da Estabilidade.....	46

3.5 – Estabilização dos Taludes	48
3.6 – Alcance Máximo de Atingimento da Massa de Solo.....	48
4 – Resultados e Discussões	49
4.1 – Resultados dos Ensaios Pressiométricos de Ménard	49
4.1.1 – Classificação dos Solos Utilizando Correlações com Parâmetros do PMT	50
4.2 – Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Solos	54
4.3 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto	58
4.4 – Resultados das Análises de Estabilidade dos Taludes	61
4.4.1 – Resultados Baseados nos Ensaios PMT	62
4.4.2 – Resultados Baseados nos Ensaios de Caracterização dos Solos e de Cisalhamento Direto.....	64
4.4 – Limites de Atingimento dos Escorregamentos	72
4.5 – Contenção dos Taludes	78
5 – Conclusões e Sugestões para Estudos Futuros	81
5.1 - Conclusões.....	81
5.2 – Sugestões para Estudos Futuros.....	82
Referências Bibliográficas	83
ANEXOS	90
A.1 – Curvas de Campo dos Ensaios Pressiométricos.....	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Movimentos de massa. Fonte: COMUNITEXTO (2013).....	9
Figura 2 - Exemplo representando a remoção da cobertura vegetal. Fonte: Modificado de IPT (1991).	10
Figura 3 - Exemplo do lançamento e concentração de água pluviais e de águas servidas. Fonte: Modificado de IPT (1991).....	11
Figura 4 - Vazamentos em redes de abastecimento de água. Fonte: Modificado de IPT (1991).	12
Figura 5 - Fossa sanitária e as consequências do seu vazamento. Fonte: Modificado de IPT (1991).	12
Figura 6 - Declividade e altura excessivas de corte. Fonte: IPT (1991).....	13
Figura 7 - Execução inadequada de aterros. Fonte: Modificado de IPT (1991).....	13
Figura 8 - Lançamento de lixo e entulho nas encostas. Fonte: IPT (1991)	14
Figura 9 - Superfície de ruptura e tensões atuantes. Fonte: GERSCOVICH (2009).....	16
Figura 10 - Dispositivos de um sistema de drenagem superficial. Fonte: CARVALHO (1991).	19
Figura 11 - Retaludamento através de corte do talude. Fonte: CARVALHO (1991)	20
Figura 12 - Exemplo de estabilização de talude por drenagem profunda. Fonte: CARVALHO (1991)	21

Figura 13 - Muro de pedra seca. Fonte: CUNHA (1991).....	23
Figura 14 - Muro de pedra argamassada. Fonte: CUNHA (1991).	23
Figura 15 - Muro de gabião-caixa. Fonte: CUNHA (1991)	24
Figura 16 - Muro de concreto ciclópico. Fonte: CUNHA (1991).	24
Figura 17 - Cortinas atirantadas. Fonte: MASSAD (2010).	25
Figura 18 - Seção transversal de um solo grampeado com grampos de diferentes comprimentos. Fonte: ORTIGÃO e SAYÃO (2000).	26
Figura 19 - Pressiômetro de Ménard. Fonte: APAGEO.	29
Figura 20 - Localização da área urbana de Viçosa, MG. Fonte: ROQUE (2013).	33
Figura 21 - Hidrografia da área urbana de Viçosa. Fonte: ROQUE (2013).	34
Figura 22 - Mapa de risco de escorregamento em Viçosa – MG. Fonte: ROQUE (2013).	41
Figura 23 - Destaque para as áreas de risco selecionadas para o estudo. Fonte: Modificado de ROQUE (2013).	42
Figura 24 - Localização da área 1. Fonte: <i>Google Maps</i>	42
Figura 25 - Localização da área 2. Fonte: <i>Google Maps</i>	43
Figura 26 - Localização da área 3. Fonte: <i>Google Maps</i>	43
Figura 27 - Trado manual utilizado nos trabalhos de perfuração e coleta de amostra do solo.	44

Figura 28 - Esquema do Pressiômetro de Ménard.....	45
Figura 29 - Corpo de prova sendo extraído da amostra indeformada do solo.	46
Figura 30 - Prensa utilizada no ensaio de cisalhamento direto.....	47
Figura 31 - Corpo de prova após o ensaio de cisalhamento direto.....	47
Figura 32 - Parte da execução do ensaio de determinação da massa específica dos sólidos.	48
Figura 33 - Curva granulométrica do solo residual maduro da área 1.....	54
Figura 34 - Curva granulométrica do solo residual jovem da área 1.....	55
Figura 35 - Curva granulométrica do solo residual jovem da área 2.....	55
Figura 36 - Curva granulométrica do solo residual maduro da área 3.....	56
Figura 37 - Curva granulométrica do solo residual jovem da área 3.....	57
Figura 38 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto para o solo residual maduro da área 1.	58
Figura 39 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto do solo residual jovem da área 1.	59
Figura 40 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto do solo residual jovem da área 2.	59
Figura 41 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto do solo residual maduro da área 3.....	60

Figura 42 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto do solo residual jovem da área 3.	60
Figura 43 - Resultado da análise de estabilidade da área 1 usando as correlações dos parâmetros do ensaio PMT.	62
Figura 44 - Resultado da análise de estabilidade da área 2 usando as correlações dos parâmetros do ensaio PMT.	63
Figura 45 - Resultado da análise de estabilidade da área 3 usando as correlações dos parâmetros do ensaio PMT.	64
Figura 46 - Análise da estabilidade da área 1 pelo método de Janbu Simplificado.	65
Figura 47 - Análise da estabilidade da área 2 pelo método de Janbu Simplificado.	65
Figura 48 - Análise da estabilidade da área 3 pelo método de Janbu Simplificado.	66
Figura 49 - Análise da estabilidade da área 1 considerando R_u igual a 0,15.	68
Figura 50 - Análise da estabilidade da área 1 considerando R_u igual a 0,20.	68
Figura 51 - Análise da estabilidade da área 2 considerando R_u igual a 0,15.	69
Figura 52 - Análise da estabilidade da área 2 considerando R_u igual a 0,20.	69
Figura 53 - Análise da estabilidade da área 3 considerando R_u igual a 0,15.	70
Figura 54 - Análise da estabilidade da área 3 considerando R_u igual a 0,20.	70
Figura 55 - Análise de estabilidade da área 1 usando as propriedades do solo residual jovem da área 2.	72

Figura 56 - Delimitação da área 1 e dos imóveis passíveis de atingimento.	73
Figura 57 - Talude instável na área 1.	74
Figura 58 - Vista geral das áreas 1 e 2.	75
Figura 59 - Delimitação da área 2 e dos imóveis passíveis de atingimento.	75
Figura 60 - Imóveis passíveis de atingimento na área 2.	76
Figura 61 - Vista do talude da área 2.	76
Figura 62 - Delimitação da área 3 e dos imóveis passíveis de atingimento.	77
Figura 63 - Imóveis que podem ser atingidos vistos da parte de baixo do talude	77
Figura 64 - Esquema de utilização de solo grampeado como contenção de taludes. Fonte: ORTIGÃO e SAYÃO (2000).	79
Figura 65 - Análise da estabilidade da área 1 com a utilização de grampos injetados no talude	79
Figura 66 - Análise da estabilidade da área 3 com a utilização de grampos cravados no talude	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos desastres naturais.	6
Tabela 2 - Fatores de Segurança Mínimos para Deslizamentos.	16
Tabela 3 - Critérios para a determinação dos graus de risco.	28
Tabela 4 - Classificação dos solos em função de Em/Pl	31
Tabela 5 - Valores típicos de Em e Pl para alguns tipos de solos.....	31
Tabela 6 - Precipitação pluviométrica acumulada (em milímetros) no mês em Viçosa nos anos de 2011 a 2015.	35
Tabela 7 - Histórico dos movimentos gravitacionais em Viçosa	39
Tabela 8 - Valores dos Módulos Pressiométricos e das Pressões Limites.....	49
Tabela 9 - Classificação dos Solos de Acordo com Gambim e Rousseou (1975).....	51
Tabela 10 - Valores para Coesão e Ângulo de Atrito dos Solos.	52
Tabela 11 - Peso Específico em Função da Compacidade das Areias e da Consistência das Argilas.	53
Tabela 12 - Parâmetros correlacionados com GODOY (1972) e NUNES (1958)	53
Tabela 13 - Resultados dos Ensaio de Caracterização dos Solos.....	57
Tabela 14 - Resultados dos parâmetros de resistência máximos obtidos no ensaio de cisalhamento direto.....	61

Tabela 15 - Fatores de segurança para cada área utilizando parâmetros dos ensaios PMT.	64
Tabela 16 - Fatores de segurança encontrados para cada área	66
Tabela 17 - Valores de Ru de acordo com o Tipo de Solo.....	67
Tabela 18 - Fatores de segurança na presença do parâmetro de prorrogação Ru.	71

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

E_m - Módulo pressiométrico de Ménard;
 P_0 - Pressão inicial;
 P_f - Pressão de fluência;
 P_l - Pressão limite;
 R_u - Parâmetro de poropressão;
 σ_{h0} - Tensão horizontal no repouso;
 τ_f - Resistência ao cisalhamento do solo;
 τ_{mob} - Resistência mobilizada do solo;
°C - Graus Celsius;
ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;
apud - em
c - Coesão;
DOU - Diário Oficial da União;
E - Módulo de Young;
ESAV - Escola Superior de Agricultura e Veterinária;
FS - Fator de segurança;
G - Módulo cisalhante;
 γ - Peso específico;
IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística;
In situ - no lugar;
IP - Índice de plasticidade;
IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas;
Km² - Quilômetros quadrados;
kN - Quilonewton;
kN/m³ - Quilonewton por metro cúbico;
kPa - Quilopascal;
LL - Limite de liquidez;
LP - Limite de plasticidade;

m - Metros;
m/h - Metros por hora;
m/s - Metros por segundo;
m³ - Metros cúbicos;
mm - Milímetros;
mm/min - Milímetros por minuto;
Mpa - Megapascal;
NBR - Norma Brasileira;
φ - Ângulo de atrito;
PMT - Menard Pressuremeter Test;
SINDEC - Sistema Nacional de Defesa Civil;
UFV - Universidade Federal de Viçosa;
Unesp - Universidade Estadual Paulista;
UREMG - Universidade Rural do Estado de Minas Gerais;

RESUMO

SILVA, Tatiana Quintão, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, Fevereiro de 2016. **Análise de risco geológico-geotécnico em áreas sujeitas à movimentos de massa.** Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques.

O crescimento populacional nos últimos anos tornou-se notório na maioria das cidades, aumentando, também, o número de residências que são construídas em locais inadequados, sem planejamento e desrespeitando as leis de uso e ocupação do solo. Nesse contexto, a cidade de Viçosa, localizada na porção norte da Zona da Mata Mineira, com seus, aproximadamente, 77.318 habitantes vem enfrentando problemas resultantes desse processo de degradação do espaço urbano natural e construído. Surgem, então, áreas de risco no município e, conseqüentemente, ocorrência de movimentos de massa nos períodos chuvosos, acarretando em acidentes que envolvem perdas econômicas e até mesmo humanas. Com a intenção de avaliar a situação de três áreas identificadas como de alto risco em estudo previamente realizado por Roque (2013), foi feita uma avaliação geológico-geotécnica dessas áreas, envolvendo coleta de amostras e ensaios de laboratório, estudo de estabilidade geotécnica, uma análise do alcance que um possível escorregamento atingiria caso um talude viesse a romper e, em função disso, quais os imóveis e residências são passíveis de atingimento, e, por fim, a proposição de soluções de engenharia para mitigação do risco local. Como resultado foi observado que duas das três áreas obtiveram fatores de segurança abaixo do considerado para estabilidade e, assim, foram novamente classificadas como áreas de risco. Os danos que um escorregamento traria nesses locais são grandes, comprometendo muitos imóveis comerciais e residenciais, e, conseqüentemente, vidas humanas.

ABSTRACT

SILVA, Tatiana Quintão, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2016.
Analysis of geological-geotechnical risk in areas subjected to mass movements.
Adviser: Eduardo Antonio Gomes Marques.

The populational growth observed in last decades has become notorious in the majority of the Brazilian cities, resulting in a increase in the number of houses built in inappropriate sites, ignoring any previous planning and disrespecting local master plan laws. In this context, the city of Viçosa, located in the northern portion of the Zona da Mata from Minas Gerais state, with its approximately 77.318 inhabitants, has been facing problems arising from this process of degradation of natural and built urban space. Consequently, some areas under risk come up in the city, thus causing mass movement in rainy periods, resulting in accidents involving economic and even human losses. In order to assess the situation in three high risk areas identified during a previous study by Roque (2013), a geological-geotechnical evaluation was performed on these areas. The study comprised collection of soil samples and laboratory tests, a geotechnical slope stability study, an analysis of the possible range area subject to a slope failure and, by these means, which would be the house, buildings and public infrastructure that could be affected. In addition, engineering solutions were proposed to mitigate the local risk. As a result it was observed that two of the three areas have presented security factors below the stability limit and thus were again classified as risk areas. The damage that a slip would bring to these areas was considered important, compromising many commercial and residential properties, and thus human lives.

1 – Introdução

Os desastres naturais tem sido responsáveis por grandes danos e perdas de caráter social, econômico e ambiental. No Brasil são expressivos os registros de acidentes e mesmo de desastres associados principalmente a escorregamentos e inundações, acarretando prejuízos e perdas significativas, inclusive de vidas humanas.

Além da intensidade dos fenômenos naturais, o acelerado processo de urbanização, levou ao crescimento das cidades, muitas vezes em áreas impróprias à ocupação, aumentando as situações de perigo e de risco a desastres naturais.

A cidade de Viçosa, situada na Zona da Mata de Minas Gerais, assim como várias outras cidades brasileiras, também vem sofrendo as consequências da desordenada ocupação do solo. Em estudos já realizados no município (Roque, 2013), foram encontradas diversas áreas de risco.

Segundo Roque (2013), na área urbana de Viçosa há predominância das feições montanhosas e a ocupação urbana desordenada, influenciada pela especulação imobiliária pela qual a cidade vem passando nesses últimos anos, faz com que a ocupação urbana se desenvolva desrespeitando as leis orgânicas municipais e as leis federais sobre uso e ocupação do solo. Assim, potencializa-se a probabilidade de um bem imóvel se localizar em áreas de risco, visto que o próprio processo de construção de imóveis, em muitos casos, é feito sem planejamento, contribuindo para o surgimento dessas áreas.

Assim, um estudo mais rigoroso a fim de se saber as reais consequências que um possível desastre pode trazer para a região afetada se faz necessário. Nesse sentido é importante que se produza conhecimento para situações críticas de riscos alto e muito alto, permitindo que se defina o alcance que atingirá um talude que possa vir a romper e quais os imóveis e a infraestrutura existentes nesta área de atingimento. Essa abordagem pode ser feita de duas formas. A primeira envolve a identificação da topografia e dos materiais geológicos existentes em cada uma dessas áreas e que podem estar envolvidos nos movimentos de massa; identificação, *in situ*, dos processos geológico-geotécnicos responsáveis por movimentos de massa; coleta de amostras desses materiais; realização de ensaios de laboratório para determinação dos parâmetros de resistência e realização de análises de estabilidade, com definição da massa a ser mobilizada. Uma segunda abordagem envolve a realização de um estudo histórico, através de análise documental e

de fotos aéreas e imagens de satélite, que permita a identificação de movimentos pretéritos, os processos geológicos neles envolvidos e as áreas por eles atingidas, fornecendo, assim, a base para a delimitação área passíveis de atingimento no caso de novos movimentos.

No caso de Viçosa, em função da falta de dados históricos confiáveis, optou-se por realizar um estudo baseado na primeira abordagem, que é o propósito principal do presente estudo.

1.2 – Justificativas e Objetivos

Em Viçosa, há alguns anos, vem acontecendo o processo conhecido como segregação espacial, segundo Roque (2013), em que áreas de risco surgem devido à ocupação da população de baixa renda em locais inapropriados, como encostas, sem que haja planejamento e projetos adequados de engenharia. Isso é fruto da especulação imobiliária que vem crescendo na cidade, fazendo com que a parte central de Viçosa seja composta, basicamente, por prédios que são ocupados por estudantes ou por aqueles habitantes que tem maior poder aquisitivo.

Com base no mapeamento de áreas de risco da cidade realizado por Roque (2013), foram selecionadas, para o presente estudo, três áreas classificadas como de alto risco geológico-geotécnico e consideradas como dentre as mais críticas em relação ao risco de movimentos de massa. A partir desse conhecimento prévio, os principais objetivos do presente estudo são:

- Realizar estudo de detalhe, envolvendo definição dos processos geológicos responsáveis pelo risco identificado nestas três áreas;
- Definição das características geométricas e propriedades geológico-geotécnicas dos materiais geológicos existentes em cada um desses três locais;
- Realizar análise de estabilidade convencional (determinística), definindo o volume de material para os menores fatores de segurança obtidos;
- Realizar levantamento do histórico de acidentes nestes três locais, através de pesquisa na Defesa Civil municipal e na mídia local;
- Estimar o alcance máximo de movimentos de massa nestes locais, definindo, qualitativamente e com base na experiência precedente, quantos imóveis localizam-se neste limite;

- Propor soluções de engenharia estruturais e/ou não estruturais, para mitigação do risco local.

2 – Revisão Bibliográfica

2.1 – Riscos Geológicos e Áreas de Risco

Conforme a Resolução N°2 de 12/12/94 e a Resolução no. 3 de 02/07/99, risco refere-se a um acontecimento futuro, e é a medida de danos ou prejuízos potenciais ao homem, expressa em termos de probabilidade. O resultado desses eventos adversos, naturais ou provocados pelo homem são chamados de desastres, classificados em naturais, humanos ou mistos.

Os riscos geológicos correspondem à probabilidade de ocorrer danos e perdas provocados por uma catástrofe num determinado local devido à ação de um processo natural, acelerado ou não por processos antrópicos. Esses riscos se dividem em riscos apenas naturais que são provocados por fenômenos da natureza sem a atuação humana e riscos motivados pelas ações ou por omissões dos homens que contribuem para gerar ou agravar desastres naturais.

As áreas de risco são áreas passíveis de serem atingidas por processos naturais e/ou induzidos que causem efeito adverso. As pessoas que habitam essas áreas estão sujeitas a danos à integridade física, perdas materiais e patrimoniais. Normalmente, essas áreas correspondem a núcleos habitacionais de baixa renda (assentamentos precários) (BRASIL, 2007).

Alguns autores diferenciam pontos de risco e áreas de risco, como é o caso de Vieira (2000), que classifica os pontos de risco como situações pontuais nos quais devem ser empregadas soluções específicas e localizadas, como um maior nível de detalhamento e indicando as situações de risco de cada moradia ou local. Já as áreas de risco abrangem maiores porções de terreno, com forma e tamanhos irregulares.

Os riscos geológicos podem se apresentar em duas situações distintas: como risco atual ou risco potencial. Segundo Roque (2013), o risco atual representa as situações de risco já presentes na área ocupada enquanto o risco potencial representa a susceptibilidade à ocorrência de risco geológico em áreas ocupadas ou não. Desta forma a classificação de áreas ou pontos de risco como potenciais têm como objetivo a prevenção.

Para Augusto Filho (1995), a análise de risco depende da obtenção e ponderação de dois parâmetros: a frequência ou probabilidade de um determinado fenômeno ocorrer,

e a magnitude das consequências socioeconômicas a ele associadas. Assim sendo, a equação mais genérica para expressar o risco seria dada por: $R = P \times C$, em que P = probabilidade de ocorrência do processo em questão, e C = consequências sociais e econômicas potenciais associadas.

Nas análises qualitativas, o grau de risco é estabelecido por termos linguísticos (baixo, médio e alto) e as consequências podem ser definidas de forma similar, englobando intervalos de valores relacionados ao número de moradias expostas ao risco (ROQUE, 2013). Portanto, estes estudos possibilitam o melhor reconhecimento do grau de risco efetivo em cada área, o que possibilita a definição de medidas mais adequadas de prevenção de acidentes.

2.2 – Desastres Naturais

Os desastres são classificados como naturais, humanos e mistos e, basicamente, a diferença nessa conceituação está na participação direta ou não do homem.

Segundo Saito (2008), desastre natural é conceituado como o impacto de um fenômeno natural extremo ou intenso sobre um sistema social, e que causa sérios danos e prejuízos que excedam a capacidade dos afetados em conviver com esse impacto.

Como fenômenos naturais comuns que podem resultar em desastres naturais, podem-se citar: ciclones, dilúvios, deslizamentos de terra, endemias, epidemias, pandemias, erosão, erupção vulcânica, ciclone tropical, incêndio florestal, inundação, queda de meteoro, tempestades, tornado, tsunami, terremoto.

Quanto à classificação dos desastres naturais, Saito (2008) propôs a divisão mostrada na Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação dos desastres naturais.

Naturezas dos Desastres	Exemplos de Desastres
Biológicos	Epidemias Infestações por insetos Ataques de animais
Geofísicos	Terremotos Vulcões Movimentos de massa (sem água)
Climatológicos	Secas Temperaturas extremas Incêndios
Hidrológicos	Inundações Movimentos de massa (com água)
Meteorológicos	Tempestades

Fonte: Modificado de SAITO (2008).

Os desastres naturais também podem ser classificados quanto à intensidade, segundo Saito (2008), da seguinte forma:

- Desastres de nível I: prejuízos pouco vultosos, são mais facilmente suportáveis e superáveis pelas comunidades afetadas;
- Desastres de nível II: os danos causados são de alguma importância e os prejuízos, embora não sejam vultosos, são significativos;
- Desastres de nível III: os danos causados são importantes e os prejuízos vultosos; a situação de normalidade pode ser restabelecida, mas com aporte de recursos estaduais e federais;
- Desastres de nível IV: desastres não são superáveis e suportáveis pelas comunidades, o restabelecimento da situação de normalidade depende da mobilização e da ação coordenada dos três níveis do Sistema Nacional de Defesa Civil – SINDEC, e em alguns casos, de ajuda internacional.

No Brasil não se tem terremotos de grande escala, fortes furacões e tufões e vulcões em atividade, porém, o país tem outros problemas que podem ser considerados

desastres naturais, dentre os quais destacam-se os escorregamentos, por serem aqueles responsáveis pelo maior número de mortes no país. Usualmente são causados por um conjunto de fatores não só climáticos, mas também devido à ação do homem, que interfere no terreno sem ter total conhecimento sobre o mesmo, o que acaba antecipando o desastre.

2.3 – Movimentos Gravitacionais de Massa

Movimento de massa é o termo usado para descrever os processos relacionados a movimentos descendentes de solos e rochas nas encostas, induzidos pelo campo de tensão gravitacional (PATTON & HENDRON JR., 1974).

Embora sejam fenômenos naturais contínuos, de dinâmica externa, os movimentos gravitacionais de massa destacam-se dos demais fenômenos modeladores da paisagem pelos grandes danos causados às populações. Dos desastres naturais que afetam a humanidade, os prejuízos causados por movimentos gravitacionais de massa são inferiores apenas aos causados por terremotos e inundações. Por este motivo os movimentos de massa constituem objeto de estudo de planejadores, gestores e pesquisadores de áreas diversas (FERNANDES & AMARAL, 1998)

São inúmeros os sistemas e autores que buscam classificar os tipos de movimentos de massa, correlacionando-os a características tais como: natureza do material, velocidade e direção do movimento, profundidade e raio de alcance, ambiente geomorfológico e climático, superfície de ruptura, entre outros.

Geralmente esses movimentos são classificados em rastejos, escorregamentos, queda de blocos e tombamentos, e corridas de massa, conforme se define a seguir.

- Rastejos: Correspondem a movimentos lentos e contínuos de uma massa de solo ao longo de um talude, sem o desenvolvimento de uma superfície de ruptura. Podem se originar a partir da instabilização da encosta pela abertura de cortes, como também pelo pisoteio do gado e pelo crescimento de raízes ou escavação de buracos pelos animais, que podem gerar uma série de movimentos de minúsculas partículas terrosas. O fenômeno do rastejo pode afetar desde pequenas obras (casas, edificações, rede de abastecimento etc.), até grandes construções (pontes, viadutos etc.), podendo preceder movimentações mais rápidas, como os escorregamentos (OLIVEIRA, 2010);
- Escorregamentos: os escorregamentos são movimentos rápidos, com velocidade variando de m/h a m/s, que apresentam superfície de ruptura bem definida e o volume

transportado é variado, mas pode ser facilmente medido ou inferido. São subdivididos em função do mecanismo de ruptura, geometria e material e geralmente são deflagrados devido à umidade, proveniente, na maioria das vezes, da água das chuvas. Os escorregamentos são classificados em: planares ou translacionais; circulares ou rotacionais (ROQUE, 2013).

O principal agente deflagrador do processo é a água da chuva, muitas vezes associado a desmatamentos, erosão, variações de temperatura, oscilações do nível freático e fontes. As chuvas contribuem diretamente para a instabilização de encostas, por meio de infiltração e encharcamento do solo; formação de fendas, trincas e juntas, com a geração de superfícies de ruptura; atuação de pressões hidrostáticas; saturação do solo com aumento do peso específico e redução da resistência dos solos pela perda de coesão (OLIVEIRA, 2010);

- Queda de Blocos e Tombamento: Compreendem movimentos rápidos, em queda livre ou rolamento, envolvendo blocos e lascas de rocha. O processo se desenvolve em encostas íngremes, constituídas por afloramentos de rocha, com presença de blocos isolados ou campo de matacões. A instabilização do bloco se dá pela perda da resistência mecânica de apoio, que pode ser uma superfície rochosa ou elementos como árvores e raízes. Pode desenvolver-se ainda a partir da erosão ou ação das águas das chuvas, que lavam e escavam as camadas superficiais do solo, liberando os blocos e matacões encosta abaixo (OLIVEIRA, 2010);
- Corridas de Massa: Constitui o processo mais rápido de escoamento de uma massa de solo ou solo e rocha ao longo de uma vertente. A origem da corrida de massa está diretamente relacionada às águas das chuvas e sua ocorrência faz parte da dinâmica de evolução de uma vertente, podendo mostrar recorrência ao longo do tempo. Geralmente envolve grandes volumes de massa mobilizada com alto poder destrutivo e de transporte, atingindo grandes distâncias ao longo das drenagens e podendo atingir mesmo as áreas mais planas (OLIVEIRA, 2010).

A Figura 1 mostra os diferentes tipos de movimentos de massa.

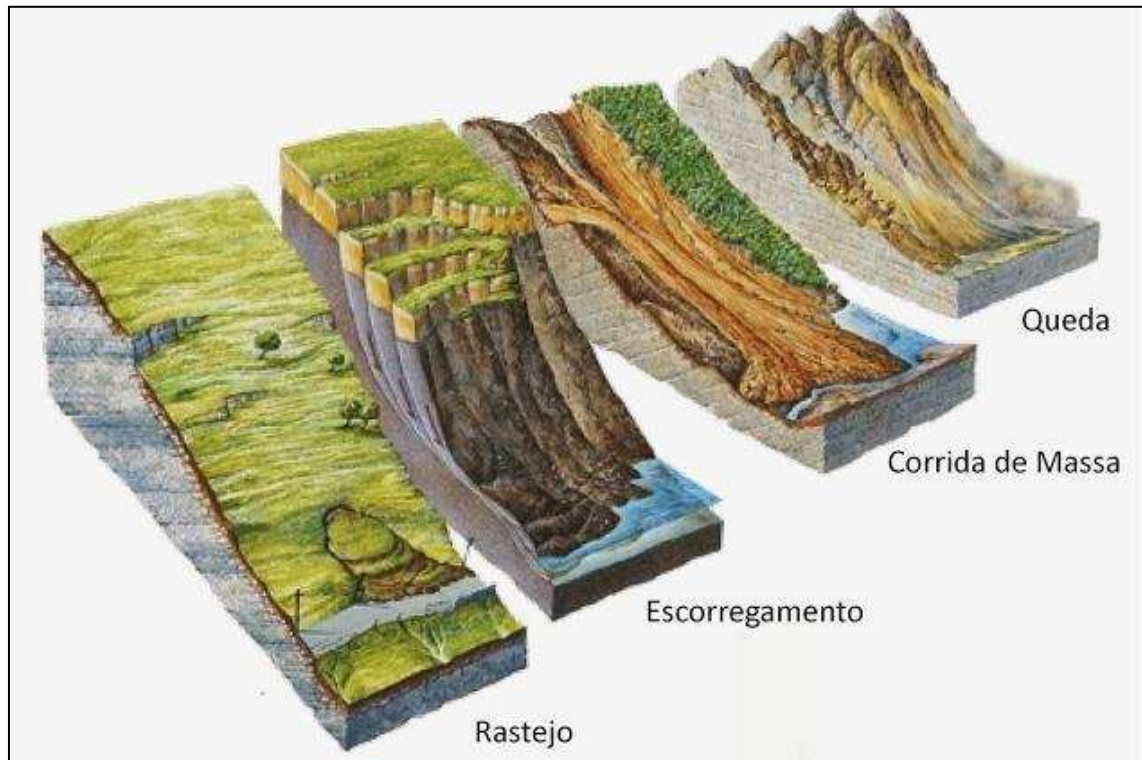


Figura 1 - Movimentos de massa. Fonte: COMUNITEXTO (2013).

De acordo com Augusto Filho (1995), os escorregamentos são um dos processos mais importantes associados à dinâmica superficial do território brasileiro. Esta importância decorre das elevadas frequências e da grande extensão da área com potencialidade para ocorrência destes processos. Este quadro é resultado das características geológicas, geomorfológicas e climáticas do Brasil, associadas à intensa urbanização e ao empobrecimento geral da população.

2.4 – Condicionantes e Causas dos Movimentos Gravitacionais de Massa

Movimentos gravitacionais de massa podem ser condicionados por processo natural ou induzidos pelas interferências do homem no ambiente. Segundo Oliveira (2010), o avanço das diversas formas de ocupação do solo em áreas naturalmente susceptíveis aos movimentos de massa acelera e amplia os processos de instabilização. As principais modificações oriundas das interferências antrópicas indutoras dos movimentos de massa dizem respeito a: remoção de cobertura vegetal, execução de cortes e aterros inadequados, saturação do solo por meio do lançamento e concentração de águas pluviais e servidas, vazamentos na rede de abastecimento e esgoto, presença de fossas, lançamento de lixo nas encostas e taludes e cultivo inadequado do solo, entre outros.

Os condicionantes naturais podem ser separados em dois grupos: o dos agentes predisponentes e o dos agentes efetivos. Os agentes predisponentes são o conjunto das características intrínsecas do meio físico natural, podendo ser diferenciados em complexo geológico-geomorfológico (comportamento das rochas, perfil e espessura do solo em função da maior ou menor resistência da rocha ao intemperismo) e complexo hidrológico-climático (relacionado ao intemperismo). A gravidade e a vegetação natural também podem estar inclusos nesta categoria. Os agentes efetivos são elementos diretamente responsáveis pelo desencadeamento dos movimentos de massas, sendo estes diferenciados em preparatório (pluviosidade, erosão, congelamento e degelo, variação da temperatura e umidade, dissolução química, oscilação no nível dos lagos e marés e do lençol freático, ação de animais e humana) e imediatos (chuva intensa, vibrações, erosão, terremotos, ondas, ventos e ação do homem) (CAMPOS, 2011).

2.4.1 – Remoção da Cobertura Vegetal

As encostas onde foram removidas as coberturas vegetais estão mais sujeitas à ocorrência de escorregamentos superficiais e erosão do que aquelas em que a vegetação foi preservada. Entretanto, há certos tipos de vegetação, cuja presença é prejudicial à estabilidade dos taludes, pois permite maior infiltração de água, facilitando a saturação dos mesmos, tais como bananeiras (CAMPOS, 2011), ou que apresentam raízes pouco profundas e alturas elevadas, favorecendo o balanço, tais como o eucalipto. A Figura 2 mostra um esquema representando o efeito da remoção da cobertura vegetal.

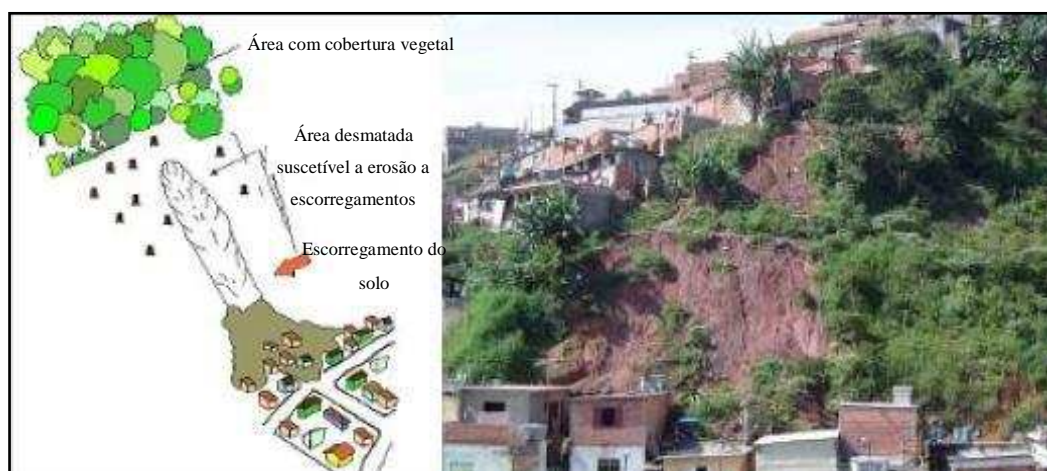


Figura 2 - Exemplo representando a remoção da cobertura vegetal. Fonte: Modificado de IPT (1991).

2.4.2 – Lançamento e Concentração de Águas Pluviais e Servidas

Devido à ausência ou deficiência de drenagem, as águas pluviais infiltram-se no solo, através de trincas, diminuindo sua resistência e provocando a ruptura de cortes e aterros, bem como o desencadeamento de processos erosivos. No período chuvoso, no qual a intensidade e tempo de ocorrência das chuvas são maiores, o problema se torna ainda mais grave.

No caso das águas servidas, a inexistência ou deficiência do esgotamento sanitário faz com que haja uma infiltração contínua no solo, o que pode levar à sua saturação e consequente ruptura de cortes e aterros. Na Figura 3, observa-se um exemplo do lançamento e concentração de águas pluviais e lançamento de águas servidas.



Figura 3 - Exemplo do lançamento e concentração de água pluviais e de águas servidas. Fonte: Modificado de IPT (1991).

2.4.3 – Vazamento na Rede de Abastecimento de Água

De acordo com Campos (2011), vazamentos desse tipo, propiciam a saturação do solo e a diminuição da sua resistência, favorecendo a instabilização de cortes e aterros. Este fato torna-se mais grave quando a rede é improvisada pelos moradores (através de canos e mangueiras inadequados), de acordo com a Figura 4. Nesta situação é comum aparecerem vazamentos e rompimentos em pontos diferentes do terreno, configurando uma nova situação em relação ao fluxo de água no interior do mesmo.

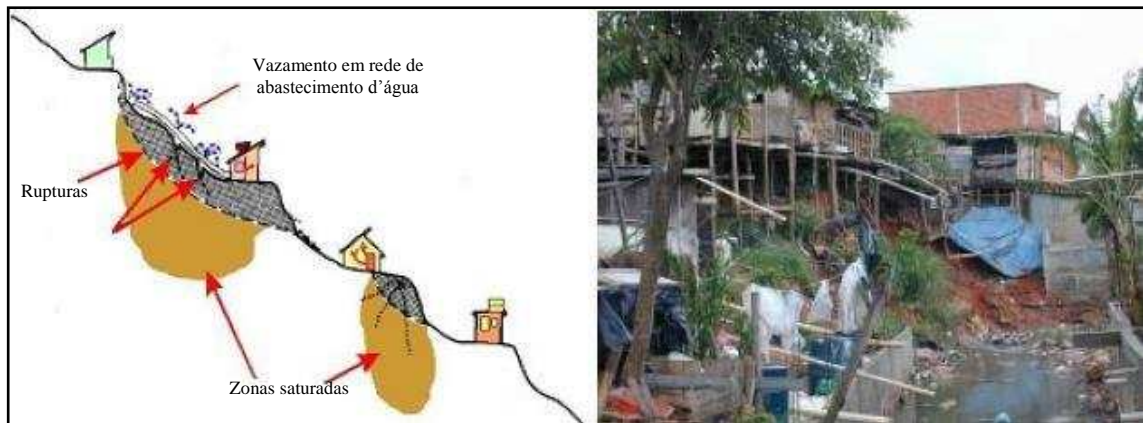


Figura 4 - Vazamentos em redes de abastecimento de água. Fonte: Modificado de IPT (1991).

2.4.4 – Infiltração à Partir de Fossas Sanitárias

Em locais onde não há coleta de esgoto e, principalmente em áreas onde reside população de menor poder aquisitivo, a construção de fossas sanitária é comum. Porém, muitas vezes, elas são construídas sem nenhum tipo de impermeabilização o que resulta em contaminação do lençol freático. Em locais de maior declividade estes vazamentos levam à saturação do solo e afetam a estabilidade de cortes e aterros (Figura 5).

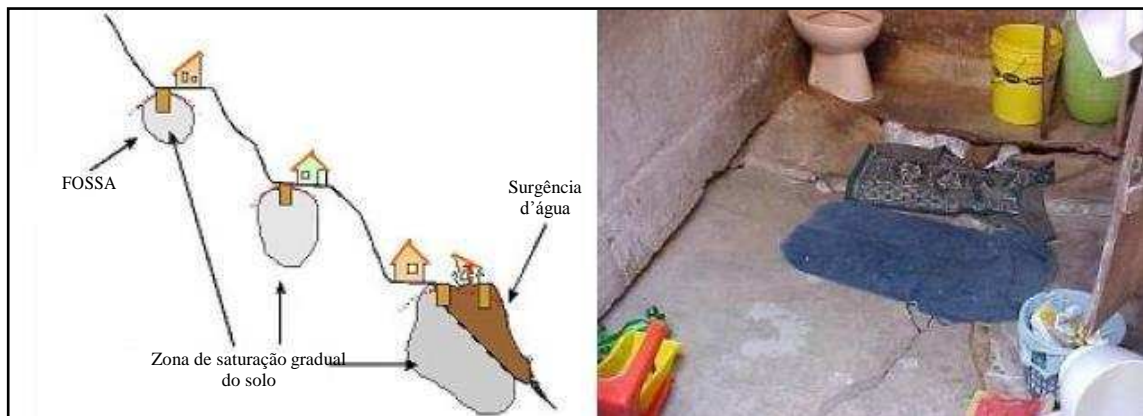


Figura 5 - Fossa sanitária e as consequências do seu vazamento. Fonte: Modificado de IPT (1991).

2.4.5 – Execução de Cortes com Altura e Inclinação Inadequados

A execução de cortes em encostas para abertura de sistema viário ou para construção de residências apresenta, muitas vezes, inclinação e alturas excessivas, incompatíveis com a resistência intrínseca do solo, o que possibilita a ocorrência de escorregamentos (Figura 6). Quando o corte atinge o solo de alteração, outros condicionantes, denominados estruturas residuais da rocha (fraturas e demais

descontinuidades), podem tornar a encosta mais susceptível a escorregamentos, principalmente, quando esta é submetida à ação das águas. No entanto, o fator de segurança aumenta quando as inclinações destas estruturas estão voltadas para dentro do talude.



Figura 6 - Declividade e altura excessivas de corte. Fonte: IPT (1991).

2.4.6 – Construção Inadequada de Aterros

Quando um aterro é executado sem a devida preparação, o material é apenas lançado sobre a superfície do terreno ou vegetação, e são grandes as chances de formar caminhos preferenciais para água ocorrendo ruptura do aterro (Figura 7). Segundo Campos (2011), casos menos frequentes, como o lançamento de aterros sobre surgências de água, configuram situações mais críticas para a ruptura de aterro.

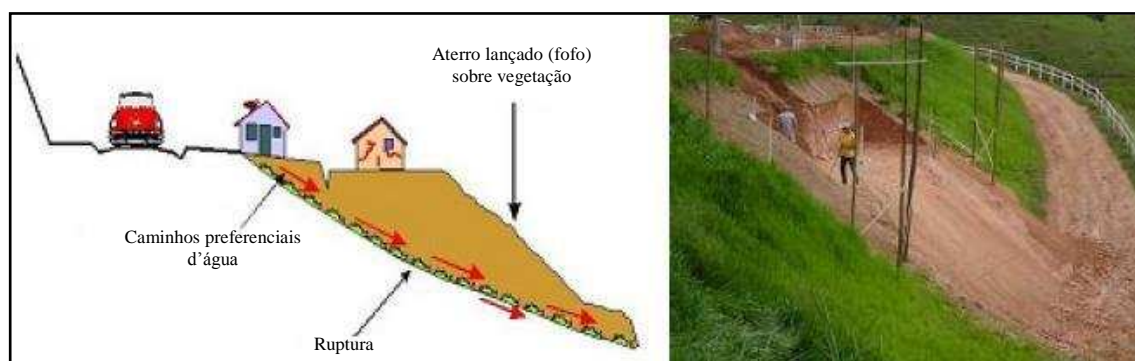


Figura 7 - Execução inadequada de aterros. Fonte: Modificado de IPT (1991).

2.4.7 – Lançamento de Lixo e Entulho nas Encostas

Segundo Roque (2013), o lançamento de lixo e entulho nas encostas cria condições favoráveis para a ocorrência de escorregamento, pois o material é

extremamente poroso e, em período chuvoso, acumula água que se torna um peso extra, fazendo com que essa massa de material se desloque. O problema pode se agravar quando este material é lançado sobre as linhas de drenagem, seja natural ou servida. A Figura 8 traz exemplos dessa situação.

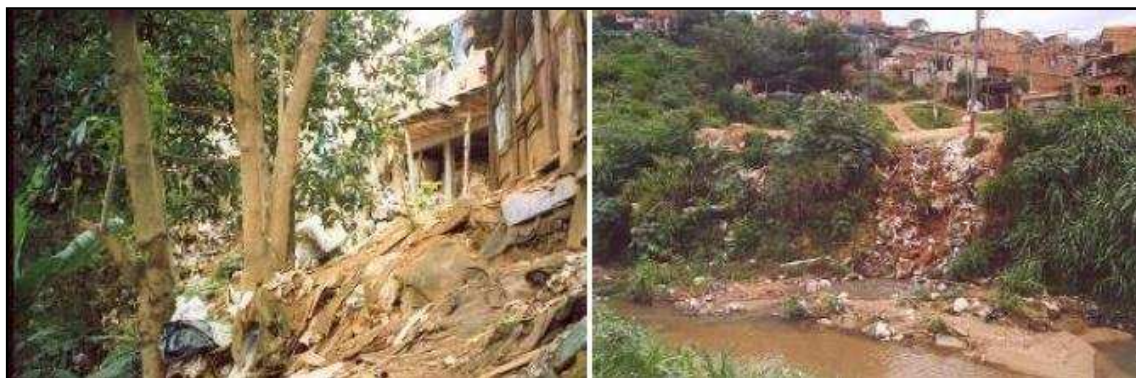


Figura 8 - Lançamento de lixo e entulho nas encostas. Fonte: IPT (1991).

2.5 – Sinais de Movimento Gravitacional de Massa nas Encostas

As feições indicativas dos processos de movimentação são sinais de instabilidades nos taludes e/ou estruturas que indicam a evolução dos mesmos. O conhecimento destes sinais é de grande importância para a classificação do risco geológico (CAMPOS, 2011).

Para Augusto Filho (1992), as feições de instabilidade são mais úteis quanto mais lentos forem os processos. Assim, os escorregamentos lentos, que tem velocidades de metros por hora, são processos cujo desencadeamento é passível de ser monitorado por meio de seus sinais.

Como feições principais de instabilidade, destacam-se as juntas de alívio, os degraus de abatimento, as fraturas de alívio, as fendas de tração e as trincas. Essas últimas podem ocorrer tanto no terreno como nas moradias.

Há, também, outras formas importantes que podem mostrar que o terreno está instável, como a inclinação de árvores, postes e muros, que pode ser fruto de um longo rastejo que vem acontecendo já há um determinado tempo. De acordo com Brasil (2007), é interessante a avaliação da inclinação de árvores. Quando o tronco for reto e estiver inclinado conclui-se que o movimento é posterior ao crescimento da árvore. Já quando o tronco for torto e inclinado, pode-se deduzir que o movimento e o crescimento são simultâneos.

A presença de cicatriz de escorregamento próximo à moradia indica que taludes em situação semelhante, também poderão sofrer instabilizações. Esta situação deve ser aproveitada para a observação da geometria do escorregamento (inclinação, espessura, altura, distância percorrida pelo material a partir de sua base). Estes parâmetros podem auxiliar o reconhecimento de outros locais em condições semelhantes. (BRASIL, 2007).

2.6 – Análise de Estabilidade de Taludes

A análise da estabilidade de taludes naturais ou artificiais é de grande importância para determinar se um talude é seguro ou não. A análise é feita considerando se o talude está submetido a três tipos de força: peso próprio, escoamento de água e a resistência ao cisalhamento. Com a presença da água, o grau de saturação aumenta o peso específico do material, e o excesso de umidade reduz a resistência ao cisalhamento pelo aumento da poropressão, fragilizando o talude. (FERNANDES & SILVA FILHO, 1998).

Segundo Junior (2005), os métodos de análise de estabilidade de taludes podem ser divididos nos seguintes grupos:

- Métodos analíticos: baseiam-se na teoria do equilíbrio limite, análise limite e nos modelos matemáticos de tensão e deformação;
- Modelos experimentais: empregam modelos físicos de diferentes escalas;
- Modelos observacionais: calcados na experiência acumulada com a análise de rupturas anteriores.

Entre os métodos citados, o analítico se torna mais vantajoso por quantificar o grau de segurança. Baseando-se na teoria do equilíbrio limite, pode-se expressar a estabilidade de um talude através do Coeficiente ou Fator de Segurança (FS). Esse é definido como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (τ_f) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada do solo na presença de força atuante ($\tau_{mob.}$).

Ou seja,

$$FS = \frac{\text{FORÇAS RESISTENTES } (\tau_f)}{\text{FORÇAS ATUANTES } (\tau_{mob.})} \quad (3.1)$$

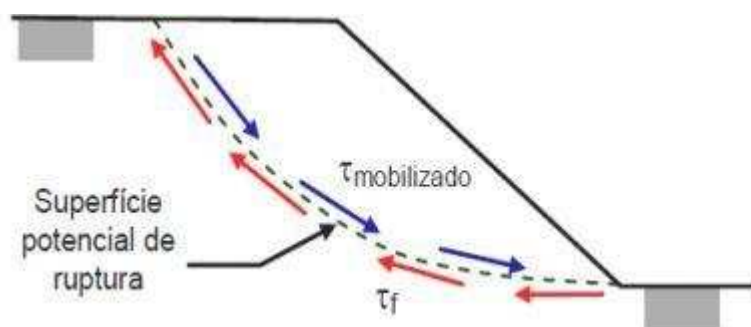


Figura 9 - Superfície de ruptura e tensões atuantes. Fonte: GERSCOVICH (2009).

Quando as tensões cisalhantes mobilizadas se igualarem à resistência ao cisalhamento, o talude é considerado no limite da estabilidade que leva à iminência de ruptura. A Tabela 2 mostra os fatores de segurança mínimos de acordo com nível de segurança contra danos a vidas humanas, materiais e ambientais, segundo a NBR 11682:2006.

Tabela 2 - Fatores de Segurança Mínimos para Deslizamentos.

Nível de segurança contra danos a vidas humanas	<i>Alto</i>	<i>Médio</i>	<i>Baixo</i>
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais			
<i>Alto</i>	1,5	1,5	1,4
<i>Médio</i>	1,5	1,4	1,3
<i>Baixo</i>	1,4	1,3	1,2
- Esta tabela não se aplica para os casos de rastejo, voçorocas, ravinas, e quedas ou qualquer rolamento de blocos.			

Fonte: Modificado de NBR 11682 (2006).

A adoção de um determinado valor de FS num projeto visando a implantação ou contenção de taludes depende de vários fatores. Entre os quais destacam-se as consequências potenciais associadas à instabilização do talude (área urbana, mineração, estradas, etc.), à dimensão do talude, à heterogeneidade do maciço, à base de dados utilizada etc (JUNIOR, 2005).

2.6.1 – Métodos de Análise

As análises de estabilidade, em sua maioria, foram desenvolvidas baseadas na teoria do equilíbrio limite. O equilíbrio limite é uma ferramenta empregada pela teoria da plasticidade para análise do equilíbrio dos corpos com base na hipótese de existir uma linha de escorregamento conhecida (planar, circular, mista, etc.) e de a resistência respeitar a equação de Coulomb ao longo da linha de deslizamento. De forma geral, as análises de estabilidade são no plano considerando-se uma seção típica do maciço situada entre dois planos verticais e paralelos de espessura unitária (BUENO & VILAR, 1985).

Os métodos de equilíbrio limite, utilizados para a análise de estabilidade de taludes, se baseiam na hipótese de haver equilíbrio em uma massa de solo, tomada como corpo rígido, na iminência de entrar em processo de escorregamento. Esses métodos são amplamente utilizados, devido à facilidade de aplicação e a experiência acumulada ao longo dos anos (GERSCOVICH, 2009).

Dentre os diversos métodos de equilíbrio limite, podem-se citar como os mais usados: Bishop, Bishop Simplificado, Janbu, Janbu Simplificado, Morgenstern-Price e Corps of Engineers #1.

2.7 – Soluções para Estabilização de Taludes

Os processos de estabilização de taludes se baseiam na adoção de procedimentos que modificam algumas características dos mesmos de modo a garantir a sua estabilidade.

Deve-se lembrar que na elaboração de projetos de estabilização de taludes, não se pode esquecer que “cada caso é um caso” e que “a natureza não se repete”, e, portanto, a adoção de uma solução deve estar embasada em estudos cuidadosos, que consideram as características do meio físico e os processos de instabilização envolvidos (CARVALHO, 1991), e que devem ser específicos para cada situação.

Não se pode esquecer a importância das análises de benefício-custo de cada alternativa de solução, devendo-se sempre procurar verificar o ganho de segurança da solução, através de análises em que se calculem as variações do coeficiente de segurança, com relação à situação original (CARVALHO, 1991).

No entanto, deve-se ponderar que mesmo em uma análise de custo e risco bastante criteriosa, não existe “risco zero”, o que significa que mesmo com uma obra bem projetada, novos escorregamentos poderão ocorrer (CARVALHO, 1991).

2.7.1 – Soluções sem Estrutura de Contenção

2.7.1.1 – Drenagem Superficial

O objetivo da drenagem é diminuir a infiltração de águas pluviais, captando-as e escoando-as por canaletas dispostas longitudinalmente, na crista do talude e em bermas, e, transversalmente, ao longo de linhas de maior declividade do talude. Para declividades grandes, pode ser necessário recorrer a escadas d’água, para minimizar a energia de escoamento das águas (MASSAD, 2010).

A drenagem superficial tem custo baixo e não necessita de mão de obra especializada. A Figura 10 mostra alguns dispositivos de um sistema de drenagem superficial.

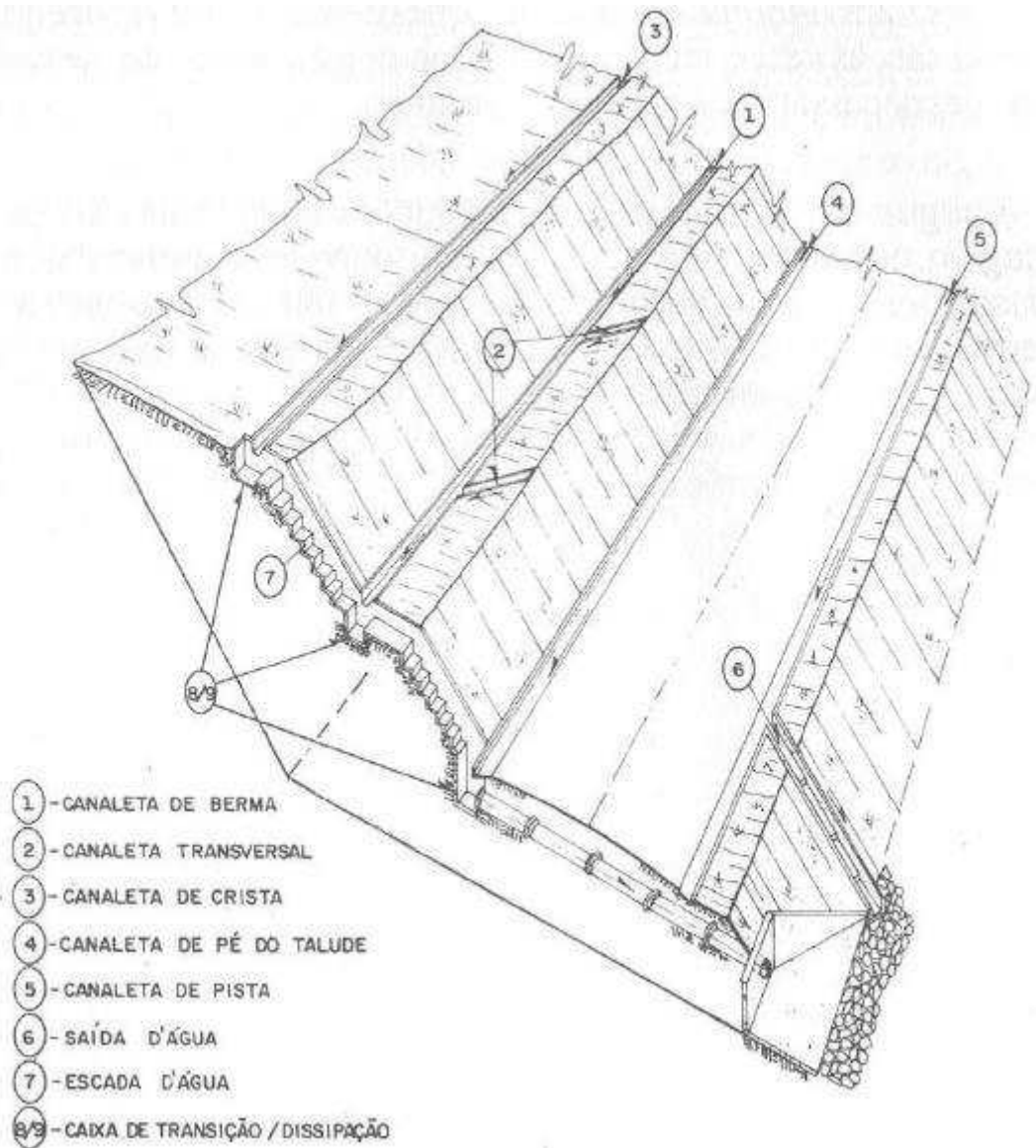


Figura 10 - Dispositivos de um sistema de drenagem superficial. Fonte: CARVALHO (1991).

2.7.1.2 – Retaludamento

De acordo com Massad (2010), os retaludamentos consistem em alterar a geometria do talude, quando houver espaço disponível, fazendo-se um jogo de pesos, de forma a aliviá-los junto à crista e acrescentá-los junto ao pé do talude. Assim, uma escavação ou corte feito junto à crista do talude diminui uma parcela do momento atuante; analogamente, a execução de um contrapeso (berma) junto ao pé do talude tem efeito contrário, estabilizador.

Devido à sua simplicidade e eficácia, o retaludamento é uma das obras de estabilização de taludes mais utilizadas.

Para qualquer tipo de solo ou rocha, em qualquer condição de ocorrência e sob a ação de quaisquer esforços, sempre existirá uma condição geométrica de talude que oferecerá estabilidade ao maciço (CARVALHO, 1991). Mas em alguns casos é necessário recorrer a outras formas de estabilização como, por exemplo, no caso de não haver espaço suficiente para que o talude atinja uma declividade adequada. A Figura 11 apresenta o retaludamento através de corte do talude.

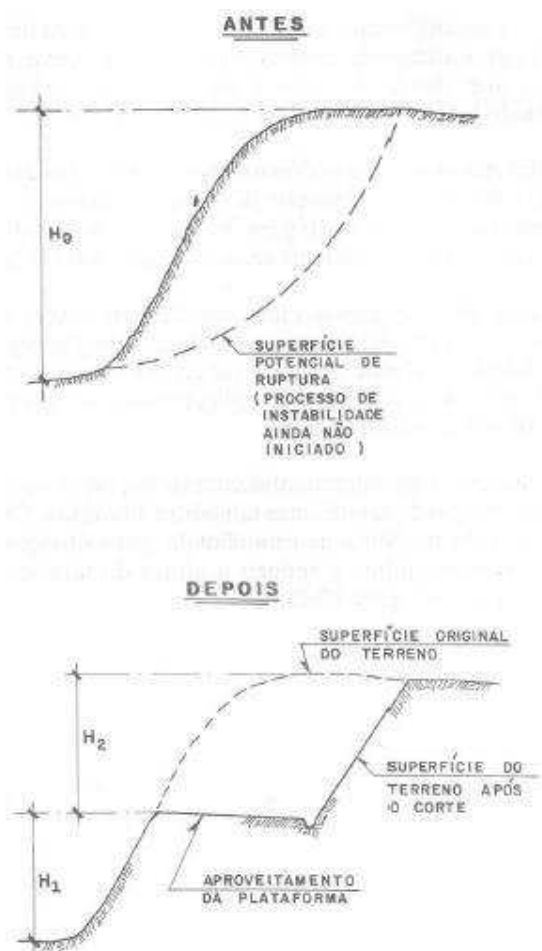


Figura 11 - Retaludamento através de corte do talude. Fonte: CARVALHO (1991).

2.7.1.3 – Drenagem Profunda

A ideia desta solução é rebaixar o nível freático, reduzindo-se, assim, as pressões neutras e, conseqüentemente, aumentar a estabilidade do talude, com drenos sub-horizontais profundos (MASSAD, 2010).

O processo consiste em executar com perfurações (mistas e/ou a percussão ou rotativa), furos de 2'' a 3'' de diâmetro, levemente inclinados em relação à horizontal,

onde são instalados tubos de PVC previamente preparados. Os tubos são perfurados e envolvidos por tela fina ou manta de geossintético. Esta solução requer observação de campo, através de piezômetros e medidores de nível d'água, como garantia do pleno funcionamento do sistema de drenagem, que pode sofrer, com o tempo, uma colmatagem (MASSAD, 2010).

Os custos desse tipo de obra são relativamente baixos, mas a execução requer mão de obra especializada e equipamentos para realização das sondagens. Um exemplo de estabilização de talude por drenagem profunda é mostrado na Figura 12.

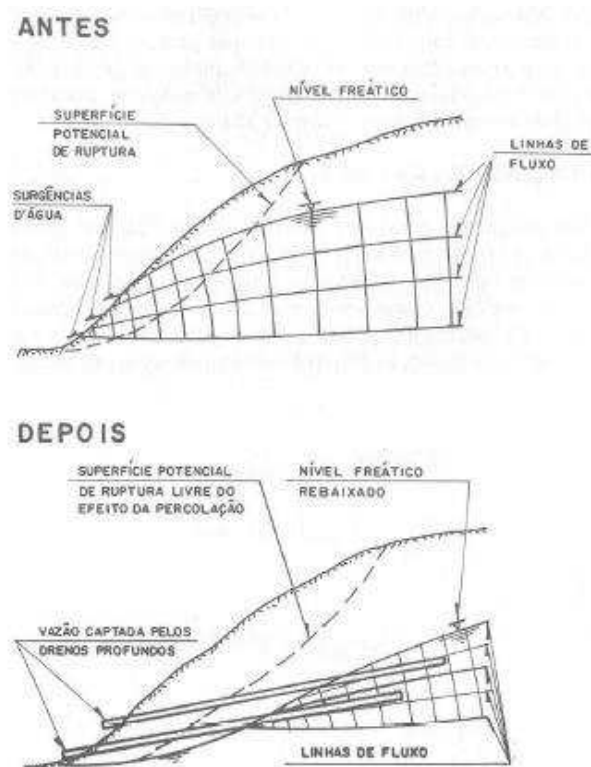


Figura 12 - Exemplo de estabilização de talude por drenagem profunda. Fonte: CARVALHO (1991).

2.7.1.4 – Proteção Superficial

Esse tipo de solução tem como função, basicamente, impedir a formação de processos erosivos e diminuir a infiltração de água no maciço. Essas obras tem papel importante na estabilização de taludes ou encostas naturais. A execução pode ser feita tanto com materiais artificiais como naturais, sendo que esses últimos devem ser mais utilizados por serem mais econômicos e apresentarem melhores condições hidrológicas.

2.7.2 – Soluções com Estrutura de Contenção

2.7.2.1 – Muros de Gravidade

Muros de gravidade são estruturas corridas que utilizam seu peso próprio para suportar os esforços do maciço. Geralmente são usados para conter pequenos desníveis, geralmente inferiores a 5m.

O dimensionamento desse tipo de obra é elaborado de modo a garantir que o atrito entre o solo e a estrutura evite o desabamento. Além disso, deve possuir uma geometria que evite o tombamento, e deve ainda transmitir à fundação uma tensão inferior às admissíveis pelo solo (MARCHI, 2005).

Entre os tipos convencionais de muros de gravidade estão os muros de pedra seca; os muros de pedra argamassada; muros de gabião-caixa; muros de concreto ciclópico e os muros de concreto armado. Esses tipos de muros estão apresentados nas Figuras 13 a 16.

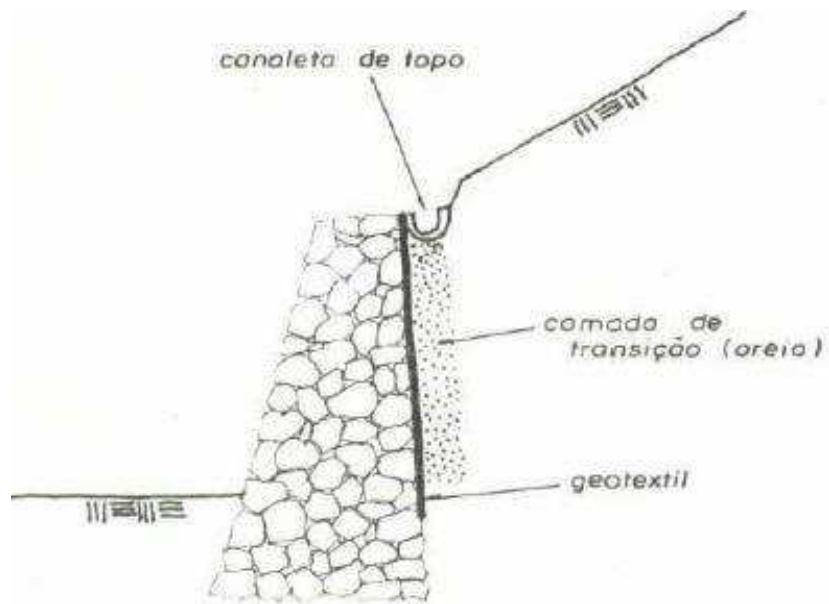


Figura 13 - Muro de pedra seca. Fonte: CUNHA (1991).

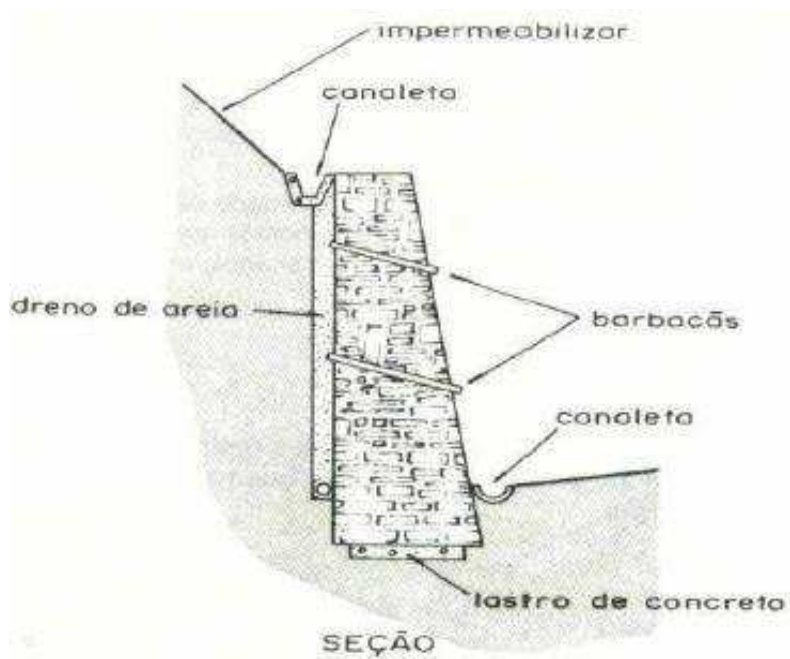


Figura 14 - Muro de pedra argamassada. Fonte: CUNHA (1991).

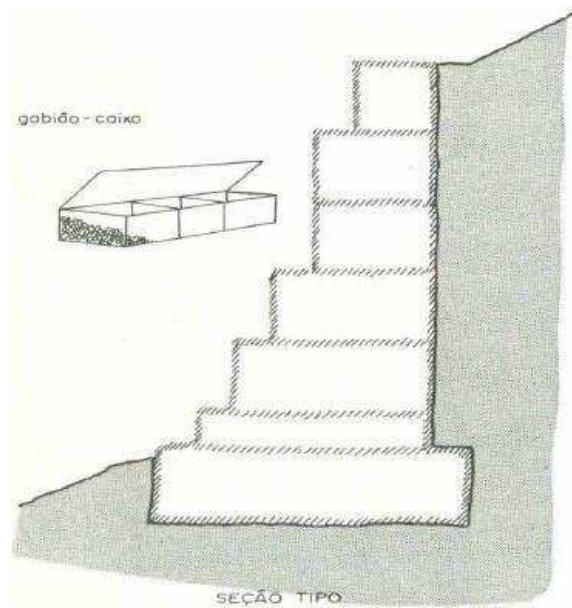


Figura 15 - Muro de gabião-caixa. Fonte: CUNHA (1991).

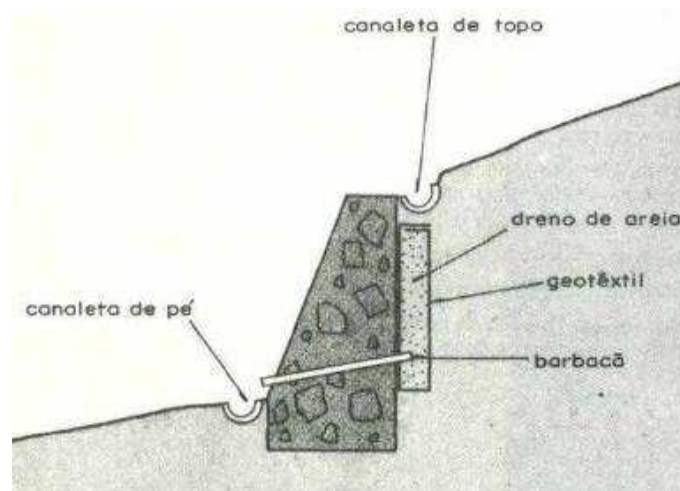


Figura 16 - Muro de concreto ciclópico. Fonte: CUNHA (1991).

2.7.2.2 – Cortinas Atirantadas

No caso de taludes subverticais, podem ser empregadas as cortinas atirantadas, que são constituídas de placas de concreto de pequenas dimensões, atirantadas (Figura 17). As placas são instaladas de cima para baixo, à medida que se progride nas escavações do corte. Os tirantes protendidos visam, basicamente, aumentar a resistência ao cisalhamento do solo, com um aumento da tensão normal atuante ao longo da linha de

ruptura. Ou então, dependendo da inclinação dos tirantes, introduzir uma parcela adicional de força, tangencial e ao longo da linha de ruptura (MASSAD, 2010).

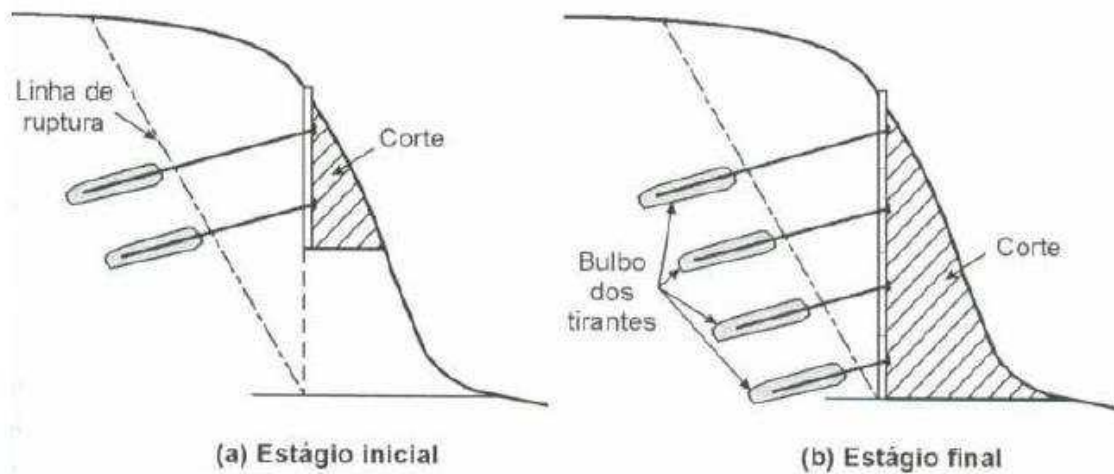


Figura 17 - Cortinas atirantadas. Fonte: MASSAD (2010).

2.7.2.3 – Estacas Raiz

Consistem em barras metálicas, ou mesmo tubos de aço, introduzidos em pré-furos feitos no maciço da encosta e que são, posteriormente, solidarizados ao terreno por injeção de nata de cimento ou argamassa de concreto. Funcionam como um reforço do solo, isto é, ao longo do plano de ruptura, acresce-se a resistência ao cisalhamento da seção de aço das estacas (MASSAD, 2010).

Define-se uma malha de pontos na superfície do talude a ser tratado e, a partir de cada nó, pode-se instalar um grupo de estacas raiz, penetrando no terreno em várias direções, com comprimentos tais que as suas pontas fiquem além da superfície crítica de escorregamento. O conjunto todo forma um retículo de estacas raiz. Cada grupo de estacas é capeado por um bloco de concreto ou por vigas de concreto, dispostas ao longo de curvas de nível (MASSAD, 2010).

2.7.2.4 – Solos Reforçados

No Brasil, uma técnica muito usada é a do solo grampeado para estabilizar taludes de corte ou de escavação. Consiste na instalação de barras sub-horizontais de aço num solo natural, por cravação (grampos cravados), ou em pré-furos preenchidos com nata de cimento (grampos injetados). Em seguida, executa-se um paramento, que pode ser de elementos pré-fabricados ou de concreto projetado. O comprimento das barras pode atingir até 70% da altura do talude, para grampos cravados, ou 120%, para grampos injetados. A construção é feita de cima para baixo (MASSAD, 2010).

Dentre as diversas aplicações da técnica de solo grampeado, deve-se citar a estabilização de taludes naturais possivelmente instáveis, com inclinações da ordem de 45° a 70°. Nesses taludes, o grampeamento pode ser efetuado de forma descendente ou ascendente, conforme a conveniência. Neste caso, a construção da estrutura em solo grampeado consistirá apenas na introdução dos grampos e execução da face de concreto projetado, não necessitando de escavação como em taludes resultantes de corte. A Figura 18 mostra uma seção transversal de um solo grampeado.

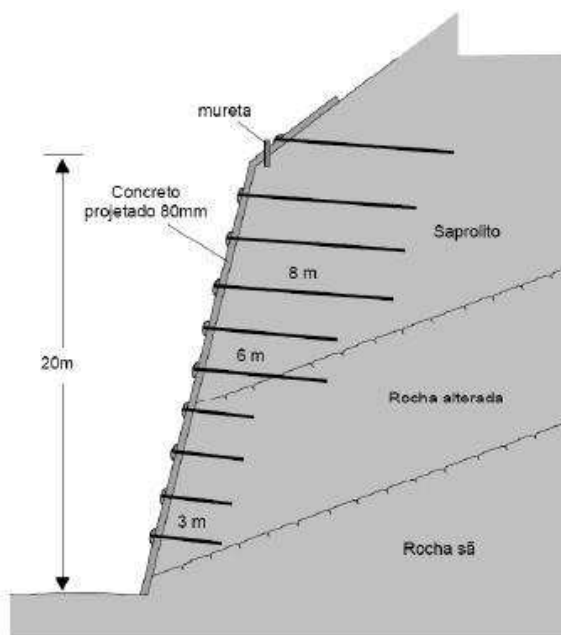


Figura 18 - Seção transversal de um solo grampeado com grampos de diferentes comprimentos. Fonte: ORTIGÃO e SAYÃO (2000).

2.8 – Determinação do Grau de Risco

Para a determinação do grau de risco das áreas objeto do presente estudo, utilizou-se a metodologia proposta pelo Ministério das Cidades em parceria com o IPT e a Unesp, o qual estabelece que:

- Padrão construtivo (madeira ou alvenaria): para uma mesma situação a construção em alvenaria deve suportar maior solicitação e, portanto, deve ser colocada em classe de risco inferior à moradia de madeira;
- Tipos de taludes: taludes naturais estão, normalmente, em equilíbrio. Taludes de corte e de aterro são mais propensos a instabilizações;
- Distância da moradia ao topo ou à base dos taludes: deve ser adotada como referência uma distância mínima com relação à altura do talude que pode sofrer a movimentação; lembrar que para a Serra do Mar e outras áreas em São Paulo, adota-se a relação 1:1;
- Inclinação dos taludes: os deslizamentos ocorrem a partir de determinadas inclinações. Por exemplo, na região da Serra do Mar, em São Paulo, ocorrem a partir de 17° (poucos) e 25/30° (a maioria). Pode-se estabelecer que taludes acima de 17° são passíveis de movimentações e assim relacionar com a Lei 6766/79 (Lei Lehman). Lembrar que as estruturas geológicas podem condicionar a existência de taludes muito inclinados e mesmo assim estáveis;
- A presença de água deve ser criteriosamente observada. A existência de surgências nos taludes e a infiltração de água sobre aterros devem ser tomadas como sinais de maior possibilidade de movimentações;
- A chave para a classificação é a presença de sinais de movimentação/feições de instabilidade. Essa presença pode ser expressiva e em grande número presente, incipiente ou ausente.

A Tabela 3 explicita os critérios para a determinação dos graus de risco, segundo o Ministério das Cidades.

Tabela 3 - Critérios para a determinação dos graus de risco.

Grau de Probabilidade	Descrição
<p>R1 Baixo ou sem risco</p>	<p>1. Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (inclinação, tipo de terreno etc.) e o nível de intervenção no setor são de baixa ou nenhuma potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos.</p> <p>2. Não observa(m) sinal/feição/evidencia(s) de instabilidade. Não há indícios de desenvolvimento de processos de instabilização de encostas e de margens de drenagens.</p> <p>3. Mantidas as condições existentes não se espera a ocorrência de eventos destrutivos no período compreendido por uma estação chuvosa normal.</p>
<p>R2 Médio</p>	<p>1. Os condicionantes geológico-geotécnico predisponentes (inclinação, tipo de terreno etc.) e o nível de intervenção no setor são de média potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos.</p> <p>2. Observa-se a presença de algum(s) sinal/feição/evidencia(s) de instabilidade (encostas e margens de drenagens), porém incipiente(s). Processo de instabilização em estágio inicial de desenvolvimento.</p> <p>3. Mantidas as condições existentes, é reduzida a possibilidade de ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período compreendido por uma estação chuvosa.</p>
<p>R3 Alto</p>	<p>1. Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (inclinação, tipo de terreno, etc.) e o nível de intervenção no setor são de alta potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos.</p> <p>2. Observa-se a presença de significativo(s) sinal/feição/evidência(s) de instabilidade (trincas no solo, degraus de abatimento em taludes, etc.) Processo de instabilização em pleno desenvolvimento, ainda sendo possível monitorar a evolução do processo.</p> <p>3. Mantidas as condições existentes, é perfeitamente possível a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período compreendido por uma estação chuvosa.</p>
<p>R4 Muito Alto</p>	<p>1. Os condicionantes geológico-geotécnico predisponentes (inclinação/tipo de terreno, etc.) e o nível de intervenção no setor são de muito alta potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos.</p> <p>2. Os sinais/feições/evidências de instabilidade (trincas no solo, degraus de abatimento em taludes, trincas em moradias ou em muros de cotenção, árvores e postes inclinados, cicatrizes de escorregamentos, feições erosivas, proximidade da moradia em relação às margens de córregos, etc.) são expressivas e estão presentes em grande número ou magnitude. Processo de instabilização em avançado estágio de desenvolvimento.</p>

3. Mantidas as condições existentes, é muito provável a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período compreendido por uma estação chuvosa.

Fonte: Modificado de BRASIL (2007).

2.9 – Ensaio Pressiométrico de Ménard

O ensaio pressiométrico (PMT) é um teste de carregamento rápido in situ para determinação do comportamento tensão x deformação de solos e maciços de fundações. É particularmente atraente quando comparado a outras técnicas de ensaios in situ por fornecer uma medida contínua do comportamento tensão-deformação do solo durante a expansão de uma cavidade cilíndrica (IANELLI & VILLAR, 2012). É apresentado o pressiómetro da APAGEO na Figura 19.



Figura 19 - Pressiómetro de Ménard. Fonte: APAGEO.

A execução do ensaio consta da introdução de uma sonda em um furo de sondagem previamente realizado, às cotas desejadas, onde posteriormente são executados incrementos de pressão de gás, com um diferencial de pressão que se relaciona com a profundidade de realização do ensaio. Devido à deformação da cavidade cilíndrica do furo, resultam variações na unidade de controle de volume. A deformação é registrada ao

fim de 15, 30 e 60 segundos, após o início de cada incremento de pressão de mesma magnitude que é aplicado a cada 60 segundos.

Através dos resultados obtidos nesse ensaio é possível calcular diversos parâmetros de um solo. Deve-se levar em consideração que para a realização correta do ensaio são necessários procedimentos de calibração do pressiómetro, de forma a compensar os efeitos das perdas de pressão e volume, visando a medida correta do comportamento tensão-deformação do material ensaiado.

O módulo de deformabilidade do solo (módulo cisalhante G e módulo de Young E) é o parâmetro de maior interesse geotécnico quando da realização de ensaios pressiométricos, já que são reconhecidas as dificuldades em determiná-los através de outros ensaios de campo e laboratório. Atenção é dada à determinação do módulo de Ménard e do módulo obtido através de ciclos de descarga e recarga, procedimento usual em qualquer ensaio pressiométrico (SCHNAID, 2000).

O módulo pressiométrico (de Ménard), E_m , é obtido a partir da declividade do tramo pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida, que pode ser determinada através da Norma Francesa P94-110 ou por interpretação da curva de fluência (“curva de *creep*”). Essa curva é construída por meio da diferença de volume existente entre as leituras de 30 e 60 segundos em função da pressão aplicada.

A partir do ensaio Pressiométrico é possível interpretar parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, como a pressão limite (P_l) e a pressão de fluência ou de *Creep* (P_f). A pressão limite é definida como a máxima pressão atingida num ensaio pressiométrico para a qual a cavidade continuaria a se expandir indefinidamente. A pressão de *Creep* ou de fluência é a pressão que corresponde à fronteira entre a fase de reação pseudoelástica do solo e a fase das grandes deformações (plastificação) do solo (ARAUJO, 2001).

Correlações entre E_m , P_l podem ser usadas como um método alternativo de classificação dos solos. As Tabelas 4 e 5 mostram exemplos de correlações para autores diferentes.

Tabela 4 - Classificação dos solos em função de E_m/P_l .

Tipo de Solo	E_m/P_l
Areias fofas a pouco compactadas	4 – 7
Areias medianamente compactadas a compactadas	7 – 10
Turfas	8 – 10
Argilas moles a rijas	8 – 10
Argilas rijas a duras	10 – 20
Loess (material fino depositado pelo vento)	12 – 15
Solo de alteração de rocha	8 – 40

Fonte: Modificado de CLARKE (1995).

Tabela 5 - Valores típicos de E_m e P_l para alguns tipos de solos.

Tipos de Solos	E_m	P_l
Turfa	200 – 1.500	20 – 150
Argila mole	500 – 3.000	50 – 300
Argila média	3.000 – 8.000	300 – 800
Argila rija	8.000 – 40.000	600 – 2.000
Calcário argiloso	5.000 – 60.000	600 – 4.000
Areia siltosa fofa	500 – 2.000	100 – 500
Silte	2.000 – 10.000	200 – 1.500
Areias e pedregulhos	8.000 – 40.000	1.200 – 5.000
Areias sedimentares	7.500 – 40.000	1.000 – 5.000
Calcário	80.000 – 20.000.000	3.000 – 10.000
Aterros jovens	500 – 5.000	50 – 300
Aterros antigos	4.000 – 15.000	400 – 1.000

Fonte: Modificado de GAMBIM e ROSSEAU, 1975 *apud* ARAUJO, 2001.

Outro parâmetro que pode ser estimado em um ensaio pressiométrico de Ménard é a tensão horizontal no repouso do solo (σ_{h0}). Porém, são grandes as possibilidades de erro nessa tentativa de estimativa. Segundo Araujo (2001), essa tensão é geralmente

tomada como a pressão correspondente ao início da fase pseudoelástica da curva pressiométrica típica corrigida. Entretanto, em ensaios pressiométricos com pré-furo, a pressão inicial P_0 não corresponde necessariamente à magnitude σ_{h0} devido às perturbações causadas durante a execução do pré-furo e da instalação da sonda pressiométrica (amoldamento gerado no solo, efeitos de variações no estado de tensão durante a escavação e em alguns casos, devido à pressão de fluido estabilizante).

2.10 – Caracterização da Área de Viçosa - MG

2.10.1 – Localização

O trabalho foi realizado na área urbana do município de Viçosa (Figura 29) que pertence à mesorregião da Zona da Mata, localizada no Estado de Minas Gerais. Com área estimada de 300,15 Km² e altitude no ponto central da cidade de 649 m, Viçosa é limitada pelos municípios de Teixeiras e Guaraciaba ao norte, Paula Cândido e Coimbra ao sul, Cajuri e São Miguel do Anta a leste e Porto Firme a oeste. A cidade está inserida na sub-bacia hidrográfica do Ribeirão São Bartolomeu e bacia hidrográfica do Rio Turvo Sujo. Sua população estimada é de 77.318 habitantes segundo o IBGE (2015), sendo que desses, aproximadamente 67.305 residem na área urbana (IBGE, 2010). A localização da área urbana de Viçosa é mostrada na Figura 20.

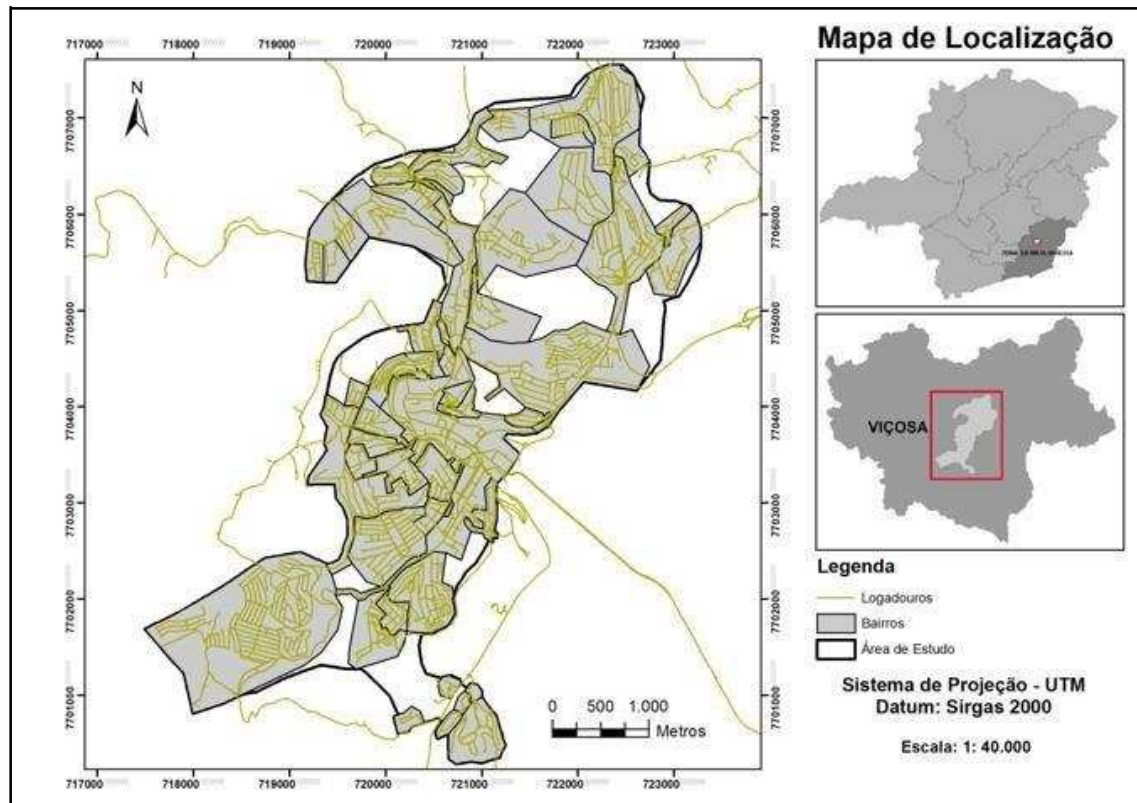


Figura 20 - Localização da área urbana de Viçosa, MG. Fonte: ROQUE (2013).

2.10.2 – Hidrografia

A cidade faz parte da Bacia Hidrográfica do rio Doce, e apresenta como principais cursos d'água o rio Turvo Sujo e seu afluente, o ribeirão São Bartolomeu, principal curso d'água que atravessa a área urbana e se constitui em uma das principais fontes de água para a população da cidade, como também é um dos principais depositários de seus esgotos. Próximo às margens deste ribeirão, teve início o primeiro núcleo urbano que originou a cidade e ao longo de suas margens Viçosa se expandiu (RIBEIRO FILHO, 1997).

O Ribeirão São Bartolomeu recebe águas dos córregos Paraíso, Antuérpia, Santa Catarina, Engenho, Palmital, Machados, São Lucas, Conceição e da Posse, formando a Bacia Hidrográfica do ribeirão São Bartolomeu, que abrange grande parte do centro urbano de Viçosa, e vem sendo muito usada como delimitação de área em trabalhos científicos na região. O Ribeirão Santa Tereza recebe águas dos córregos Pião, Condé, Buieié, Deveras, Fundo e Silêncio (ROQUE, 2013). A Figura 21 mostra a hidrografia da área urbana de Viçosa.

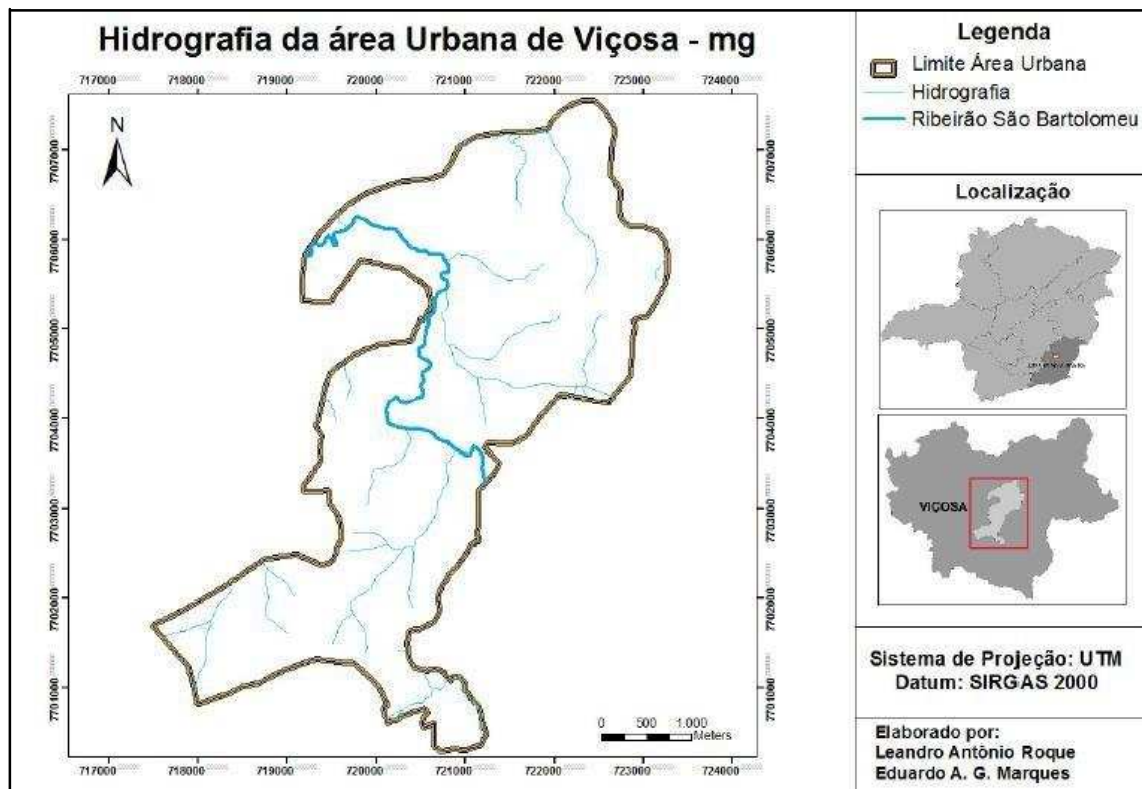


Figura 21 - Hidrografia da área urbana de Viçosa. Fonte: ROQUE (2013).

2.10.3 – *Clima*

O clima de Viçosa é classificado como tropical de altitude. Levando em consideração dados de 2009 até outubro de 2013, a temperatura média anual observada foi de 20,22°C, ficando a média das mínimas em 15,97°C e a das máximas em 26,84°C. Nesse período, a menor média mensal das temperaturas mínimas foi observada em junho e agosto de 2010 e julho de 2011, todas alcançando 9,9°C e a maior média de temperaturas máximas foi a observada em fevereiro de 2010 atingindo 31,5°C (CENSUS, 2014).

Para os últimos cinco anos, foram registradas as maiores precipitações pluviométricas nos meses de novembro e dezembro, com destaque para dezembro de 2013 (371,1 mm). O mês com menor incidência de chuva foi julho, tendo sido registrado 0 mm para o ano de 2011. O ano com a maior precipitação acumulada foi 2011, com o total de 1.391 mm. Já o de menor foi 2014, com 804,4 mm (Tabela 6).

Tabela 6 - Precipitação pluviométrica acumulada (em milímetros) no mês em Viçosa nos anos de 2011 a 2015.

MÊS	2011	2012	2013	2014	2015
JAN	141	385,4	148,5	72,2	80,2
FEV	119,7	41,4	110,8	23,8	165,9
MAR	249,2	106,1	222,2	182,8	237,7
ABR	43,5	52,9	119,6	84,4	29,7
MAI	2,6	104	62,1	8,4	54,1
JUN	22,7	8,4	24,7	2,2	10,1
JUL	0	0,4	1,9	11,1	26,8
AGO	4,8	5,5	3,5	6,9	4,9
SET	0,2	46,9	44,9	18,8	64,9
OUT	159,2	98,9	72,8	23,6	45,5
NOV	297,6	225,3	140,5	203	207,4
DEZ	350,5	199,3	371,1	167,2	260,1
Acumulado	1.391	1.274,5	1.323,2	804,4	1.187,3

Fonte: Modificado de Estação Meteorológica da Universidade Federal de Viçosa.

2.10.4 – Geologia

A microrregião de Viçosa situa-se em área de ocorrência do Complexo Mantiqueira, composto por rochas do Embasamento Granito-Gnáissico indiviso, referentes ao período pré-Cambriano. São constituídas por gnaisses moderadamente indiferenciados e bastantes alterados, apresentam níveis quartzosos intercalados a níveis micáceos e a presença de intrusões de rocha metabásica às vezes concordantes ou discordantes com a foliação da rocha local (VIEIRA, 2000).

Segundo Lopes & Muggler (1989), a geologia de Viçosa caracteriza-se pelo predomínio de biotita-gnaisses, biotita-anfibólio-gnaisses e biotita-anfibólio-granada-gnaisses, localmente migmatizados, tendo, subordinadamente intercalações de quartzitos, xistos, anfibolitos e rochas cálcio-silicáticas.

Baptista et. al. (1997) expõem que o arcabouço estrutural da região predomina a ocorrência de foliações marcantes, penetrativas e onduladas. As lineações minerais são paralelas à foliação e são representadas principalmente pela orientação da biotita. As

fraturas apresentam-se às vezes preenchidas por veios de quartzo com tamanhos milimétricos a centimétricos e óxido de ferro.

2.10.5 – Geomorfologia

O município de Viçosa está inserido no domínio Planaltos Cristalinos Rebaixados situado entre as escarpas da Serra da Mantiqueira (Planalto do Alto Rio Grande) a leste, e a oeste no prolongamento da Serra do Caparaó (Correa, 1984).

De acordo com Correa (1984), em Viçosa predomina o relevo denominado Mar de Morros, característico de regiões com ocorrência de rochas gnáissicas do período pré-cambriano (Complexo Cristalino). Sua pedoforma é composta por encostas geralmente convexo-convexas e convexo-concavas, embutidas em vales de fundo chato e intensamente recortadas por ravinas em forma de anfiteatros com laterais íngremes, formados por terraços amplos e leitos maiores bem encaixados, dominados por cursos d'água de pouca expressão. Os divisores de água são em sua maioria constituídos de topos aplainados que forma pequenas bacias e os prolongamentos de elevações em forma de ombreiras (planos intermediários), frequentemente convergem para os vales.

O processo de intemperismo nesta região é bastante significativo devido às suas condições morfoclimáticas com características de zonas intertropicais úmidas, que promoveram a formação de um manto de intemperismo bastante espesso, principalmente em locais com menor declividade, resultantes da atuação conjunta de processos químicos e biogênicos com processos mecânicos (ROQUE, 2013).

2.10.6 – Solo

O solo predominante em Viçosa é bastante pobre quanto à composição química e de nutrientes, não apresentando alta produtividade agrícola.

Ao realizar a caracterização geotécnica dos solos de Viçosa-MG Ramalho (1994) descreveu cinco horizontes: saprolitos, solo residual jovem, solo residual maduro, solo coluvionar e depósitos aluvionares.

O saprolito é o material do horizonte de transição solo-rocha, constituído de massas predominantemente terrosas, friáveis e estruturadas, que transicionam, em profundidade, para núcleos rochosos com grau de decomposição variável, caracterizam-

se por apresentar comportamentos geotécnicos heterogêneos, pois refletem as condições do maciço rochoso subjacente e os solos residuais sobrejacentes. Sua espessura varia entre 0 a 5m, mas podem ocorrer espessuras superiores a 20m (ROQUE, 2013).

Segundo Roque (2013), o solo residual jovem é um material com textura areno-siltosa, pouco coesivo, com baixa plasticidade e com alta susceptibilidade à erosão, ocorre sobrejacente aos saprolitos e subjacente ao residual maduro, raramente aflorando. Entretanto, comumente aparecem em cortes de estradas, paredes de voçorocas e em locais com maior declividade, sua espessura média varia entre 5 a 7 m, também podendo ocorrer espessuras superiores a 20 m em alguns locais.

Já o solo residual maduro apresenta granulação fina, com textura argilo-arenosa, com plasticidade média a alta e é pouco susceptível a erosão. Suas espessuras médias, entre 3 a 6 m, variam em função da posição topográfica, sua coloração é marrom e marrom avermelhada. Esse tipo de solo é o que predomina na maior parte da região.

Os solos coluvionares são predominantemente de granulação fina, com textura argilo-arenosa, com plasticidade média a alta, homogêneos e porosos, possuindo assim características semelhantes à do solo residual maduro, o que torna difícil a diferenciação. Apresenta coloração marrom, marrom-avermelhada e marrom-amarelada, é pouco espesso e suas maiores espessuras situam-se nas partes altas de encostas suaves, variando em função da posição nas encostas (ROQUE, 2013).

Os solos aluvionares são pouco desenvolvidos, ocorrem juntos aos leitos de rios e de terraços fluviais e são formados pelos sedimentos transportados pela água que decantam a medida em que a velocidade de escoamento diminui. Apresentam granulometria variável e estão restritos a pequenas áreas na região.

2.10.7 – Vegetação

Em Viçosa, a vegetação Floresta Tropical Atlântica, predominante há anos atrás, foi devastada para dar lugar a plantações, criação de gado e expansão da cidade. O restante da vegetação do município é constituído de floresta secundária.

Segundo Roque (2013), essas matas secundárias reduzem-se, atualmente, a pequenas manchas e capoeiras nas encostas íngremes e topos de morro. Além disso, a maior parte das terras da região está ocupada por pastagens naturais e artificiais que suportam os rebanhos bovinos e, entre as culturas tradicionais da região, o café é a mais importante.

2.10.8 – Uso e Ocupação do Solo na Área Urbana

Viçosa é um município de médio porte localizado na Zona da Mata mineira e possui uma população “flutuante” estimada em quase 15.000 pessoas que migram para a cidade devido à existência de instituições de ensino superior. A UFV se originou da construção da Escola Superior de Agricultura e Veterinária (ESAV), em 1922. Buscando o desenvolvimento da Escola, em 1948, o Governo do Estado a transformou em Universidade Rural do Estado de Minas Gerais (UREMG) (MARIA & FARIA, 2014).

A federalização da antiga UREMG ocorreu em 1969, sob a forma de Fundação. A partir desta época, a então Universidade Federal de Viçosa, agente determinante da produção do espaço urbano viçosense, com o seu crescente desenvolvimento, começou a demandar uma infraestrutura da cidade. Viçosa se transformou para atender a população migrante composta de estudantes, professores, funcionários e pessoas provenientes microrregião que vieram em busca de oportunidades oferecidas pela instituição. Frente a esta transformação, a cidade de Viçosa cresceu em resposta às demandas geradas pela UFV. Pode se afirmar que esta ampliação interferiu espontaneamente na vida da população que passou a viver, praticamente, em função da Universidade (MARIA & FARIA, 2014).

Devido ao crescimento demográfico, Viçosa teve a necessidade de se expandir e enfrenta problemas com relação ao uso e ocupação do solo. Os responsáveis pela ocupação da cidade não tiveram os devidos cuidados, e pressionados pela elevação do custo da terra ocuparam áreas onde a topografia ultrapassa os 30% de declividade, encostas e topos de morros. (STEPHAN, 1997).

Segundo Roque (2013), o padrão de exploração da terra levou à redução da sua vegetação original, que se encontra restrita, mesmo assim como mata secundária, aos topos de morros e encostas íngremes. A cidade procurou se orientar ao longo dos terraços, locais de amenidades significativas quanto à topografia. Num momento posterior seguiu-se a ocupação de áreas com topografia restrita, entre elas as encostas e topos de morros, além das margens dos cursos d’água, em áreas consideradas de preservação permanente.

2.10.9 – Histórico dos Movimentos Gravitacionais de Massa no Município

Roque (2013), em seu trabalho de caracterização do risco, fez um histórico dos movimentos gravitacionais de massa do município de Viçosa (Tabela 7) que teve como

fonte de pesquisa as notícias publicadas no jornal Folha da Mata entre os anos de 1985 e 2012. Após esses anos não houve acontecimento importante.

Tabela 7 - Histórico dos movimentos gravitacionais em Viçosa.

Data	Local	Perdas Socioeconômicas
1985	Bairros de Viçosa	500 pessoas desabrigadas, deslizamentos de encostas e desabamento de residências em vários pontos da cidade.
1986	Bairro Vau Açú Estrada Viçosa- Paula Candido.	Desabamento de ponte interrompendo o tráfego Viçosa-Belo Horizonte. Queda de Barreira na estrada que liga Viçosa a Paula Candido.
1987	Bairros de Fátima e Vale do Sol.	Deslizamentos de terras, atingindo moradias sem perdas materiais.
1988	Rua dos Passos	Desabamento de muro, sem perda materiais
	Alto Santa Clara	Desabamento Parcial de residência
1990	Bairro Nova Viçosa	Desabamento de Residência - 1 morte
1991	Bairro Bom Jesus	Desabamentos de casas – 18 pessoas desabrigadas
	Morro do café, Rua Santana, Aimorés e travessas Ênio.	Desabamentos de casas, com perdas materiais – sem vítimas.
1992	Bairro São Sebastião	Queda de barranco – 1 casa atingida
1993	Parte alta da Rua Santana.	Deslizamento – sem vítimas
1995	Bairro Nova Viçosa	Deslizamento de terra – 48 pessoas desabrigadas
1997	Vários Bairros de Viçosa	45 – Desabamento total, 154 – Desabamento Parcial, 61 - Desabrigados
1998	Bairros, Nova Era e Amoras	Alagamento e queda de barranco.
2000	Bairro Sagrada Família	Desabamento de 2 casas na parte alta do bairro.
2004	Avenida Marechal Castelo.	Queda de Blocos próximo ao Condomínio do Edifício Marques do Pombal.
	Rua dos Passos	Deslizamento
	Bairro Vau Açú	Desabamento de casa – 5 pessoas desabrigadas
2005	Bairros João Brás, Silvestre e Ramos.	Deslizamentos de terra – sem vítimas.
2006	Bairro Santo Antônio	Desabamento parcial de casa.
2007	Bairros, Bom Jesus, Sagrada Família, Estrelas, Fuad Chequer, Santa Clara, São Sebastião, Boa Vista e Nova Era	Deslizamentos, queda de muros, desabamento de moradias – 16 famílias desabrigadas.
2008	Bairros, Bom Jesus, Carlos Dias, Silvestre e Vau Açú	Desabamentos – sem vítimas
2009	Rua dos Passos, Rua Milton Bandeira, Bairros de Fátima e Santa Clara.	Deslizamentos, desabamento parcial de casas – sem vítimas.
2011	Av. Santa Rita e Rua Dona Gertrudes.	Desabamento parcial de casa, deslizamento – sem vítimas.
2012	Vários bairros de viçosa, inclusive no centro.	74 residências com desabamento parcial, 5 residências com desabamento total, 66 pessoas desalojadas. Sem vítimas.

Fonte: Modificado de Jornal Folha da Mata (1985 – 2012) *apud* Roque, 2013.

3 – Metodologia

Neste capítulo apresenta-se a metodologia usada para o desenvolvimento do trabalho de modo a atingir o(s) objetivo(s) propostos, em especial a análise da estabilidade de taludes, a delimitação do alcance de atingimento de possíveis escorregamentos e da determinação qualitativa do número de imóveis e a infraestrutura passível de atingimento em três áreas consideradas de alto risco identificadas na área urbana de Viçosa.

3.1 – Áreas Estudadas

A partir do mapa de risco de escorregamentos da área urbana do município de Viçosa, elaborado nos estudos de Roque (2013) (Figura 22), foram selecionadas as três áreas consideradas de alto risco para a realização do estudo.

As três áreas selecionadas, enumeradas como Área 1, Área 2 e Área 3 são mostradas na Figura 23.

MAPA DE RISCO DE ESCORREGAMENTO DE VIÇOSA - MG

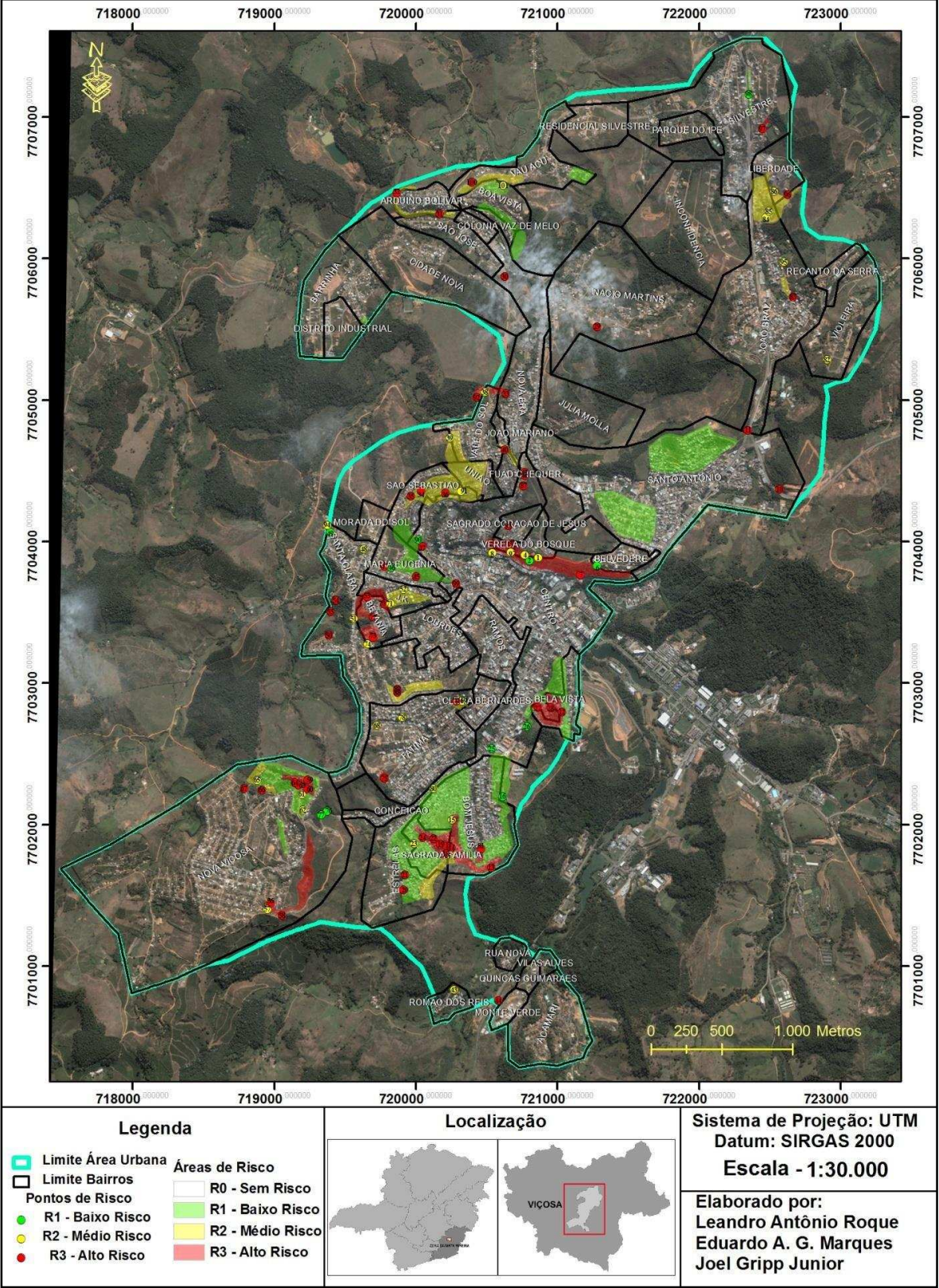


Figura 22 - Mapa de risco de escorregamento em Viçosa – MG. Fonte: ROQUE (2013).

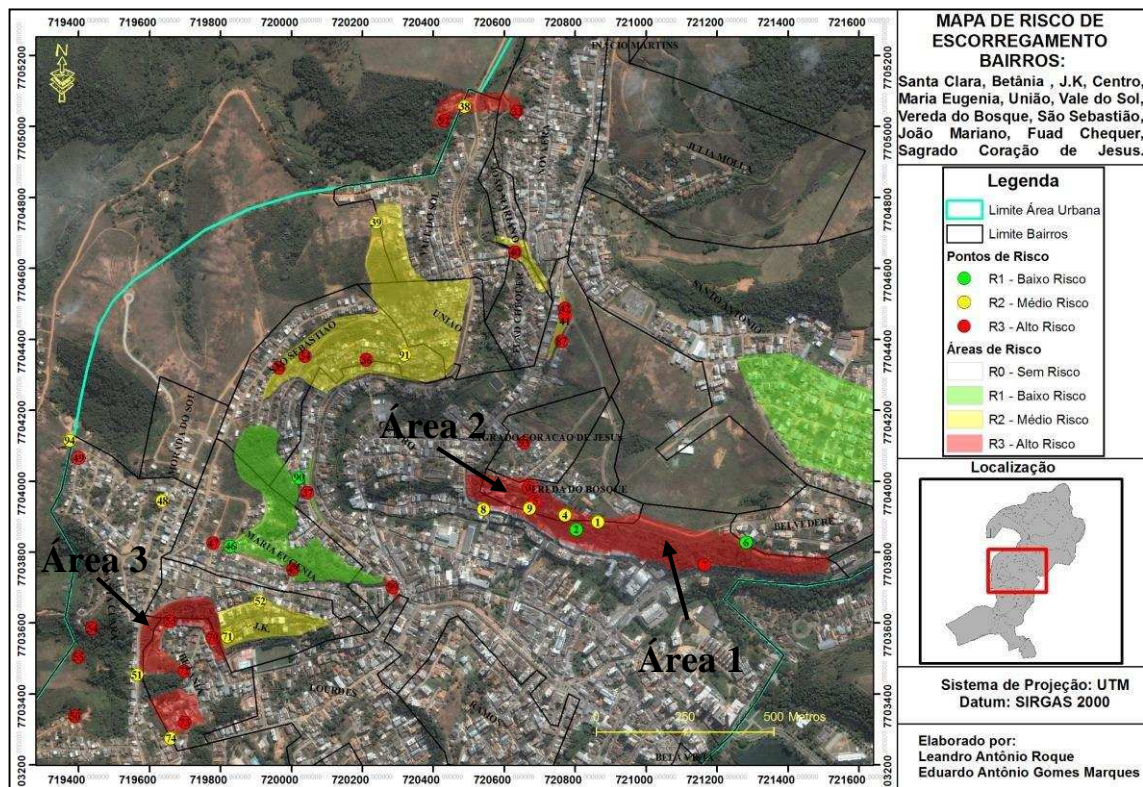


Figura 23 - Destaque para as áreas de risco selecionadas para o estudo. Fonte: Modificado de ROQUE (2013).

A área 1 está localizada entre a rua Dona Mariquinha e a rua Doutor Milton Bandeira no bairro Centro (Figura 24). A área 2 também se localiza nesse bairro, entre as ruas Maria L. Araújo e Geninho Lentile (Figura 25). Já a área 3, localiza-se no bairro Santa Clara entre as ruas Nhanhá Simonine e Antonelli Bhering (Figura 26).

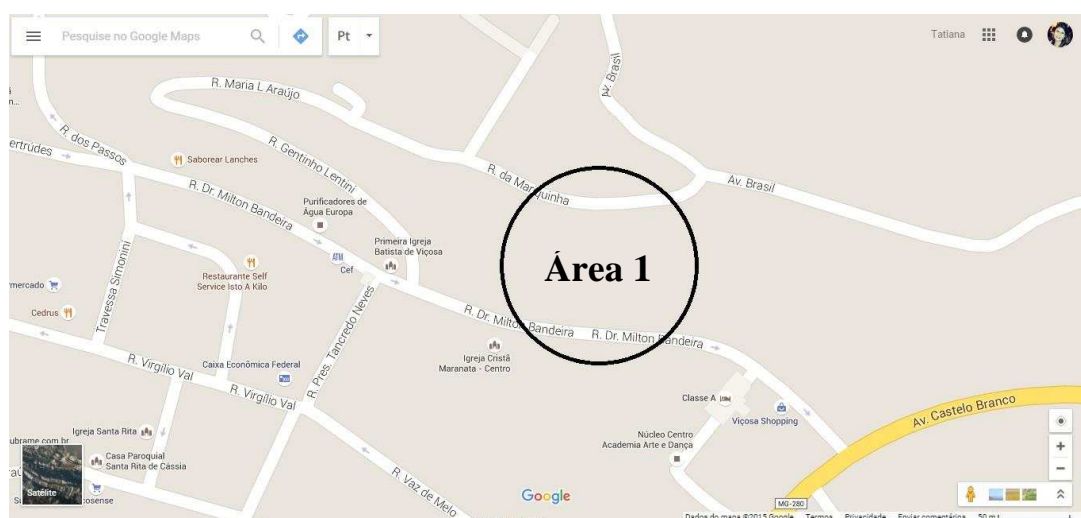


Figura 24 - Localização da área 1. Fonte: Google Maps.

3.3 – Metodologia de Campo e Equipamentos

Para a realização do estudo proposto foi utilizado em campo um trado manual, tipo cavadeira, feito em aço (Figura 27). Esse equipamento foi usado para perfuração dos furos de sondagem, coleta de amostra do solo para caracterização tátil visual e para definir as seções geológico-geotécnicas a serem utilizadas na análise de estabilidade.



Figura 27 - Trado manual utilizado nos trabalhos de perfuração e coleta de amostra do solo.

A fim de se comparar com as análises de resistência do solo feitas em laboratório, foi executado em campo um ensaio utilizando um Pressiômetro de Ménard do modelo GC, de metro em metro, fabricado pela empresa francesa APAGEO SEGELM (Figura 19). O furo para realização do ensaio foi feito com o trato manual já comentado anteriormente.

Neste tipo de pressiômetro, embora exista apenas uma fonte de energia para todo o sistema, o gás na unidade de controle percorre dois circuitos independentes: um que pressuriza as células de guarda e outro que injeta água sob pressão na célula de medição. A Figura 28 mostra um esquema do pressiômetro.

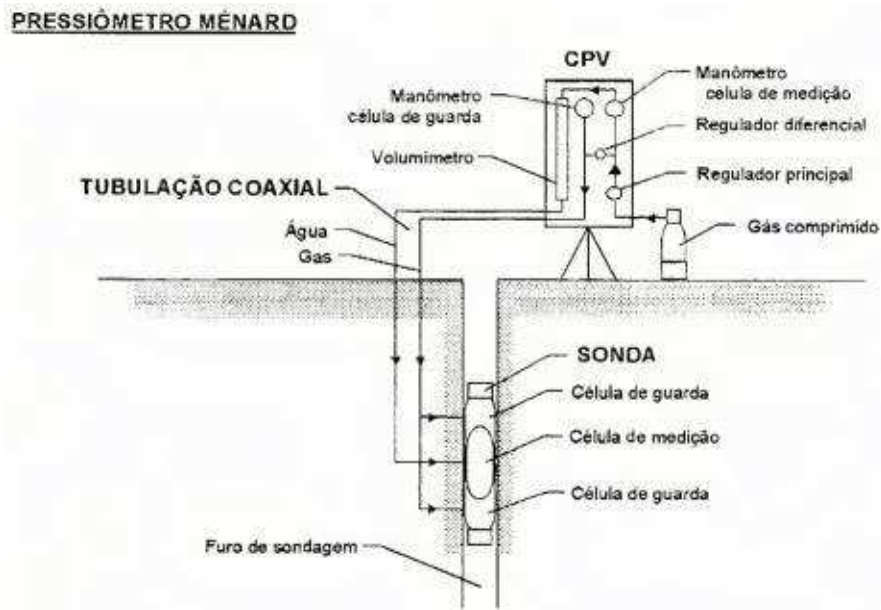


Figura 28 - Esquema do Pressiômetro de Ménard.

Para a realização dos ensaios em laboratório (caracterização dos solos e cisalhamento direto) foram extraídas cinco amostras indeformadas dos solos das áreas, sendo elas:

- Área 1: uma amostra do solo residual jovem e uma amostra do solo residual maduro;
- Área 2: uma amostra do solo residual jovem (já que nessa área não se detectou a presença de solo residual maduro);
- Área 3: uma amostra do solo residual jovem e uma amostra do solo residual maduro.

3.4 – Metodologia de Laboratório

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, de obedecendo todas as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), quando existir. Os ensaios executados foram os seguintes:

- Análise Granulométrica Conjunta (NBR 7181/84);
- Determinação dos Limites de Atterberg
 - . Limite de Liquidez (NBR 6459/84);
 - . Limite de Plasticidade (NBR 7180/84);
- Massa Específica dos Sólidos (NBR 6508/84);

- Cisalhamento Direto (segundo metodologia descrita por Head, 1996).

3.5 – Análise da Estabilidade

O método do equilíbrio limite foi utilizado na análise da estabilidade dos taludes, supondo-se os mesmos como corpos bidimensionais. O critério de ruptura adotado foi o de Mohr-Coulomb, admitindo-se superfícies de deslizamento circulares.

Através do *software* Slide da Rocscience foi feita a análise computacional, considerando-se as hipóteses descritas acima. Os métodos de equilíbrio limite empregados foram: Bishop Simplificado, Janbu, Janbu Simplificado, Morgenstern-Price e Corps of Engineers #1.

Para que fossem feitas as análises, foi necessário, primeiramente, analisar um levantamento topográfico planialtimétrico da área urbana do município de Viçosa, espaçadas de cinco metros, cedidas pelo Laboratório de Geoprocessamento do Departamento de Solos da UFV, das quais foram extraídas as seções dos terrenos, com o objetivo de definir a geometria do problema. Para a análise de estabilidade no *software* Slide, foram usados os parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios de laboratório (peso específico, coesão e ângulo de atrito). Os parâmetros de resistência dos solos, coesão e ângulo de atrito, foram obtidos do ensaio de cisalhamento direto realizados em corpos de prova extraídos de amostras indeformadas (Figura 29) das camadas de solo residual jovem e residual maduro de cada área.



Figura 29 - Corpo de prova sendo extraído da amostra indeformada do solo.

Os corpos de prova das amostras indeformadas, coletadas nas três áreas, foram ensaiadas em condições de umidade natural, ou seja, naquela em que se encontravam no

campo no momento das coletas, realizadas em Junho de 2015. As envoltórias de resistência foram obtidas através da aplicação de tensões de confinamento de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, com uma velocidade de 0,15 mm/min. As Figuras 30 e 31 mostram uma das prensas utilizadas e um corpo de prova após o ensaio de cisalhamento direto, respectivamente.



Figura 30 - Prensa utilizada no ensaio de cisalhamento direto.



Figura 31 - Corpo de prova após o ensaio de cisalhamento direto.

Os pesos específicos foram obtidos através dos ensaios de determinação das massas específicas dos sólidos realizado em laboratório (Figura 32).



Figura 32 - Parte da execução do ensaio de determinação da massa específica dos sólidos.

3.5 – Estabilização dos Taludes

A fim de determinar qual tipo de contenção estrutural será adequada para estabilizar os taludes e, portanto, mitigar os riscos, foram feitas simulações no *software* Slide para aqueles taludes para os quais obteve-se fator de segurança abaixo de 1,5. Adotou-se esse valor como limite, de acordo com a Tabela 2, pois em todas as áreas os danos humanos, materiais e ambientais que podem surgir devido à movimentação de massa são altos.

3.6 – Alcance Máximo de Atingimento da Massa de Solo

A partir da análise de imagens de satélite do programa Google Earth Pro e de consulta à reportagens de jornais da cidade foi feita uma avaliação histórica dos movimentos de massa nos três locais selecionados para a execução do estudo. Junto com esses dados consideraram-se, ainda, a forma e o volume de material definido pela superfície resultante da análise de estabilidade para a determinação do alcance máximo de atingimento. Dentro desse limite, e considerando-se a massa mobilizada, foram contabilizadas os imóveis e a infraestrutura urbana aí existentes, de maneira a se qualificarem as consequências de uma possível ruptura.

4 – Resultados e Discussões

Nesse capítulo serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios em laboratório e em campo, as análises de estabilidade realizadas no *software* Slide e os limites de atingimento para possíveis escorregamentos.

4.1 – Resultados dos Ensaio Pressiométricos de Ménard

Para realização dos ensaios pressiométricos foi feito um furo na área 1, um furo na área 2 e dois furos na área 3. A Tabela 8 mostra os resultados dos módulos pressiométricos e das pressões limites para cada profundidade em cada furo.

Tabela 8 - Valores dos Módulos Pressiométricos e das Pressões Limites.

FURO 1 - ÁREA 1			
Profundidade	Tipo do Solo	Pressão Limite (kPa)	Módulo Pressiométrico (MPa)
0		0	0
1	Residual Maduro	153	2,63
2		87	1,63
3		355	6,24
4		576	13,62
5	Residual Jovem	578	6,51
6		393	8,35
7		287	5,73
8		777	10,75
FURO 2 - ÁREA 2			
Profundidade	Tipo do Solo	Pressão Limite (kPa)	Módulo Pressiométrico (MPa)
0		0	0
1	Residual Jovem	196	3,52
2		345	5,69
3		247	3,91
4		278	6,11
5		217	3,13
6		353	6,43
7		367	5,46
8		448	13,11

FURO 3 - ÁREA 3			
Profundidade	Tipo do Solo	Pressão Limite (kPa)	Módulo Pressiométrico (MPa)
0		0	0
1		101	2,00
2		55	2,06
3	Residual Maduro	111	2,41
4		163	3,12
5		395	7,23
6		662	12,18
7		827	13,49
FURO 4 - ÁREA 3			
Profundidade	Tipo do Solo	Pressão Limite (kPa)	Módulo Pressiométrico (MPa)
0		0	0
1		261	6,76
2		286	7,19
3	Residual Jovem	338	6,05
4		339	6,24
5		494	8,88
6		716	14,17

4.1.1 – Classificação dos Solos Utilizando Correlações com Parâmetros do PMT

Alguns autores, como Gambim e Rosseau (1975) e Clarke (1995), fazem correlações com os parâmetros do ensaio pressiométrico para determinar os tipos de solo, como visto nas Tabelas 4 e 5 deste trabalho.

Após estudos, optou-se, nesta pesquisa, utilizar as correlações de Gambim e Rosseau (1975). A Tabela 9 traz os resultados das correlações com os parâmetros dos ensaios nas três áreas.

Tabela 9 - Classificação dos Solos de Acordo com Gambim e Rousseou (1975).

FURO 1 – ÁREA 1		
Profundidade	Tipo do Solo	Classificação dos Solos (Gambim e Rousseou)
0	Residual Maduro	0
1		Argila Mole
2		Argila Mole
3		Argila Média
4	Residual Jovem	Argila Média
5		Argila Média
6		Argila Média
7		Silte
8		Silte
FURO 2 – ÁREA 2		
Profundidade	Tipo do Solo	Classificação dos Solos (Gambim e Rousseou)
0	Residual Jovem	0
1		Silte
2		Argila Média
3		Silte
4		Silte
5		Silte
6		Silte
7		Silte
8		Silte
FURO 3 – ÁREA 3		
Profundidade	Tipo do Solo	Classificação dos Solos (Gambim e Rousseou)
0	Residual Maduro	0
1		Argila Mole
2		Argila Mole
3		Argila Mole
4		Argila Mole
5		Argila Média
6		Argila Rija
7	Argila Rija	

FURO 4 – ÁREA 3		
Profundidade	Tipo do Solo	Classificação dos Solos (Gambim e Rousseou)
0	Residual Jovem	0
1		Silte
2		Silte
3		Silte
4		Silte
5		Silte
6		Argila Rija

Após as correlações, notou-se, porém, que nem todas as classificações ficaram de acordo com as características encontradas nas análises tátil-visual dos solos, assim, para a determinação dos parâmetros de resistência dos solos através de outros autores, foi preciso uma adaptação.

Nunes (1958) em seu livro Curso de Mecânica dos Solos e Fundações publicou uma tabela na qual correlaciona os tipos de solo com intervalos de valores dos parâmetros de resistência. A Tabela 10 mostra essas correlações.

Tabela 10 - Valores para Coesão e Ângulo de Atrito dos Solos.

Tipos de Terreno	Coesão (kgf/cm ²)	Ângulo de Atrito (graus)
Areia Seca	0,0	35 – 37
Silte	0,10 – 0,30	30 – 35
Argila	0,05 – 0,50	16 – 28
Argilo-arenoso	0,20 – 0,30	26 – 30
Argilo-Orgânico	0,05 – 0,50	12 – 18

Fonte: Modificado de NUNES (1958).

Outro parâmetro necessário para se fazer a análise de estabilidade é o peso específico do solo natural. Godoy (1972), correlacionou os valores do peso específico em função da compactidade das areias e da consistência das argilas (Tabela 11). A partir disso, obtiveram-se os valores dos pesos específicos para este trabalho de acordo com as classificações dos solos encontradas.

Tabela 11 - Peso Específico em Função da Compacidade das Areias e da Consistência das Argilas.

Classificação da Argila	Peso Específico (kN/m ³)		
Muito Mole	13		
Mole	15		
Média	17		
Rija	19		
Dura	21		
Compacidade da Areia	Peso Específico (kN/m ³)		
	Seca	Úmida	Saturada
Fofa	16	18	19
Pouco Compacta	16	18	19
Medianamente Compacta	17	19	20
Compacta	18	20	21
Muito Compacta	18	20	21

Fonte: Modificada de GODOY (1972).

Assim, após análises táctil-visuais e correlações, chegou-se a valores de parâmetros de resistência e peso específico que foram usados para análise de estabilidade no *software* Slide, com o intuito de comparar os fatores de segurança encontrados dessa forma, com aqueles anteriormente apresentados nesta pesquisa. A Tabela 12 mostra esses valores.

Tabela 12 - Parâmetros correlacionados com GODOY (1972) e NUNES (1958).

Área		γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (Graus)
1	S. R. Maduro	16	22	22
	S. R. Jovem	17	21	27
2	S. R. Jovem	17	29	35
3	S. R. Maduro	16	21	28
	S. R. Jovem	17	17	30

4.2 – Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Solos

Foram feitos ensaios de caracterização dos solos para as três áreas selecionadas, sendo que as áreas 1 e 3 apresentam solos residuais jovens e maduros e a 2 apenas solo residual jovem, já que a camada superior, de solo residual maduro, foi escavada pela ocupação. Portanto, foram feitos ensaios para cinco amostras dos solos.

A Figura 33 mostra a curva granulométrica resultante do ensaio do solo residual maduro da área 1, segundo escala da ABNT.

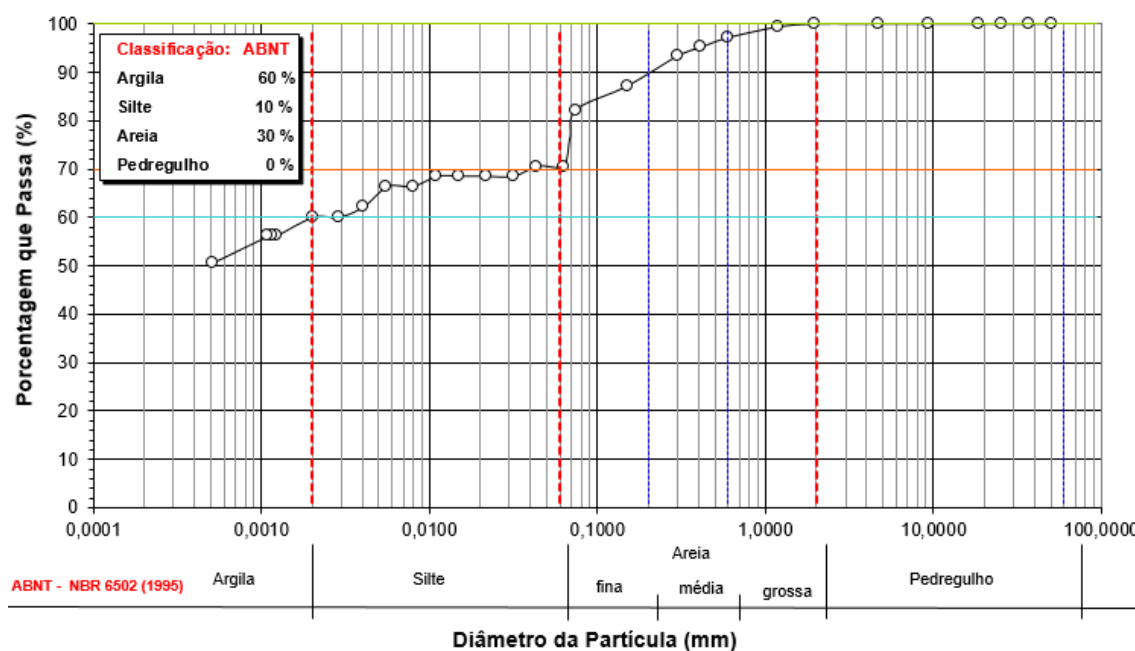


Figura 33 - Curva granulométrica do solo residual maduro da área 1.

O solo residual maduro, encontra-se na parte superior da área 1 e a uma profundidade de até cinco metros. O solo apresenta 60% de grãos na fração argila, 30% na fração areia e apenas 10% de silte, não apresentando pedregulhos.

A Figura 34 apresenta a curva granulométrica para o solo residual jovem da área 1.

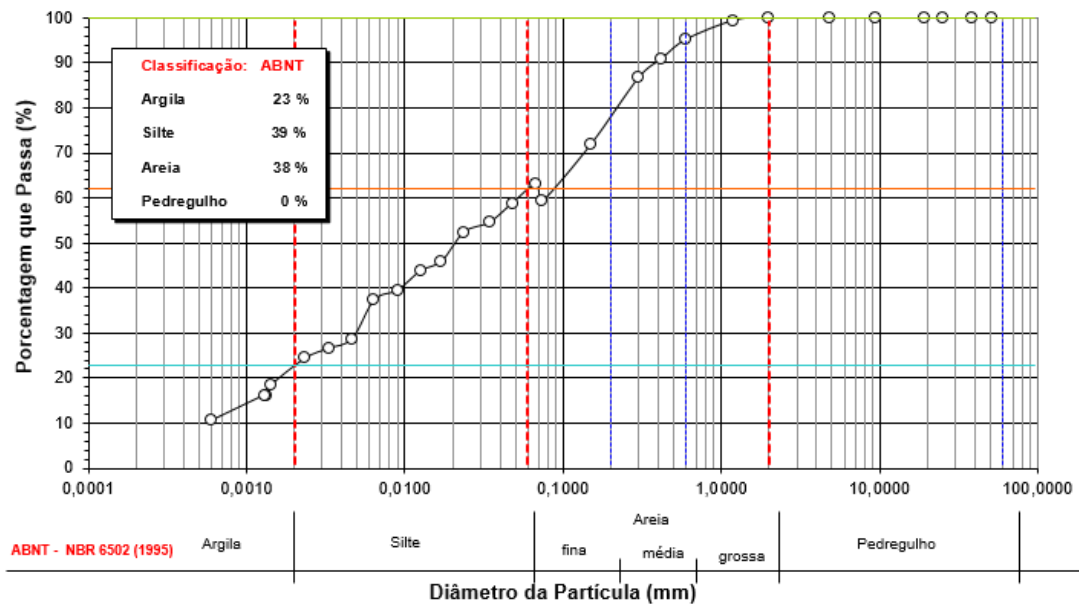


Figura 34 - Curva granulométrica do solo residual jovem da área 1.

De acordo com a curva granulométrica, o solo residual jovem da área 1 é composto por 39% de grãos na fração silte, 38% na fração areia e 23% de argila, não apresentando, também, partículas de solo na fração pedregulho. Essa camada fica logo abaixo do solo residual maduro.

A curva granulométrica para o solo residual jovem da área 2 é mostrado na Figura 35.

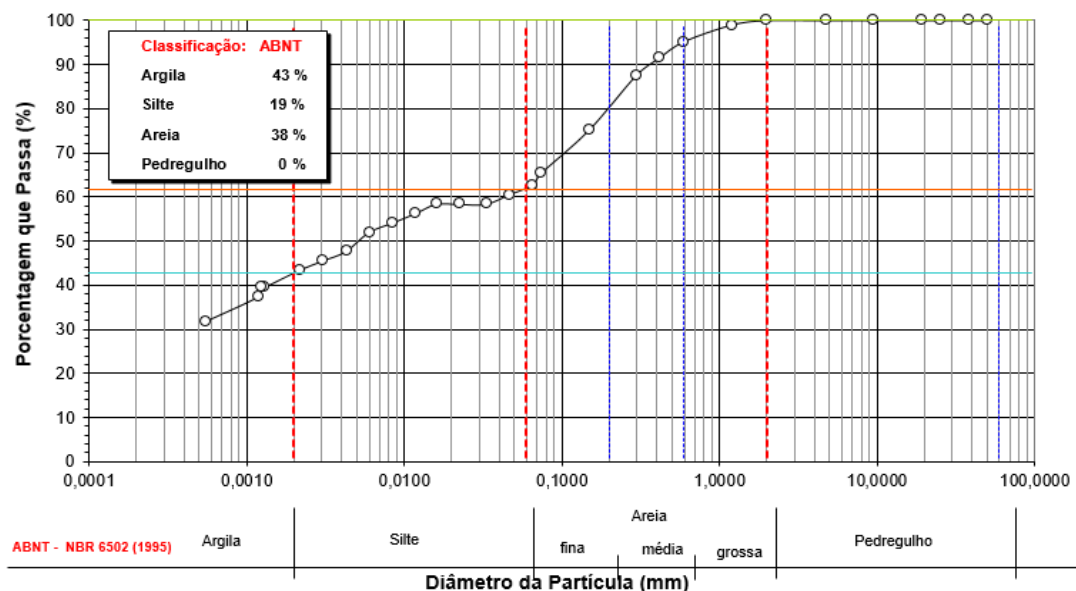


Figura 35 - Curva granulométrica do solo residual jovem da área 2.

Esse solo tem 43% dos grãos na fração argila, 38% na fração areia e 19% na fração silte, não contendo pedregulhos. Sua localização é na parte superior da área, já que para esse local não se encontrou solo residual maduro.

A Figura 36 traz a curva granulométrica do solo residual maduro da área 3.

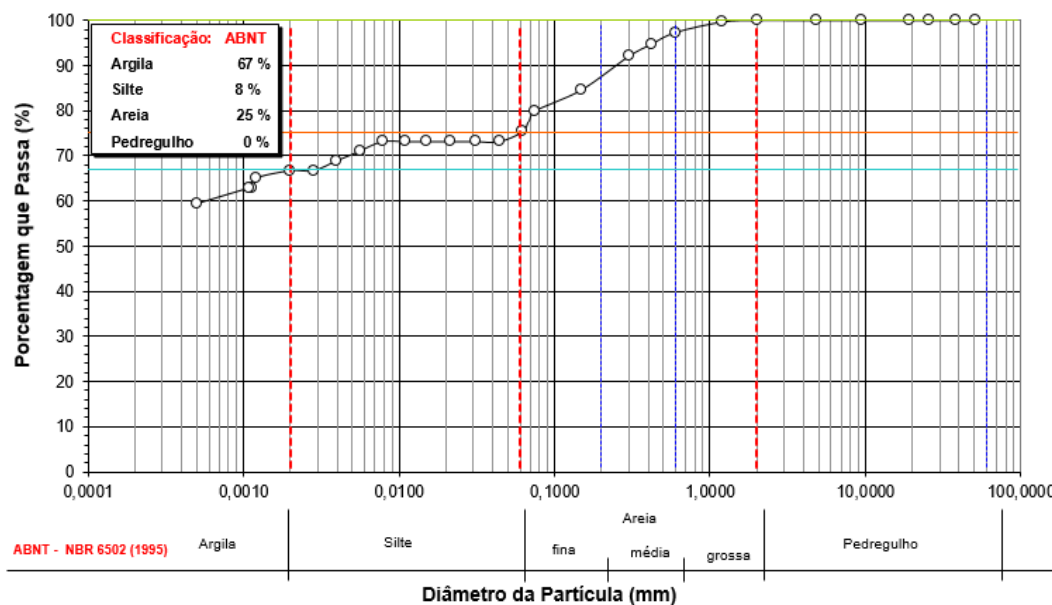


Figura 36 - Curva granulométrica do solo residual maduro da área 3.

De acordo com a curva granulométrica, o solo contém 67% de partículas na fração argila, 25% na fração areia e 8% de silte. O solo residual maduro começa na superfície da área e tem profundidade de, pelo menos, sete metros.

A curva granulométrica do solo residual jovem está representada na Figura 37.

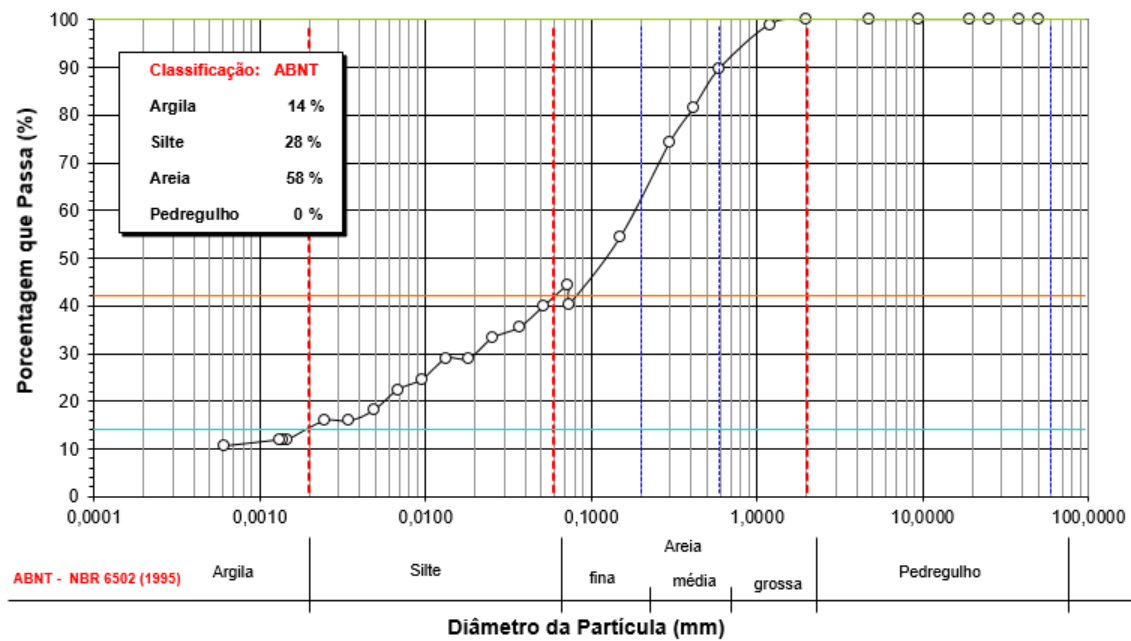


Figura 37 - Curva granulométrica do solo residual jovem da área 3.

Esse solo é localizado logo abaixo do solo residual maduro e é constituído por 58% de grãos na fração areia, 28% na fração silte e 14% de argila.

A Tabela 13 mostra um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização dos solos realizados. São eles: determinação da granulometria conjunta, limites de Atterberg (LL, LP e IP), peso específico natural e peso específico dos sólidos.

Tabela 13 - Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Solos.

Solo	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Peso Específico Natural (kN/m ³)	Peso Específico dos Sólidos (kN/m ³)
S. R. Maduro 1	60	10	30	0	74	38	36	14,20	25,94
S. R. Jovem 1	23	39	38	0	58	28	29	15,71	26,82
S. R. Jovem 2	43	19	38	0	54	28	25	15,26	26,40
S. R. Maduro 3	63	8	25	0	61	36	25	11,90	26,52
S. R. Jovem 3	14	28	58	0	57	29	29	12,73	25,41

4.3 – Resultados dos Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado nas cinco amostras indeformadas dos solos e em condições de umidade natural, ou seja, com a umidade em que se encontravam no campo. As Figuras 38 a 42 mostram os resultados para os diferentes solos.

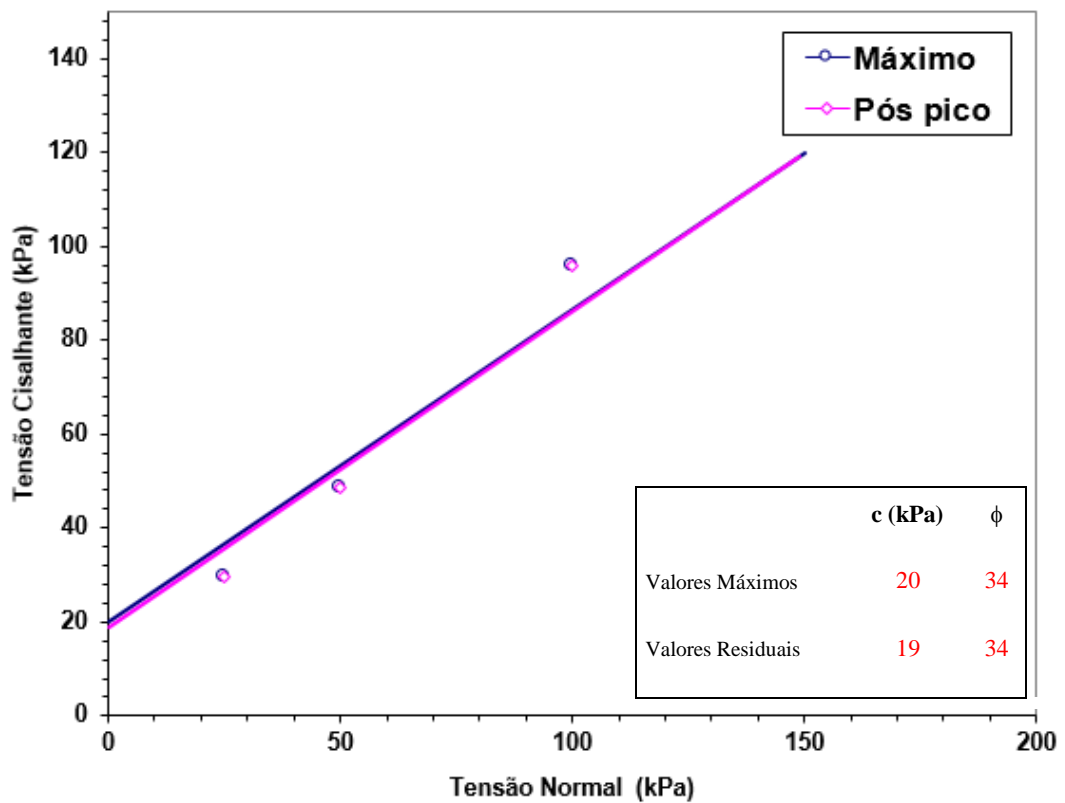


Figura 38 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto para o solo residual maduro da área 1.

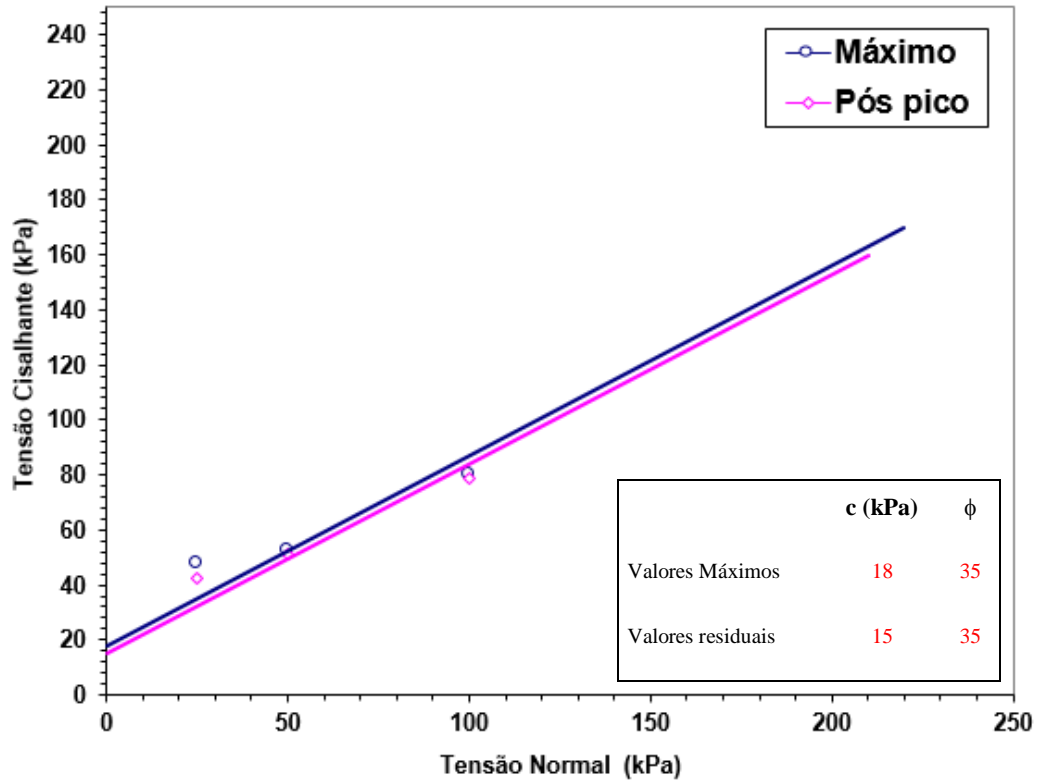


Figura 39 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto do solo residual jovem da área 1.

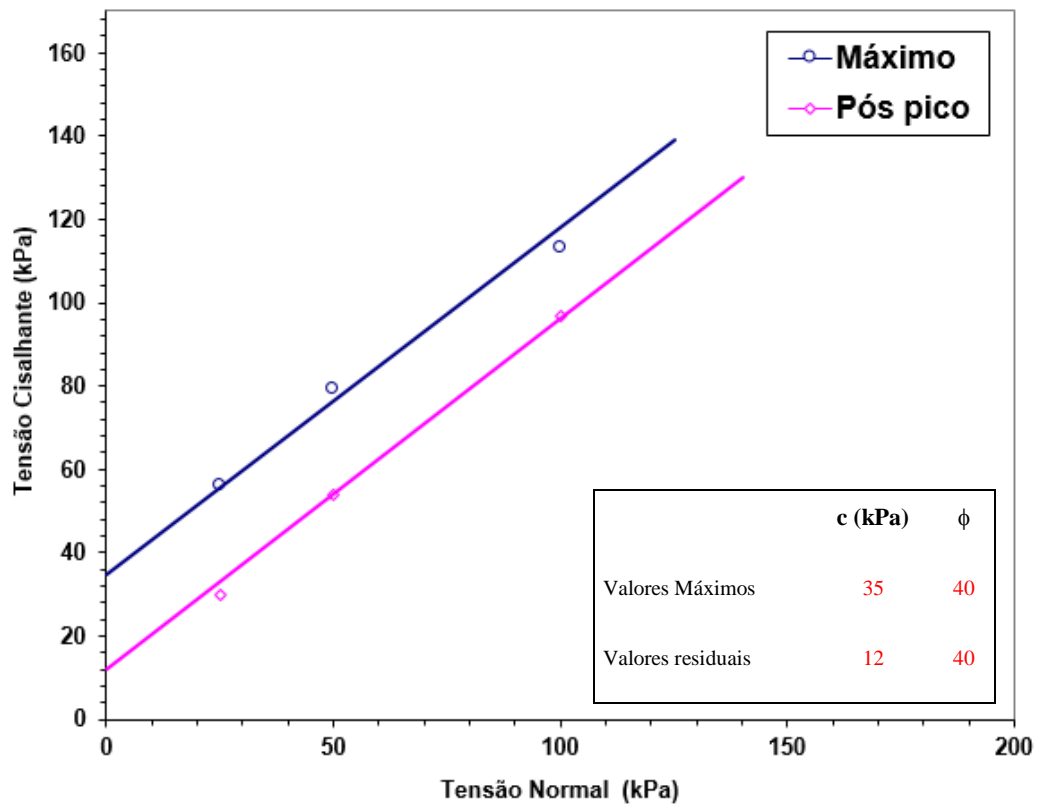


Figura 40 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto do solo residual jovem da área 2.

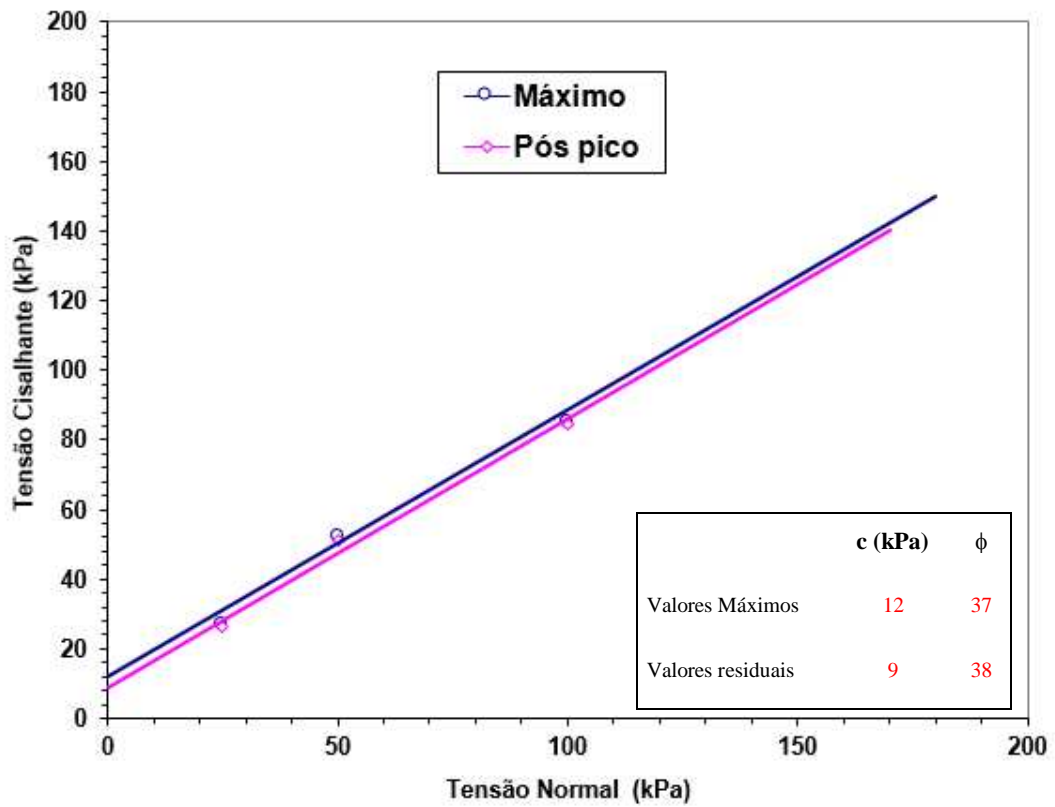


Figura 41 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto do solo residual maduro da área 3.

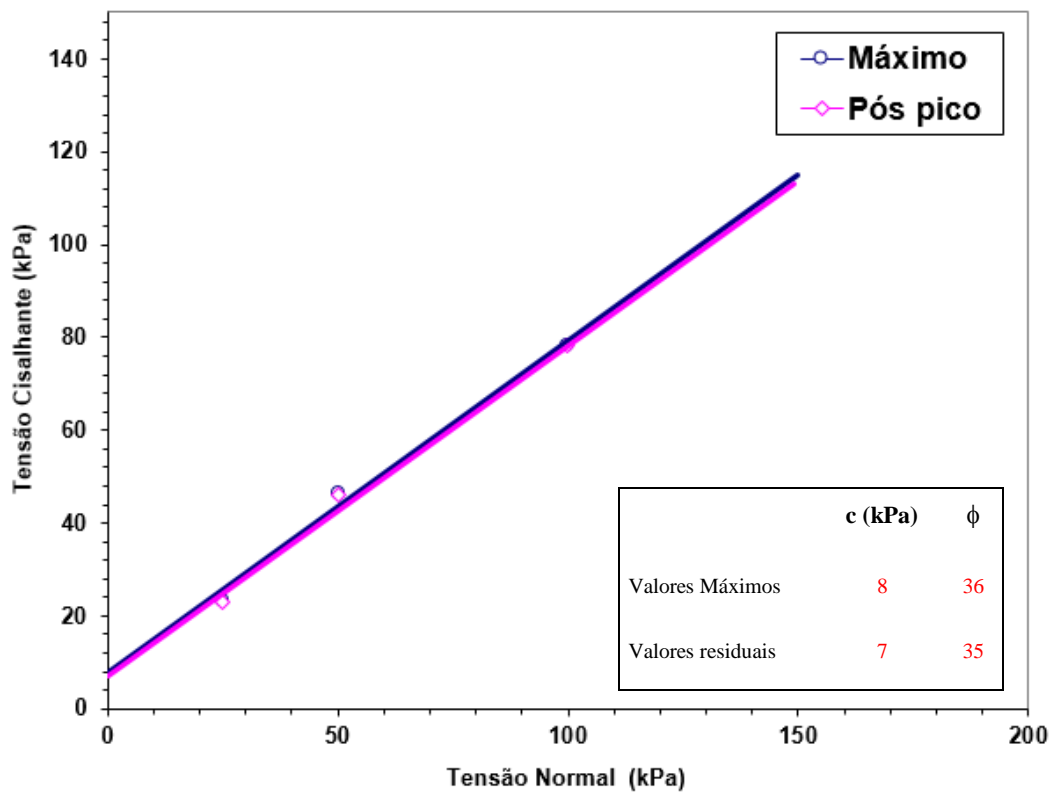


Figura 42 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto do solo residual jovem da área 3.

Os resultados encontrados mostram que, com exceção do solo residual jovem da área 2, os parâmetros de resistência obtidos para o pico de resistência e para o pós-pico (residual) são bem próximos. De forma geral, os valores encontrados são semelhantes aos obtidos por outros estudos desenvolvidos nos mesmos solos, tais como os de Luis (2000) e Fragassi (2001). Uma síntese dos parâmetros de resistência máximos encontrados nos ensaios de cisalhamento direto e utilizados na análise das estabilidades dos taludes está descrita na Tabela 14.

Tabela 14 - Resultados dos parâmetros de resistência máximos obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

Solo	Ângulo de atrito máximo ϕ (°C)	Coesão (kPa)
Solo Residual Maduro (Área1)	34	20
Solo Residual Jovem (Área 1)	35	18
Solo Residual Jovem (Área 2)	40	35
Solo Residual Maduro (Área 3)	37	12
Solo Residual Jovem (Área 3)	36	8

4.4 – Resultados das Análises de Estabilidade dos Taludes

Nas análises de estabilidade dos taludes das três áreas estudadas, através do *software* Slide, foram considerados os métodos Bishop Simplificado, Corps of Engineers #1, Morgenstern-Price, Janbu Simplificado e Janbu.

Os resultados obtidos mostraram que, para todas as análises, o método que apresentou menor fator de segurança foi o Janbu Simplificado. Assim, a fim de se trabalhar a favor da segurança, utilizaram-se os valores encontrados através das análises de estabilidades baseadas nesse método, no presente trabalho.

As análises foram realizadas considerando-se o solo natural, sem presença de lençol freático, já que o mesmo não foi encontrado nos ensaios de campo. Vale ressaltar que não estava chovendo nos dias de coleta das amostras dos solos.

4.4.1 – Resultados Baseados nos Ensaios PMT

As análises a seguir foram feitas a partir de parâmetros dos solos encontrados com base nas correlações com parâmetros do ensaio PMT.

A Figura 43 apresenta o resultado da análise de estabilidade da área 1 pelo método de Janbu Simplificado.

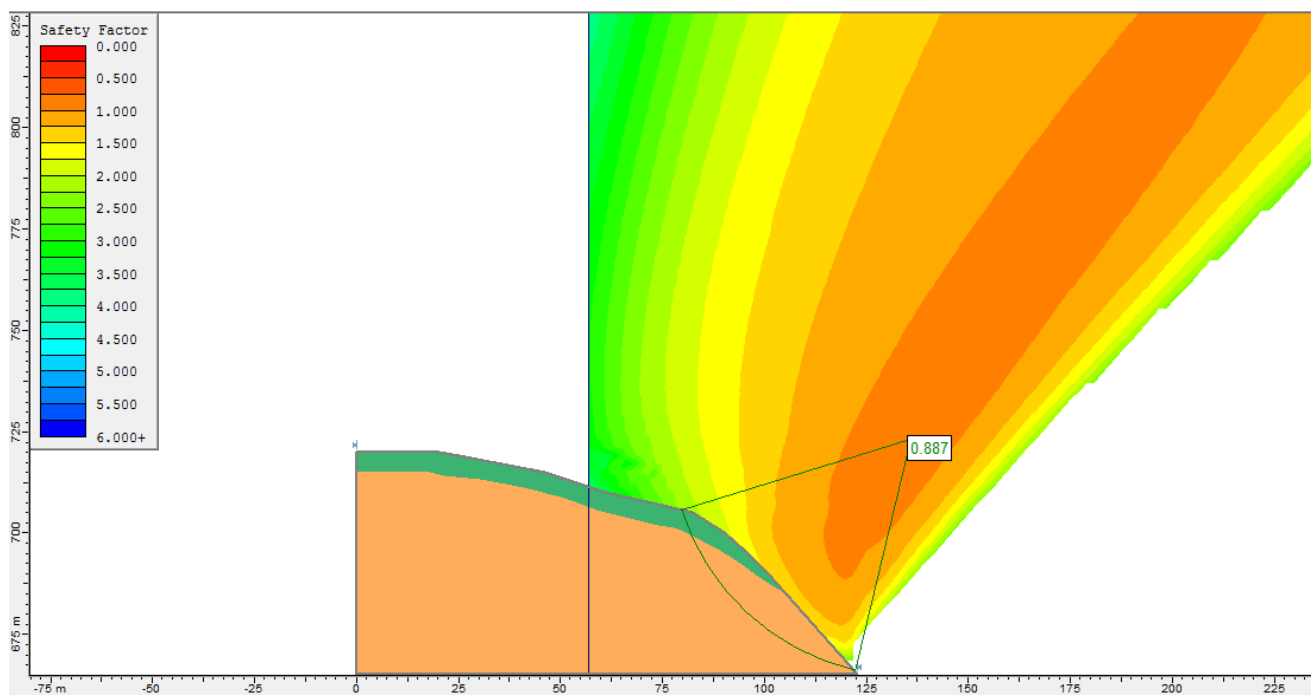


Figura 43 - Resultado da análise de estabilidade da área 1 usando as correlações dos parâmetros do ensaio PMT.

O fator de segurança encontrado foi de, aproximadamente, 0,9, o que representa instabilidade segundo a NBR 11682:2006.

A Figura 44 mostra o resultado da análise da área 2.

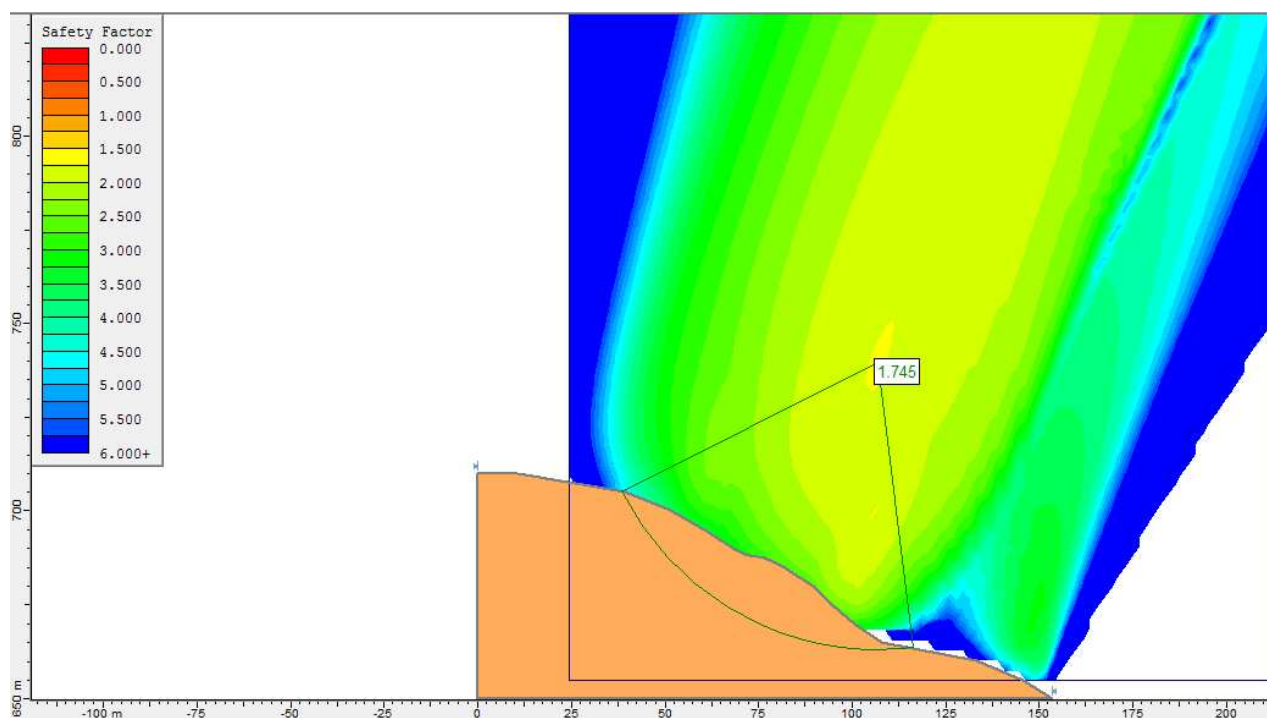


Figura 44 - Resultado da análise de estabilidade da área 2 usando as correlações dos parâmetros do ensaio PMT.

Para a área 2 o fator de segurança encontrado foi igual a 1,7 e, com esse resultado, o talude é considerado estável.

A análise da área 3 é mostrada na Figura 45.

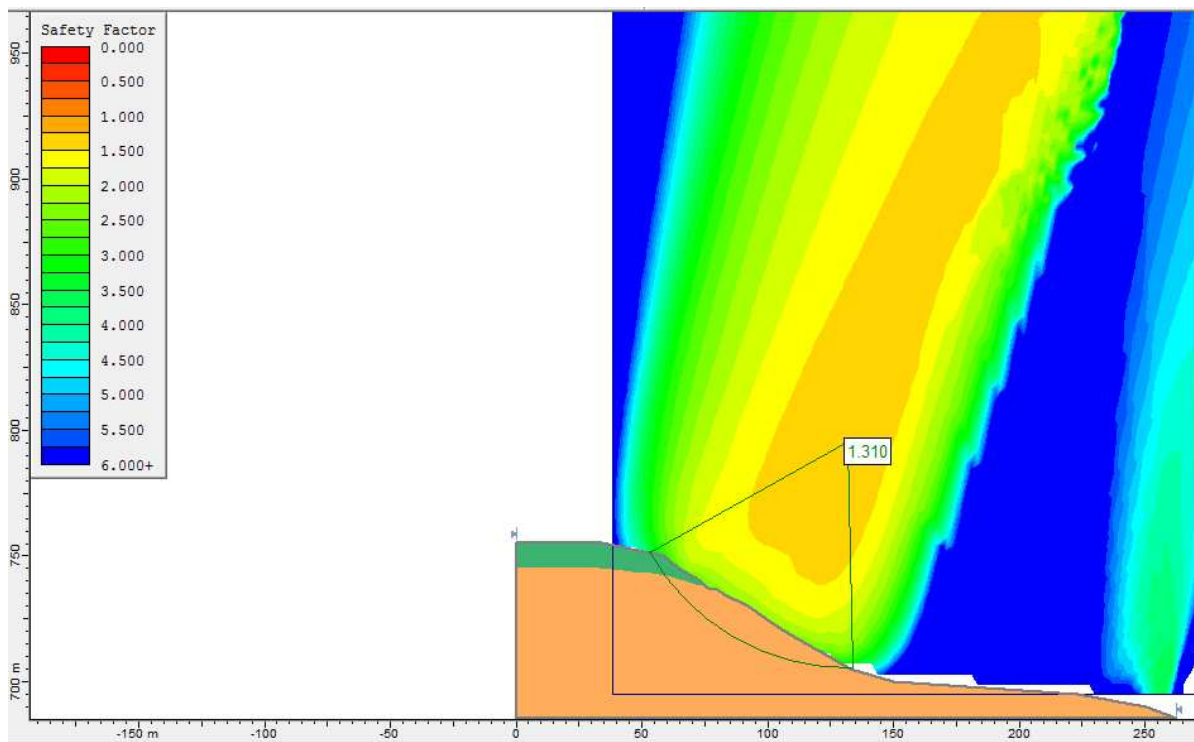


Figura 45 - Resultado da análise de estabilidade da área 3 usando as correlações dos parâmetros do ensaio PMT.

De acordo com essa análise, o talude se encontra instável devido ao fator de segurança de 1,3 estar abaixo de 1,5.

A Tabela 15 mostra os fatores de segurança encontrados para cada área.

Tabela 15 - Fatores de segurança para cada área utilizando parâmetros dos ensaios PMT.

Área	Fator de Segurança (Método de Janbu Simplificado)
1	0,9
2	1,7
3	1,3

4.4.2 – Resultados Baseados nos Ensaios de Caracterização dos Solos e de Cisalhamento Direto

As análises a seguir foram feitas utilizando os parâmetros dos solos encontrados nos ensaios de caracterização dos solos e de cisalhamento direto.

As Figuras 46 a 48 apresentam os resultados das análises pelo método de Janbu Simplificado.

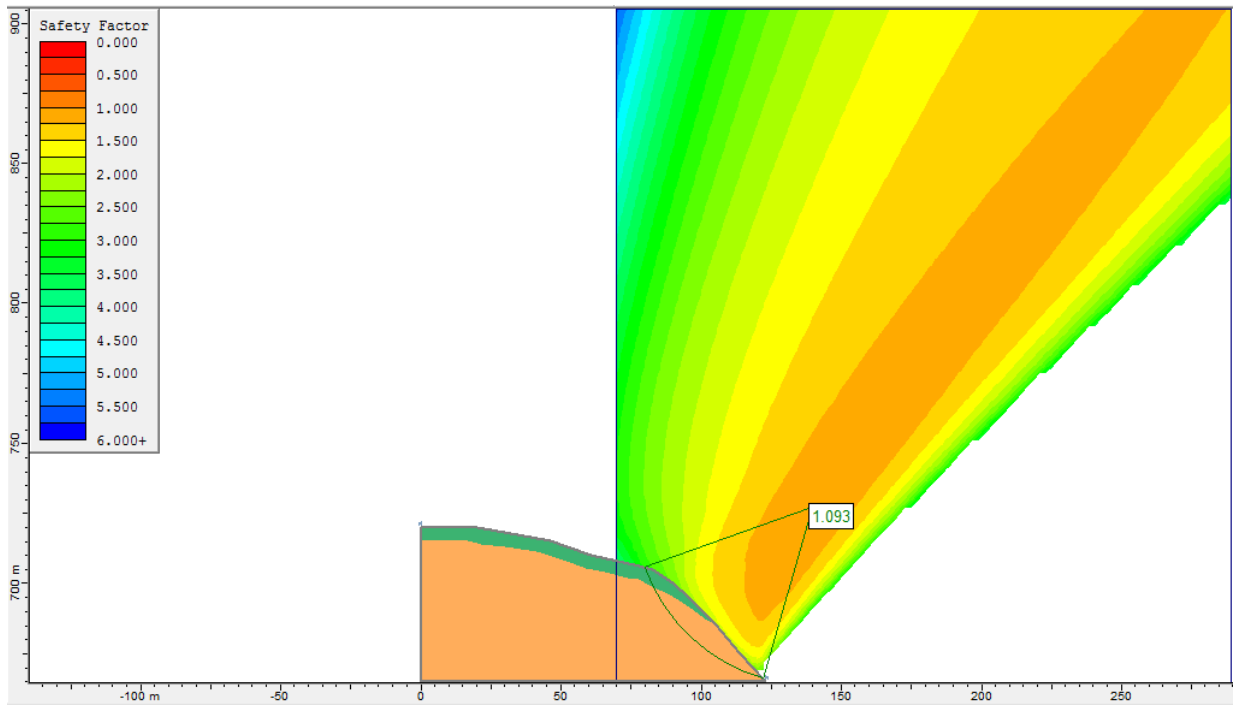


Figura 46 - Análise da estabilidade da área 1 pelo método de Janbu Simplificado.

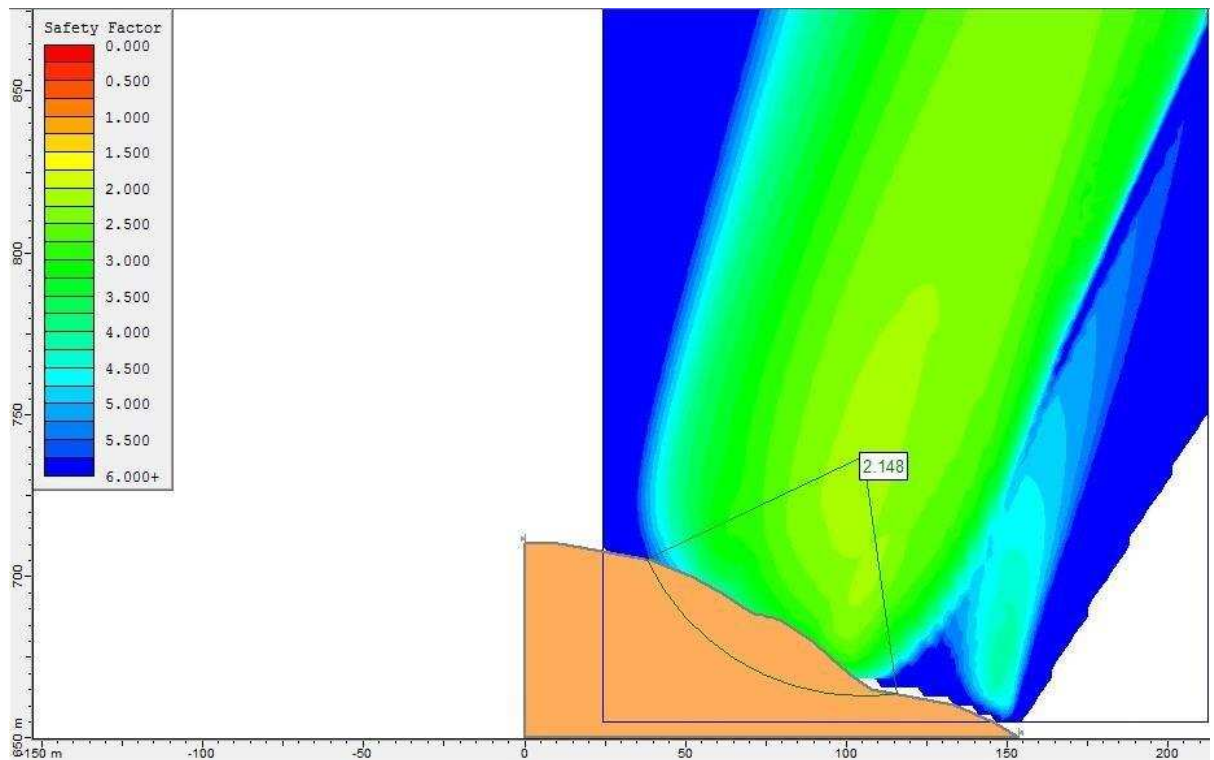


Figura 47 - Análise da estabilidade da área 2 pelo método de Janbu Simplificado.

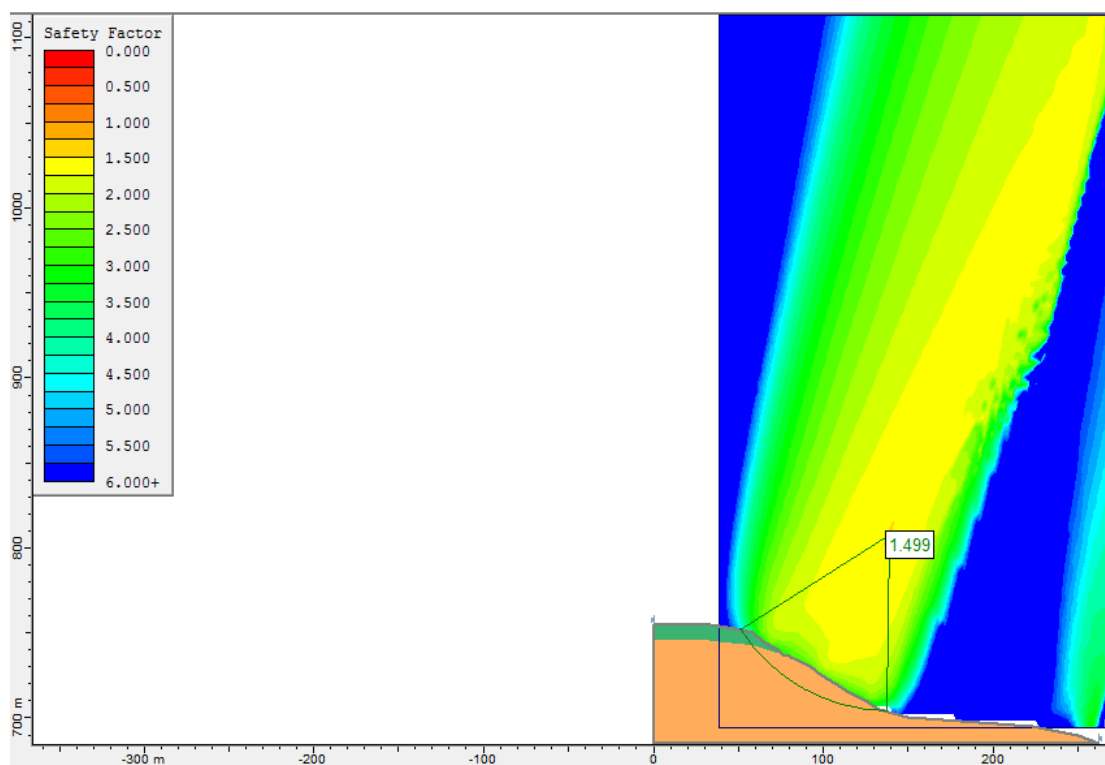


Figura 48 - Análise da estabilidade da área 3 pelo método de Janbu Simplificado.

A Tabela 16 mostra os fatores de segurança encontrados para cada área pelo método de Janbu Simplificado.

Tabela 16 - Fatores de segurança encontrados para cada área.

Área	Fator de Segurança (Método de Janbu Simplificado)
1	1,1
2	2,1
3	1,5

Nota-se que a área 1 apresenta fator de segurança abaixo de 1,5 o que representa instabilidade do talude. Fato importante a se destacar é que nessa área, há alguns anos, já houve um escorregamento.

A área 3 está próxima da estabilidade, mas ainda assim, esta foi considerada instável em função das premissas adotadas para a definição dos parâmetros de resistência e pela densa ocupação existente a jusante.

Já a área 2 é considerada estável para as condições descritas do solo. Porém, nota-se, nessa área, sinais de escorregamentos pretéritos. Ressalta-se que já há um muro de contenção construído a montante da Rua Maria L. Araújo, o que demanda atenção, apesar da área ser considerada estável.

Na comparação dos coeficientes de segurança obtidos nas análises baseadas nos parâmetros dos ensaios pressiométricos e nas fundamentadas nos parâmetros obtidos nos ensaios de caracterização dos solos e de cisalhamento direto, notou-se que as primeiras foram mais conservadoras, sendo mais apropriado fazer uso dos segundos ensaios citados em pesquisas como a deste trabalho. O PMT é mais adequados em estudos envolvendo fundações ou escavações em solo. Assim, nas próximas análises desse estudo serão consideradas apenas aquelas baseadas nos ensaios de caracterização dos solos e de cisalhamento direto.

Com a intenção de simular os efeitos que a umidade do solo pode trazer à estabilidade dos taludes, foram feitas análises para as mesmas áreas utilizando parâmetros de poropressão R_u . Geralmente, os valores desse parâmetro são calculados empiricamente através de instrumentação, podendo relacionar esses números com os diferentes tipos de materiais do solo. Assim, neste trabalho, decidiu-se por adotar os critérios propostos por Assis *et al.* (2003) que propôs intervalos de valores de R_u de acordo com as características do solo (Tabela 17). Foi usado no estudo os valores de 0,15 e 0,20, em cada área, que representam, a favor da segurança, valores referentes aos tipos de solos dos locais em questão.

Tabela 17 - Valores de R_u de Acordo com o Tipo de Solo.

Material	R_u
Enrocamento	0
Arenoso fino e grosso	0,05 a 0,15
Argilosos	0,2 a 0,45
Argilas orgânicas	0,5 a 0,8

Fonte: Modificada de ASSIS *et al.* (2003).

As Figuras 49 a 54 mostram os resultados dessas análises, também considerando-se o método de Janbu Simplificado. A Tabela 18 apresenta um resumo dos fatores de segurança encontrados.

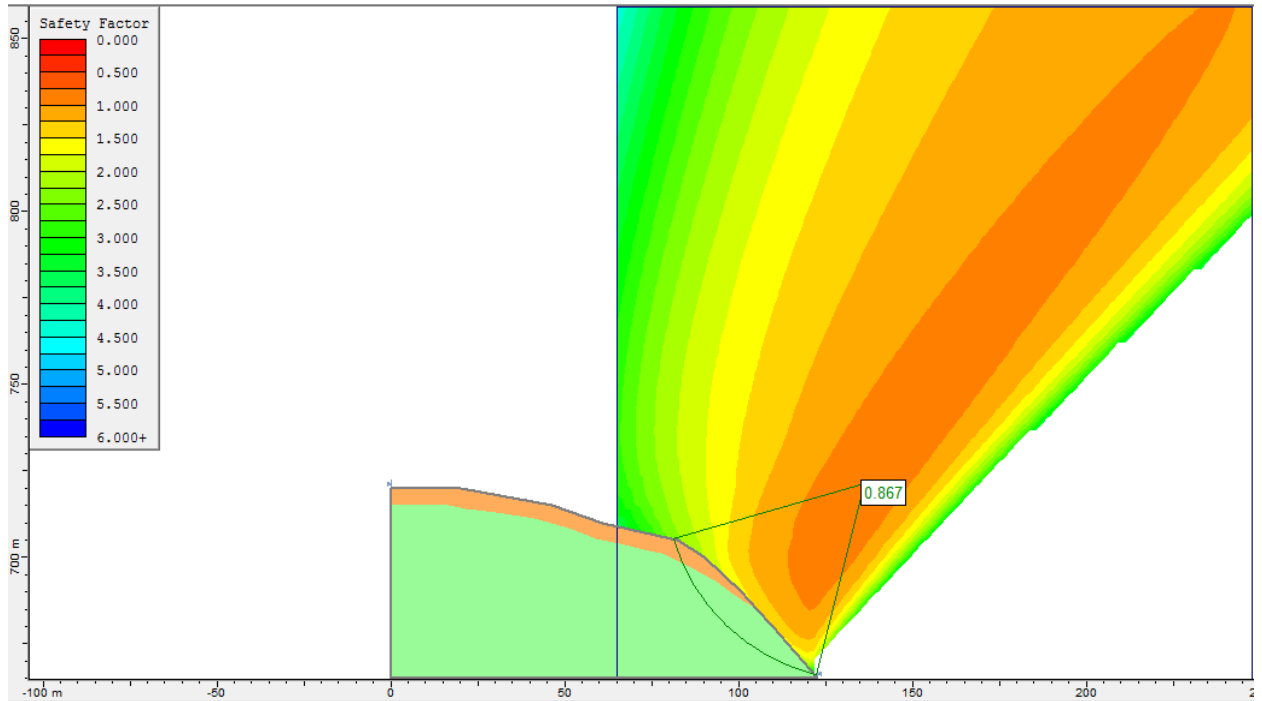


Figura 49 - Análise da estabilidade da área 1 considerando R_u igual a 0,15.

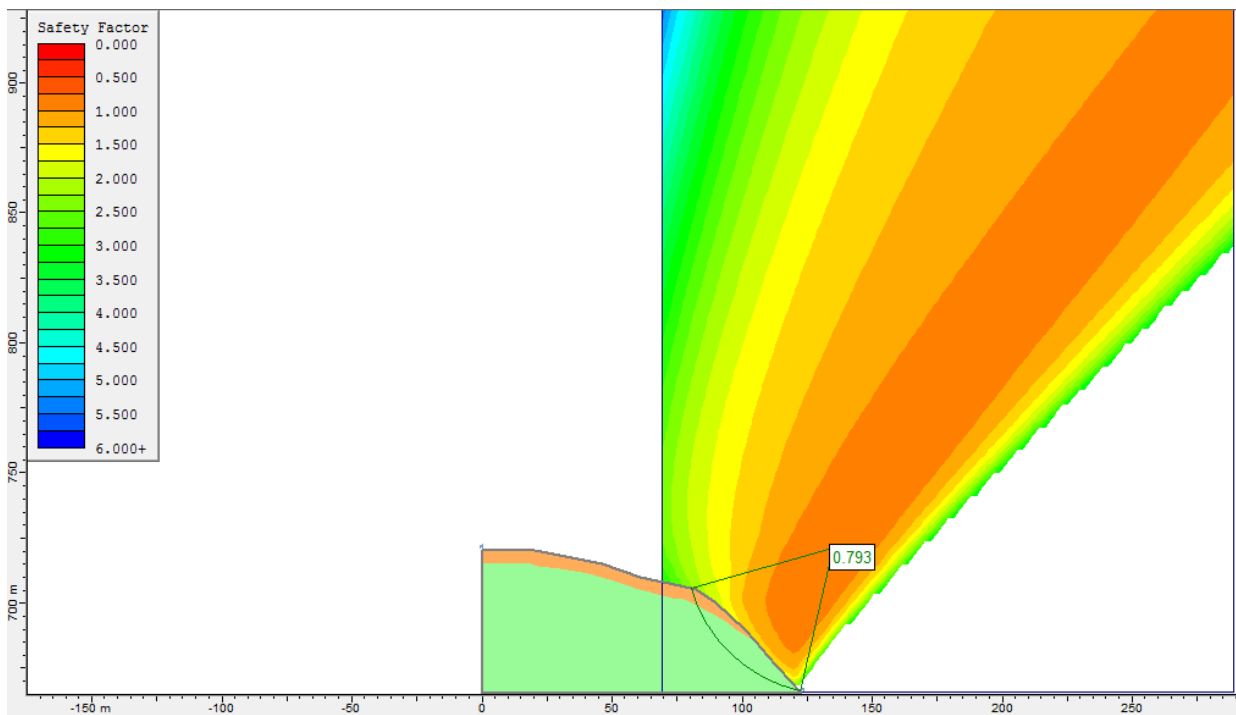


Figura 50 - Análise da estabilidade da área 1 considerando R_u igual a 0,20.

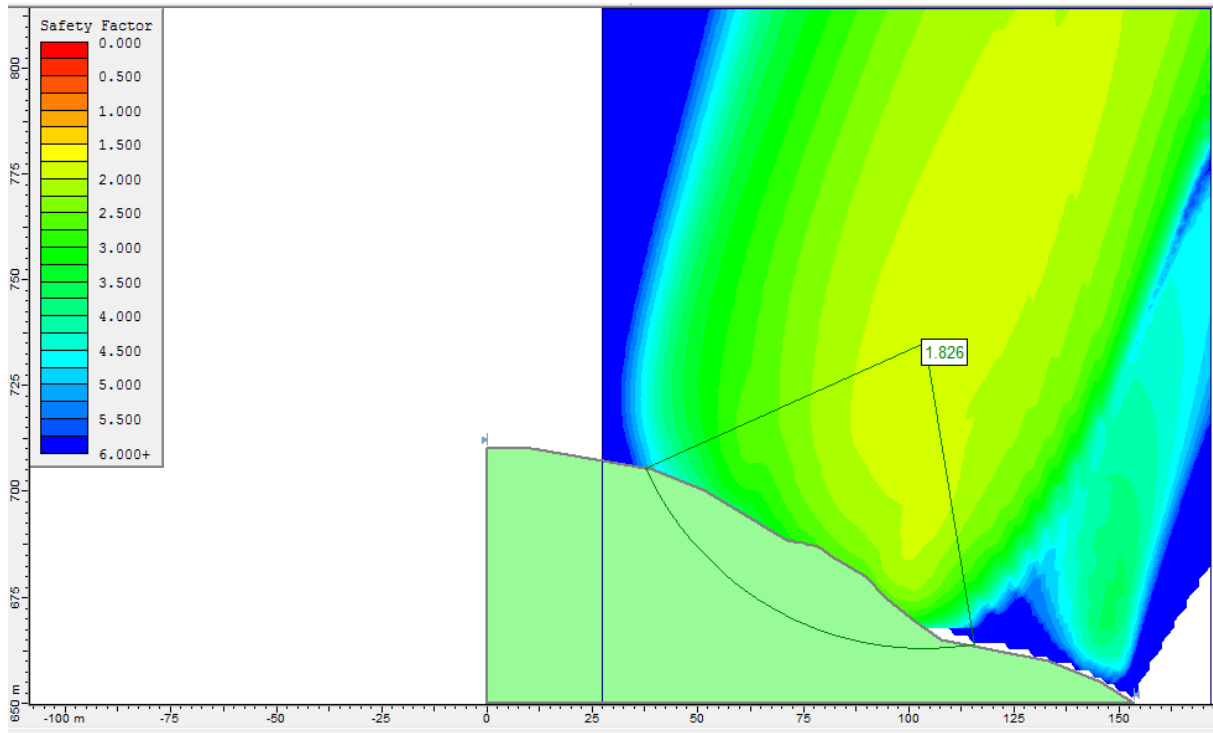


Figura 51 - Análise da estabilidade da área 2 considerando R_u igual a 0,15.

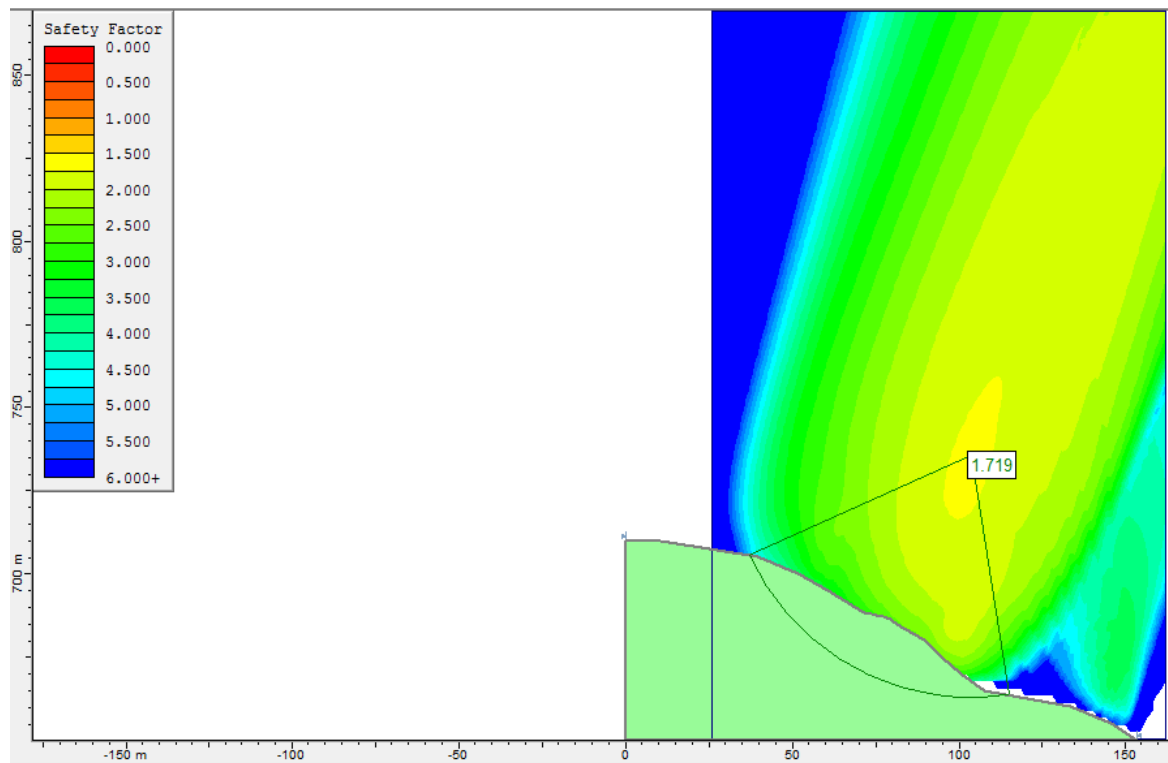


Figura 52 - Análise da estabilidade da área 2 considerando R_u igual a 0,20.

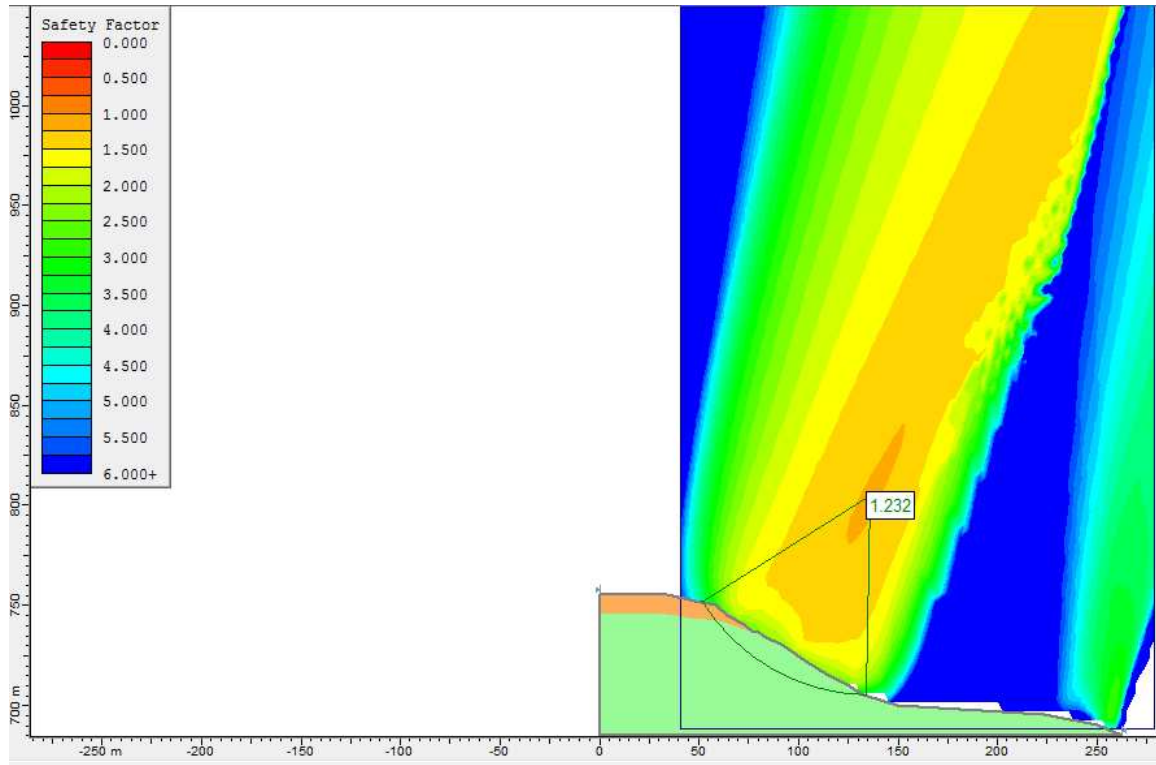


Figura 53 - Análise da estabilidade da área 3 considerando Ru igual a 0,15.

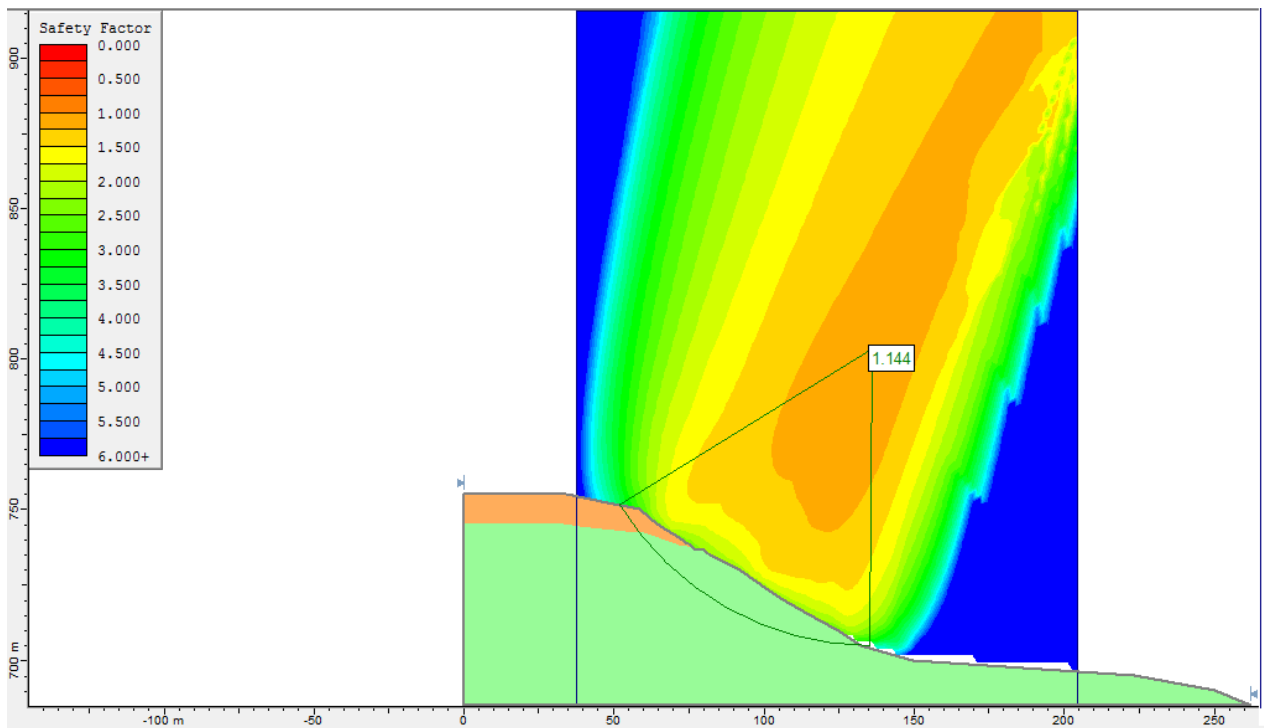


Figura 54 - Análise da estabilidade da área 3 considerando Ru igual a 0,20.

Tabela 18 - Fatores de segurança na presença do parâmetro de prorrogação Ru.

Área	Fator de Segurança (Método de Janbu Simplificado)	
	Ru = 0,15	Ru = 0,20
1	0,9	0,8
2	1,8	1,7
3	1,2	1,1

Adicionando-se o parâmetro de prorrogação nas análises, os fatores de segurança diminuíram, como era de se esperar. Da mesma forma que nas análises com os parâmetros de umidade natural, observa-se que os menores fatores de segurança são os da área 1 e os maiores da área 2, sendo que apenas essa última área pode ser considerada estável. Essa situação se torna curiosa pelo fato de estas áreas estarem próximas, a uma distância de cerca de 500 m, aproximadamente, mas que pode ser justificada pela heterogeneidade textural observada naturalmente em solos residuais de gnaisses. Assim, uma nova análise para a área 1 foi feita, considerando-se novamente o solo sem presença de lençol freático. Contudo, utilizou-se como dados de entrada no *software* Slide as propriedades do solo residual jovem da área 2, mantendo para o solo residual maduro as mesmas propriedades da área 1. O resultado mostrou um relativo aumento do fator de segurança, passando de 1,1 para, aproximadamente, 1,5 pelo método de Janbu Simplificado (Figura 55).

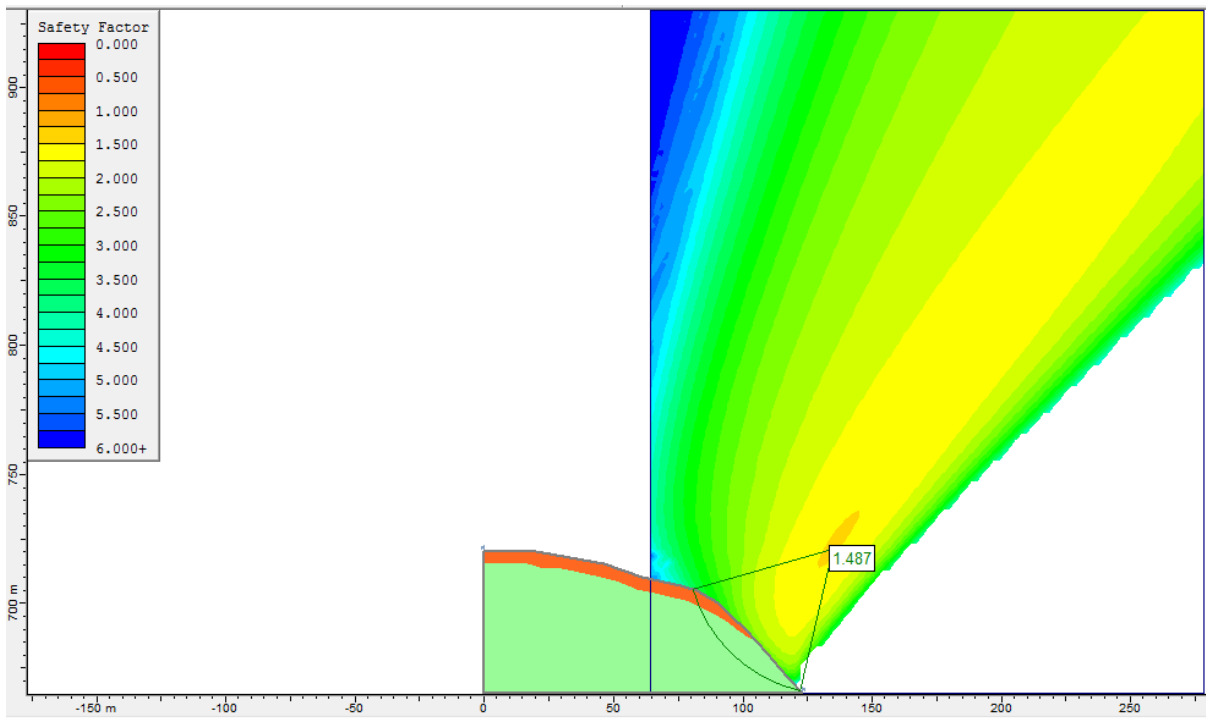


Figura 55 - Análise de estabilidade da área 1 usando as propriedades do solo residual jovem da área 2.

4.4 – Limites de Atingimento dos Escorregamentos

Após as análises de estabilidade foram feitas novas visitas aos locais estudados, de maneira a avaliar e definir quais locais poderiam ser atingidos e os danos que seriam causados caso os taludes estudados viessem a romper. Além disso, levou-se em conta o histórico de escorregamentos no município de Viçosa, e observou-se que em média, e de acordo com as dimensões dos taludes, os mesmos podem escorregar até uma distância máxima de aproximadamente 10 metros da sua base, em função da resistência proporcionada pelas edificações existentes a jusante em todas as áreas estudadas proporcionam.

A área 1 está localizada em local onde há imóveis com bom padrão construtivo, residenciais e comerciais. Com as visitas ao local, observou-se que o rompimento do talude estudado pode comprometer sete construções e interditar parcialmente uma via (Rua Milton Bandeira), considerando-se a largura da massa rompida como sendo igual a 200 m. Os danos seriam grandes, tanto materiais como humanas, vistos que a base do talude fica bem próxima dos imóveis e que o peso estimado da massa de solo que poderá se romper é de 106.958 toneladas, de acordo com a análise de estabilidade através do *software* Slide baseada nos parâmetros encontrados nos ensaios de caracterização de solos

e de cisalhamento direto. Além disso traria um imenso transtorno, principalmente, à rua Doutor Milton Bandeira, que é uma das principais ruas de circulação existentes no centro da cidade, devido ao comércio que ali se concentra. A Figura 56 mostra a área delimitada, bem como os imóveis passíveis de atingimento, enquanto a Figura 57 uma vista do talude instável a partir da base do mesmo.



Figura 56 - Delimitação da área 1 e dos imóveis passíveis de atingimento.



Figura 57 - Talude instável na área 1.

Para a área 2, apesar da proximidade com a área 1, obteve-se um fator de segurança bem acima de 1,5, caracterizando-a como estável. Entretanto, fez-se um levantamento em campo do que poderia ser atingido e as consequências que surgiriam caso o talude viesse a romper. Observou-se que os danos materiais não seriam muito grandes, pois a massa de solo atingiria apenas as entradas e garagens de quatro imóveis, totalizando um comprimento de atingimento de 120 m. O maior problema seria a interdição completa da Rua Geninho Lentilli. Segundo a análise de estabilidade no *software* Slide, a massa de solo que poderia se romper tem peso estimado de 121.358,40 toneladas, porém as construções estão mais distantes se comparadas às da área 1. A Figura 58 expõe uma vista das áreas 1 e 2 que mostra a proximidade entre elas e a Figura 59 apresenta a delimitação da área 2.



Figura 58 - Vista geral das áreas 1 e 2.



Figura 59 - Delimitação da área 2 e dos imóveis passíveis de atingimento.

Nas Figuras 60 e 61, observam-se os imóveis que podem ser atingidos se houver um rompimento do talude e uma vista do mesmo a partir da sua base, respectivamente.



Figura 60 - Imóveis passíveis de atingimento na área 2.



Figura 61 - Vista do talude da área 2.

O fator de segurança para a área 3 foi próximo a 1,5, porém o comprimento de atingimento para essa área é de 300 m e o peso total de solo que pode ser romper é de, aproximadamente, 299.220 toneladas. Isso traria consequências graves, tanto humanos como materiais devido à grande massa do solo e à proximidade das construções com o talude. No total, são 15 imóveis que podem ser atingidos, todos residenciais e de padrão construtivo que varia de médio a baixo. A Figura 62 mostra a delimitação da área e a Figura 63 alguns dos imóveis que correm o risco de serem atingidos.



Figura 62 - Delimitação da área 3 e dos imóveis passíveis de atingimento.



Figura 63 - Imóveis que podem ser atingidos vistos da parte de baixo do talude.

Vale ressaltar, que os cálculos dos pesos das cunhas de ruptura de cada área foram realizados considerando o solo natural, como se encontrava nos dias de trabalho em campo. Na presença de umidade, as massas de solo que podem escorregar se tornam mais pesadas, gerando consequências ainda mais graves.

4.5 – Contenção dos Taludes

Dentre as diversas soluções de contenção de taludes estruturais ou não estruturais, optou-se, no presente estudo, por escolher aquelas que pudessem ser utilizadas em áreas urbanas densamente ocupadas, o que inviabilizou, por exemplo a adoção de medidas de retaludamento. Assim, decidiu-se por adotar, dentre as soluções ditas estruturais, aquela de menor complexidade e que atenderia à proposta de estabilização dos taludes estudados.

Como foi visto anteriormente nos resultados das análises de estabilidade, a área 1 e a área 3 obtiveram fatores de segurança abaixo de 1,5, o que as caracteriza, segundo a NBR 11682:2006, como instáveis. Assim sendo, para esses locais foram feitas simulações através de análises no *software* Slide para a contenção dos taludes, utilizando a técnica de introdução de grampos. Para completar esse tipo de contenção, é viável que se projete concreto no talude e que se faça drenagem profunda e superficial, formando a técnica conhecida como Solo Grampeado, pois, segundo Zirlis e Pitta (2001), essa técnica pode ser aplicada em maciços a serem cortados - cuja geometria resultante não é estável - a taludes existentes que não tenham estabilidade satisfatória e a taludes rompidos. Os grampos promovem a estabilização geral do maciço, o concreto projetado dá estabilidade local ao paramento e a drenagem age em ambos os casos.

A Figura 64 mostra um esquema de utilização de solo grampeado em local onde existem construções em cima e embaixo do talude, assim como nas áreas em que estão os taludes estudados neste trabalho, justificando a adequabilidade desse tipo de contenção para as situações analisadas.

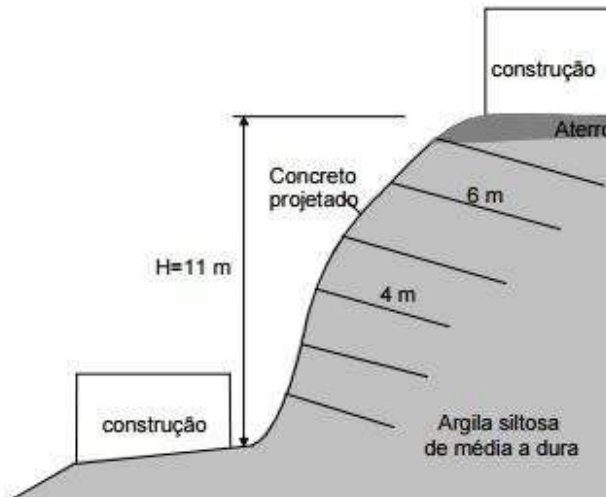


Figura 64 - Esquema de utilização de solo grampeado como contenção de taludes. Fonte: ORTIGÃO e SAYÃO (2000).

Para a área 1 foi usado um número maior de grampos com comprimentos também superiores aos utilizados para a área 3, já que essa apresenta-se próxima à estabilidade. A Figura 65 mostra o resultado da análise para a área 1.

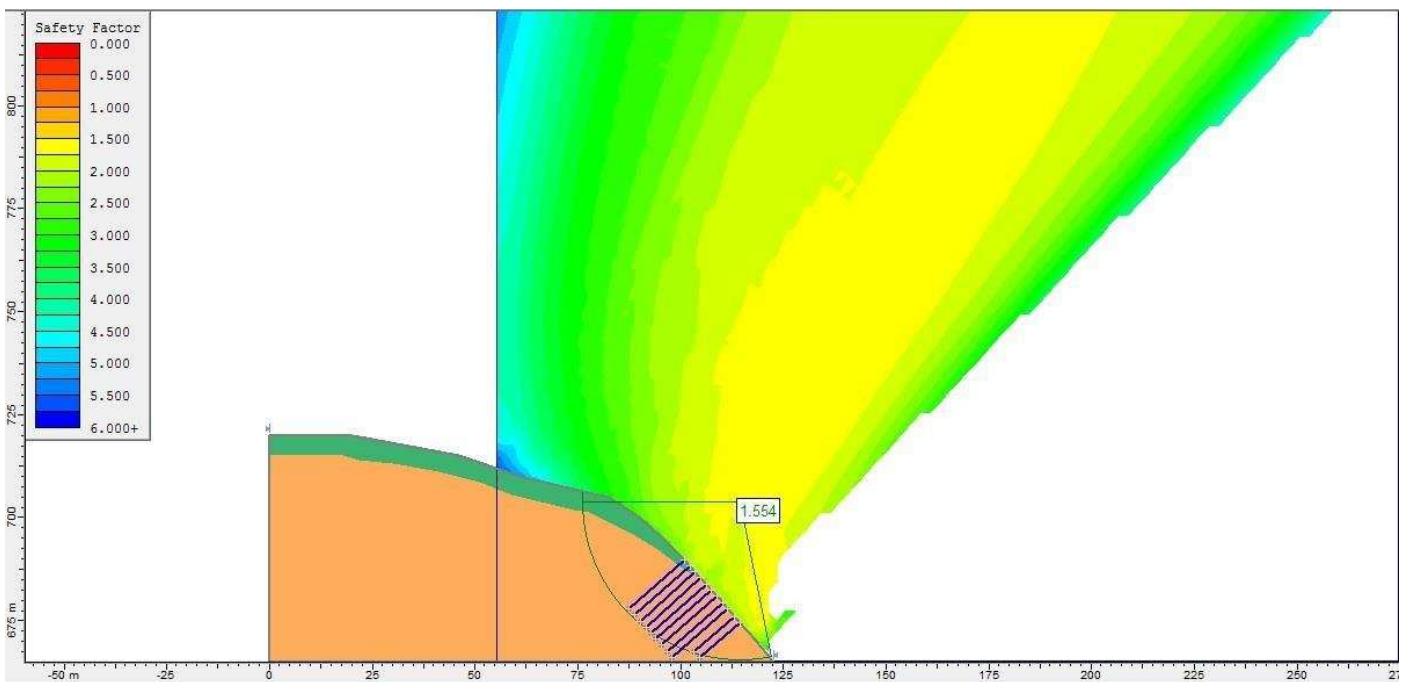


Figura 65 - Análise da estabilidade da área 1 com a utilização de grampos injetados no talude.

O fator de segurança encontrado após colocação dos grampos na simulação aumentou de 1,1 para 1,6. Para se chegar à essa condição de estabilidade, foi simulada a colocação de nove grampos com comprimento de 19 m, espaçados de dois metros um do

outro, e dois grampos com 12 metros de comprimento e espaçamento de dois metros entre eles. Em soluções como essa, é melhor que os grampos sejam injetados (colocados em pré furo com nata de cimento), o que garante uma resistência ao cisalhamento maior do que os grampos apenas cravados. Assim, de acordo com a análise, a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo foi de 170 kN.

O resultado da análise da área 3 é mostrado na Figura 66.

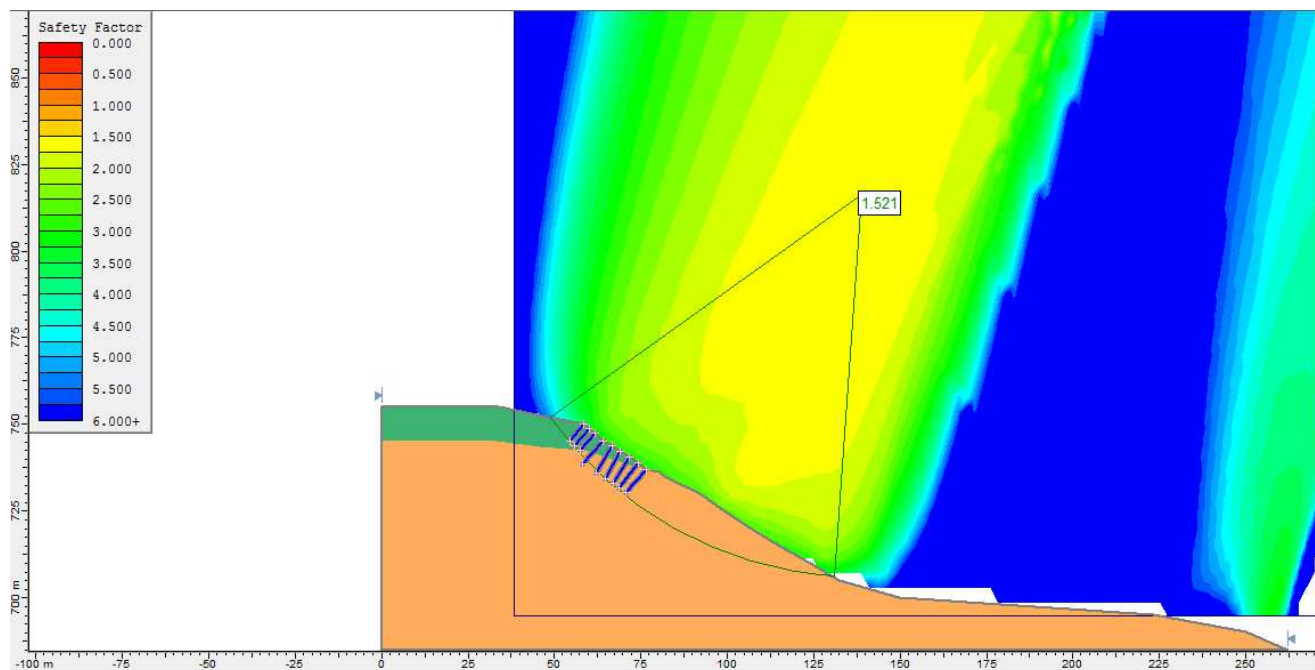


Figura 66 - Análise da estabilidade da área 3 com a utilização de grampos cravados no talude.

Para atingir um fator de segurança maior que 1,5 para a área 3, simulou-se a cravação de seis grampos com nove metros de comprimento com três metros de espaçamento, e três grampos de seis metros com dois metros entre eles. A resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo foi de 30 kN.

Vale ressaltar que os valores dos fatores de segurança encontrados com a colocação dos grampos e apresentados neste trabalho são referentes ao método de Janbu Simplificado, por esse ter sido o que apontou valores menores dos fatores de segurança dentre os demais métodos analisados.

5 – Conclusões e Sugestões para Estudos Futuros

5.1 - Conclusões

O presente trabalho teve como objetivo estudar de forma mais profunda alguns locais em Viçosa-MG considerados de alto risco em trabalhos e pesquisas anteriores. Para isso foram feitas análises determinísticas de estabilidade dos taludes, definição do limite de atingimento na hipótese de escorregamento e da dimensão dos estragos, e proposição de obras de contenção para as áreas consideradas instáveis após as análises.

Após análises, verificou-se que os taludes das áreas 1 e 2 mostram-se instáveis, por apresentarem fatores de segurança abaixo de 1,5 no período de estudo e, portanto, precisam de obras de contenção. O rompimento desses taludes traria muitos estragos pessoais e materiais. Observou-se, também, a diminuição dos fatores de segurança com a introdução de parâmetros de poropressão nas análises para a simulação da presença de água nos solos.

Além disso, verificou-se neste estudo que os resultados das análises de estabilidade obtidas utilizando os parâmetros de resistência encontrados através de ensaios pressiométricos foram mais conservadores do que os resultados das análises a partir dos parâmetros obtidos nos ensaios de caracterização dos solos e de cisalhamento direto.

Com os estudos em campo, nos locais dos taludes, notou-se que uma solução viável, técnica e economicamente para a estabilização dos mesmos poderá ser a colocação de grampos. Análises no *software* Slide foram feitas de modo a determinar a localização, quantidade e tamanhos necessários para os grampos. Vale ressaltar que foram feitas apenas simulações de estabilização dos taludes, portanto, um estudo mais rigoroso e um projeto de engenharia devem ser feitos nesses locais quando houver a intenção de realização de obras de contenção.

Assim, as informações do trabalho mostram que no município de Viçosa há áreas que são consideradas instáveis, mesmo em condições de baixa umidade, necessitando de um acompanhamento e da realização de obras de contenção para prevenção de acidentes.

5.2 – Sugestões para Estudos Futuros

A partir deste trabalho, pode-se notar que alguns estudos são interessantes para dar continuidade a este projeto que se trata de um assunto importante para o município de Viçosa – MG, assim como para outras cidades que também enfrentam problemas com áreas de risco. Assim, sugere-se os seguintes tópicos a serem estudados futuramente:

- Realização de ensaio em meio saturado, como o ensaio de cisalhamento triaxial;
- Um estudo que possa encontrar através de ensaios o valor do parâmetro de poropressão de cada área;
- Elaboração de um projeto de grampeamento para os taludes considerados instáveis.

Referências Bibliográficas

- ARAÚJO, P. S. M. (2001). **O Ensaio Pressiométrico de Ménard e sua Utilização na Estimativa da Capacidade de Carga e Recalques de Fundações Assentes em Solo Residual de Gnaiss**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 156 p.
- ASSIS, A. P., HERNANDEZ, H. M., COLMANETTI, J. P. (2003). **Apostila de Barragens**. Universidade Federal de Brasília, DF, 179 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2006). **NBR 11682 – Estabilidade de Encostas**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 27 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 7181 – Análise Granulométrica**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 6459 – Determinação do Limite de Liquidez**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 7180 – Determinação do Limite de Plasticidade**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 6508 – Determinação da Massa Específica**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- AUGUSTO FILHO, O. (1992). **Caracterização Geológico-geotécnica Voltada à Estabilização de Encostas: uma proposta metodológica**. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, RJ, 721 – 733 p.
- AUGUSTO FILHO, O. (1995). **Escorregamento em Encostas Naturais e Ocupadas. Análise e Controle**. Curso de Geologia Ambiental. São Paulo, ABGE/IPT, 77-100 p.
- BAPTISTA, E. I., LIMA, D. C., BUENO, B. S. (1997). **Análise de Riscos para as Encostas de Viçosa (MG)**. Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, RJ.

BOSH, D. R. (1996). **Interpretação do Ensaio Pressiométrico em Solos Coesivos-friccionais através de Métodos Analíticos**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 150 p.

BRASIL (2006). Ministério das Cidades/Cities Alliance. **Prevenção de Riscos de Deslizamentos em Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais**. Brasília, 113 p.

BRASIL (2007). Ministério das Cidades / Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT. **Mapeamento de Risco em Encostas e Margens de Rios**. Brasília, 176 p.

BUENO, B. S., VILAR, O. M. (1985). **Mecânica dos Solos**. Seção de Publicações da EESC-USP, São Carlos, SP, vol. 2.

CAMPOS, L. C. (2011). **Proposta de Reanálise do Risco Geológico geotécnico de Escorregamentos em Belo Horizonte - Minas Gerais**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 143 p.

CARVALHO, P. A. S. (1991). **Manual de Geotecnia: Taludes de Rodovias: Orientação para Diagnóstico e Soluções de seus Problemas**. Instituto de Pesquisa Tecnológicas, São Paulo, SP, 388 p.

CENSUS (2014). **Retrato Social de Viçosa V**. Centro de Promoção do Desenvolvimento Sustentável, Viçosa, MG, 91 p.

CLARKE, B. G. (1995). **Pressuremeter in Geotechnical Design**. Cambridge, Grã-Bretanha, 364 p.

COMUNITEXTO (2013). **Movimentos de Massa: Conceito**. Página da Web disponível em <<http://www.comunitexto.com.br/movimento-de-massa-conceitos/#.Vou9KxUrLIU>>. Acesso em 08 de Julho de 2015.

CORREA, G. F. (1984). **Modelo de evolução e mineralogia da fração argila de solos do Planalto de Viçosa**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 187 p.

COSTA, E. A. (2005). **Um olhar sobre a paisagem e o lugar como expressão do comportamento frente ao risco de deslizamento.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 160 p.

CUNHA, M. A. (1991). **Ocupação de Encostas.** Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, SP, 216 p.

FERNANDES, G. (2000). **Caracterização Geológico – Geotécnica e Propostas de Estabilização da Encosta do Morro do Curral – Centro de Artes e Convenções de Ouro Preto.** Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 154 p.

FERNANDES, M.O., SILVA FILHO, F.C. (1998). **Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Fellenius, Bishop e Janbu.** Revista Tecnologia, n.19, 91- 98 p.

FERNANDES, N. F., AMARAL, C. P. Movimentos de Massa: Uma Abordagem Geológico-geomorfológico. In: GUERRA, A. J. T., CUNHA, S. B. (1998). **Geomorfologia e Meio Ambiente.** Rio de Janeiro, RJ, 372 p.

FRAGASSI, P. F. M. (2001). **Estudo da Erodibilidade dos Solos Residuais de Gnaisse da Serra de São Geraldo e de Viçosa (MG).** Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 133 p.

GAMBIM, M.; ROUSSEAU, J. (1975). **Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design.** Gerenal Memorandum. Revista *Soils*, n.26, 50p.

GERSCOVICH, D. M. S. (2009). **Estabilidade de Taludes.** Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 166 p.

GODOY, N. S. (1972). **Fundações: Notas de Aula.** Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. (1983). **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação.** Edgard Blucher, São Paulo, 194 p.

IANELLI, L. A. R.; VILLAR, L. F. S. (2012). **Utilização do Pressiômetro de Menard (PMT) para Determinação do Comportamento Geotécnico de Solos de Fundação e sua Aplicação nos Estudos Tensão – Deformação**. COBRAMSEG, 8 p.

IBGE (2015). **Banco de Dados – Cidades**. Página da Web disponível em <<http://www.cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=310620&search=minas-gerais|vicosa>>. Acesso em 02 de Dezembro de 2015.

IPT (Instituto de Pesquisa Tecnológica do Estado de São Paulo S. A) (1991). **Ocupação de Encostas**. São Paulo, IPT (nº1831), 216 p.

JUNIOR, I. P. (2005). **Caracterização Geotécnica e Análise de Estabilidade de Taludes de Mineração em Solos da Mina de Capão Xavier**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 145 p.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. (1969). **Soil Mechanics**. New York, EUA.

LIMA, C. A. (2014). **Avaliação da Estabilidade de Taludes em Áreas de Risco de Movimento de Massa por Meio de Ensaios de Campo da Área Urbana e Viçosa – MG**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 166 p.

LOPES, L. M.; MUGGLER, C. C. (1989). **Aspectos da Geologia de Viçosa, Minas Gerais**. v.30, 114 – 121 p.

LUIS, P. G. (2000). **Caracterização Geotécnica e Considerações sobre a Estabilidade de Taludes em Solos Residuais de Viçosa – MG**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 154 p.

MACHADO, M. A. (2013). **Caracterização dos Movimentos Gravitacionais de Massa por Técnicas Mineralógicas no Bairro Belchior Baixo, Gaspar, SC**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geociências, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 126 p.

MARCHI, O. A. (2005). **Contribuição ao Estudo da Estabilidade de Taludes em Solos Residuais da Zona da Mata Norte de Minas Gerais: o caso de Ponte Nova – MG**.

Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 102 p.

MARIA, A. C. S. & FARIA, T. C. A. (2014). **Um Retrato da Evolução Urbana de Viçosa-MG: impactos da federalização da UFV sobre a cidade (1969-2014)**. 2º Seminário Nacional de Planejamento e Desenvolvimento Área Temática: Planejamento Territorial, Planejamento Urbano, Florianópolis, SC, 16 p.

MARQUES, J. A. P. (2011). **Estudo de Metodologia de Avaliação de Risco a Escorregamento de Terra em Área Urbana: O Caso do Município de Juiz de Fora – MG**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, MG, 146p.

MASSAD, F. (2010). **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 216 p.

MENEZES, L. O. (2011). **Previsão de Alcances de Rupturas de Taludes de Belo Horizonte por Meio de Retroanálises: uma contribuição para a gestão do risco**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 120 p.

NUNES, A. J. C. (1958). **Curso de Mecânica dos Solos e Fundações**. Editora Globo. 314 p.

OLIVEIRA, L. M. (2010). **Acidentes Geológicos Urbanos**. MINEROPAR – Serviço Geológico do Paraná, Curitiba, PR, 1ª edição, 78 p.

ORTIGÃO, J. A. R. *et al.* (1993). **Experiência com Solo Grampeado no Brasil**. Revista Solos e Rochas, v.16, São Paulo, SP, 291 – 304 p.

ORTIGÃO, J. A. R., SAYÃO, A. S. F. J. (2000). **Manual Técnico de Encostas**. GeoRio, Rio de Janeiro, RJ, 2ª edição, 184 p.

PARIZZI, M. G. (2004). **Condicionantes e Mecanismos de Ruptura em Taludes da Região Metropolitana de Belo Horizonte, MG**. Tese de Doutorado, Escola de Minas da Universidade Federal Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 212p.

PARIZZI, M. G., SOBREIRA, F. G., GALVÃO, T. C. B., ARANHA, P. R. A., ELMIRO, M. A. T., BEIRIGO, E. A. (2010). **Processos de Movimentos de Massa em Belo Horizonte**. Genomos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 30 p.

PATTON, E. D., HENDRON JR, A. J. (1974). **General Report on “Mass Movements”**. International Congress of the International Association of Engineering Geology, São Paulo, SP.

PENNA, A. S. D. (2009). **Investigação Geotécnica – Técnicas Atuais de Ensaio de Campo**. Página da Web disponível em <<http://ie.org.br/site/ieadm/arquivos/arqnot3896.pdf>>. Acesso em 14 de setembro de 2015.

PEREIRA, T. S. (2013). **Avaliação do Desempenho de Diferentes Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes em Barragens de Terra**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 78 p.

RAMALHO, G. G. C. (1994). **Mapeamento Geotécnico de Viçosa com Uso de Sistemas de Informações Geográficas**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 110 p.

RIBEIRO FILHO, G. B. (1997). **A Formação do Espaço Construído: Cidade e Legislação Urbanística em Viçosa, MG**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 244 p.

ROQUE, L. A. (2013). **Áreas de Risco Geológico-geotécnico Associadas a Movimentos de Massas no Núcleo Urbano de Viçosa – MG**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 97 p.

SAITO, S. M. (2008). **Desastres Naturais: conceitos básicos**. I Escuela de Primavera Sobre Soluciones Espaciales para el Manejo de Esastres Naturales y Respuestas de Mergenciasinundaciones, Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), Brasil, 44p.

SCHNAID, F. (2000). **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos, São Paulo, SP.

SILVA, V. C. (2013). **Métodos Analíticos para Avaliar a Contribuição de Estacas para o Fator de Segurança de Taludes**. Projeto de Graduação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 74 p.

SLOPE/W (2012). **Stability Modeling with SLOPE/W**. Geo-Slope International Ltd, Calgary, Alberta, Canadá, 238 p.

STEPHAN, I. I. C. (1997). **Rua Milton Bandeira: uma Síntese de Problemas Urbanos**. Folha da Mata, Viçosa-MG, V.34, Nº 1470.

TOMINAGA, L. K., SANTORO, J., AMARAL, R. (2009). **Desastres Naturais: conhecer para prevenir**. Instituto Geológico, Governo do Estado de São Paulo, São Paulo, SP, 197 p.

USACE (2003). **Slope Stability**. Washington, EUA, 205 p.

VIEIRA, R. (2004). **Um olhar sobre a paisagem e o lugar como expressão do comportamento frente ao risco de deslizamento**. Tese de Doutorado, Departamento de Geociências, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 198 p.

VIEIRA, V. (2000). **Caracterização Preliminar do Risco Geológico da Área Urbana de Viçosa - MG**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 92 p.

ZIRLIS, A. C., PITTA, C. A. (2001). **Revista Técnica - Solo Grampeado**. Página da Web disponível em <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/57/artigo287231-1.aspx>>. Acesso em 05 de Agosto de 2015.

ANEXOS

A.1 – Curvas de Campo dos Ensaio Pressiométricos

Cliente				Tatiana Quintão Silva			
Procedência			Área 3		Data do Ensaio		07/05/2015
Sondagem nº		Furo 3		Ensaio nº		3	Profundidade
						5,0 m	
Pressão (kPa)	Volume (cm ³)			Curva Dados de Ensaio			
	V ₁₅	V ₃₀	V ₆₀				
0	0	0	0				
25	117	120	120				
50	125	125	125				
75	127	127	129				
100	130	130	130				
125	131	131	133				
150	135	135	135				
175	137	137	139				
200	140	140	140				
225	142	142	144				
250	146	149	150				
275	152	152	154				
300	155	156	161				
325	166	169	174				
350	181	185	189				
375	197	202	207				
400	220	227	239				
425	252	257	267				
450	284	292	312				
475	340	358	374				
500	406	420	442				
525	472	484	506				
550	536	556	587				
575	624	652	690				
600	732	760					

Cliente				Tatiana Quintão Silva			
Procedência			Área 3		Data do Ensaio		07/05/2015
Sondagem nº		Furo 3		Ensaio nº		3	Profundidade
						7,0 m	
Pressão (kPa)	Volume (cm ³)			Curva Dados de Ensaio			
	V ₁₅	V ₃₀	V ₆₀				
0	0	0	0				
50	109	109	109				
100	115	116	117				
150	123	123	123				
200	125	126	126				
250	129	130	131				
300	135	136	136				
350	142	142	142				
400	149	150	152				
450	159	161	164				
500	176	178	180				
550	194	197	201				
600	213	221	225				
650	242	251	260				
700	282	290	299				
750	325	334	345				
800	372	382	400				
850	430	445	469				
900	500	517	538				
950	572	594	620				
1000	664	685	708				
1050	750	760					

