

OTHAVIO AFONSO MARCHI

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA ESTABILIDADE DE TALUDES EM
SOLOS RESIDUAIS DA ZONA DA MATA NORTE DE MINAS GERAIS: O
CASO DE PONTE NOVA-MG**

Tese 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
2005**

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

M317c
2005

Marchi, Othávio Afonso, 1980-

Contribuição ao estudo da estabilidade de taludes em solos residuais da Zona da Mata Norte de Minas Gerais : o caso de Ponte Nova-MG / Othávio Afonso Marchi.

– Viçosa : UFV, 2005.

xii, 102f. : il. ; 29cm.

Inclui apêndice.

Orientador: Enivaldo Minette.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 95-98.

1. Taludes (Mecânica do solo) - Estabilidade.
2. Solos - Compactação. 3. Solos - Conservação.
I. Universidade Federal de Viçosa. II. Título.

CDD 22.ed. 624.15136

OTHAVIO AFONSO MARCHI

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA ESTABILIDADE DE TALUDES EM
SOLOS RESIDUAIS DA ZONA DA MATA NORTE DE MINAS GERAIS: O
CASO DE PONTE NOVA-MG**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

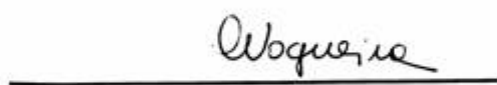
APROVADA: 04 de março de 2005



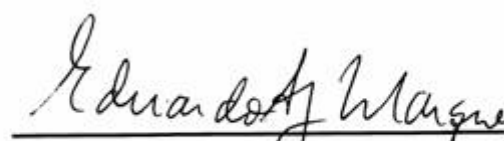
Profa. Maria Lúcia Calijuri
(Conselheira)




Prof. Dario Cardoso de Lima



Profa. Christiane de Lyra Nogueira



Prof. Eduardo A. G. Marques
(Conselheiro)



Prof. Enivaldo Minette
(Orientador)

*Dedico este trabalho carinhosamente à
minha avó, Iolande de Oliveira Afonso (vó Naná)*

BIOGRAFIA

OTHÁVIO AFONSO MARCHI, filho de Ademir Marchi e Maria das Graças Afonso Marchi, nasceu em 21 de março de 1980, na cidade de Manhuaçu – MG.

Em agosto de 2003, graduou-se em Engenharia de Agrimensura na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa – MG.

Em março de 2004, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa – MG.

AGRADECIMENTOS

A Deus;

À Universidade Federal de Viçosa (UFV), pela possibilidade de desenvolvimento deste trabalho;

À Prefeitura Municipal de Ponte Nova, na pessoa do Ex.^{mo} Prefeito e todo secretariado, pelo apoio prestado nas fases desta pesquisa;

À professora Maria Lúcia Calijuri, pela amizade e por todas as orientações;

À toda minha família pelo grande apoio que me direcionou esses anos todos;

À Romina, pelo auxílio internacional;

À Rafaela, pelas plotagens e outras coisas mais...

Aos meus pais e ao meu irmão, pelo carinho e apoio;

Ao CNPq, pela bolsa de estudos concedida;

Ao professor Enivaldo Minette, pela orientação;

Ao professor Eduardo Antônio Gomes Marques pelo auxílio prestado nas várias etapas desta dissertação;

Ao professor Dario Cardoso de Lima, pelo apoio e sugestões incorporadas ao presente trabalho;

Aos colegas de Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFV;

Aos funcionários e amigos do Laboratório de Engenharia Civil da UFV;

Aos amigos, do Laboratório de Informações Geográficas da UFV; especialmente André, Pedro, Samuel e Wilson, pela amizade e auxílio prestado no decorrer deste trabalho;

Aos amigos Osmar e Daniel Cobucci de Oliveira;

E à todos aqueles que contribuíram para realização deste.

CONTEÚDO

	Páginas
RESUMO	xi
ABSTRACT	xii
1. Introdução.....	1
2. Objetivos.....	4
3. Revisão de Literatura.....	6
3.1. Movimentos de massa.....	6
3.1.1. Histórico no Brasil.....	6
3.1.2. Histórico na Região.....	8
3.2. Classificação dos movimentos de massa.....	9
3.2.1. Escoamentos.....	12
3.2.2. Rastejos.....	12
3.2.3. Corridas.....	14
3.2.4. Escorregamentos.....	15
3.2.5. Movimentos de blocos rochosos.....	16
3.2.6. Subsidências e colapsos.....	18
3.3. Agentes e causas de movimentos de massas.....	19
3.3.1. Causas internas.....	21
3.3.2. Causas externas.....	21
3.3.3. Causas intermediárias.....	22
3.4. Métodos para cálculos de estabilidade de taludes.....	22
3.4.1. Ruptura circular.....	23
3.4.2. Método do talude infinito.....	25

3.4.3.	Método de Culman.....	25
3.4.4.	Método de Fellenius.....	25
3.4.5.	Método de Janbu.....	26
3.4.6.	Método de Spencer.....	26
3.4.7.	Método de Bishop.....	26
3.4.8.	Método de Morgenstern-Price.....	27
3.5.	Processos de estabilização de encostas.....	27
3.5.1	Obras sem estrutura de contenção.....	28
3.5.1.1.	Retaludamento.....	28
3.5.1.2.	Drenagem.....	30
3.5.1.3.	Proteção superficial.....	33
3.5.2.	Obras com estrutura de contenção.....	38
3.5.2.1.	Muros de gravidade.....	38
3.5.2.2.	Estabilização de blocos.....	41
3.5.2.3.	Outras obras de contenção.....	41
4.	Metodologia.....	43
4.1.	Caracterização da área.....	43
4.2.	Definição da área e coleta de dados.....	48
4.2.1.	Dados existentes.....	48
4.3	Metodologia de campo.....	58
4.4.	Metodologia de laboratório.....	59
4.5	Análise da estabilidade.....	61
4.6	Contenção da massa de solo.....	62
5.	Resultado e discussões.....	64
5.1	Caracterização dos solos.....	64
5.2.	Resistência ao cisalhamento dos solos.....	68
5.3.	Análise da estabilidade.....	73
5.4.	Obra de contenção.....	80
5.5.	Análise da segurança da obra de contenção.....	83
6.	Resumo e conclusões.....	93
7.	Referências.....	95
	Apêndice I.....	99

LISTA DE FIGURAS

	Páginas
Figura 01 – Rastejo e seus indícios.....	13
Figura 02 – Perfis pré e pós-corrída de massa de Contagem (MG).....	14
Figura 03 – Variação do movimento devido aos escorregamentos.....	16
Figura 04 – Tombamento, queda e rolamento de blocos rochosos.....	17
Figura 05 – Desenvolvimento de um colapso.....	19
Figura 06 – Relação de forças na análise de ruptura circular.....	24
Figura 07 – Ilustração esquemática de um retaludamento de uma encosta..	29
Figura 08 – Aterro compactado.....	30
Figura 09 – Drenagem superficial.....	31
Figura 10 – Drenagem subterrânea.....	32
Figura 11 – Drenagem de estruturas de contenção.....	32
Figura 12 – Selos de solo argiloso.....	35
Figura 13 – Gabião-manta.....	35
Figura 14 – Impermeabilização asfáltica.....	36
Figura 15 - Tela.....	37
Figura 16 – Muro de pedra seca.....	39
Figura 17 – Muro de pedra Argamassada.....	39
Figura 18 – Muro de Gabião-caixa.....	40
Figura 19 – Muro de concreto ciclópico.....	40
Figura 20 – Cortina atirantada.....	42
Figura 21 – Localização do Município de Ponte Nova, MG.....	44

Figura 22 – Vista geral do talude.....	45
Figura 23 – Localização do talude no contexto municipal.....	47
Figura 24 – Levantamento topográfico planialtimétrico da área de estudo....	49
Figura 25 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP01.....	51
Figura 26 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP02.....	52
Figura 27 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP03.....	53
Figura 28 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP04.....	54
Figura 29 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP05.....	55
Figura 30 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP06.....	56
Figura 31 – Locais onde se realizaram os SPT's.....	57
Figura 32 – Camadas constituintes do talude.....	58
Figura 33 – Locais onde foram coletados as amostras de solos.....	60
Figura 34 – Curva granulométrica do solo “A”	65
Figura 35 – Curva granulométrica do solo “B”	66
Figura 36 – Curva granulométrica do solo “C”	67
Figura 37 – Resultado do ensaio triaxial em termos de tensões efetivas (Solo “A”).....	68
Figura 38 – Resultado do ensaio triaxial em termos de tensões efetivas (Solo “B”).....	69
Figura 39 – Resultado do ensaio triaxial em termos de tensões efetivas (Solo “C”).....	70
Figura 40 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto (Solo “A”).....	71
Figura 41 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto (Solo “B”).....	72
Figura 42 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto (Solo “C”).....	72
Figura 43 – Análise da estabilidade da seção 1 pelo método de Bishop.....	73
Figura 44 – Análise da estabilidade da seção 1 pelo método de Fellenius....	74
Figura 45 – Análise da estabilidade da seção 1 pelo método de Morgenstern-Price.....	74
Figura 46 – Análise da estabilidade da seção 2 pelo método de Bishop.....	75
Figura 47 – Análise da estabilidade da seção 2 pelo método de Fellenius....	75
Figura 48 – Análise da estabilidade da seção 2 pelo método de Morgenstern-Price.....	76
Figura 49 – Análise da estabilidade da seção 3 pelo método de Bishop.....	76

Figura 50 – Análise da estabilidade da seção 3 pelo método de Fellenius....	77
Figura 51 – Análise da estabilidade da seção 3 pelo método de Morgenstern-Price.....	77
Figura 52 – Análise da estabilidade da seção 4 pelo método de Bishop.....	78
Figura 53 – Análise da estabilidade da seção 4 pelo método de Fellenius....	78
Figura 54 – Análise da estabilidade da seção 4 pelo método de Morgenstern-Price.....	79
Figura 55 – Curva granulométrica do solo utilizado para realização da contenção.....	80
Figura 56 – Resultado da compactação do solo utilizado na obra de contenção.....	81
Figura 57 – Resultado do ensaio triaxial em termos de tensões totais (aterro compactado).....	82
Figura 58 – Dimensões da obra de contenção.....	83
Figura 59 – Obra de contenção do talude.....	83
Figura 60 – Análise da estabilidade da seção 1 com a obra de contenção pelo método de Bishop.....	84
Figura 61 – Análise da estabilidade da seção 1 com a obra de contenção pelo método de Fellenius.....	85
Figura 62 – Análise da estabilidade da seção 1 com a obra de contenção pelo método de Morgenstern-Price.....	85
Figura 63 – Análise da estabilidade da seção 2 com a obra de contenção pelo método de Bishop.....	86
Figura 64 – Análise da estabilidade da seção 2 com a obra de contenção pelo método de Fellenius.....	86
Figura 65 – Análise da estabilidade da seção 2 com a obra de contenção pelo método de Morgenstern-Price.....	87
Figura 66 – Análise da estabilidade da seção 3 com a obra de contenção pelo método de Bishop.....	87
Figura 67 – Análise da estabilidade da seção 3 com a obra de contenção pelo método de Fellenius.....	88
Figura 68 – Análise da estabilidade da seção 3 com a obra de contenção pelo método de Morgenstern-Price.....	88

Figura 69 – Análise da estabilidade da seção 4 com a obra de contenção pelo método de Bishop.....	89
Figura 70 – Análise da estabilidade da seção 4 com a obra de contenção pelo método de Fellenius.....	89
Figura 71 – Análise da estabilidade da seção 4 com a obra de contenção pelo método de Morgenstern-Price.....	90
Figura 72 – Muro de gravidade tipo gabião-caixa.....	91
Figura 73 – Análise da estabilidade do talude natural (Seção 1).....	99
Figura 74 – Análise da estabilidade do talude natural (Seção 2)	100
Figura 75 – Análise da estabilidade do talude natural (Seção 3)	101
Figura 76 – Análise da estabilidade do talude natural (Seção 4)	102

RESUMO

MARCHI, Othávio Afonso, M.S., Universidade Federal de Viçosa, março de 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.** Orientador: Enivaldo Minette. Conselheiros: Maria Lúcia Calijuri e Eduardo Antônio Gomes Marques.

Este trabalho teve como objetivo geral o diagnóstico de um talude na área urbana do município de Ponte Nova, MG, com vistas a estudar a sua instabilidade a partir das características geológicas, morfológicas e geotécnicas dos solos, identificação de seus mecanismos de ruptura na busca de, a partir dos resultados obtidos para este talude, se estender a metodologia adotada a toda área de interesse. A pesquisa considerou um levantamento sistemático de campo e a coleta de amostras de solos para caracterização e determinação dos parâmetros de resistência do solo através de ensaios de laboratório para que se realizasse a análise computacional da instabilidade da encosta e fosse possível propor alternativas para estabilização do talude. A obra de contenção do talude foi elaborada segundo a eficiência para as condições e faixas de solicitação impostas pela massa de solo e os espaços solicitados, procurando estabelecer uma relação custo – benefício condizente com a realidade do município.

ABSTRACT

MARCHI, Othávio Afonso, M.S., Universidade Federal de Viçosa, March, 2005.
Contribution to slope stability study related to residual soils in Zona da Mata Norte of Minas Gerais. The case: Ponte Nova – MG. Adviser: Enivaldo Minette. Committee Members: Maria Lúcia Calijuri and Eduardo Antônio Gomes Marques.

This work had as general objective the diagnosis of a hillside in the urban area of the municipal district of Ponte Nova, MG, with views to study its instability starting from geological, morphological and geotechnical characteristics of the soils, identification of their rupture mechanisms and the analysis of their stability. The research considered a systematic field survey and the collect of samples of soils for characterization and determination of their resistance parameters through laboratory rehearsals in order to accomplish the computer analysis of the hillside instability and then to propose alternatives for its stabilization. The contention work of the hillside was elaborated according to the efficiency for the conditions and solicitation rates imposed by the soil mass and the requested spaces for the work, trying to establish a *cost – benefit* suitable relation with the reality of the municipal district

1. Introdução

A acelerada expansão dos centros urbanos traz consigo vários problemas. Assim, todo o processo de crescimento urbano rápido, e na maioria das vezes desordenado, cria e/ou acentua problemas de má integração intra-urbana, de carência de infra-estrutura e de uso inadequado do solo.

Como conseqüência, tem-se o agravamento dos problemas relacionados com a ocupação de encostas, trazendo sérios danos para o município e colocando em risco a vida de moradores. Isto vem sendo alvo de preocupação e discussão entre diversos especialistas, principalmente entre os profissionais que trabalham junto ao meio físico e antrópico. (VIEIRA, 2000).

Quando ocorre um deslizamento de massa, algumas perguntas aparecem: Que circunstâncias precederam a este acidente? Quais foram as causas da desestabilização? Estas e outras questões devem ser investigadas e, em geral, uma comissão multidisciplinar é encarregada da responsabilidade pela obtenção destas e outras respostas que tem por objetivo explicar as causas que levaram a ocorrência do acidente.

Devido aos grandes prejuízos econômicos e sociais causados pelos freqüentes casos de escorregamentos em regiões urbanizadas, a legislação brasileira fixou

normas para o uso e ocupação racionais do solo. A Constituição Brasileira de 1988 exige a elaboração de Planos Diretores para todos os municípios com mais de 20.000 habitantes, o que evidencia a preocupação com a questão urbana.

Deste modo, nas áreas urbanas ou previstas para expansão urbana, é necessário que se faça um levantamento detalhado das variáveis que regem a estabilidade de encostas naturais, indicando suas restrições e potencialidades para que se estabeleçam limitações legais adequadas e apresentem-se planos e projetos de intervenção, sejam de caráter preventivo ou corretivo, por meio de medidas estruturais ou não-estruturais.

As massas de solo que constituem encostas naturais tendem a descer para atingir um nível de base. Assim, pode-se dizer que os coeficientes de segurança de encostas naturais estão, geralmente, próximos de 1, segundo Massad (2003). Deste modo, basta uma chuva atípica, ou uma pequena intervenção do homem para desencadear um processo de desestabilização da encosta.

Com o desenvolvimento da informática, os métodos de análise de estabilidade ficaram disponíveis em softwares diversos, executáveis em microcomputadores, facilitando sua difusão e utilização. Apesar da importância da análise de estabilidade, deve-se sempre ter em mente que a qualidade e a confiabilidade dos resultados obtidos com estes métodos são diretamente dependentes dos parâmetros que alimentam os diferentes modelos de análise, reforçando a importância da caracterização geológico-geotécnica e da correta definição dos agentes, causas e geometria do escorregamento analisado (AUGUSTO FILHO; VIRGILI, 1998). Assim, é importante lembrar que, além das análises computacionais, trabalhos de campo e de laboratório são necessários para que se complete um estudo de análise de estabilidade de taludes.

No primeiro capítulo, foi apresentada uma introdução contendo uma síntese da problemática abordada, mostrando os motivos que levaram à realização desta pesquisa e os objetivos a serem alcançados no desenvolvimento deste trabalho.

O segundo capítulo detalha os objetivos propostos neste trabalho. O terceiro capítulo apresenta uma revisão de literatura citando algumas das principais referências no que diz respeito ao tema desta pesquisa. Em seguida, o quarto capítulo, expõe as metodologias adotadas, seguindo uma seqüência lógica de execução, tanto dos trabalhos de campo quanto de laboratório para a realização deste trabalho.

Os resultados e as discussões estão apresentados no quinto capítulo, onde se encontram gráficos, tabelas, análises e comentários de cada etapa do trabalho. Por último, apresenta-se um resumo do desenvolvimento e dos resultados obtidos nesta pesquisa.

2. Objetivos

Este trabalho tem por objetivo geral o estabelecimento de uma metodologia específica para a área urbana do município de Ponte Nova, MG, com vistas a estudar a instabilidade de uma encosta de alto risco geológico a partir das características geológicas, morfológicas e geotécnicas dos solos, identificação de seus mecanismos de ruptura e da análise da estabilidade da mesma.

Considerando a importância das análises de estabilidade de taludes, para o planejamento do uso e ocupação do solo e para elaboração de medidas estabilizadoras, os objetivos específicos deste trabalho são, como se seguem:

- (i) Pesquisa e coleta de dados geológico-geotécnicos em órgãos de domínio público e/ou privado, relativos à área em estudo;
- (ii) Determinação dos parâmetros geotécnicos de caracterização dos solos, envolvendo: granulometria, peso específico dos sólidos, peso específico natural, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade;
- (iii) Determinação dos parâmetros geotécnicos de resistência dos solos em termos de tensões efetivas, considerando-se, as resistências de pico, ou máximas, determinadas no ensaio triaxial consolidado drenado sob condições de umidade natural e a determinação das resistências residuais, a partir do

ensaio de cisalhamento direto, realizados em corpos de prova saturados obtidos em amostras indeformadas;

(iv) Avaliação da estabilidade do talude a partir dos seus parâmetros de resistência e geometria, considerando uma análise bidimensional realizada em seções típicas, com o emprego do programa computacional GEOSLOPE.

(v) Em função da análise realizada no item anterior, propor uma metodologia com vistas a minimizar a instabilidade do talude em estudo.

3. Revisão de Literatura

3.1. Movimentos de massa

Os movimentos de massa têm sido objeto de estudo das mais diversas áreas científicas, não apenas por sua importância como causador da evolução das formas de relevo, mas também por suas conseqüências práticas e também por sua importância do ponto de vista econômico.

Geólogos, geógrafos e engenheiros geotécnicos são alguns dos profissionais que mais realizaram contribuições ao estudo dos movimentos de massa. Atualmente, na literatura, existe um extenso acervo voltado e orientado para os mais diversos interesses em aspectos nem sempre coincidentes, o que é um reflexo da atuação e interesse de cada um desses profissionais.

3.1.1. Histórico no Brasil

Segundo Augusto Filho e Virgili (1998), os primeiros estudos sobre movimentações de terra datam de mais de 2000 anos, em países como a China e o Japão. Brabb (1991), citado por Augusto Filho e Virgili (1998), estima em milhares de mortes e dezenas de bilhões de dólares de prejuízos por ano, relacionados à ocorrência de movimentações de massas no mundo inteiro.

Historicamente, no Brasil, existem relatos de escorregamento de encostas em Salvador (BA), datadas da época do império (1671). Os movimentos de massas de solo têm causado, principalmente nas últimas duas décadas, acidentes em várias cidades. A Tabela 01, adaptada de Augusto Filho e Virgili (1998), relata alguns dos movimentos de massa mais significativos ocorridos no Brasil.

Tabela 01 – Alguns movimentos de massa ocorridos no Brasil (AUGUSTO FILHO e VIRGILI, 1998)

LOCAL	DATA	PERDAS SÓCIOECONOMICAS
Santos, SP (Mont Serrat)	1928	60 mortes, destruição da Santa Casa de Santos
Vale do Paraíba (RJ/MG)	dez/1948	250 mortes, destruição de centenas de casas
Santos, SP (Mont Serrat)	1956	43 mortes, destruição de 100 casas
Rio de Janeiro, RJ	jan/1966	100 mortes
Serra das Araras, RJ	jan/1967	1200 mortes, destruição de dezenas de casas, uma usina hidrelétrica e rodovias danificadas
Caraguatatuba, SP	mar/1967	120 mortes, destruição de 400 casas
Salvador, BA	abr/1971	104 mortes, milhares de desabrigados
Campos do Jordão, SP	ago/1972	mais de 10 mortes, destruição de 60 casas
Maranguape, CE	abr/1974	12 mortes, destruição de dezenas de casas
Lavrinhas, SP	dez/1988	11 mortes, destruição de casas e pontes
Cubatão, SP	jan/1988	10 mortes
Petrópolis, RJ	fev/1988	71 mortes, 1100 moradias interditadas, 5000 desabrigados
Rio de Janeiro, RJ	fev/1988	mais de 30 mortes, destruição de dezenas de moradias

Salvador, BA	jun/1989	cerca de 100 mortes, destruição de dezenas de moradias
São Paulo, SP	out/1989	14 mortes
Recife, PE	jul/1990	cerca de 10 mortes
Blumenau, SC	out/1990	Cerca de 10 mortes, destruição de várias moradias, pontes e vias
São Paulo, SP	out/1990	Cerca de 10 mortes
Belo Horizonte, MG	jan/fev/1992	mais de 10 mortes
Contagem, MG	mar/1992	36 mortes, destruição de dezenas de moradias, centenas de desabrigados
Salvador, BA	mar/1992	11 mortes

3.1.2. Histórico na Região

Natali (1999), realizou trabalhos com vistas a fornecer um diagnóstico básico das situações de risco da área urbana de Ponte Nova, MG, visando a redução, correção e prevenção destes riscos em áreas associadas à ocupação urbana. Neste trabalho, o autor elaborou a carta de riscos de escorregamentos para zona urbana da cidade de Ponte Nova. Entretanto, não foi utilizado na análise de risco de escorregamento, resultados de ensaios geotécnicos de laboratório.

Luis (2000), realizou trabalhos em que se procedeu à caracterização geotécnica e um estudo preliminar da estabilidade de taludes em solos residuais jovens e maduros da região urbana de Viçosa, MG. Este trabalho mostrou situações de estabilidade em períodos de seca para a maioria dos taludes analisados. Quanto a períodos chuvosos, em geral, os taludes apresentaram situações de instabilidade. Portanto, tais hipóteses não refletem de forma adequada a realidade do comportamento de campo da frente de umedecimento, pois não se tem observado a ocorrência de escorregamentos nestes taludes nos períodos chuvosos.

3.2 Classificação dos movimentos de massa

As ilimitadas possibilidades de adoção de critérios de classificação de movimentos de massas levaram a uma grande proliferação de sistemas classificadores.

Entre as diversas sugestões de classificação de movimentos de massas, podem-se destacar, por exemplo, segundo Guidicini e Nieble (1983), as de Baltzer (1875), Heim (1882), Penck (1894), Molitor (1894), Braun (1908), Howe (1909), Almagiá (1910), Stini (1910), Terzaghi (1925), Pollack (1925), Ladd (1935), Hennes (1936), Sharpe (1938), Terzaghi (1950), Varnes (1958), Penta (1960), Freire (1965), Ter-Stepanian (1966), Skempton e Hutchinson (1969).

Entre as diversas sugestões de classificação de movimentos de massas, a classificação apresentada por Záruba e Mencl, citada por Guidicini e Nieble (1983), tem aplicabilidade regional, como a maioria das classificações que são influenciadas pelas condições do ambiente em que o autor as elaborou.

Em contraposição às classificações derivadas somente de dados geológicos e descritivos, tentativas de transformação desses fenômenos em termos meramente mecânicos foram registradas. As tentativas mais bem sucedidas talvez sejam as de Terzaghi (1928, 1950), citado por Guidicini e Nieble (1983). Na primeira delas, em 1928, as causas de escorregamento são classificadas em ativas, devido ao aumento do peso, e passivas, devido à redução de resistência ao cisalhamento da massa de solo. Na segunda tentativa, Terzaghi subdivide as causas em internas, que englobam a diminuição do ângulo de atrito interno e a redução progressiva da coesão sem aumento de esforços cisalhantes, e externas, que dizem respeito ao aumento do esforço cisalhante sem diminuição da resistência ao cisalhamento, por aumento de inclinação, por descalçamento, por abalos naturais e artificiais nos taludes, e, por último, causas intermediárias, que dizem respeito à variação imediata do nível de água e liquefação potencial.

Com classificações baseadas em princípios geológico-descritivos, ou na natureza dos materiais, fica evidente, em alguns autores, uma preocupação em estabelecer uma hierarquia na classificação, de acordo com a importância, época de atuação e efetividade dessas causas. Assim, elaborou-se o conceito

de causas intrínsecas e extrínsecas. As causas intrínsecas derivam dos complexos geológico, morfológico, climático e hidrológico, que compõem o ambiente sede do fenômeno de movimento de massa. As causas extrínsecas são as que preparam e provocam o movimento.

Há também sistemas classificatórios baseados essencialmente em características físico-mecânicas do fenômeno. Estes sistemas classificatórios fornecem, talvez, os melhores critérios de análise e ordenação. As diferenças pessoais de avaliação dos diversos fatores levam a uma grande variação dos termos classificatórios empregados pelos vários autores.

O sistema de classificação de Magalhães Freire, citado por Guidicini e Nieble (1983), procura unificar e harmonizar as noções essenciais de diversos autores especialistas, principalmente, Shultz e Cleaves, Krynine e Judd, Sharpe, Terzaghi e Penta.

Os movimentos de solo e rocha são classificados em três tipos fundamentais, segundo Guidicini e Nieble (1983).

i) Escoamentos: Correspondem a uma deformação, ou movimento contínuo, com ou sem superfície definida de movimentação; podem ser classificados em dois tipos, segundo as características do movimento: corrida (escoamento fluido-viscoso) e rastejo e ou reptação (escoamento plástico).

ii) Escorregamentos: Correspondem a um deslocamento finito por uma superfície definida de deslizamento preexistente ou recém formada; classificam-se segundo o predomínio de rotação, quando escorregamentos rotacionais, ou translação, quando escorregamentos translacionais.

iii) Subsidiências: Correspondem a um deslocamento finito, ou deformação contínua, de direção necessariamente vertical; classificam-se em três subtipos: subsidiências propriamente ditas, em que o movimento consiste essencialmente em uma deformação contínua; recalques, em que, por expulsão de um fluido, geralmente água, verifica-se uma deformação global do solo, produzida pelos deslocamentos ou rearranjos das partículas individuais; e, desabamentos, em que há um deslocamento finito vertical, geralmente rápido.

A Tabela 02 apresenta as principais características dos movimentos de massa na dinâmica ambiental brasileira.

Tabela 02 – Características dos principais movimentos de encostas na dinâmica ambiental brasileira (Augusto Filho, 1992, citado por INFANTI JR E FORNASARI FILHO, 1998).

PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO, MATERIAL E GEOMETRIA
Rastejo (creep)	Vários planos de deslocamento Velocidades muito baixa (cm/ano), a baixa e decrescentes com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depósitos, rocha alterada / fraturada Geometria indefinida
Escorregamentos (slides)	Poucos planos de deslocamento Velocidades médias (m/h) a altas (m/s) Pequenos e grandes volumes de material Geometria e materiais variáveis Planares → solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza Circulares → solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas Em cunha → solos e rochas com dois planos de fraqueza
Quedas (fall)	Sem planos de deslocamentos Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos a médios volumes Geometria variável: lascas, placas, blocos e outros Rolamento de matacão Tombamento
Corridas (flows)	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) Movimento semelhante ao de um líquido viscoso Desenvolvimento ao longo das drenagens Velocidades médias e altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água Grandes volumes de material Extenso raio de alcance, mesmo em áreas mais planas

Quanto à velocidade da movimentação do maciço, Azevedo e Marques (2002) os classificam de acordo com a Tabela 03.

Tabela 03 – Escala de velocidades de movimentos de taludes (AZEVEDO; MARQUES, 2002)

Velocidade	Denominação
> 3 m/s	Extremamente rápido
> 3 m/dia	Muito rápido
> 1,5 m/dia	Rápido
> 1,5 m/mês	Moderado
> 1,5 m/ano	Lento
> 0,006 m/ano	Muito lento
< 0,006 m/ano	Extremamente Lento

3.2.1. Escoamentos

Os escoamentos são representados por deformações ou movimentos contínuos, existindo ou não uma superfície definida ao longo do plano onde a movimentação ocorre. O conceito de escoamento não está associado à velocidade da movimentação da massa de solo, englobando os movimentos lentos, chamados de rastejos, e os movimentos rápidos, conhecidos como corridas.

3.2.2. Rastejos

Rastejos são movimentos descendentes, lentos e contínuos de uma massa de solo. São provocados pela ação da gravidade associados aos efeitos devidos às variações de umidade e temperatura. Não apresentam superfícies nítidas de ruptura, abrangendo, em geral, diversas camadas de solo e rocha (INFANTI Jr.; FORNASARI, 1998).

O fenômeno de expansão e contração da massa de solo provocado pela variação térmica se manifesta em movimento encosta abaixo, em uma

espessura proporcional à atingida pela variação de temperatura. Abaixo dessa profundidade, somente haverá rastejo por ação da gravidade, sem participação de outros agentes, daí resultando uma razão de movimentação constante.

O rastejo se evidencia, muitas vezes, através de indícios indiretos, como mudança na verticalidade de árvores e postes na superfície, deslocamentos de muros e outras estruturas, pequenos abatimentos ou degraus na encosta, como é apresentado na Figura 01.

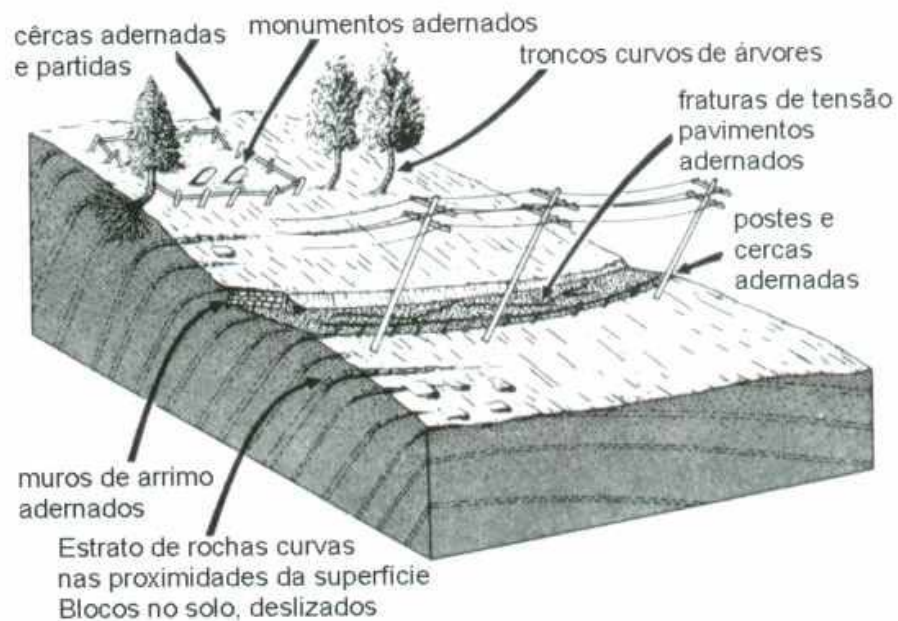


Figura 01 – Rastejo e seus indícios (Bloom, 1988, citado por INFANTI Jr.; FORNASARI, 1998)

Segundo Infanti Jr. e Fornasari (1998), os rastejos podem ter comportamento complexo, avançando com velocidade não uniforme, passando para escorregamento e este, por sua vez, ser seguido por rastejo do material que se deslocou para fora do talude.

Refere-se, também, que mudanças, no teor de umidade de determinado volume de solo pode provocar um deslocamento do centro de gravidade de massa, iniciando o processo de movimentação. Do mesmo modo, rastejos poderão ser interrompidos na estação seca. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

3.2.3. Corridas

Corridas são formas rápidas de escoamento, de caráter essencialmente hidrodinâmico, ocasionadas pela diminuição do ângulo de atrito interno, em virtude da alteração da estrutura quando há água em excesso.

Uma massa de solo, ou de solo e rocha, pode vir a fluir como um líquido, se atingir um certo grau de fluidez, que pode variar de uma massa de elevada densidade e viscosidade até massas com um estado de suspensão tão fluidas quanto às águas barrentas de um rio, que são regidas pelas mecânicas dos sólidos e dos fluidos. Infanti Jr. e Fornasari (1998), caracterizam as corridas pelo grande volume de material mobilizado e pelo extenso raio de alcance que possuem, podendo atingir quilômetros, resultando num grande potencial destrutivo.

As corridas, quando associadas a rupturas de aterros, apresentando greides suaves e depósitos de argila orgânica, têm sido responsáveis por acidentes importantes, como o de Contagem (MG), ocorrido em 1992 e mostrado na Figura 02.

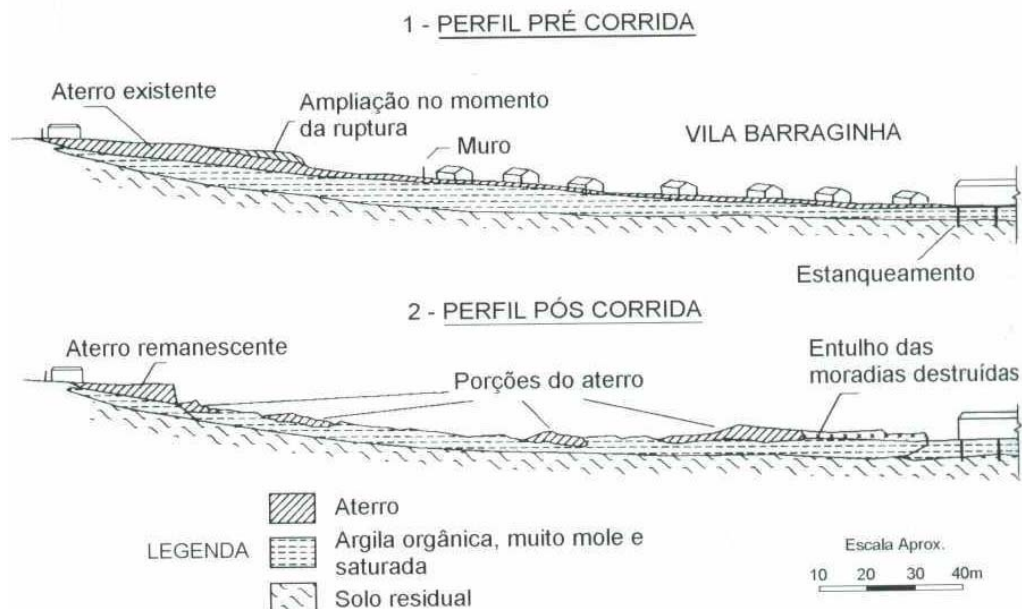


Figura 02 – Perfis pré e pós-corrida de massa em Contagem (MG) Fonte: ABGE

3.2.4 Escorregamentos

Escorregamentos são movimentos rápidos de massa de solo geralmente com volume bem definido, de duração relativamente curta, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude. Segundo Terzaghi (1967), citado por Guidicini e Nieble (1983), a velocidade de avanço de um escorregamento cresce mais ou menos rapidamente, de quase zero a pelo menos 0,30 m/h, decrescendo a seguir até um valor muito pequeno. No entanto, velocidades maiores, de até alguns metros por segundo, podem ser atingidas.

Para que ocorra um escorregamento, é necessário que o fator de segurança (relação entre a resistência média ao cisalhamento e as tensões médias de cisalhamento) na superfície potencial de movimentação tenha decrescido gradualmente de um valor maior que 1 até a unidade, no instante do escorregamento.

Terzaghi analisa a evolução do fator de segurança e do deslocamento do terreno em função do tempo, conforme é apresentado na Figura 03. Está representado, nesta Figura, um processo de rastejo passando a escorregamento. O ponto O da Figura 03(b) representa o instante em que o agente causador do escorregamento começa a atuar. Partindo do princípio que o escorregamento propriamente dito se inicia a partir do ponto a, tem-se que, até se iniciar o fenômeno, a massa de material percorreu a distância vertical OD_1 no tempo t . Esse tempo e esse movimento vertical antes do escorregamento serão tão espaçados quanto mais espessa for a região onde o estado de tensão se aproxima do estado crítico de ruptura. Sendo assim, tem-se uma fase de sinais premonitores que possibilitam a possível detecção da perturbação antes que o escorregamento ocorra.

Verifica-se, na Figura 03(b), que durante a primeira fase do escorregamento, a massa de solo movimenta-se com velocidade acelerada, como pode ser visto no trecho ab da curva de movimentação. Mas, à medida que o escorregamento progride há uma tendência a diminuir as forças que determinam o movimento e a massa vai atingindo posições mais estáveis.

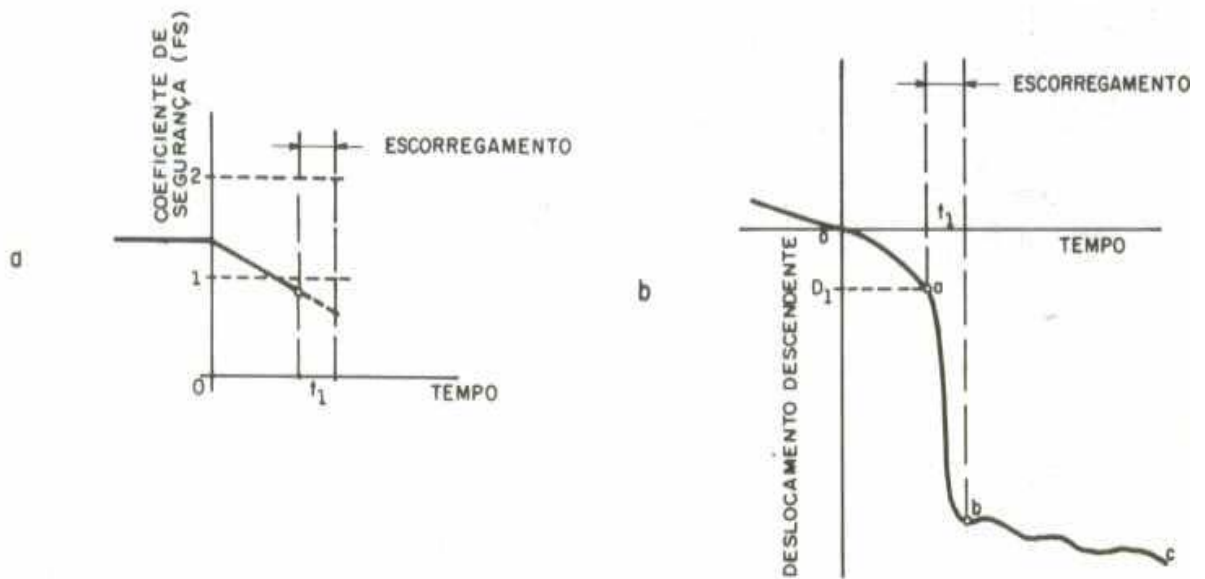


Figura 03 – Variação do movimento devido aos escorregamentos (Terzaghi, 1967, citado por GUIDICINI; NIEBLE, 1983)

A diminuição da resistência ao cisalhamento produzido pelo movimento inicial varia entre mais ou menos 20% para areias pouco soltas e argilas de pequena sensibilidade, atingindo até 90% para areias saturadas muito soltas e argilas moles de grande sensibilidade (Terzaghi, 1967 citado por GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Os diferentes tipos de escorregamento são identificados em função da natureza do material instabilizado e de sua geometria.

3.2.5. Movimentos de blocos rochosos

Este processo consiste no deslocamento de blocos de rocha por gravidade, podendo ser classificado em vários tipos segundo Infanti Jr. e Fornasari (1998), como apresentado na Figura 04.

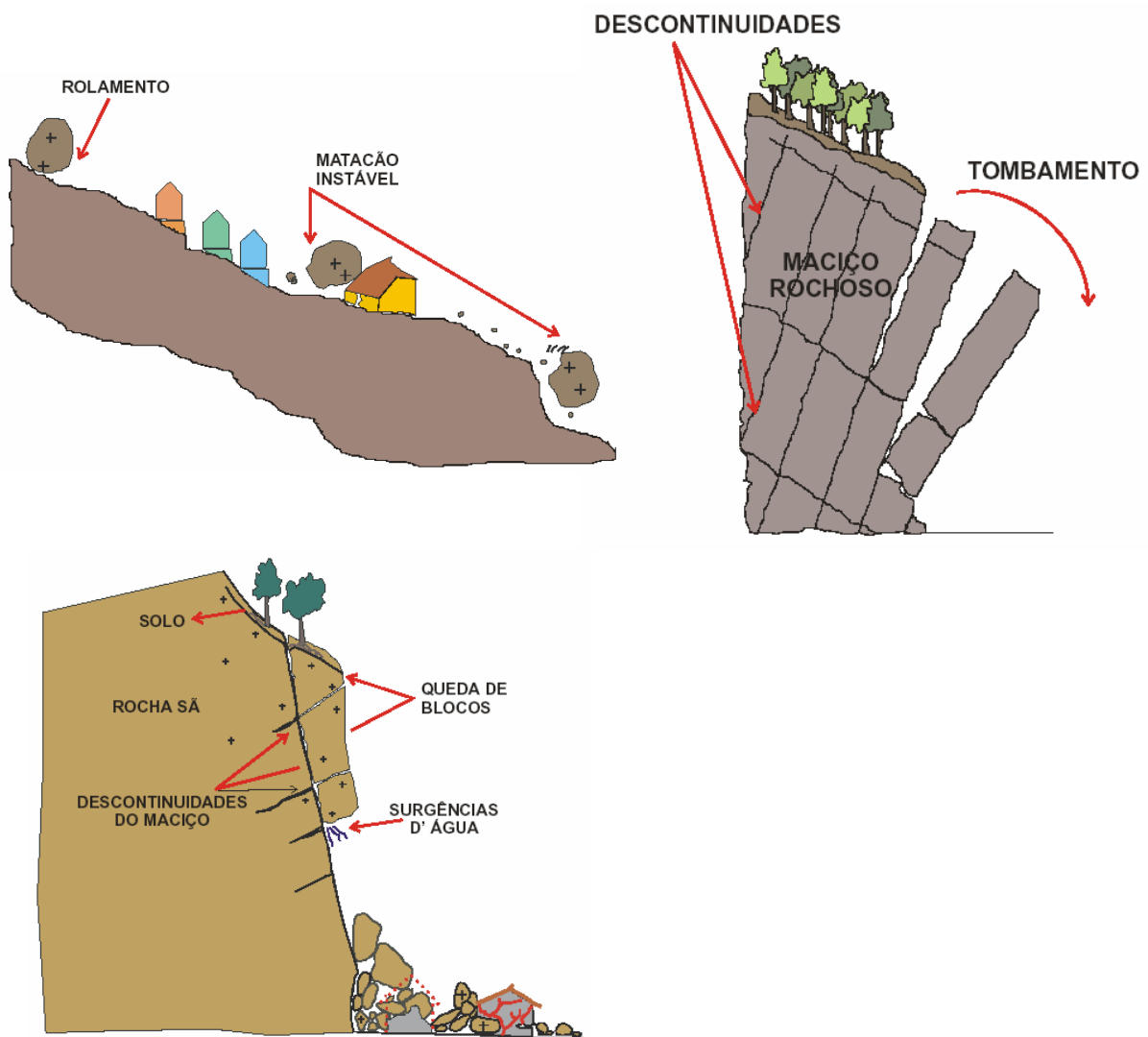


Figura 04 – Tombamento, queda e rolamento de blocos rochosos (Oliveira e Brito, 1998 citado por LIMA, 2002)

- (i) **queda de blocos:** são movimentos do tipo queda livre e envolvem materiais rochosos de diversos volumes;
- (ii) **tombamento de blocos:** consiste na movimentação dada pela rotação dos blocos rochosos, aliado a presença de elevado mergulho nas estruturas do maciço;
- (iii) **rolamento de blocos:** são blocos de rochas que movimentam-se ao longo de superfícies inclinadas. Estes blocos, na maioria das vezes, encontram-se parcialmente fixados a uma matriz terrosa;
- (iv) **desplacamento:** se dá pelo desprendimento de placas de rocha que se formam a partir de estruturas. O desprendimento pode se dar em queda livre ou por deslizamento ao longo de uma superfície inclinada.

3.2.6. Subsidiências e colapsos

Infanti Jr. e Fornasari (1998) definem tais movimentos na deformação ou deslocamento, essencialmente na direção vertical descendente, manifestando-se por afundamentos de terrenos.

A subsidiência propriamente dita, afeta regiões relativamente extensas, e é dada pelo efeito de adensamento ou afundamento de camadas, consequência da remoção de alguma fase sólida, líquida ou gasosa do substrato. O termo subsidiência se diferencia do colapso pela velocidade de movimentação. O colapso corresponde ao movimento mais brusco do terreno (INFANTI Jr.; FORNASARI, 1998).

A ocorrência deste fenômeno dá-se devido a ação erosiva de águas subterrâneas, dissolução de rochas, bombeamento de águas subterrâneas, exploração de depósitos petrolíferos e de gás, trabalhos de mineração, efeito da alteração de sedimentos de turfas em condições anaeróbias, efeito de fusão de massas de gelo enterradas, ação de vibrações sobre sedimentos não consolidados.

A atividade humana modifica a velocidade deste processo devida a alterações das propriedades físico-químicas da água ou na movimentação das águas de subsuperfície em terrenos cársticos.

Um importante caso de colapso ocorrido no Brasil, em 12 de agosto de 1986, na cidade de Cajamar (SP), Segundo Prandini et al. (1990) citado por Infanti Jr. e Fornasari, (1998), houve um afundamento de solo repentino, formando uma cavidade de 10 m de diâmetro e 10 m de profundidade, progredindo rapidamente até atingir 32 m de diâmetro e 13 m de profundidade, destruindo casas e ruas. A Figura 05 apresenta um croqui ilustrativo do desenvolvimento do processo.

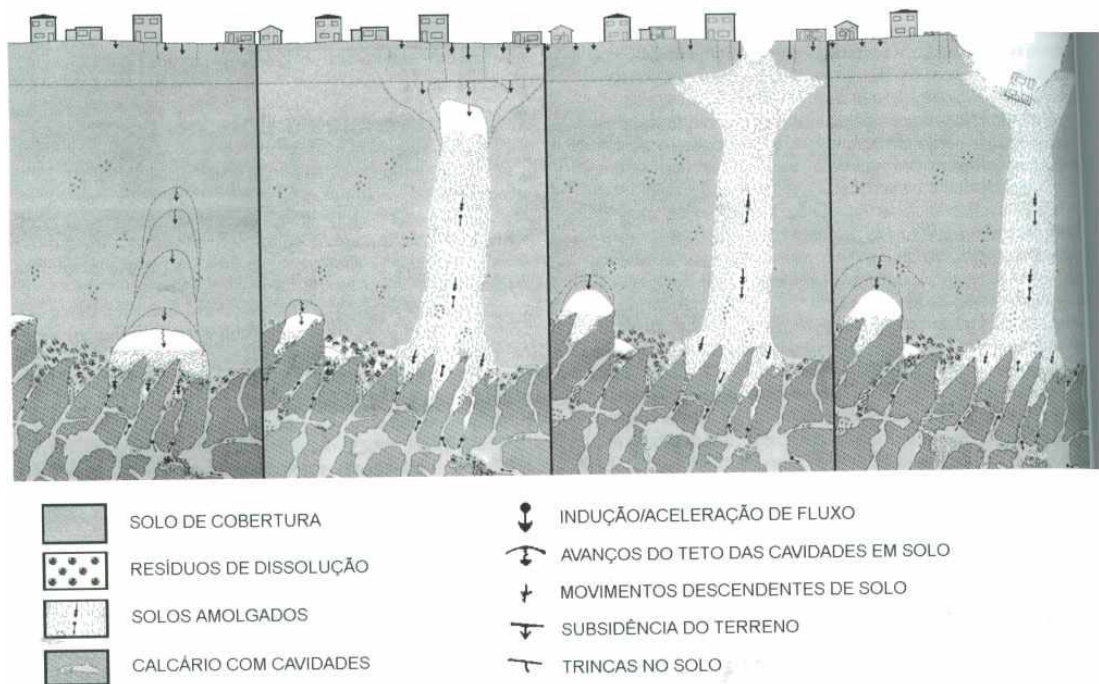


Figura 05 – Desenvolvimento de um colapso (INFANTI Jr.; FORNASARI, 1998).

3.3. Agentes e causas de movimentos de massas

Entende-se por causa o modo de atuação de determinado agente. Por exemplo, o agente água, que pode influenciar na estabilidade de uma determinada massa de material das mais diversas formas.

Ainda na conceituação de agentes, pode-se fazer uma primeira distinção entre agentes predisponentes e efetivos segundo Guidicini e Nieble (1983).

Guidicini e Nieble (1983) define-se agentes predisponentes como sendo o conjunto de condições geológicas, geométricas e ambientais em que o movimento de massa irá ter lugar. Trata-se de um conjunto de características intrínsecas, que é função apenas das condições naturais, não havendo a ação do homem.

Os agentes efetivos são o conjunto de elementos diretamente responsáveis pelo desencadeamento do movimento da massa de solo, incluindo a ação do homem. Esses agentes podem atuar de forma mais, ou menos direta, requerendo deste modo, outra subdivisão em função de seu meio de participação, em preparatórios e imediatos. Entre os agentes efetivos

preparatórios destacam-se: pluviosidade, erosão pela água ou vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação do nível de lagos, marés e do lençol freático, ação humana e de animais, inclusive desmatamento. Entre os agentes efetivos imediatos citam-se chuva intensa, fusão de gelo e neve, erosão, terremotos, ondas, vento, ação do homem entre outros.

Terzaghi (1950), definiu as causas podendo ser separadas dependendo de sua posição com relação ao talude. Deste modo, distingue-se três classes que se subdividem em: causas internas, causas externas e causas intermediárias.

Dentro da conceituação de agentes e causas descritas, Natali (1999) os classificam conforme a Tabela 04, semelhante a classificação de Guidicini e Nieble (1983)

Tabela 04 – Agentes e causas dos escorregamentos

AGENTES/CAUSAS DOS ESCORREGAMENTOS	
PREDISPONENTES	<ul style="list-style-type: none"> Complexo geológico, complexo morfológico, complexo climático-hidrológico, gravidade, calor solar, tipo de vegetação original
AGENTES	<ul style="list-style-type: none"> Pluviosidade, erosão pela água e pelo vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação de nível e lagos e marés e do lençol freático, ação de animais e humana, inclusive desflorestamento
EFETIVOS	<ul style="list-style-type: none"> Chuvas intensas, fusão do gelo e neves, erosão, terremotos, ondas, vento, ação do homem, etc.
IMEDIATOS	

CAUSAS	INTERNAS	<ul style="list-style-type: none"> • Efeito das oscilações térmicas • Redução dos parâmetros de resistência por intemperismo
	EXTERNAS	<ul style="list-style-type: none"> • Mudanças na geometria do sistema • Efeitos de vibrações • Mudanças naturais na inclinação das camadas
	INTERMEDIÁRIAS	<ul style="list-style-type: none"> • Elevação do nível piezométrico em massas “homogêneas” • Elevação da coluna da água em descontinuidade • Rebaixamento rápido do lençol freático • Erosão subterrânea retrogressiva (piping) • Diminuição do efeito de coesão aparente

3.3.1. Causas internas

As causas internas levam a massa de solo ao colapso sem que se verifique qualquer mudança na geometria do talude e que resultam de uma diminuição da resistência interna do material. O aumento da pressão hidrostática, e a diminuição da coesão e do ângulo de atrito interno são exemplos dessas causas.

3.3.2. Causas externas

As causas externas provocam um aumento das tensões de cisalhamento, sem que haja diminuição da resistência do material, como exemplo, pode-se citar o aumento do declive do talude por processos naturais ou artificiais, disposição de material na parte superior do talude, abalos sísmicos e vibrações.

3.3.3. Causas intermediárias

As causas intermediárias de movimentos de massa resultam de efeitos causados por agentes externos no interior do talude, por exemplo, liquefação espontânea, rebaixamento rápido do lençol freático, erosão retrogressiva e diminuição do efeito de coesão aparente.

Essa coesão é uma característica de materiais coesivos, entretanto podem surgir até mesmo em materiais perfeitamente não-coesivos, como areias finas e limpas, quando há presença de água entre os grãos do solo. Isso ocorre por consequência do efeito de pressão capilar. Como essa coesão desaparece completamente após a imersão, ou após secagem, ela é chamada de coesão aparente.

Segundo Terzaghi (1967), citado por Guidicini e Nieble (1983), experiências mostram que a água que percola ao longo de encostas íngremes, durante chuvas intensas, não desloca suficiente quantidade de ar capaz de eliminar a coesão aparente. Entretanto, se a água passar a percolar em grande quantidade e sem interrupção na massa de solo, o ar será expulso, a coesão aparente eliminada e o talude irá entrar em colapso. Um caso de ruptura semelhante ocorre quando taludes íngremes de areia fina ou silte são submersos por ocasião do enchimento de reservatórios artificiais.

3.4. Métodos para cálculos de estabilidade de taludes

Tendo acumulado dados relevantes referentes ao talude, essas informações devem ser processadas para se chegar a uma estimativa sobre a estabilidade do talude estudado. Fazer a análise de estabilidade de um talude significa verificar se ele está estável, por meio da determinação do fator de segurança crítico, associado a uma superfície potencial de deslizamento crítica.

Diante do elevado número de parâmetros envolvidos, a definição em termos absolutos e a interação entre estes dados levam a considerar que uma avaliação precisa da estabilidade não é possível. Porém, uma avaliação quantitativa da estabilidade deve ser feita, de modo que forneça ao menos um número relativo, tomado como **fator de segurança**, que servirá de base para

uma melhor compreensão do comportamento e da suscetibilidade do talude devido a mudanças de parâmetros que definem a estabilidade.

Os estudos através dos modelos físicos fornecem informações quantitativas, não passando de modelos geométricos, onde não são consideradas todas as combinações possíveis.

Os modelos matemáticos são aplicados a problemas de sistemas descontínuos e tridimensionais simples. Finalmente o método de equilíbrio-limite, que vem sendo utilizado nas últimas décadas, que se baseia em manter as muitas variáveis e hipóteses envolvidas o mais simples possível, principalmente quanto aos elementos geométricos e hidro-geológico-geotécnicos envolvidos, mesmo que em nenhum caso se devam simplificar as hipóteses referentes à superfície potencial de ruptura considerada.

Como diversos outros setores da engenharia, algumas suposições devem ser admitidas para possibilitar a solução de um problema. Segundo Massad (2003), os métodos de equilíbrio-limite, para serem válidos, assumem algumas suposições em relação ao solo. São elas:

- (i) O solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente sem se deformar;
- (ii) As equações de equilíbrio estático são válidas até a eminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico;
- (iii) O coeficiente de segurança é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

3.4.1 Ruptura circular

Nos taludes de maciços naturais ou de aterros onde não se verifica o aparecimento de camadas ou características mecânicas altamente contrastantes, muitas vezes a superfície de deslizamento apresenta-se aproximadamente como arcos de circunferência.

Tais análises são realizadas no plano bidimensional. Os esforços solicitantes e resistentes neste tipo de análise são apresentados na Figura 06.

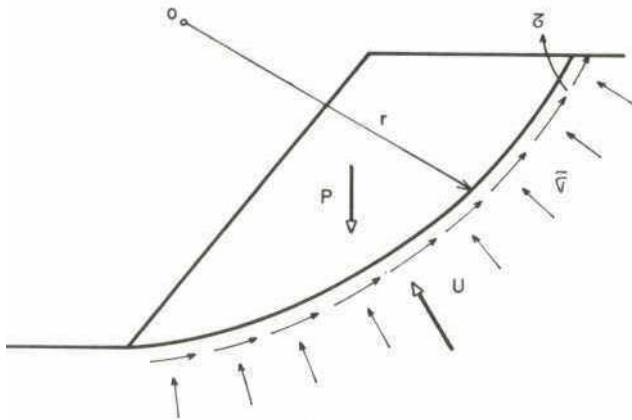


Figura 06 – Relação de forças na análise de ruptura circular (GUIDICINI; NIEBLE, 1983)

Em que:

r = raio da superfície de ruptura

P = peso próprio do material

U = resultante das pressões neutras atuantes na superfície de ruptura

$\bar{\sigma}$ = tensão normal efetiva distribuída ao longo da superfície de ruptura

τ = tensão de cisalhamento distribuída ao longo da superfície de escorregamento

Nessas situações, as análises de equilíbrio da massa deslizante ficam simplificadas por meio da divisão em fatias dessa massa.

O coeficiente de segurança total convencional é definido em termos de momentos em relação ao centro do círculo, dado por:

$$F = \frac{M_R}{M_S}$$

Onde M_R é o momento das forças que se opõem ao deslizamento, ou seja, as forças resistentes ao movimento, e M_S o momento que tende a provocar o deslizamento.

3.4.2 Método do talude infinito

Este método é utilizado para taludes com grandes extensões, onde a relação entre comprimento (L) e altura (H) sejam $L/H > 10$. Além das hipóteses pertinentes aos conceitos de equilíbrio limite plástico, outras hipóteses devem ser admitidas, como:

- (i) Solo homogêneo com percolação definida por linhas de fluxo paralelas ao terreno;
- (ii) Todas as forças laterais são iguais;
- (iii) Superfície de ruptura planar;
- (iv) A resistência das bordas na resistência do conjunto é desconsiderada.

3.4.3. Método de Culman

Segundo Lima (2002), o método de Culmann possui uma melhor aplicabilidade em taludes homogêneos, com inclinação próxima de 90° . Adota como hipótese, uma massa de solo homogênea e que a superfície de ruptura é planar, passando pelo pé do talude.

As forças atuantes são o peso da cunha, a coesão e a força de atrito.

3.4.4. Método de Fellenius

Desenvolvido por Fellenius, este método baseia-se na análise estatística do volume de material situado acima de uma superfície potencial de escorregamento de seção circular, de modo que este volume seja dividido em fatias, ou lamelas verticais.

Na maioria das vezes os taludes são formados por várias camadas de solos com características diferentes. Deste modo, torna-se complexa a determinação dos esforços atuantes sobre a superfície de ruptura. E para superar essa dificuldade, divide-se a provável cunha de ruptura em lamelas ou fatias.

Parte das hipóteses de uma superfície de ruptura circular onde a resultante das forças laterais de uma fatia qualquer, na direção normal à base da mesma, é

considerada nula e que a resultante das forças entre as fatias, em cada uma delas é paralela a sua base.

O fator de segurança do método de Fellenius é função do momento resistente e o momento instabilizador.

3.4.5. Método de Janbu

O método de Janbu, satisfaz ao equilíbrio de força e de momento e pode ser aplicado tanto a superfícies circulares quanto não-circulares.

Utilizados para solos não-homogêneos e com uma superfície de ruptura qualquer, as forças laterais assumidas neste método, são horizontais para todas as lamelas e os fatores de segurança são usualmente considerados baixos quando calculados por métodos que satisfazem todas as condições de equilíbrio.

3.4.6. Método de Spencer

O método de Spencer apresenta uma superfície de ruptura circular ou qualquer, e pode ser aplicado a qualquer tipo de solo. Assume que as forças entre lamelas são paralelas entre si, considerando-se que a força resultante atua no centro da base da fatia e forma, com a horizontal, um ângulo de inclinação constante.

Este método fornece valores muito próximos ao método de Bishop Modificado, por isso é pouco utilizado para superfícies de ruptura circular uma vez que é um método extremamente trabalhoso e utilizado apenas por programas computacionais, apesar de haver alguma simplificação quanto à consideração das forças interlamelares.

3.4.7. Método de Bishop

O Método de Bishop também pode ser aplicado a qualquer tipo de solo. Este método considera a interação entre as lamelas, uma superfície de ruptura curva e satisfaz as condições de equilíbrio de forças e de momentos.

A hipótese assumida neste método para suprir a indeterminação estática é que o somatório da diferença entre as forças cisalhantes totais que atuam sobre uma lamela é zero.

Uma variação deste método, conhecido como Método de Bishop Simplificado, admite que o somatório da diferença entre as forças horizontais entre as lamelas também seja zero.

3.4.8 Método de Morgenstern-Price

Este método considera na análise o equilíbrio de forças normais e tangenciais agindo sobre a fatia bem como o equilíbrio dos momentos que atuam nestas. A indeterminação estática no método de Morgenstern-Price é solucionada através da hipótese de que as forças tangenciais podem ser escritas como função das forças normais que atuam sobre cada fatia.

De todos os métodos que assumem os conceitos de equilíbrio plástico limite, o método de Morgenstern-Price é considerado como o mais rigoroso, visto que este, não faz nenhuma definição arbitrária da localização e do valor das forças que atuam entre as lamelas.

Para realizar a análise da estabilidade por este método é necessário que se efetuem os cálculos em programas computacionais, devido sua extensa formulação matemática.

3.5. Processos de estabilização de encostas

A melhoria ou o reforço das características originais de um maciço geológico é feito através do emprego de diversos processos e técnicas. Assim os processos de estabilização de encostas constituem-se na adoção de procedimentos que modificam algumas características ou propriedades dos taludes, com vistas a adequá-los às situações impostas e garantir sua estabilidade.

Diversos tipos de processos podem ser aplicados para estabilizar uma determinada encosta. A seleção do tipo mais adequado depende do benefício obtido, em geral avaliado por meio de um acréscimo no fator de segurança da estabilidade do maciço terroso ou rochoso e do custo da solução.

Por representar um investimento relativamente pequeno, preservar o sistema natural de proteção é, sem dúvida, a melhor opção em relação à adoção de outros métodos de estabilização e estruturas de contenção em encostas de grande extensão e elevado volume de terra.

A utilização de estruturas de contenção na estabilização de encostas torna-se inevitável quando se depara com taludes à beira de um colapso, principalmente quando oferecem alto risco sócio-econômico-ambiental. Em último caso, uma forma de lidar com esses processos de instabilização de encostas, é o abandono parcial ou total da área, porém na maioria das vezes geram conflitos sociais e não é bem aceito pela população.

Os processos de contenção aqui apresentados podem ser agrupados em dois grandes temas segundo Cunha (1991):

- (i) sem estrutura de contenção, que inclui retaludamento, drenagem e proteção superficial;
- (ii) com estrutura de contenção, como muros de gravidade e obras de estabilização de blocos e rochas;

3.5.1. Obras sem estrutura de contenção

3.5.1.1. Retaludamento

Os retaludamentos de encostas e taludes são obras caracterizadas por alterações na geometria do problema. Estas obras podem abranger desde porções restritas de encostas até modificações em todo o perfil do talude. O grau de compactação, as inclinações e alturas finais do talude devem ser definidos em projeto, elaborados a partir de estudos geológico-geotécnicos do local e de cálculos de estabilidade.

(i) Cortes

Compreendem a escavação dos materiais constituintes do aterro natural, de acordo com as especificações de projeto.

Plataformas intermediárias, denominadas bermas, devem ser construídas juntamente com um sistema de drenagem e proteção superficial nos taludes visando impedir um percurso longo das águas pluviais sobre o talude.

A Figura 07 mostra uma ilustração esquemática de uma obra de retaludamento através de cortes na massa de solo.

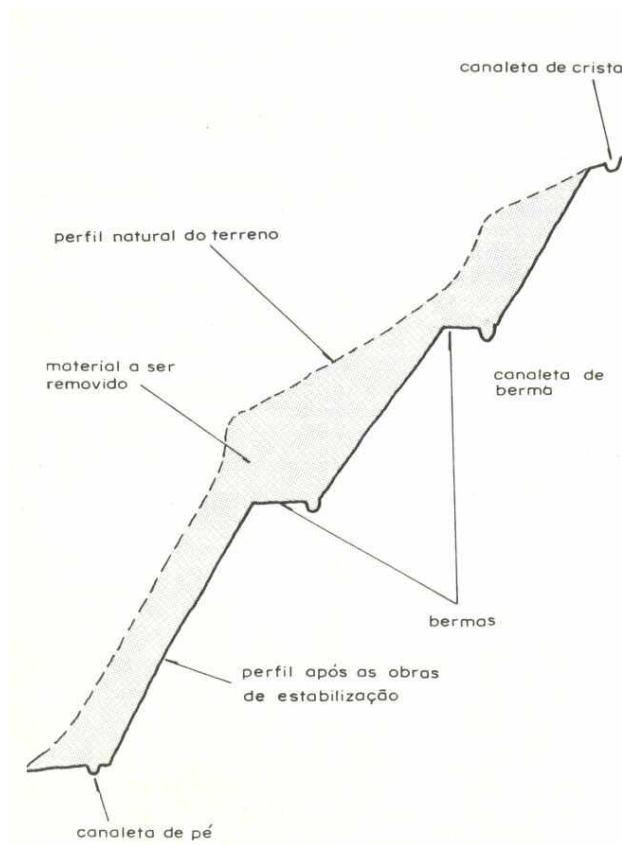


Figura 07 – Esquema de um retaludamento de uma encosta (CUNHA, 1991)

(ii) Aterros compactados

Consiste na compactação de um solo em local previamente preparado. A compactação permite aplicar ao aterro características adequadas de resistência, deformabilidade e permeabilidade (Figura 08).

Deve-se atentar para a adequabilidade dos solos das áreas de empréstimo de acordo com o tipo de obra. Após a conclusão do aterro compactado, devem ser implantadas, como nos cortes, obras de drenagem e proteção superficial do talude.

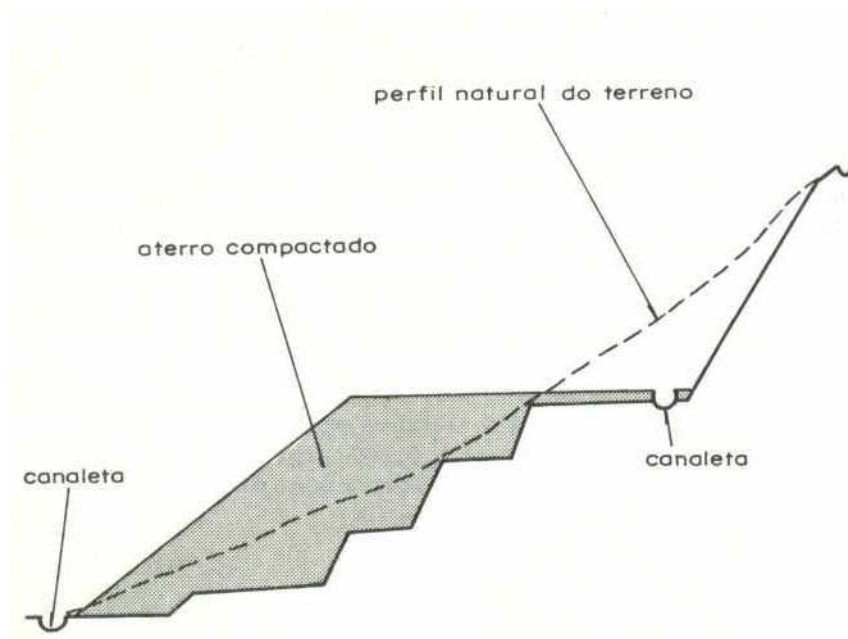


Figura 08 – Aterro compactado (CUNHA, 1991)

3.5.1.2. Drenagem

As obras de drenagem têm por finalidade captar e conduzir convenientemente as águas superficiais e subterrâneas de uma encosta, com vistas a evitar a ocorrência de erosões e escorregamentos. Este procedimento é um dos mais importantes para fins de proteção de encostas.

A preocupação com a drenagem deve estar presente em todas as obras de contenção como medida complementar, pois garante uma redução dos esforços a serem suportados pela estrutura, devido à ação da água. Há situações em que a correta drenagem do maciço pode ser em si, a obra principal, o que propicia a estabilidade necessária.

As obras de drenagem podem ser classificadas, segundo sua localização e finalidade, em três subgrupos, segundo (CUNHA, 1991):

(i) Drenagem superficial: são canais abertos e revestidos por uma fina camada impermeável. Pode ser de asfalto, argamassa, concreto ou pré-fabricada. O revestimento tem por finalidade impedir a erosão da canaleta e a

infiltração, além de facilitar o escoamento da água, exigindo, porém, constante manutenção (Figura 09).

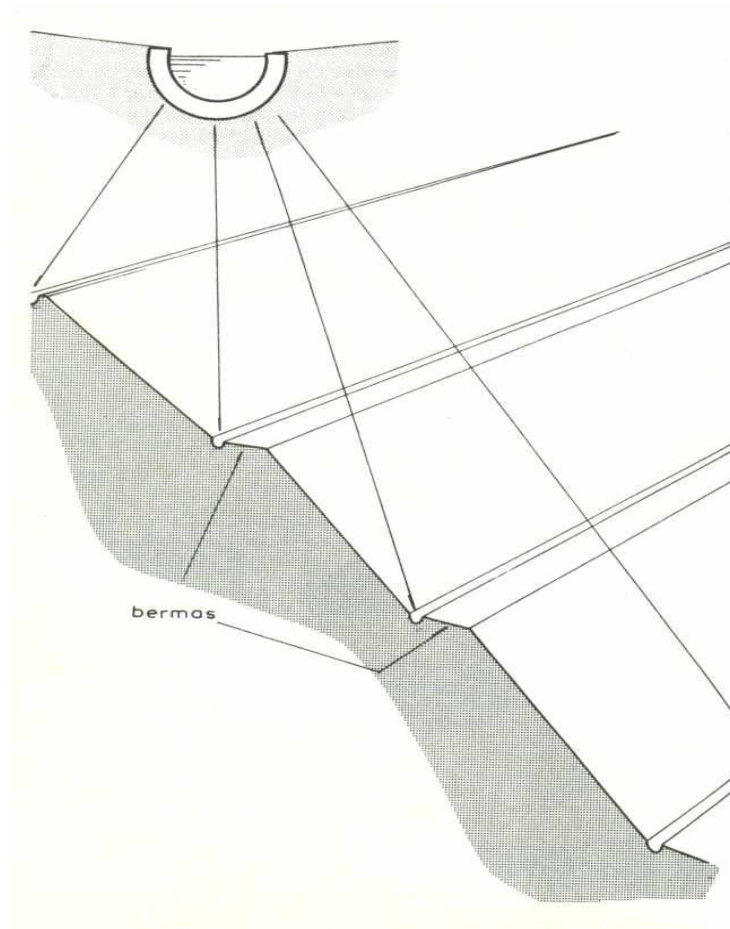


Figura 09 – Drenagem superficial (CUNHA, 1991)

(ii) Drenagem subterrânea: são valas preenchidas com material drenante, ou tubos enterrados cuja finalidade é interceptar, coletar e escoar a água subterrânea, com o intuito de evitar a saturação da base dos aterros ou dos taludes em cortes (Figura 10).

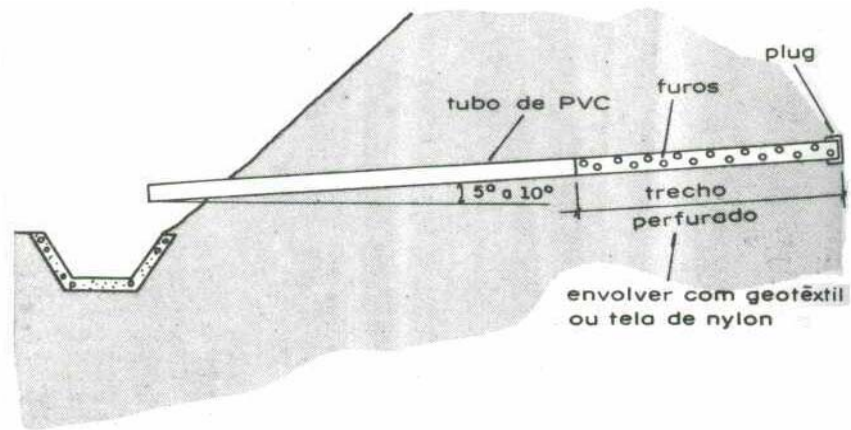


Figura 10 – Drenagem subterrânea (CUNHA, 1991)

(iii) Drenagem de estruturas de contenção: são tubos horizontais curtos (cerca de 1,5 m) instalados em estruturas de contenção para coletar águas subterrâneas dos maciços geológicos situados a montante. Assim o nível do lençol freático reduz, diminuindo o empuxo hidrostático sobre a estrutura. Podem também, ser utilizados como saídas de drenos existentes atrás das estruturas de contenção (Figura 11).

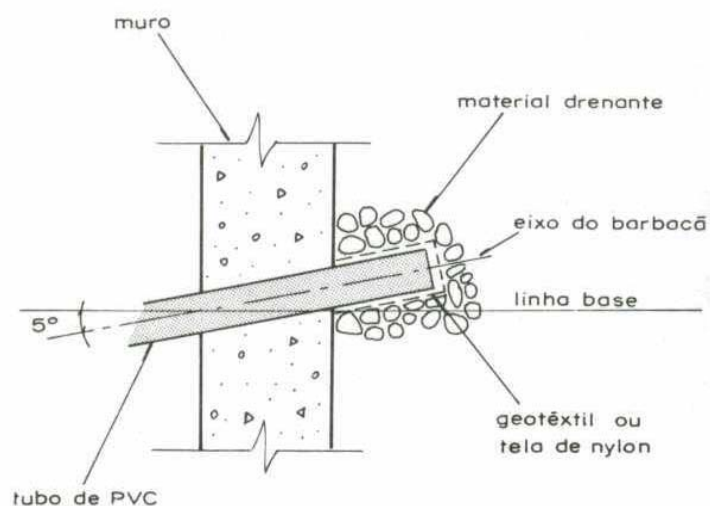


Figura 11 – Drenagem de estruturas de contenção (CUNHA, 1991)

3.5.1.3. Proteção superficial

Essas obras exercem um importante papel na estabilização de encostas. Sua função é basicamente impedir a formação de processos erosivos e diminuir a infiltração de água no maciço.

A proteção superficial de uma encosta natural ou de um talude pode ser executada tanto com materiais naturais quanto artificiais. Entretanto, sempre que possível, devem ser utilizadas as soluções através de materiais naturais, por serem, em geral, mais econômicos e possuírem melhores condições estéticas e hidrológicas.

(i) Proteção superficial com materiais naturais

a) Revestimento vegetal

De maneira simplificada, a recomposição da vegetação tem como principais funções, aumentar a resistência dos solos através da presença de raízes, protegê-lo contra a erosão e reduzir a infiltração da água no solo.

O uso desse processo é recomendado para a proteção da superfície de taludes naturais, de corte e aterros. O plantio pode ser feito por semeadura, hidrosemeadura, mudas ou através de grama em placas.

Tanto a técnica de plantio, quanto o tipo de vegetação que melhor se adapta ao talude dependem de fatores como solo, inclinação do talude e condições climáticas.

Castelo e Polido (1986), citado por Luís (2000), consideram o efeito do revestimento vegetal na estabilidade de encostas, lembrando que:

- (i) devido a sucção realizada pelas raízes os mecanismos de drenagem profunda tornam-se mais eficiente, resultando na redução da poropressão;
- (ii) redução do impacto direto da água no solo;
- (iii) em casos de escorregamento, ocorre um amortecimento de terra situado a montante;
- (iv) reforço mecânico da massa de solo devido a ação das raízes, contendo a erosão superficial provocada pela água das chuvas e pela ação do vento.

No que se refere ao sistema radicular, Guidicini e Nieble (1983) descrevem seu efeito mecânico e hidráulico como sendo de grande importância para estabilização do solo. Estes efeitos são descritos da seguinte forma:

(i) o aspecto mecânico manifesta-se diretamente aumentando substancialmente a resistência mecânica dos solos, através da estruturação e indiretamente, como distribuidor das tensões originadas em pontos críticos nas encostas, através da malha formada pela ramificação das raízes;

(ii) o aspecto hidráulico manifesta-se no desvio, e/ou redução da infiltração efetiva no maciço, e indiretamente, como parte da ação biológica, o sistema promove a sucção, com dois efeitos favoráveis: criação de poropressões negativas, aumentando assim a coesão do solo e, finalmente, subtraindo parte da água destinada a infiltração efetiva no maciço.

b) Outros tipos de proteção natural

Cunha (1991) descreve ainda, métodos alternativos de proteção natural que podem ser utilizados com o mesmo propósito dos citados anteriormente, porém estes métodos não são tão difundidos quanto os outros.

Selos de solo argiloso: são usadas, para o preenchimento de sulcos de erosão, trincas e fissuras, em associação com outros tipos de proteção superficial, normalmente, as coberturas vegetais (Figura 22);

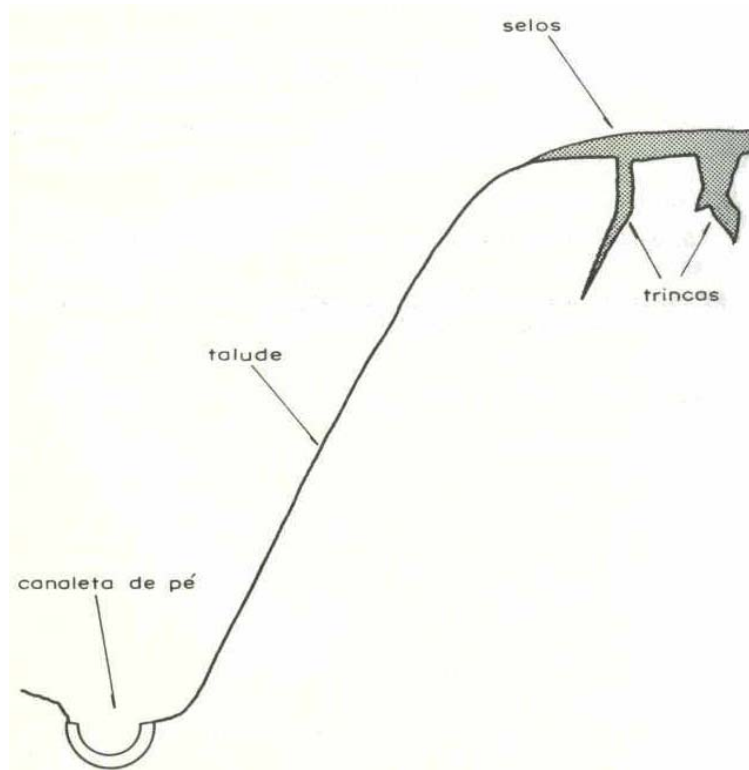


Figura 12 – Selos de solo argiloso (CUNHA, 1991)

Gabião-manta: Consiste em uma malha metálica, na forma de manta, preenchida por pedras. Para proteção superficial, o gabião-manta apresenta vantagens quanto à possibilidade de utilização de material local e capacidade autodrenante (Figura 13).

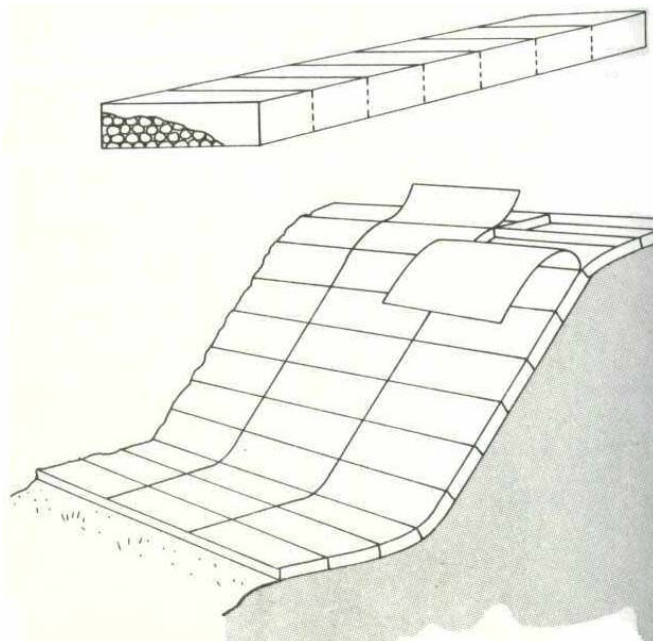


Figura 13 – Gabião-manta (CUNHA, 1991)

(ii) Proteção superficial com materiais artificiais

a) Impermeabilização asfáltica

Consiste na aplicação de uma fina camada de asfalto no talude. Tem como função proteger os taludes e bermas da erosão provocada pelo escoamento superficial das águas pluviais e evitar sua infiltração no maciço (Figura 14).

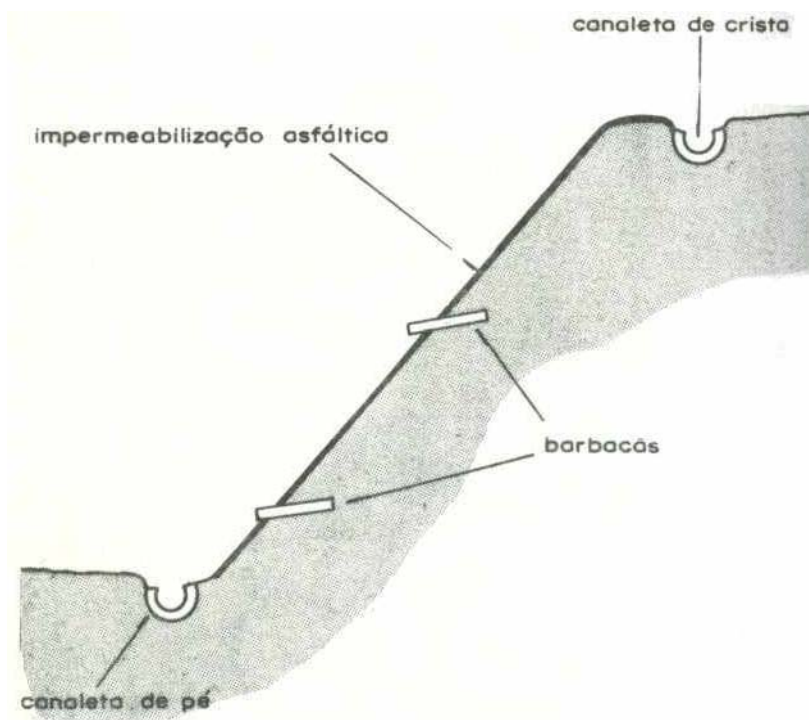


Figura 14 – Impermeabilização asfáltica (CUNHA, 1991)

b) Solo-cal-cimento

Embora esta técnica seja praticamente desconhecida no Brasil, a proteção solo-cal-cimento é amplamente difundida em outros países. Este tipo de proteção, que o próprio nome define, apresenta desvantagens de natureza estética e ambiental, e seu emprego como obra permanente necessita de uma avaliação específica em cada caso.

c) Argamassa

Consiste na aplicação de uma cobertura de argamassa de cimento e areia, formando um tipo de proteção superficial eficiente e que exige pouca manutenção. Apresenta um custo relativamente elevado.

d) Tela

Este processo se baseia na utilização de uma tela metálica fixada a superfície do talude através de chumbadores, em locais onde existe risco de queda de pequenos blocos (Figura 15).

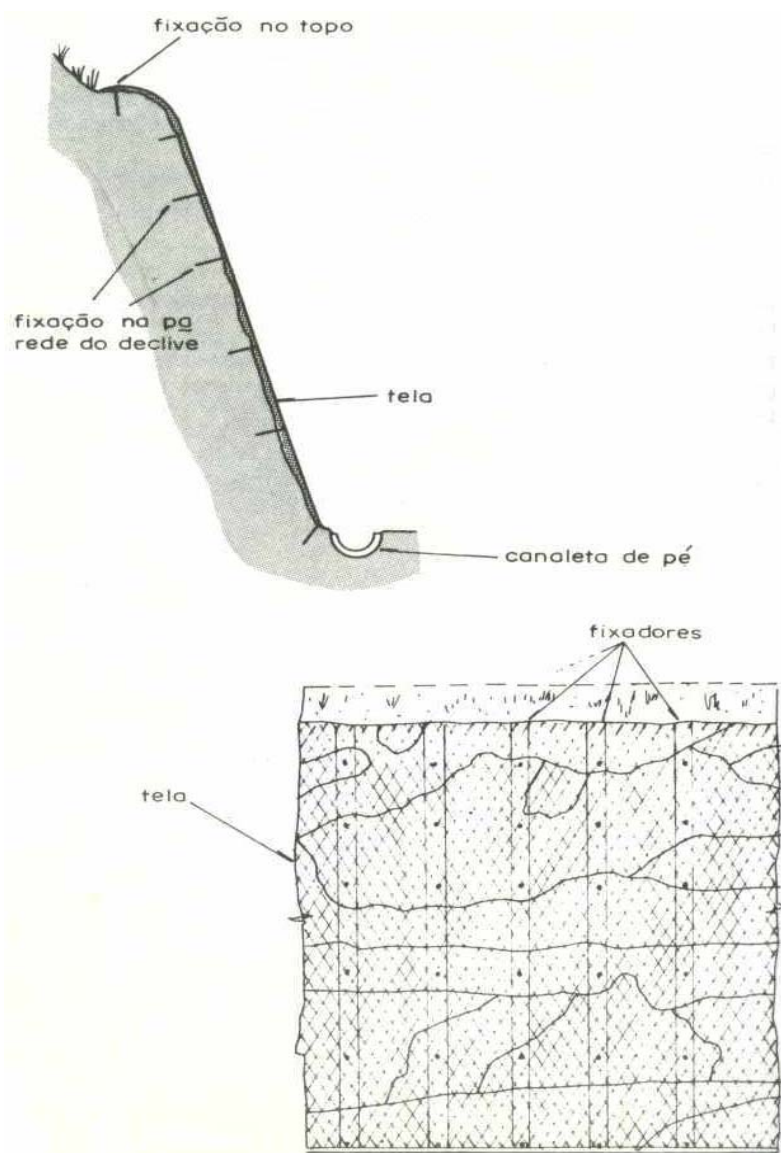


Figura 15 - Tela (CUNHA, 1991)

e) Tela e gunita

Cunha (1991) descreve este processo como uma evolução da aplicação da argamassa, com o objetivo de operacionalizar sua execução, com vistas a obter maior rendimento. Consiste em um malha metálica, presa à superfície por

chumbadores e pinçadores, sobre a qual se lança a argamassa de cimento e areia (gunita), com espessura de 3 a 5cm .

3.5.2. Obras com estrutura de contenção

3.5.2.1. Muros de gravidade

Este método de contenção utiliza o peso próprio do muro para suportar os esforços do maciço, e dentro deste grupo, existem vários outros tipos de obra cujo princípio de funcionamento é o mesmo.

Os muros de gravidade são utilizados preferencialmente para solicitações menores. À medida que os esforços solicitantes vão aumentando, o custo da obra é proporcionalmente maior. Aumentam também o espaço necessário para implantação da base do muro e a tensão imposta ao solo da fundação.

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 do solo.

Os muros de gravidade convencionais podem ser de diversos tipos, segundo o material que o constitui. Por exemplo:

(i) Muro de pedra seca: consiste em pedras arrumadas manualmente. Recomenda-se seu uso para contenção de taludes inferiores a 1,5 m de altura. Contudo, é de fácil construção, não requer mão-de-obra especializada, baixo custo e possui capacidade autodrenante, evitando assim a ação de poropressões contra o muro (Figura 16).

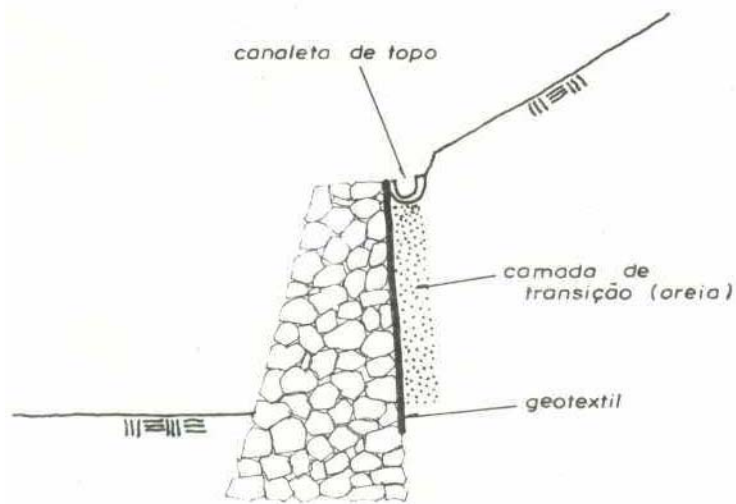


Figura 16 – Muro de pedra seca (CUNHA, 1991)

(ii) **Muro de pedra argamassada:** semelhante ao muro de pedra seca, esta estrutura se diferencia apenas pelos vazios serem preenchidos com argamassa de cimento e areia, assim atribuem maior rigidez a estrutura, possibilitando seu uso na contenção de taludes com até 3 m de altura (Figura 17).

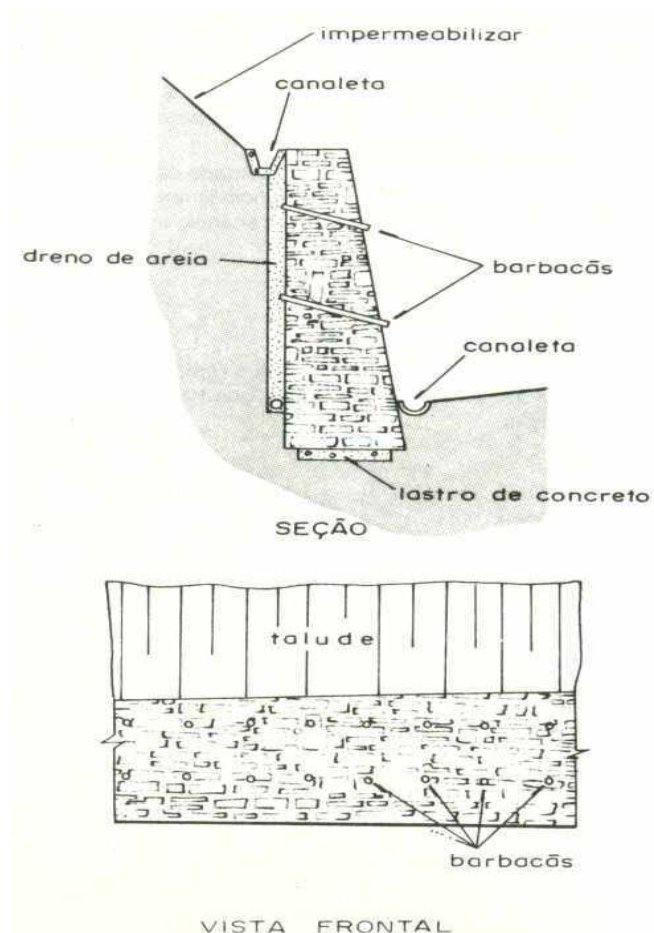


Figura 17 – Muro de pedra Argamassada (CUNHA, 1991)

(iii) Muro de gabião-caixa: consiste em um conjunto de caixas formada por uma tela metálica e preenchida com pedras. Suas principais vantagens são a capacidade autodrenante; facilidade de implantação em locais de difícil acesso; baixa rigidez; adaptação às condições de fundações deformáveis, inadmissível no caso de muros rígidos (Figura 18).

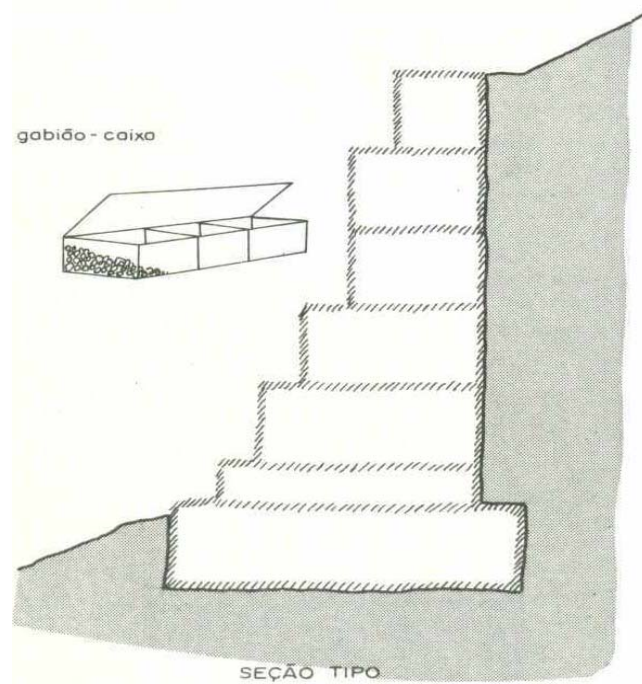


Figura 18 – Muro de Gabião-caixa (CUNHA, 1991)

(iv) Muro de concreto ciclópico: esta estrutura é constituída de concreto e agregados de grandes dimensões, sua execução baseia-se no preenchimento de uma forma com concreto e blocos de rocha (Figura 19).

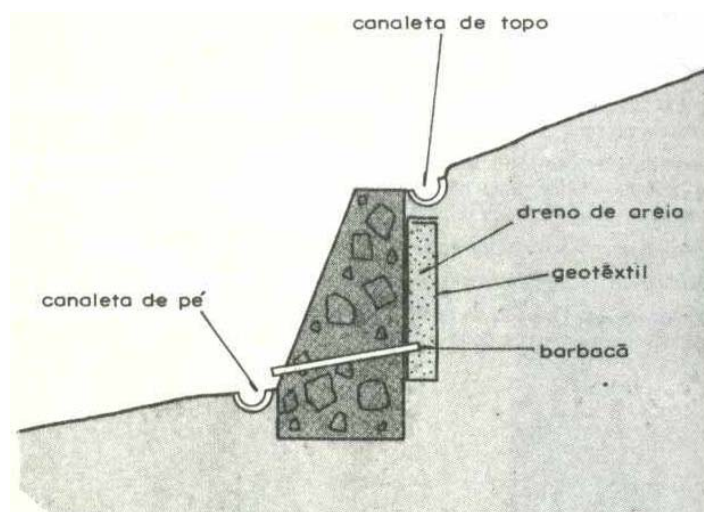


Figura 19 – Muro de concreto ciclópico (CUNHA, 1991)

(v) Muro de concreto armado: Este tipo de obra exige levantamentos e estudos detalhados, custos mais elevados para implantação, assim como mão-de-obra especializada. Seu emprego é praticamente irrestrito, podendo ser usado para qualquer tipo de solicitação ou necessidade

3.5.2.2. Estabilização de blocos

Os processos de estabilização de blocos dependem dos fatores físicos que provocam sua queda. Estas obras podem ser realizadas através do calçamento ou ancoragem dos blocos instáveis por chumbadores ou tirantes, montantes de concreto engastado em rocha sã ou pelo arranjo de pequenos blocos.

Se o processo de instabilização encontrar-se em estado muito avançado, ou quando houver grande número de blocos na ameaça de queda, a alternativa mais viável é o desmonte, que deve ser executado por uma equipe qualificada.

3.5.2.3. Outras obras de contenção

Neste tópico serão apresentadas obras que, apesar de serem utilizadas com certa freqüência, possuem um custo relativamente elevado e exigem projetos específicos para seu perfeito dimensionamento e implantação, assim a opção por qualquer uma delas deve ser reservada para situações peculiares quando, por exemplo, não for possível adotar as soluções apresentadas anteriormente.

(i) Atirantamentos

Os tirantes são fios, barras ou tubos de aço desenvolvidos para conter massas de solo ou blocos de rocha. Uma das extremidades do tirante é fixada numa região estável do maciço por meio de injeção de cimento que formará o bulbo de ancoragem. A outra extremidade, externa, é fixada a um painel de concreto armado, provido de drenos.

No caso de uma contenção de grandes massas de solo, utilizam-se cortinas atirantadas, formadas por um conjunto de tirantes (Figura 20). Seu principio de funcionamento é basicamente o mesmo dos tirantes isolados

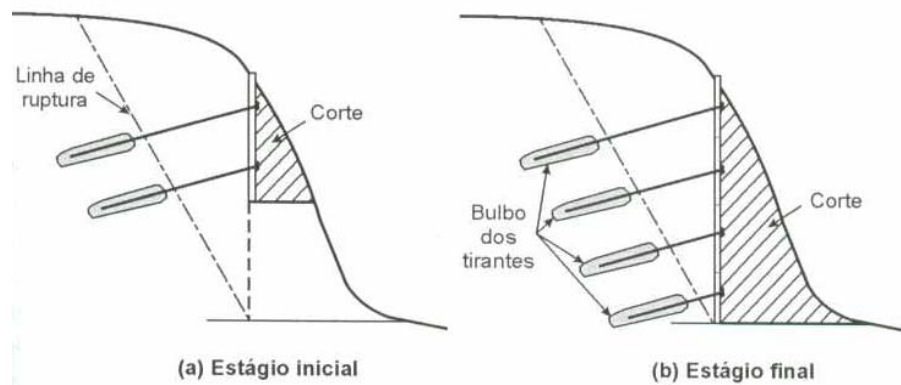


Figura 20 – Cortina atirantada (MASSAD, 2003)

(ii) Aterros reforçados

Essas obras consistem na introdução de elementos no maciço terroso visando aumentar as características de resistência do mesmo. Uma vez solicitadas, essas estruturas passam a trabalhar em conjunto com o solo compactado.

O reforço de aterros pode ser feito com geotêxteis ou elementos metálicos. Os maciços em terra armada são compostos pela associação de solo compactado em camadas e armaduras, completada por uma parede externa flexível.

4. Metodologia

Este tópico refere-se ao procedimento adotado nesta pesquisa para analisar a estabilidade de um talude de corte no município de Ponte Nova – MG e, assim, propor soluções de engenharia com vistas a reduzir a instabilização da mesma.

4.1. Caracterização da área

Do ponto de vista geográfico, o distrito sede do município de Ponte Nova localiza-se a 20°25' de latitude Sul e a 42°55' de longitude Oeste. Situado na Zona da Mata Mineira, na microrregião da mata de Ponte Nova, o município abrange uma área de 471,07 km² e possui altitude média de 430m, estando inserido na Bacia Hidrográfica do Rio Doce, especificamente na sub-bacia do Rio Piranga. A Figura 21 mostra a localização geográfica do município de Ponte Nova.

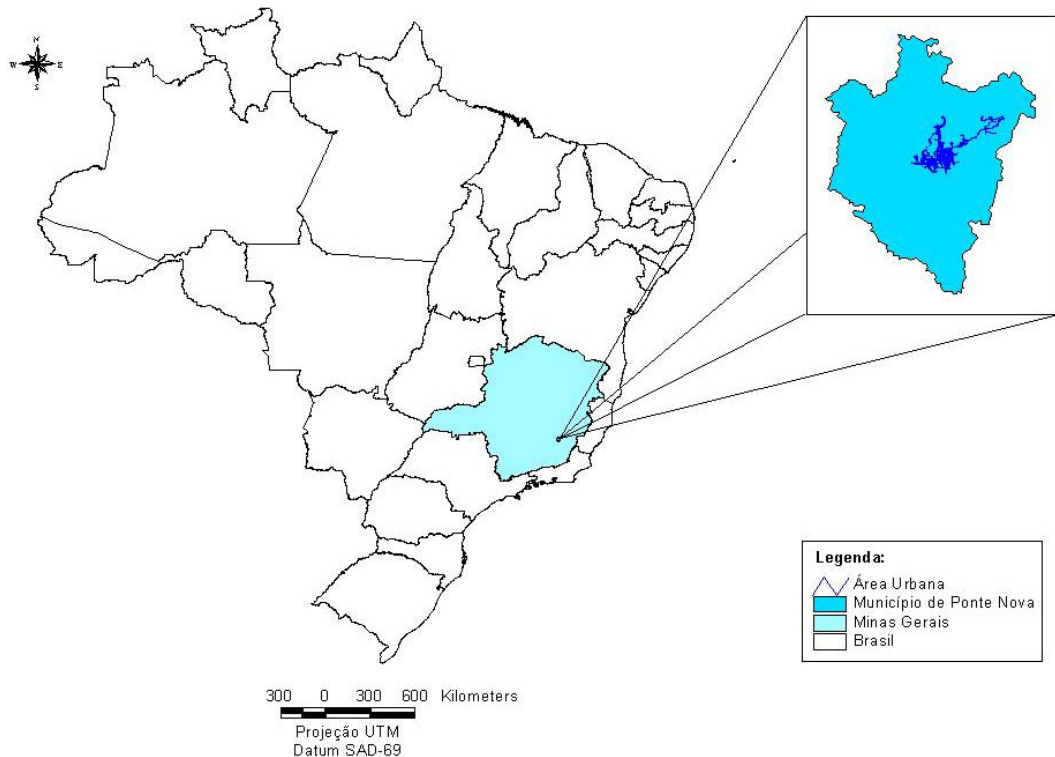


Figura 21 – Localização do Município de Ponte Nova, MG

A região do município de Ponte Nova é ocupada pela Floresta Tropical Atlântica. As formações vegetais nativas, que deram nome à Zona da Mata, podem ser observadas apenas através de remanescentes florestais, que se distribuem esparsamente por toda a região, principalmente em topos de morro.

A cobertura vegetal da área encontra-se bastante descaracterizada, predominando a ocorrência de partes antropizadas.

O relevo do município de Ponte Nova apresenta segundo o IBGE, 20% de suas áreas planas, 60% onduladas e 20% montanhosas.

O desmatamento, com vistas ao aproveitamento da terra para cultura agrícola, reduziu consideravelmente a cobertura florestal originária. As remanescentes, ainda hoje se encontram degradadas sob a forma de matas secundárias, capões e capoeiras. Em decorrência deste processo de desmatamento, as principais formas de movimentos de massa na região são as planares, caracterizadas pelos rastejamentos e deslizamentos de terra, ocorrendo freqüentemente nas vertentes cobertas por pastagem. (PLEDS, 2003).

A zona urbana, com aproximadamente 29,94 km², apresenta uma característica comum às das cidades da Zona da Mata Mineira, conformada pelos seus relevos acidentados e uma ocupação desordenada.

O município de Ponte Nova vem sofrendo freqüentemente com a ação das chuvas. Em épocas de elevado nível de precipitação, grande parte da população é atingida por inundações e acidentes geológicos-geotécnicos, causando desabamentos de residências, de comércios e alagamentos de áreas extensas. Com isso, grandes prejuízos econômicos e sociais são registrados sistematicamente em todo município, tanto na área urbana, quanto na rural.

Os problemas de erosões na zona urbana se apresentam de forma acentuada, uma vez que a ocorrência de desabamentos e voçorocas vêm sendo constantemente observados, além da existência de regiões que apresentam características preocupantes no que diz respeito ao assentamento urbano.

O talude, alvo deste trabalho, localiza-se na Rua Cristiano Freitas de Castro, no bairro conhecido como CDI, em Ponte Nova, MG. A Figura 22 mostra uma vista panorâmica da área de estudo com indicação da encosta em análise.



Figura 22 – Vista geral do talude

Embora a administração municipal tenha tomado algumas medidas na tentativa de estabilizar o talude, estas não alcançaram o sucesso necessário.

Segundo a Folha de Ponte Nova (14/11/2003), jornal de circulação local, no dia 07 de novembro de 2003, houve um deslizamento de uma pequena parte do talude que comprometeu a estrutura de um prédio nas imediações do local, com ameaça a construções vizinhas.

A localização do talude no contexto municipal está apresentada na Figura 23.

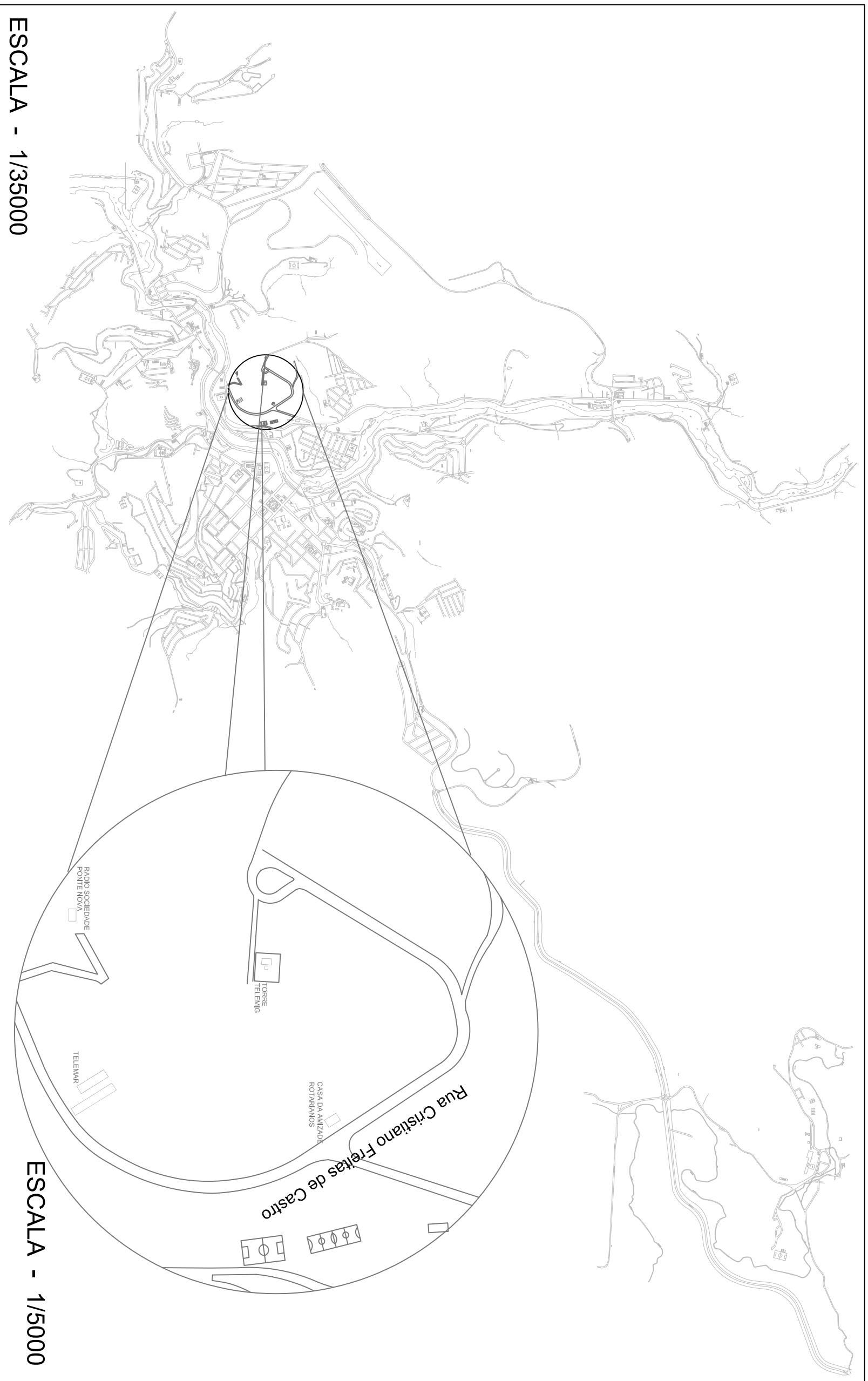


Figura 23 - Localização do talude no contexto municipal

4.2. Definição da área e coleta de dados

Definiu-se o talude do bairro CDI em Ponte Nova, MG, como área de interesse para a realização de uma análise da estabilidade e a proposição de uma estabilização, pelo fato do local já possuir algumas investigações de campo realizadas, levantamentos topográficos e problemas de instabilidade.

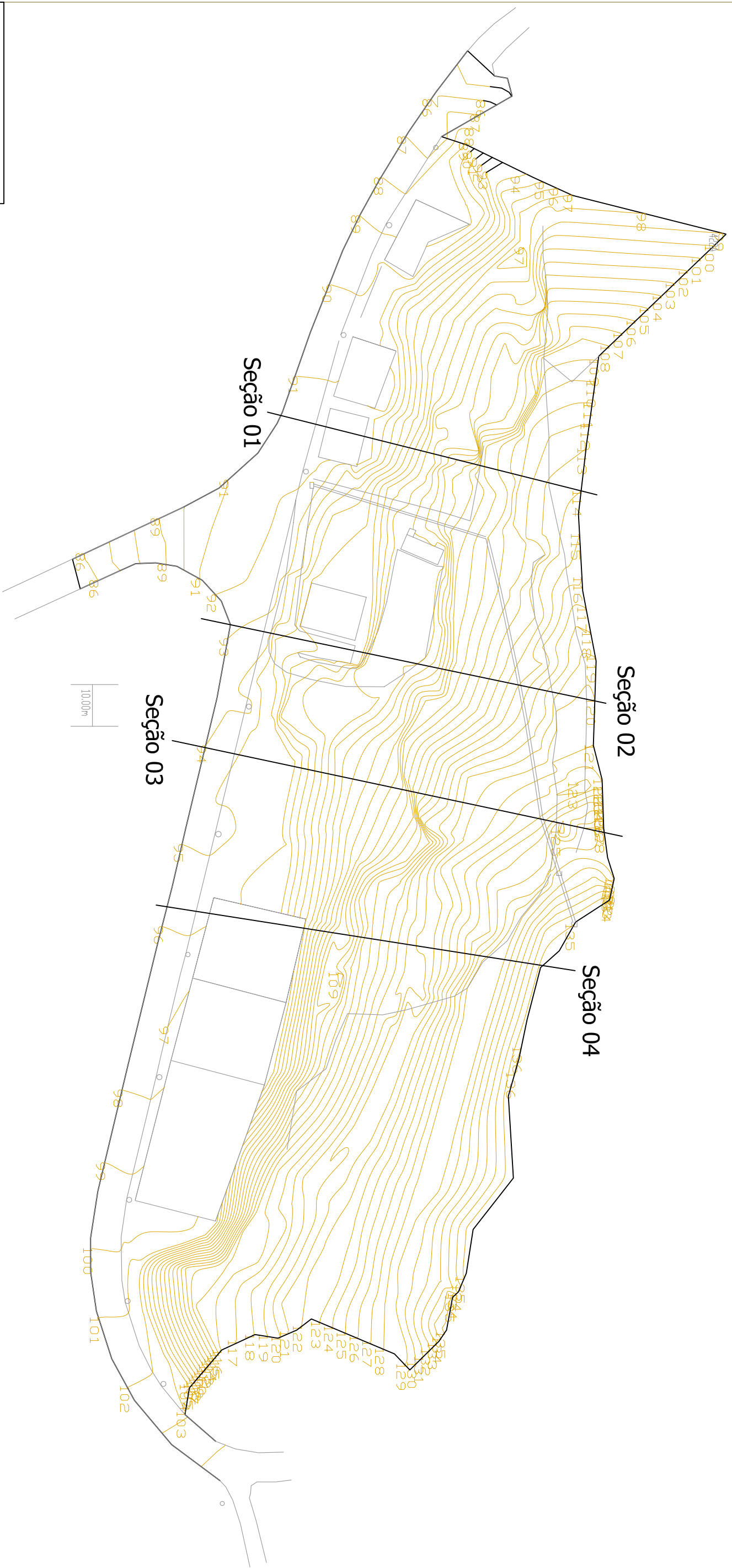
Foram coletados, a princípio, os seguintes dados sobre a área pesquisada:

(i) Levantamento topográfico planialtimétrico com curvas de nível eqüidistantes de um metro, cedido pela prefeitura municipal de Ponte Nova, apresentando a localização das benfeitorias, arruamentos, postes, entre outras informações cadastrais;

(ii) 06 relatórios técnicos de sondagem de simples reconhecimento – SPT, fornecidos pela prefeitura municipal de Ponte Nova e executado pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Viçosa, de acordo com a NBR 6484/2001 em pontos estratégicos do talude em estudo;

4.2.1. Dados existentes

Morfologicamente, o talude de estudo é uma encosta de forma convexa com cerca de 220m de extensão na base e aproximadamente 35m de altura. A Figura 24 mostra um levantamento topográfico planialtimétrico da área de estudo, cedido pela prefeitura municipal de Ponte Nova – MG, apresentando o arruamento, as edificações no entorno do talude e as localizações das seções elaboradas para realizar os cálculos da estabilidade.



LEGENDAS

- CONSTRUÇÕES
- POSTES
- CANALETA
- CERCA
- LINHA DE EROSAO

Figura 24 - Levantamento topográfico planialtimétrico da área de estudo

LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO
 PREFEITURA MUNICIPAL DE PONTE NOVA
 DATA-15/01/2004
 ESCALA - 1/1000

Foram realizadas seis sondagens de simples reconhecimento - SPT, em que se retiraram amostras representativas do solo de modo a permitir o conhecimento do perfil investigado e a realização de uma classificação táctil-visual dos materiais extraídos. Estes ensaios de campo foram executados sob a responsabilidade do Laboratório de Geotecnia da UFV, sob encomenda da prefeitura municipal de Ponte Nova, e fornecidos pela mesma para a realização deste trabalho.

Os ensaios de investigação seguem as prescrições normatizadas pelas Normas NBR 6484/2001 e NBR 7250/82.

As Figuras 25, 26, 27, 28, 29 e 30 apresentam os resultados dos ensaios de sondagens de simples reconhecimento das investigações SPT01, SPT02, SPT03, SPT04, SPT05 e SPT06, respectivamente.

Nos furos denominados STP01 e SPT02, verifica-se que a cobertura de solo argiloso, é praticamente inexistente. As camadas possuem resistência média à penetração do amostrador padrão. Imediatamente abaixo, as camadas apresentam valores crescentes de índices de resistência (N_{SPT}), à medida que aproximam do maciço impenetrável.

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/2001 - NBR 7250/82	
REVESTIMENTO.....2 1/2" AMOSTRADOR2" PESO65 Kg ALTURA DE QUEDA75 cm				SONDAGEM Nº FURO Nº COTA (m) SPT 01 01 Identificada no mapa plani- altimétrico.	
CLIENTE : Prefeitura Municipal de Ponte Nova - MG. OBRA : Análise de estabilidade de encostas LOCAL: Área urbanizada denominada CDI - Ponte Nova - MG DATA INÍCIO: 19/01/2004 DATA FINAL: 20/01/2004				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE AGUA (m) <input type="text"/> PROFUNDIDADE FINAL:não detectada m PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 1.00 m PROFUNDIDADE TOTAL (m) :7,45 m FOLHA 01 / 01	
A V A N Ç O	A M O S T R A	COTA p/ BOCA DO FURO	N S P T	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N _{SPT}
TH	0	0	0	Areia fina, micácea, cor marrom a variegada.	
TH	1R	1	10		
TH	2R	2	14		
TH	3R	3	22		
CA	4R	4	20		
CA	5R	5	45	Alteração de rocha (areia siltosa), cor variegada.	
CA	6R	6	76		
CA	7L	7	92		
NOTAS: 1) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM					
DESENHO: Enivaldo Minette				DATA: 30/01/2004	RESPONSÁVEL: Enivaldo Minette
OBS.: Paralizado por indicação do interessado.					
CREA: 1692/D-ES					

Figura 25 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP01

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/2001 - NBR 7250/82		
REVESTIMENTO.....2 1/2" AMOSTRADOR2" PESO65 Kg ALTURA DE QUEDA75 cm				SONDAGEM N°	FURO N°	COTA (m)
CLIENTE : Prefeitura Municipal de Ponte Nova - MG. OBRA : Análise de estabilidade de encostas LOCAL: Área urbanizada denominada CDI - Ponte Nova - MG DATA INÍCIO: 20/01/2004 DATA FINAL: 21/01/2004				SPT 02	02	Identificada no mapa plani- altimétrico.
PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m)				PROFUNDIDADE FINAL: 10,70 m		
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 1.00 m				PROFUNDIDADE TOTAL (m) :12,45 m		
				FOLHA 01 / 01		
A V A N Ç O	A M O S T R A	COTA p/ BOCA DO FURO	N S P T	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N _{SPT}	
TH	0	0	0	Areia fina, siltosa, c/ mica, cor vermelha.		
TH	1R	1	11			
TH	2R	2	9	Areia fina, micácea, cor marrom a variegada.		
TH	3R	3	11			
TH	4R	4	9			
TH	5R	5	10			
TH	6R	6	10			
CA	7R	7	11			
CA	8R	8	12			
CA	9R	9	20			
CA	10R	10	29			
CA	11R	11	42			
CA	12R	12	54			
NOTAS: 1) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM						
DESENHO: Enivaldo Minette				DATA: 30/01/2004	RESPONSÁVEL: Enivaldo Minette	CREA: 1692/D-ES
OBS.: Paralizado por indicação do interessado.						

Figura 26 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP02

O ensaio SPT03 registrou uma camada pouco espessa de argila, e abaixo desta manteve o mesmo padrão das duas anteriores, apresentando um valor médio de resistência e crescente com a profundidade.

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/2001 - NBR 7250/82		
REVESTIMENTO.....2 1/2" AMOSTRADOR2" PESO65 Kg ALTURA DE QUEDA75 cm				SONDAGEM N°	FURO N°	COTA (m)
CLIENTE : Prefeitura Municipal de Ponte Nova - MG. OBRA : Análise de estabilidade de encostas LOCAL: Área urbanizada denominada CDI - Ponte Nova - MG DATA INÍCIO: 21/01/2004 DATA FINAL: 23/01/2004				SPT 03	03	Identificada no mapa plani- altimétrico.
PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m)				PROFUNDIDADE FINAL: 14,00 m PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 1,00 m PROFUNDIDADE TOTAL (m):14,45 m		
FOLHA 01 / 01						
A V A N Ç O	A M O S T R A	COTA p/ BOCA DO FURO	N S P T	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N _{SPT}	
TH	0	0	0	Argila arenosa, c/ mica, cor vermelha.		
TH	1R	1	11			
TH	2R	2	7	Areia fina, siltosa, c/ mica e traços de pedregulhos, cor marrom.		
TH	3R	3	7			
TH	4R	4	10	Areia fina, micácea, cor cinza a variegada.		
TH	5R	5	10			
TH	6R	6	14			
CA	7R	7	9			
CA	8R	8	11			
CA	9R	9	15	Alteração de rocha (areia siltosa), cor variegada.		
CA	10R	10	19			
CA	11R	11	25			
CA	12R	12	28			
CA	13R	13	26			
CA	14R	14	46			
NOTAS: 1) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM				OBS.: Paralizado por indicação do interessado.		
DESENHO: Enivaldo Minette				DATA: 30/01/2004	RESPONSÁVEL: Enivaldo Minette	CREA: 1692/D-ES

Figura 27 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP03

As outras três sondagens executadas, SPT04, SPT05 e STP06, apresentam camadas argilosas mais espessas do que as três primeiras, principalmente nos ensaios SPT04 e SPT06.

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/2001 - NBR 7250/82	
REVESTIMENTO.....2 1/2" AMOSTRADOR2" PESO65 Kg ALTURA DE QUEDA75 cm				SONDAGEM N° FURO N° COTA (m) SPT 04 04 Identificada no mapa plani- altimétrico.	
CLIENTE : Prefeitura Municipal de Ponte Nova - MG. OBRA : Análise de estabilidade de encostas LOCAL: Área urbanizada denominada CDI - Ponte Nova - MG DATA INÍCIO: 24/01/2004 DATA FINAL: 24/01/2004				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m) <input type="text"/> PROFUNDIDADE FINAL:não detectada m PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 1.00 m PROFUNDIDADE TOTAL (m) :11,45 m	
A V A N Ç O	A M O S T R A	COTA p/ BOCA DO FURO	N S P T	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N _{SPT}
TH	0	0	0	Argila arenosa, c/mica, cor vermelha.	
TH	1R	1	3		
TH	2R	2	2		
TH	3R	3	4	Areia fina. Siltosa, c/ mica, cor vermelha.	
TH	4R	4	6		
TH	5R	5	10	Areia fina, pouco siltosa, cor amarela a variegada.	
TH	6R	6	13		
CA	7R	7	22	Areia fina, muito micácea, cor marrom a variegada.	
CA	8R	8	15		
CA	9R	9	11		
CA	10R	10	10		
CA	11R	11	7		
NOTAS: 1) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM					
DESENHO: Enivaldo Minette				DATA: 30/01/2004	
				RESPONSÁVEL: Enivaldo Minette	
				CREA: 1692/D-ES	
OBS.: Paralizado por indicação do interessado. Na profundidade de 11 m elevada perda d'água.					

Figura 28 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP04

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/2001 - NBR 7250/82	
REVESTIMENTO.....2 1/2" AMOSTRADOR2" PESO65 Kg ALTURA DE QUEDA75 cm				SONDAGEM N° FURO N° COTA (m) SPT 05 05 Identificada no mapa plani- altimétrico.	
CLIENTE : Prefeitura Municipal de Ponte Nova - MG. OBRA : Análise de estabilidade de encostas LOCAL: Área urbanizada denominada CDI - Ponte Nova - MG DATA INÍCIO: 27/01/2004 DATA FINAL: 28/01/2004				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m) <input type="text"/> PROFUNDIDADE FINAL:não detectada m PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 1.00 m PROFUNDIDADE TOTAL (m) :12,36 m	
A V A N Ç O	A M O S T R A	COTA p/ BOCA DO FURO	N S P T	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N SPT
TH	0	0	0	Argila arenosa, c/ mica, cor vermelha.	
TH	1R	1	11		
TH	2R	2	5	Areia fina, siltosa, c/ mica, cor vermelha.	
TH	3R	3	11	Areia fina, micácea, c/ veios de pedregulhos, cor cinza a variegada.	
TH	4R	4	9		
TH	5R	5	11		
TH	6R	6	12		
CA	7R	7	13		
CA	8R	8	26	Alteração de rocha (areia siltosa), cor variegada.	
CA	9R	9	34		
CA	10R	10	31		
CA	11R	11	23	Areia fina, muito micácea, cor marrom escura.	
CA	12R	12	100	Alteração de rocha (areia siltosa), cor variegada.	
NOTAS: 1) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM					
DESENHO: Enivaldo Minette				DATA: 30/01/2004	
				RESPONSÁVEL: Enivaldo Minette	
				CREA: 1692/D-ES	

Figura 29 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP05

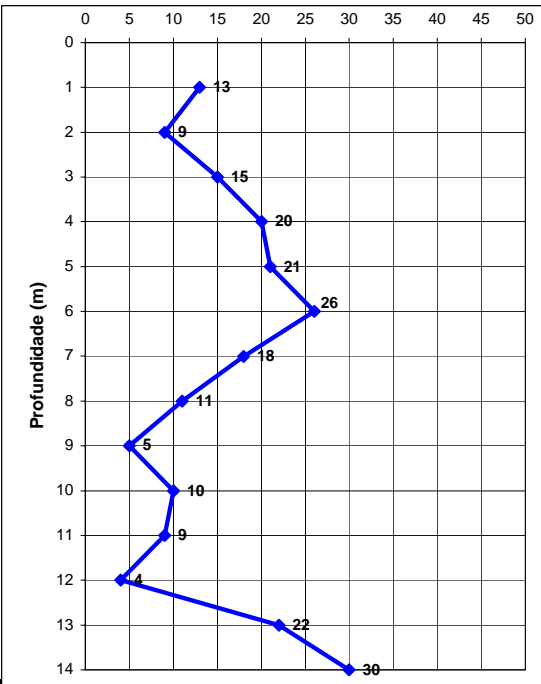
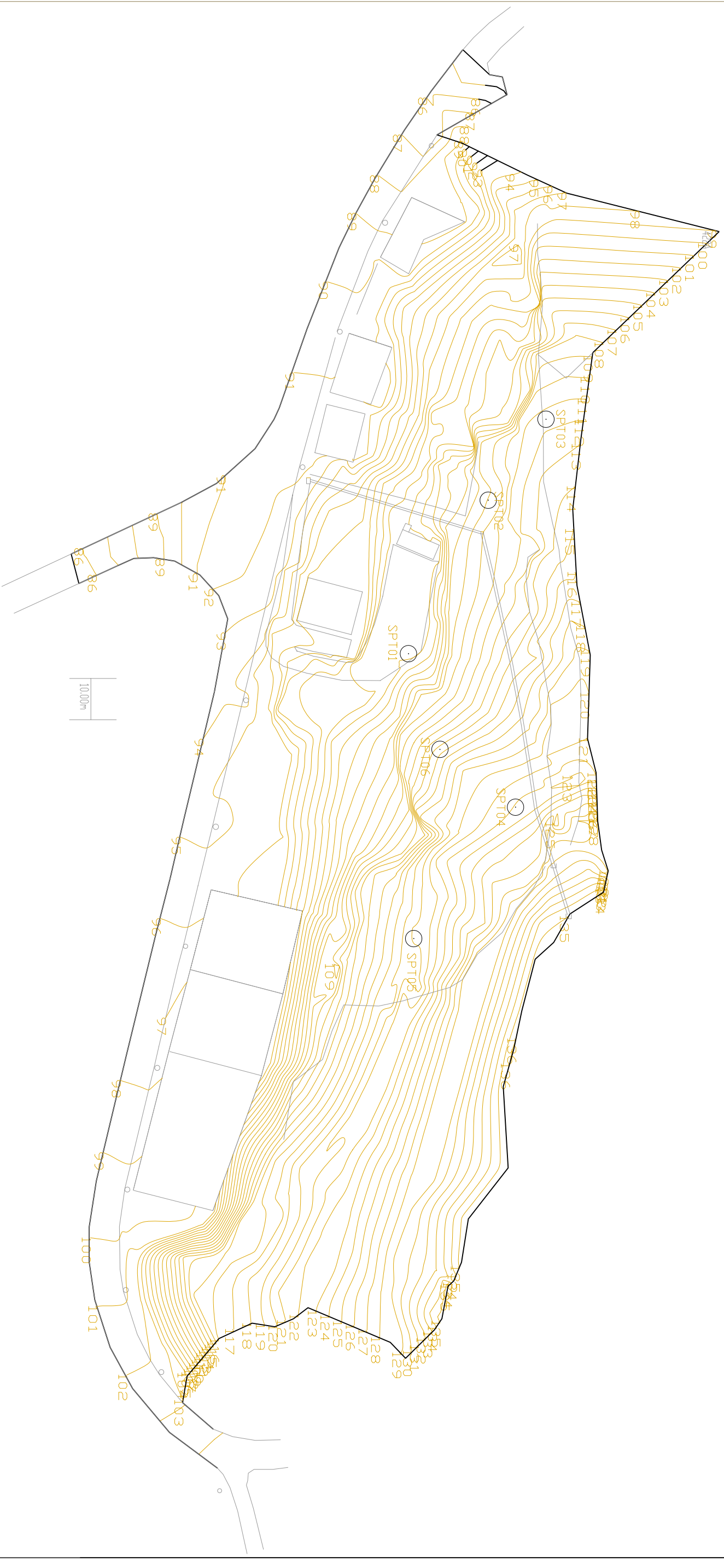
Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/2001 - NBR 7250/82		
REVESTIMENTO.....2 1/2" AMOSTRADOR2" PESO65 Kg ALTURA DE QUEDA75 cm				SONDAGEM N°	FURO N°	COTA (m)
CLIENTE : Prefeitura Municipal de Ponte Nova - MG. OBRA : Análise de estabilidade de encostas LOCAL: Área urbanizada denominada CDI - Ponte Nova - MG DATA INÍCIO: 27/01/2004 DATA FINAL: 27/01/2004				SPT 06	06	Identificada no mapa plani- altimétrico.
PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m)				PROFUNDIDADE FINAL: não detectada m		
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 1.00 m				PROFUNDIDADE TOTAL (m) :14,45 m		
				FOLHA 01 / 01		
A V A N Ç O	A M O S T R A	COTA p/ BOCA DO FURO	N S P T	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N _{SPT}	
TH	0	0	0	Argila arenosa, c/ mica e pedregulhos, cor vermelha.		
TH	1R	1	13			
TH	2R	2	9			
TH	3R	3	15			
TH	4R	4	20			
TH	5R	5	21			
TH	6R	6	26			
CA	7R	7	18	Areia fina, siltosa, c/ mica, cor vermelha.		
CA	8R	8	11			
CA	9R	9	5			
CA	10R	10	10			
CA	11R	11	9	Areia fina, micácea, c/ pedregulhos, cor variegada.		
CA	12R	12	4			
CA	13R	13	22			
CA	14R	14	30			
NOTAS: 1) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM				OBS.: Paralizado por indicação do interessado.		
DESENHO: Enivaldo Minette				DATA: 30/01/2004	RESPONSÁVEL: Enivaldo Minette	CREA: 1692/D-ES

Figura 30 – Relatório de sondagens de simples reconhecimento STP06

As sondagens de simples reconhecimento tipo SPT realizadas na área estudada descrevem, segundo seus realizadores, uma área predominantemente argilosa nas camadas superficiais, sobrepondo-se a camadas arenosas e siltosas, com elevados teores de mica. As camadas argilosas, quando encontradas, 1m a 6m, possuem espessuras muito variáveis em cada sondagem, provavelmente, em função dos cortes já executados e/ou erosões ocorridas na área instabilizada.

A Figura 31 apresenta os locais onde se realizaram os ensaios de sondagem de simples reconhecimento.



4.3. Metodologia de campo

Após a realização do levantamento preliminar da área, foram definidos os pontos a serem coletadas as amostras de solo de cada uma das camadas constituintes do talude. O processo executado no campo consistiu na coleta de amostras deformadas, para realização de ensaios de caracterização dos solos, e de amostras indeformadas para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos.

Para isso, foram extraídas 3 amostras de solo deformadas e 3 indeformadas, como se segue:

- (i) Uma amostra representativa da camada superior que constitui a face do talude;
- (ii) Uma amostra representativa da camada intermediária do talude;
- (iii) E, uma amostra representativa da camada inferior que se constitui na base do talude.

As camadas analisadas estão indicadas na Figura 32, que representa uma seção da área de estudo.

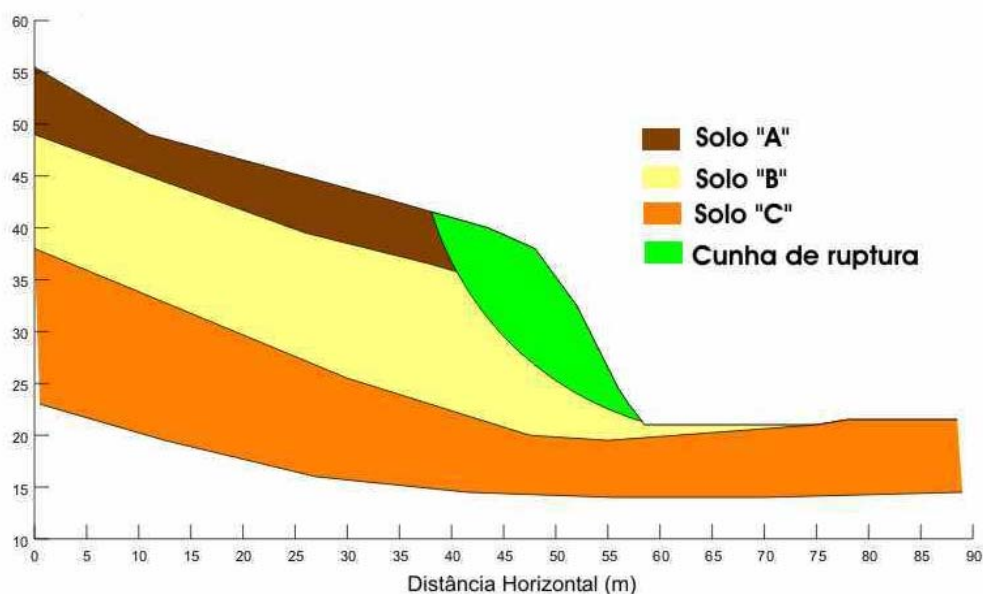


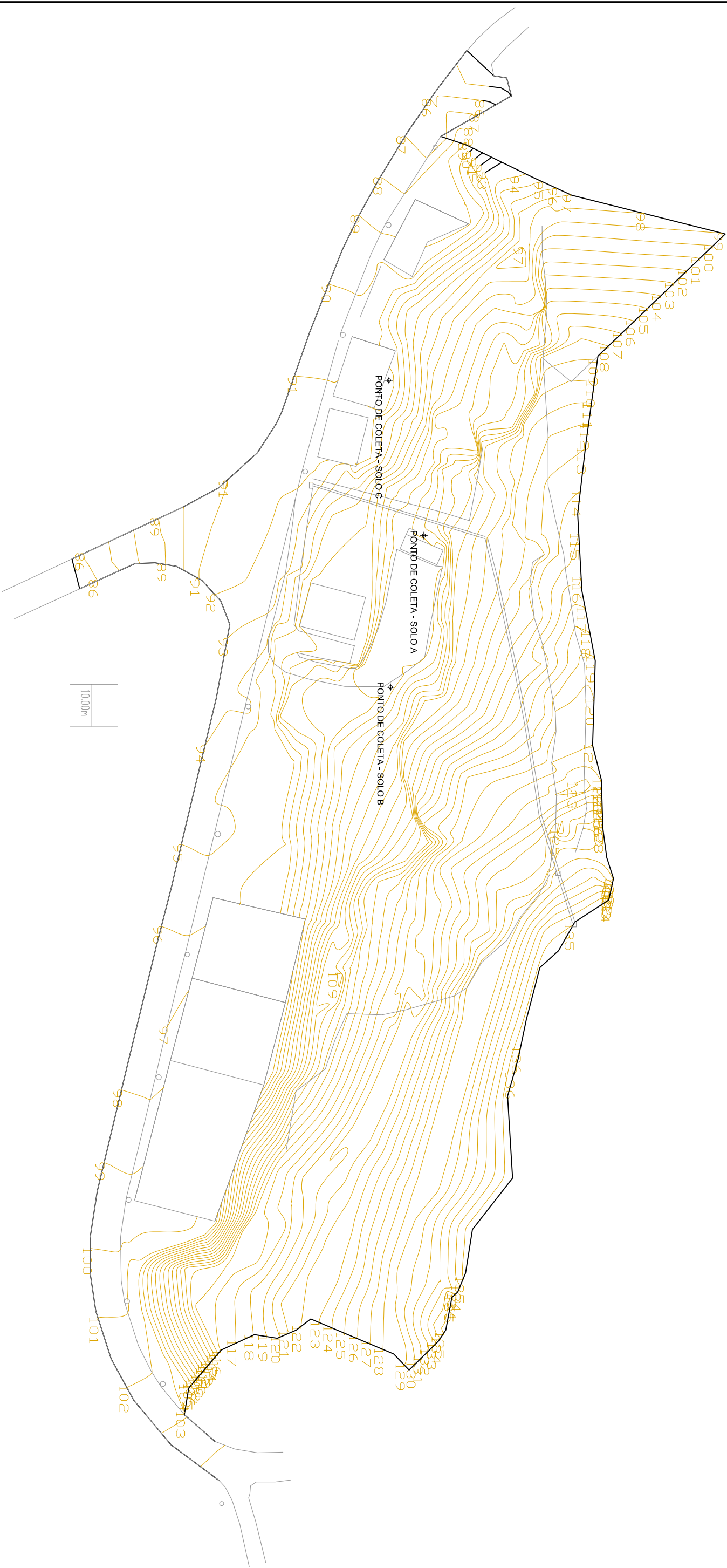
Figura 32 – Camadas constituintes do talude

4.4. Metodologia de laboratório

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal de Viçosa (UFV), segundo as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), quando existir – conforme descrito em seguida.

- (i) Análise granulométrica conjunta (NBR 7181/82)**
- (ii) Limites de consistência**
 - i. Limite de liquidez (NBR 6459/84)**
 - ii. Limite de plasticidade (NBR 7180/94)**
- (iii) Massa específica dos sólidos (NBR 6508/80)**
- (iv) Compactação (NBR 14545/2000)**
- (v) Compressão triaxial – Consolidado-Drenado (CID) (metodologia descrita por Head, 1996)**
- (vi) Cisalhamento direto (metodologia descrita por Head, 1996)**

Os locais onde foram coletados as amostras de solos, tanto deformadas quanto indeformadas, para realização dos ensaios descritos anteriormente podem ser vistos na Figura 33.



LEGENDA

- CONSTRUÇÕES
- POSTES
- ▬ CANALETA
- ▬ CERCA
- ~ LINHA DE EROSAO

Figura 33 - Locais onde foram coletadas as amostras de solo

LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO
 PREFEITURA MUNICIPAL DE PONTE NOVA
 DATA-15/01/2004
 ESCALA - 1/10000

4.5. Análise da estabilidade

A análise da estabilidade do talude foi realizada considerando os taludes como corpos bidimensionais, utilizando-se o método do equilíbrio-limite. Assim, foram admitidas superfícies de deslizamento circulares, adotando-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, em termos de tensões efetivas.

A análise computacional da estabilidade foi realizada, admitindo as hipóteses apresentadas anteriormente, através do software SLOPE/W versão 4.21 de 1998, da GEO-SLOPE International Ltd. Este software destina-se ao estudo de problemas na área da geotécnica, sobretudo a estabilidade de taludes. Trata-se de aplicativo que trabalha em ambiente Windows, o que o torna de fácil utilização.

Os parâmetros de resistência dos solos, nomeadamente coesão e ângulo de atrito, foram obtidos nos ensaios triaxiais drenados, realizados sobre os corpos de prova extraídos de amostras indeformadas de cada uma das camadas de solo constituintes do talude.

As amostras indeformadas coletadas nas três camadas foram ensaiadas em condições de umidade natural, tal qual a situação em que se encontravam no campo. As envoltórias de resistência foram obtidas através da aplicação de tensões de confinamento de 50kpa, 100kpa e 200kpa, empregando-se uma velocidade de 0,15 mm/min.

Com vistas a obter os valores de resistência residual dos solos, realizou-se o ensaio de cisalhamento direto nas três amostras coletadas. Estes ensaios, particularmente, foram realizados em amostras saturadas, de modo que as resistências residuais obtidas representassem a situação mais crítica no campo. Os ensaios foram realizados sob uma tensão normal de 50kpa, 100kpa e 200kpa, a uma velocidade de deformação de 0,142 mm/min.

As análises da estabilidade dos taludes, feita através do SLOPE/W, consistem, primeiramente, na definição da geometria do problema a partir do levantamento topográfico planialtimétrico, de onde se obteve as seções do terreno. A altura e a declividade da encosta são parâmetros essenciais na análise. Em seguida, as propriedades do solo determinadas no laboratório são adicionadas aos fatores

da análise. O peso específico, a coesão e o ângulo de atrito dos solos são parâmetros de entrada do sistema.

Para realização da análise da estabilidade do talude, foram utilizados os parâmetros, ângulo de atrito interno e a coesão de pico, ou seja, os valores máximos da resistência obtidos a partir do ensaio triaxial.

O levantamento topográfico da área em estudo foi realizado após a ruptura do talude, deste modo, elaborou-se uma recomposição da geometria da encosta a partir de uma retro-análise. Primeiramente identificou-se a cunha de ruptura nas seções elaboradas a partir do levantamento planialtimétrico, em seguida inverteu-se o sentido do movimento das mesmas, obtendo-se uma aproximação da topografia local antes da ruptura do talude. As reconstituições elaboradas para as seções do terreno possibilitaram a realização de uma retro-análise da estabilidade do talude em estudo.

A análise da estabilidade da encosta original, ou seja, antes dos cortes realizados, foi elaborada com vistas a estabelecer uma comparação entre o fator de segurança da mesma e o fator de segurança do talude após o corte. As análises da estabilidade e os fatores de segurança da encosta original estão apresentadas no **Apêndice I**.

4.6. Contenção da massa de solo

Na engenharia, existem distintas soluções para um mesmo problema, entretanto, o objetivo proposto neste trabalho é solucioná-lo da melhor forma possível, garantindo a estabilidade da massa de solo, atendendo assim à exigência de segurança, e, ao mesmo tempo, satisfazendo às possibilidades de implantação da obra.

De todas as metodologias existentes na literatura para estabilização de uma massa geológica, verifica-se neste caso que, devido à extensa dimensão do talude e ao grande volume de solo, obras de contenção que contenham estruturas são inviáveis devido o alto custo de implantação em relação às obras de contenção sem estrutura. Entretanto, é necessário verificar se o espaço disponível permite a implantação da obra de contenção.

Adotou-se para a solução desse problema, obras sem estrutura de contenção, que apresentam eficiência para as condições e faixas de solicitação impostas pela massa de solo e os espaços solicitados, que, apesar de grande, condiz com a realidade do local.

A elaboração da estabilização consistiu em projetar um retaludamento utilizando o método de aterro compactado assentado sobre a base do talude, de modo que este aterro pudesse agir como uma carga estabilizadora atuando como uma berma de equilíbrio na encosta.

Realizou-se nesta etapa do trabalho a coleta de amostras indeformadas do material deslizado de parte do talude, para realização de ensaios de caracterização do solo – Limites de consistência, massa específica dos sólidos e granulometria – e de determinação dos parâmetros de resistência mecânica deste solo compactado com energia normal através de ensaios triaxiais consolidados e drenados.

A análise computacional da estabilidade da obra de contenção foi realizada também a partir do software SLOPE/W versão 4.21 de 1998, da GEO-SLOPE International Ltd.

Os parâmetros de resistência dos solos adotados para a análise da estabilidade do talude, após a construção do sistema de contenção, foram o ângulo de atrito e a coesão residual, obtidos a partir do ensaio de cisalhamento direto, para cada camada da encosta. Os dados de resistência do solo, para o aterro compactado, foram obtidos através do ensaio triaxial.

As dimensões e a geometria adotada para a parte compactada do retaludamento foram determinadas a partir de um coeficiente de segurança que garantisse a estabilidade do conjunto talude / obra de contenção.

A título de comparação com o método selecionado para contenção da massa de solo, realizou-se uma segunda análise, porém utilizando uma obra com estrutura de contenção, no caso, um muro de gravidade do tipo gabião-caixa.

A análise computacional da estabilidade do muro de gabião-caixa foi realizada através do software GAWACBR 2.0 da Maccaferri Gabiões do Brasil Ltda.

5. Resultados e discussões

Apresentam-se neste item:

- i. Resultados, na forma de gráficos e planilhas, dos ensaios de caracterização e resistência dos solos realizados no Laboratório de Geotecnia da UFV;
- ii. Análise da estabilidade da encosta e da obra de contenção projetada para mitigar a instabilidade da encosta.

5.1. Caracterização dos solos

Foram realizados ensaios de caracterização para as três camadas de solo formadoras do talude, bem como, o possível solo utilizado para construção do aterro para estabilização do maciço.

A Figura 34 mostra o gráfico com a representação da curva granulométrica do solo “A” determinada em laboratório, segundo a escala da ABNT.

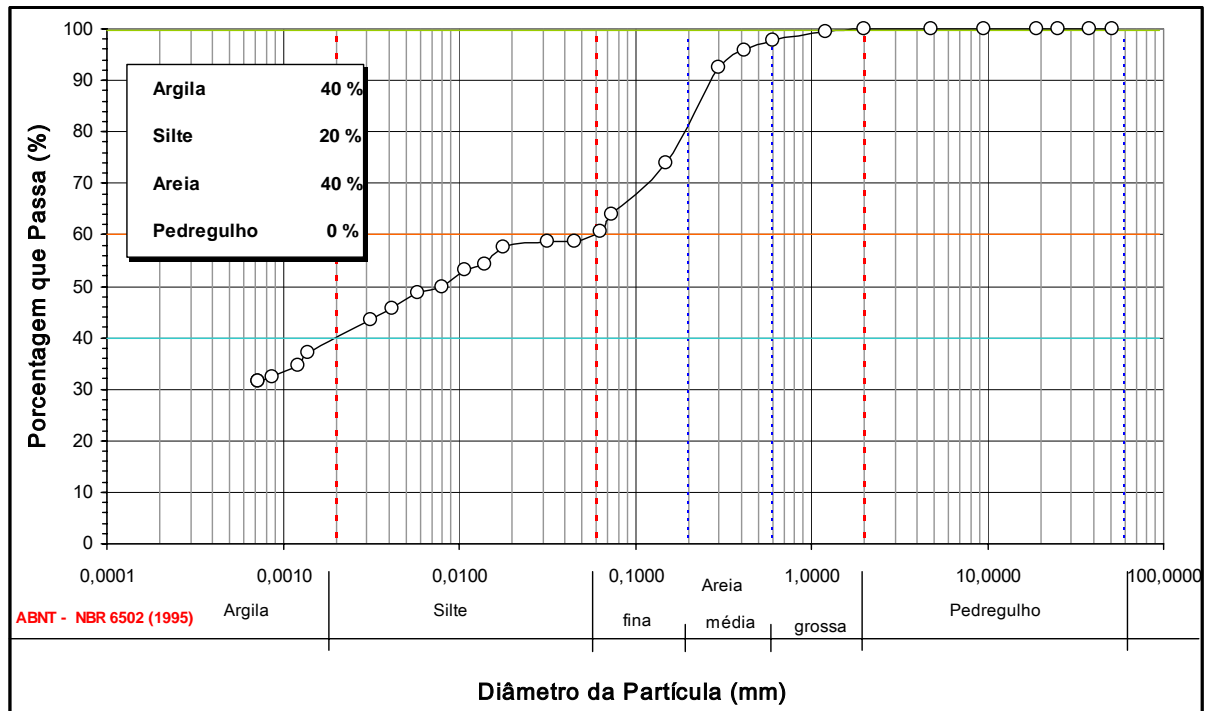


Figura 34 – Curva granulométrica do solo “A”

O solo “A”, classificado como uma argila-arenosa ou uma areia-argilosa, encontra-se na camada mais superior do talude e apresenta 40% de grãos na fração argila, 40% na fração areia e apenas 20% de silte, não apresentando partículas de solo na fração pedregulho.

A Figura 35 apresenta o gráfico da curva granulométrica correspondente à amostra do solo “B”.

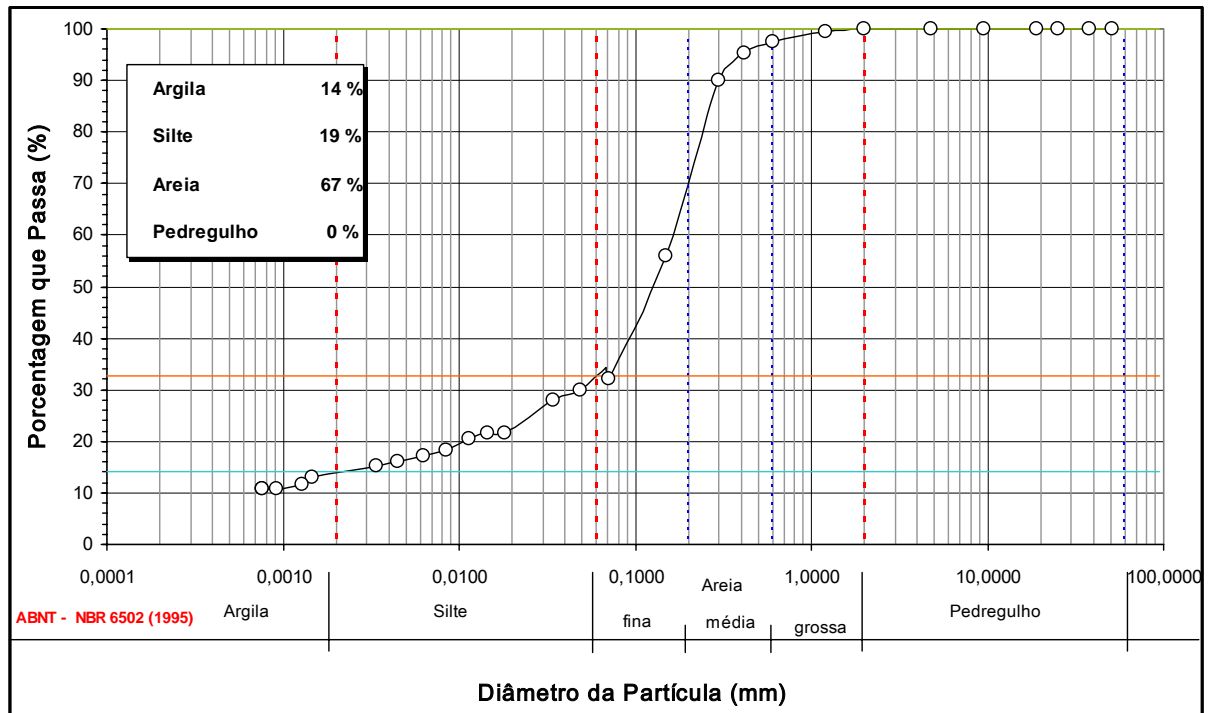


Figura 35 – Curva granulométrica do solo “B”

Verifica-se na curva granulométrica do solo “B”, formador da camada intermediária do talude estudado, que a maior percentagem de grãos que constituem esta camada de solo é um a areia fina. Tem-se que 67% dos grãos deste solo estão na fração areia, 14% na fração argila e 19% silte.

A Figura 36 traz a curva granulométrica do solo encontrado na última camada formadora do talude estudado, denominado solo “C”.

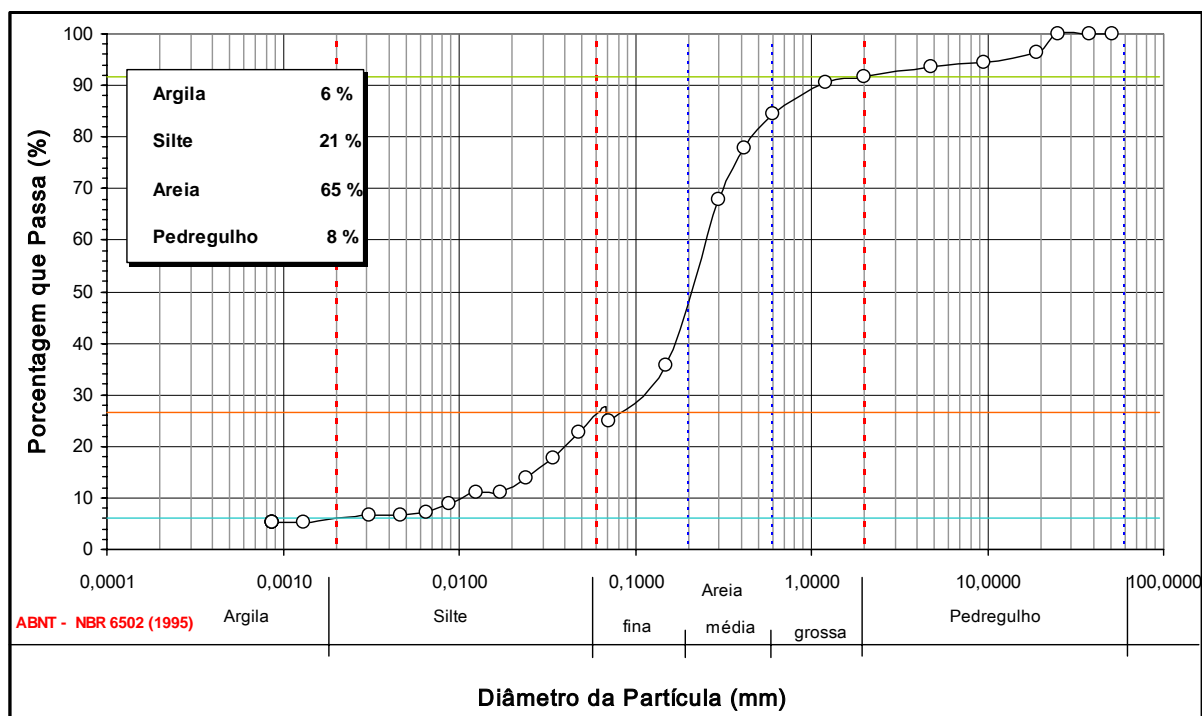


Figura 36 – Curva granulométrica do solo “C”

No gráfico da curva granulométrica do solo “C”, apresentado na Figura 36, observa-se a predominância de grãos na fração areia, 65%. Há também 21% de silte, 6% de argila e 8% de pedregulhos.

A Tabela 05 apresenta uma síntese do resultado dos ensaios de caracterização dos solos, envolvendo determinação das granulometria conjunta, limites de Atterberg, umidade natural, peso específico dos sólidos e peso específico natural. Lembrando que o índice de plasticidade (IP) é igual a diferença entre o índice de liquidez (LL) e o índice de plasticidade (LP).

Tabela 05 – Granulometria, limites de Atterberg, peso específico dos solos

Solo	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho	LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	Peso Específico dos Grãos (KN/m ³)
A	40	20	40	-	56,5	20,4	36,1	14,98	16,0	26,97
B	14	19	67	-	38,5	20,2	18,3	19,03	14,43	27,19
C	6	21	65	8	34,2	17,8	16,4	17,20	16,77	26,82

5.2. Resistência ao cisalhamento dos solos

Os ensaios triaxiais consolidados e drenados realizados em amostras indeformadas, nas condições de corpos de prova com umidade natural, para cada um dos solos das camadas que constituem o talude, visaram fornecer, a resistência ao cisalhamento dos solos, em termos de tensões efetivas.

A Figura 37 mostra a trajetória de tensões efetivas do solo “A”, onde se obteve a coesão “c” e o ângulo de atrito interno ϕ .

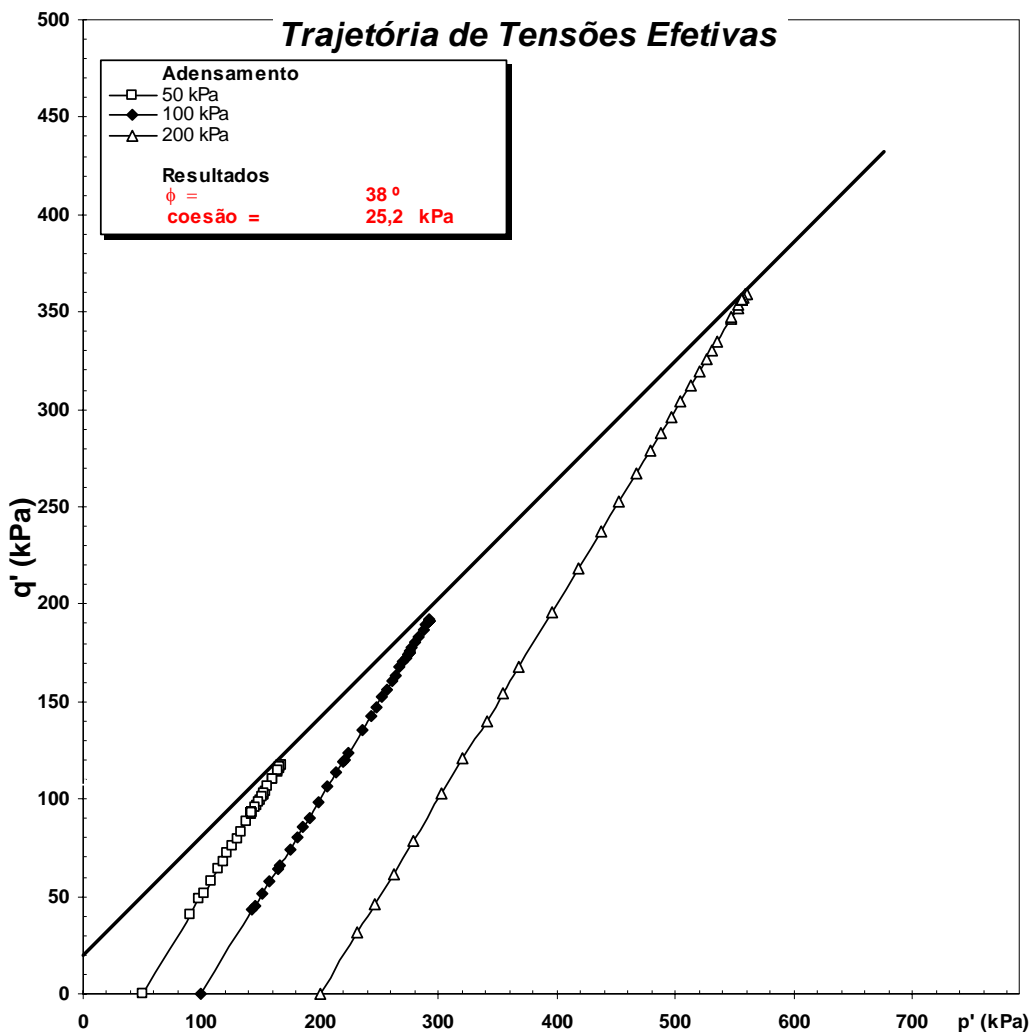


Figura 37 – Resultado do ensaio triaxial em termos de tensões efetivas (Solo “A”)

A Figura 38 apresenta os parâmetros coesão “c” e do ângulo de atrito interno ϕ do solo “B” obtidos a partir do ensaio triaxial realizado com as mesmas tensões de confinamento e mesma velocidade do ensaio realizado no solo “A”.

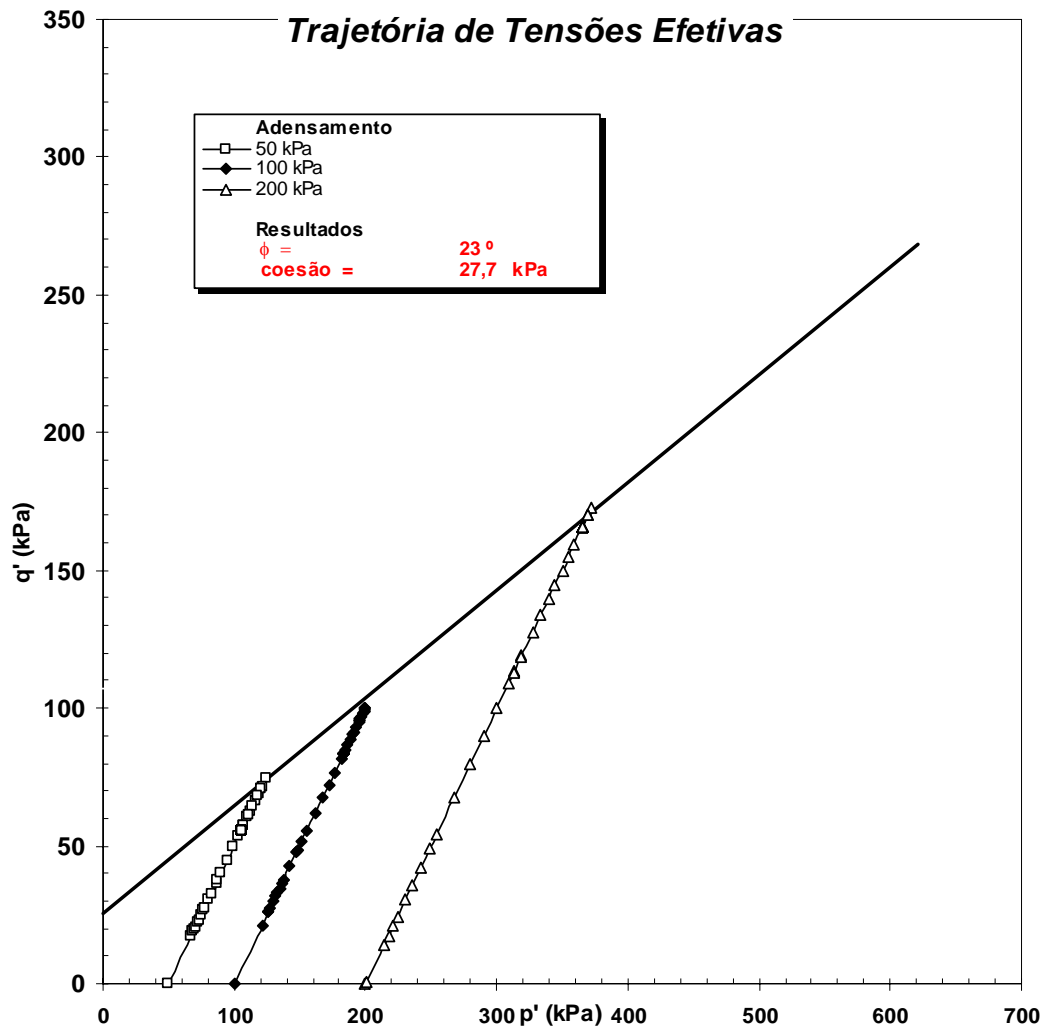


Figura 38 – Resultado do ensaio triaxial em termos de tensões efetivas (Solo “B”)

De forma análoga à realização dos ensaios realizados nos solos das camadas superiores do talude, realizou-se o ensaio triaxial do solo “C”, obtendo-se os parâmetros de resistência em termos das tensões efetivas, como apresentado na Figura 39.

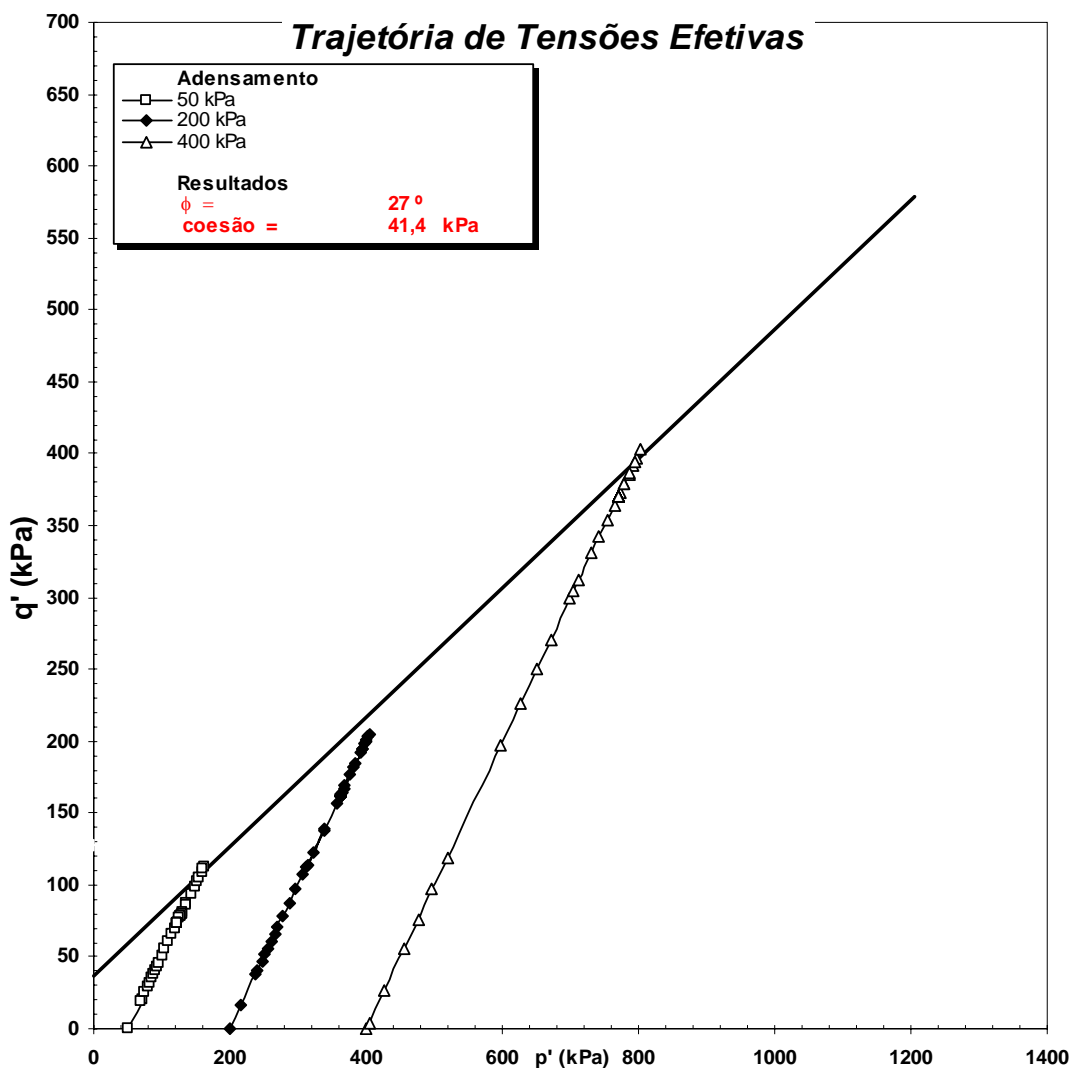


Figura 39 – Resultado do ensaio triaxial em termos de tensões efetivas (Solo “C”)

A Tabela 06 apresenta uma síntese dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais em termos das tensões efetivas.

Tabela 06 – Resultado dos ensaios triaxiais

Solo	Ângulo de atrito ϕ' (°)	Coesão c' (kpa)
A	38	25,2
B	23	27,7
C	27	41,4

Os ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras indeformadas, executados nas condições de corpos de prova saturado para cada um dos solos das camadas que constituem o talude, visaram fornecer a resistência residual mínima ao cisalhamento dos solos. As Figuras 40, 41 e 42 apresentam os resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos solos “A”, “B” e “C”, respectivamente.

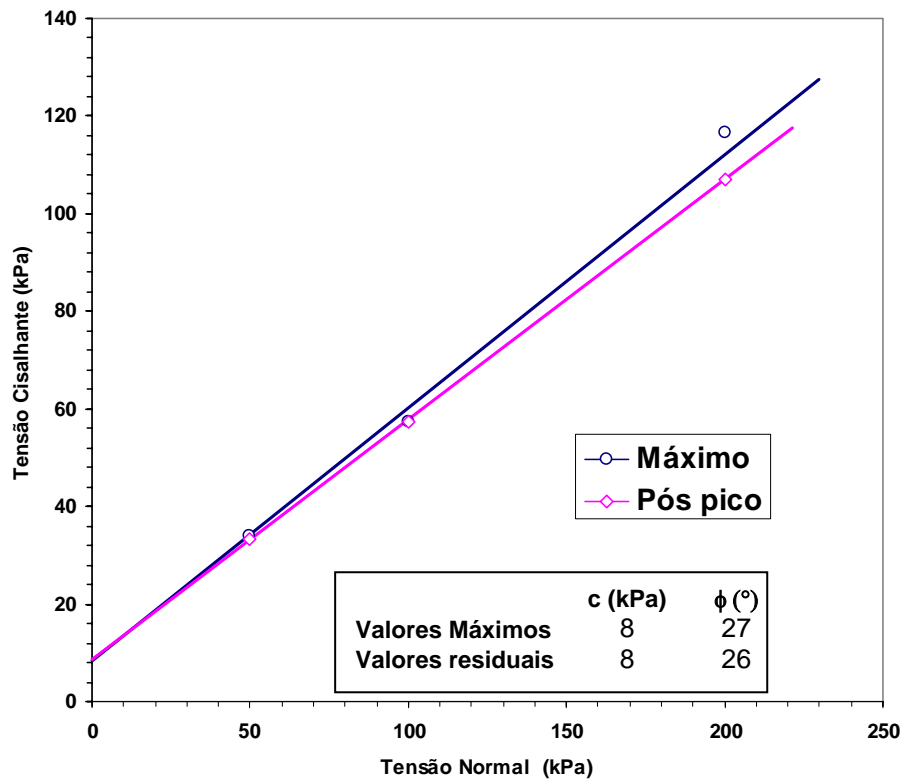


Figura 40 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto (Solo “A”)

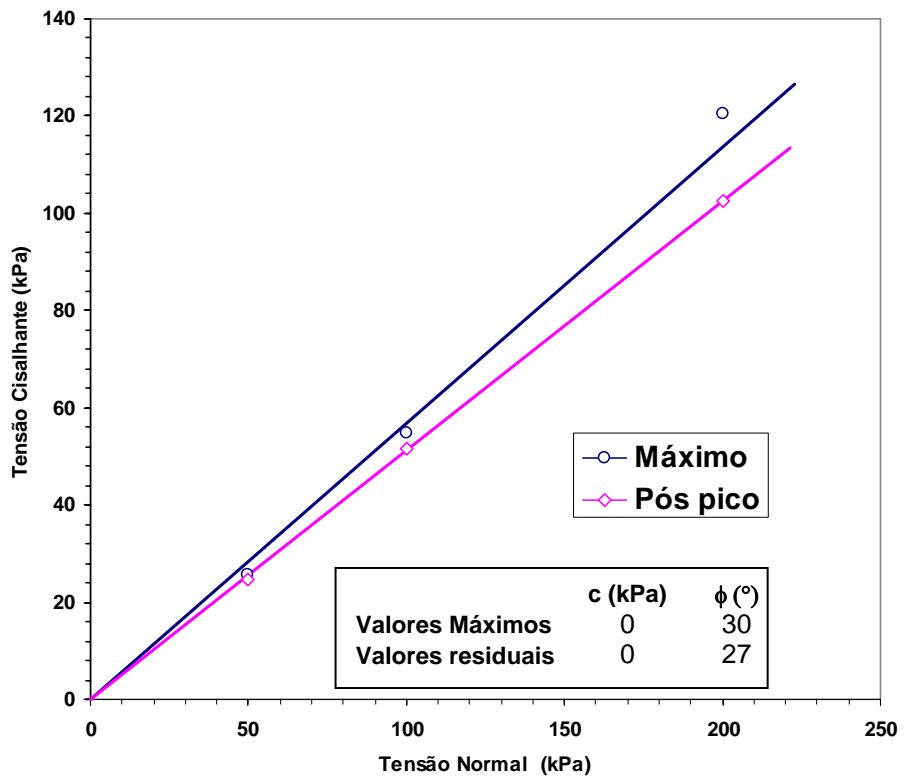


Figura 41 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto (Solo “B”)

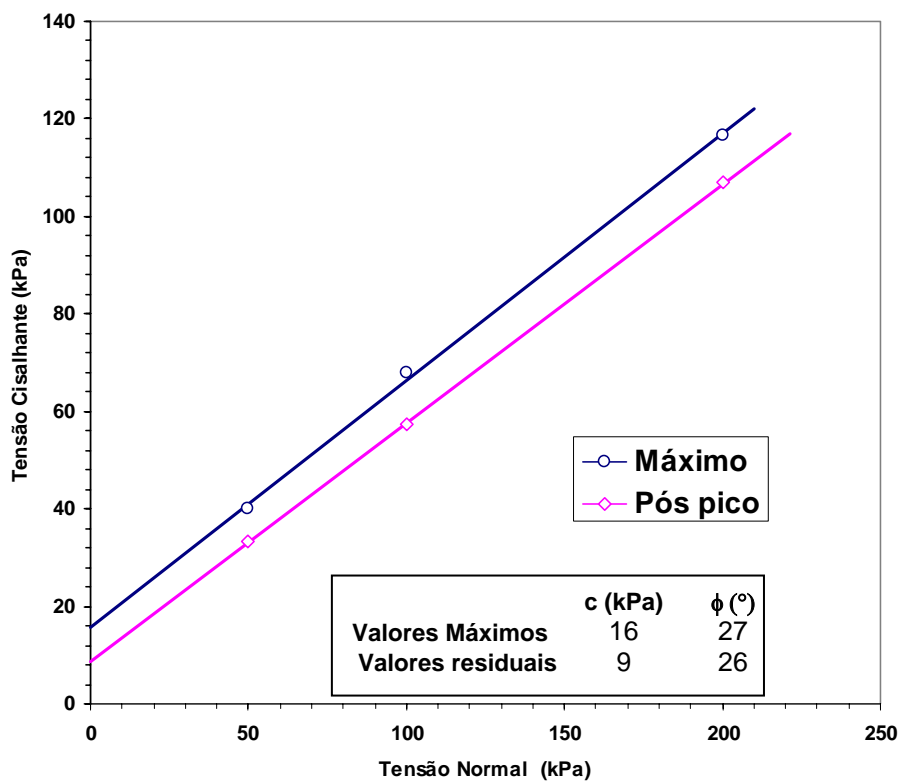


Figura 42 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto (Solo “C”)

A Tabela 07 apresenta uma síntese dos parâmetros de resistência residual obtidos nos ensaios de cisalhamento direto e utilizados nos cálculos da estabilidade do talude após a realização da obra de contenção.

Tabela 07 – Valores de resistência residual dos ensaios de cisalhamento direto

Solo	Ângulo de atrito residual ϕ (°)	Coesão residual c (kpa)
A	8	26
B	0	27
C	9	26

5.3. Análises de estabilidade

Os resultados das análises computacionais de estabilidade realizadas nas quatro seções pré-determinadas do talude estão apresentados nas Figuras 43 a 54. Foram considerados as análises via os métodos de Fellenius, Bishop e Morgenstern-Price, utilizando-se o software SLOPE/W versão 4.21 de 1998, da GEO-SLOPE International Ltd.

(i) Seção 1

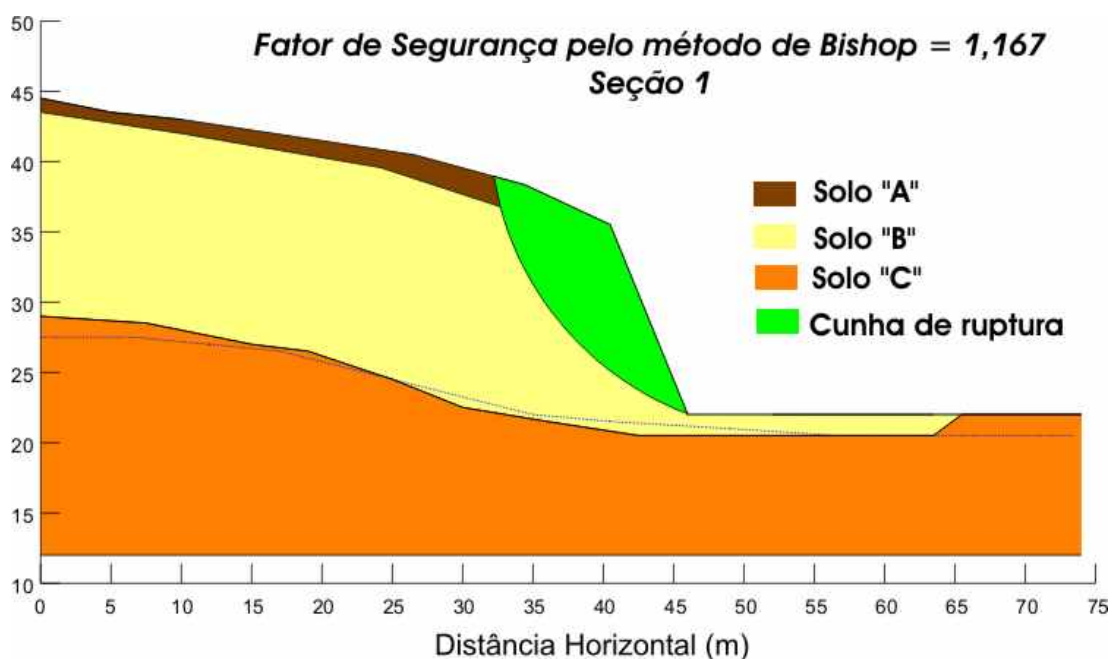


Figura 43 – Análise da estabilidade da seção 1 pelo método de Bishop

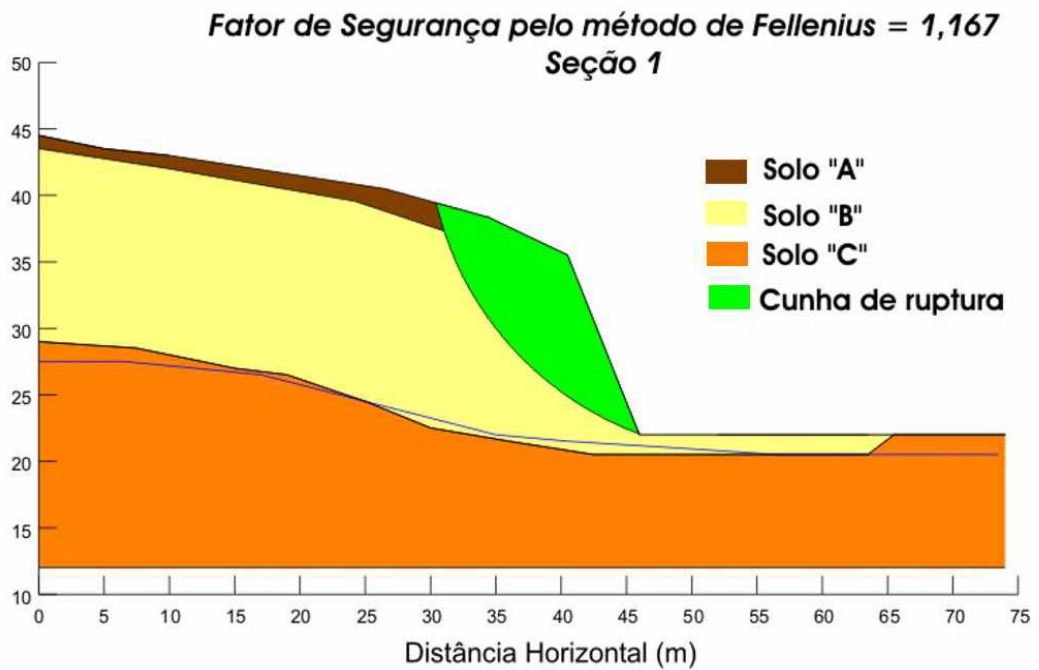


Figura 44 – Análise da estabilidade da seção 1 pelo método de Fellenius

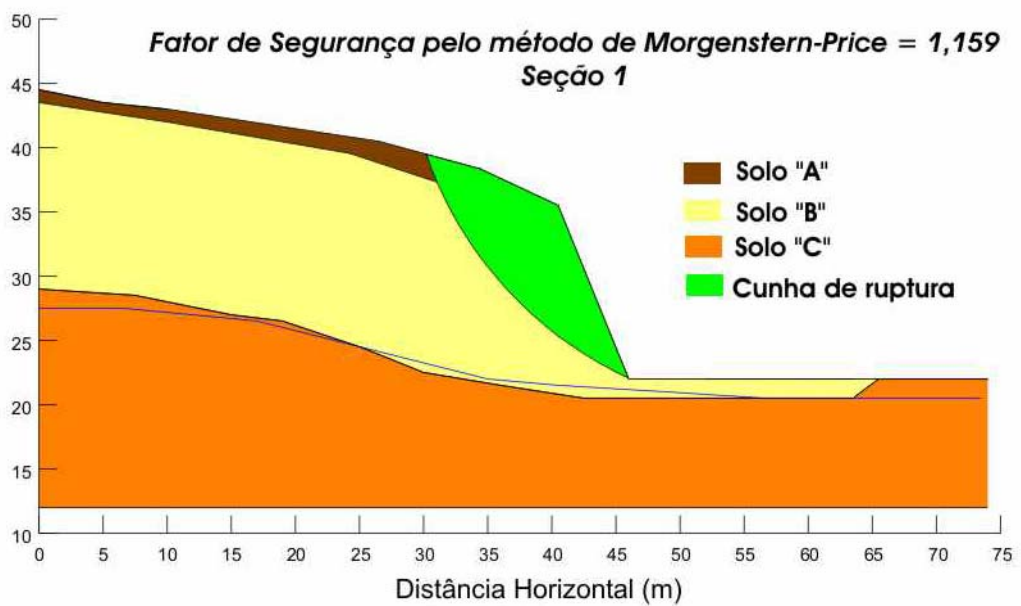


Figura 45 – Análise da estabilidade da seção 1 pelo método de Morgenstern-Price

(ii) Seção 2

Fator de Segurança pelo método de Bishop = 1,123
Seção 2

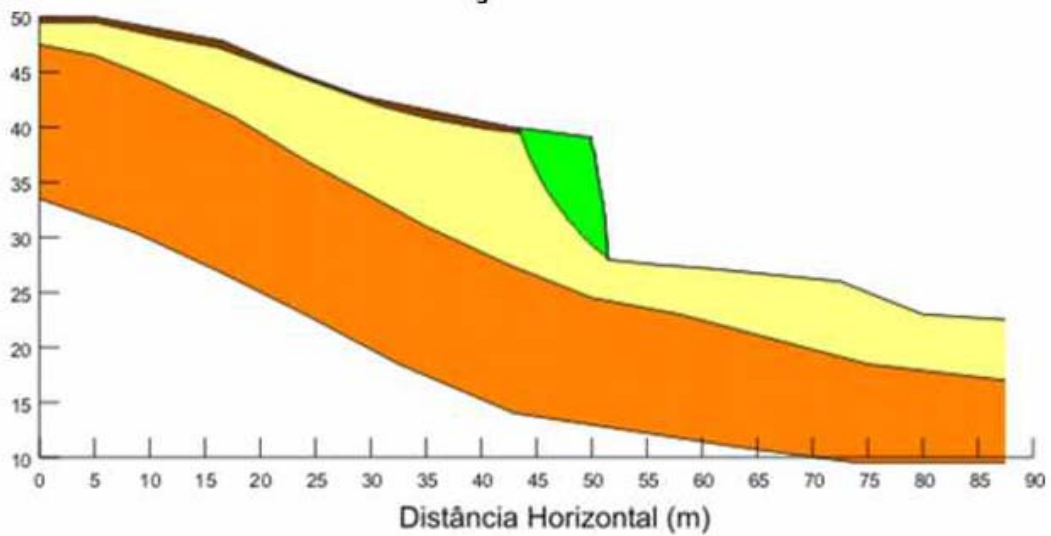


Figura 46 – Análise da estabilidade da seção 2 pelo método de Bishop

Fator de Segurança pelo método de Fellenius = 1,170
Seção 2

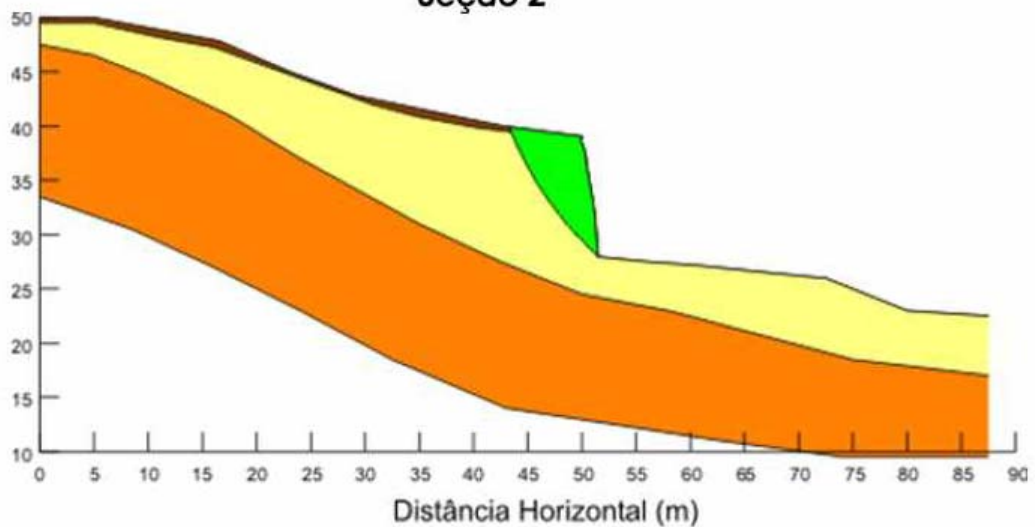


Figura 47 – Análise da estabilidade da seção 2 pelo método de Fellenius

Fator de Segurança pelo método de Morgenstern-Price = 1,173
Seção 2

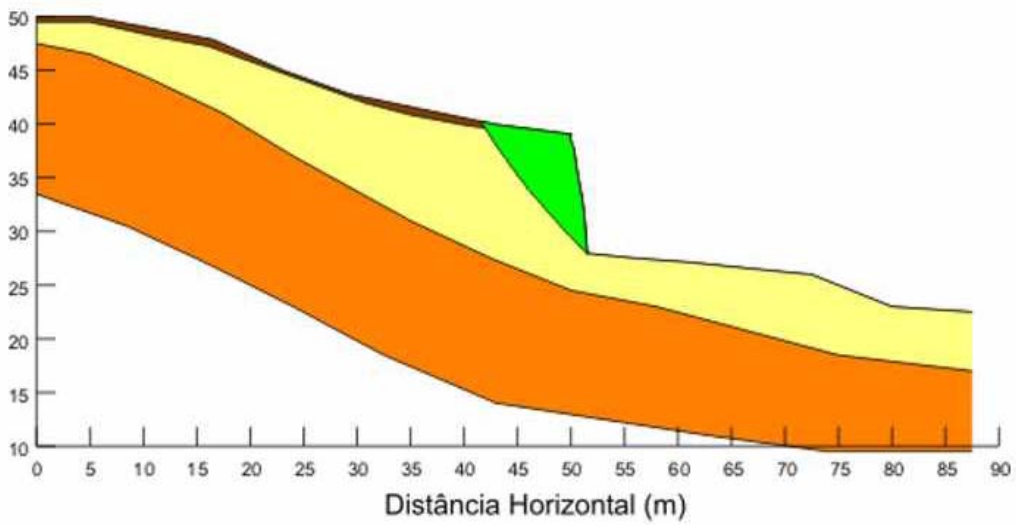


Figura 48 – Análise da estabilidade da seção 2 pelo método de Morgenstern-Price

(iii) Seção 3

Fator de Segurança pelo método de Bishop = 1,107
Seção 3

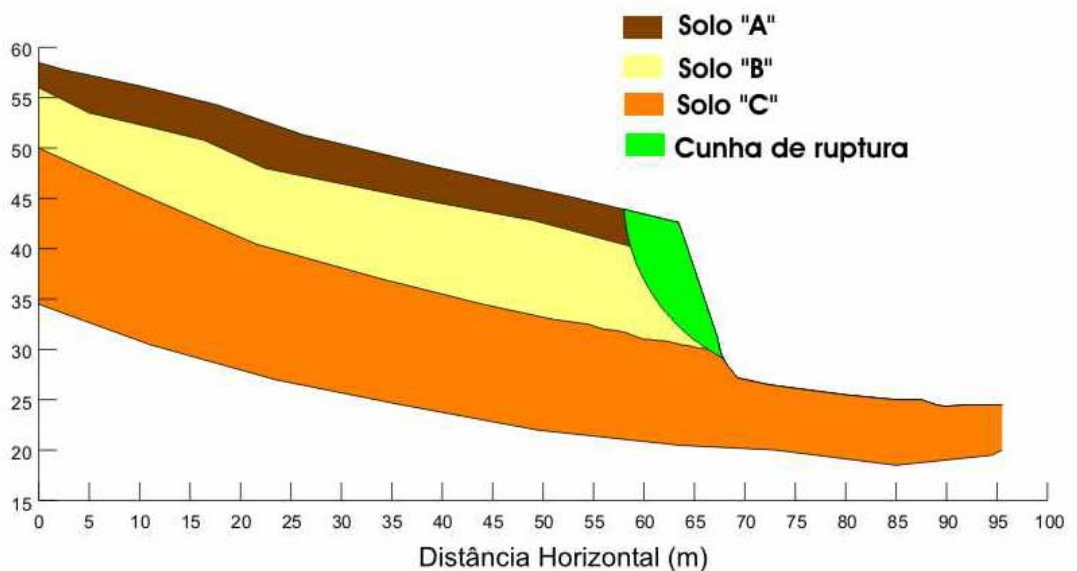


Figura 49 – Análise da estabilidade da seção 3 pelo método de Bishop

Fator de Segurança pelo método de Fellenius = 1,156
Seção 3

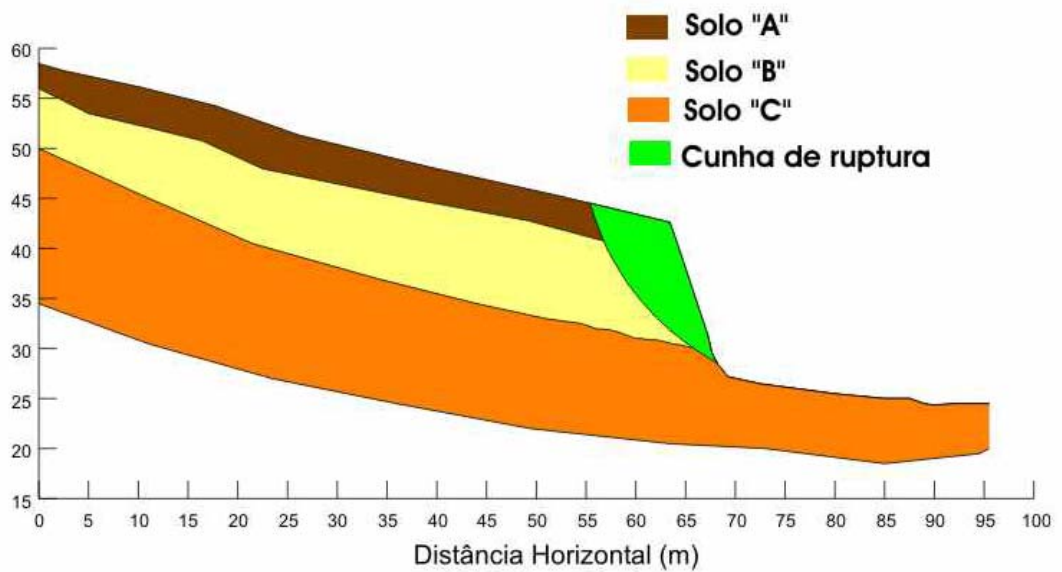


Figura 50 – Análise da estabilidade da seção 3 pelo método de Fellenius

Fator de Segurança pelo método de Morgenstern-Price = 0,835
Seção 3

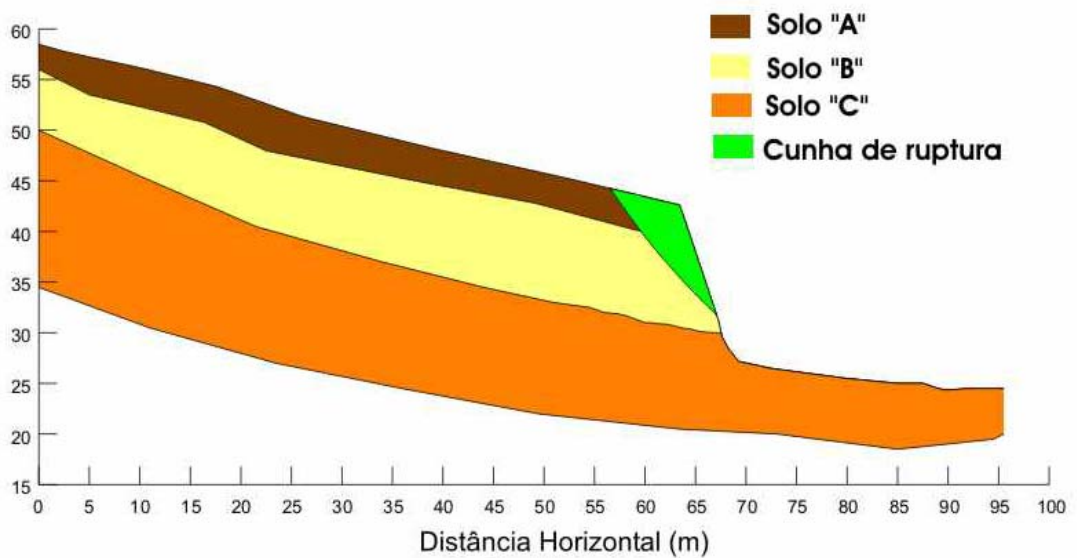


Figura 51 – Análise da estabilidade da seção 3 pelo método de Morgenstern-Price

(iv) Seção 4

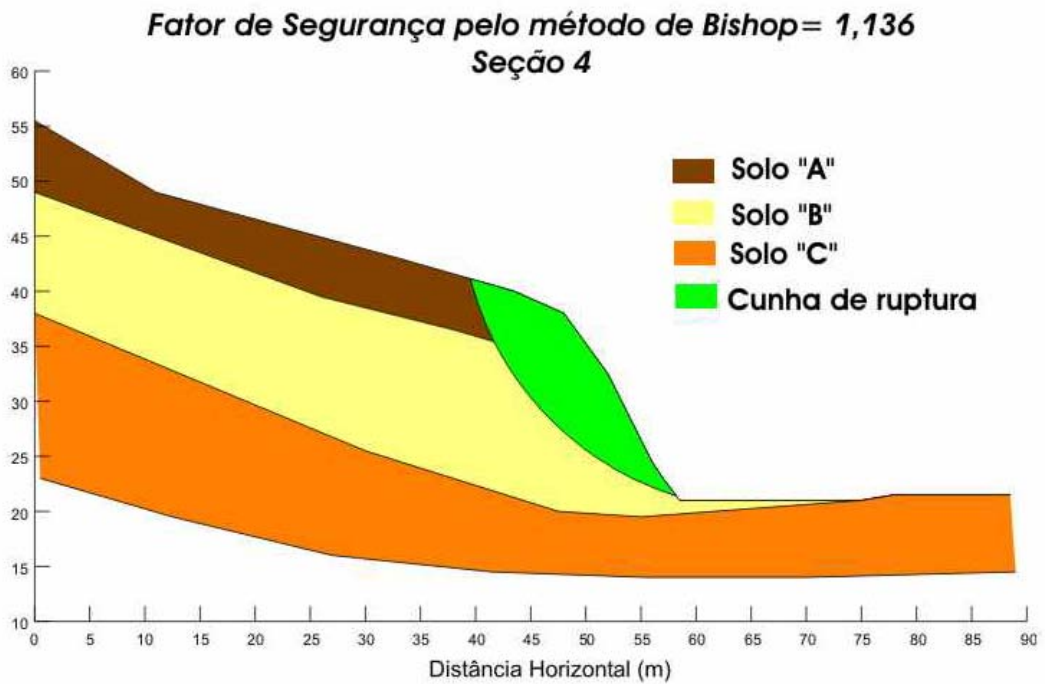


Figura 52 – Análise da estabilidade da seção 4 pelo método de Bishop

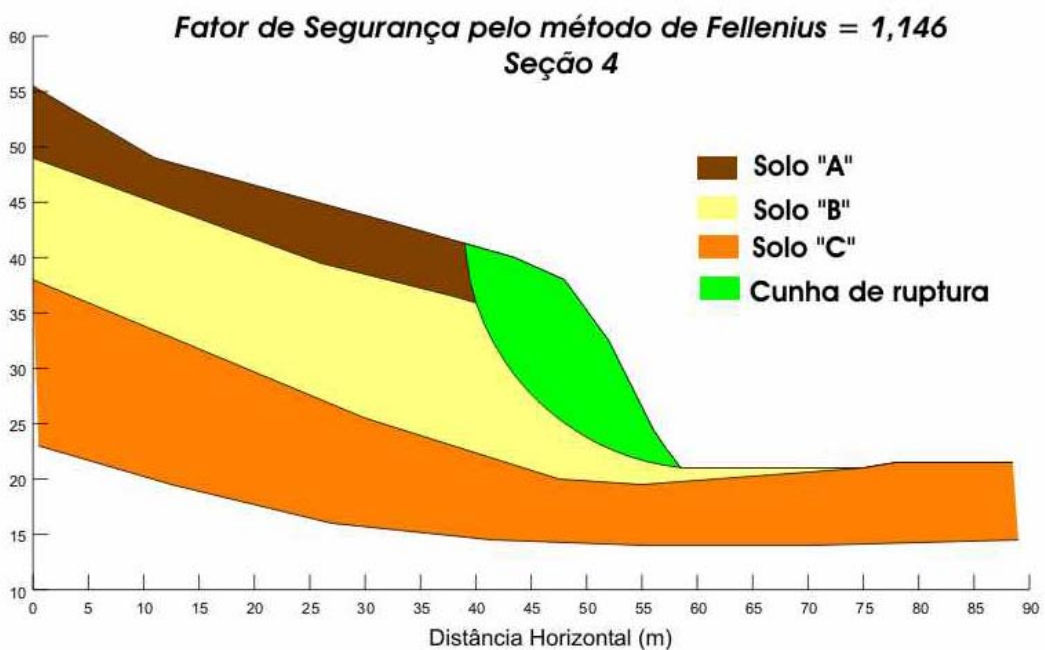


Figura 53 – Análise da estabilidade da seção 4 pelo método de Fellenius

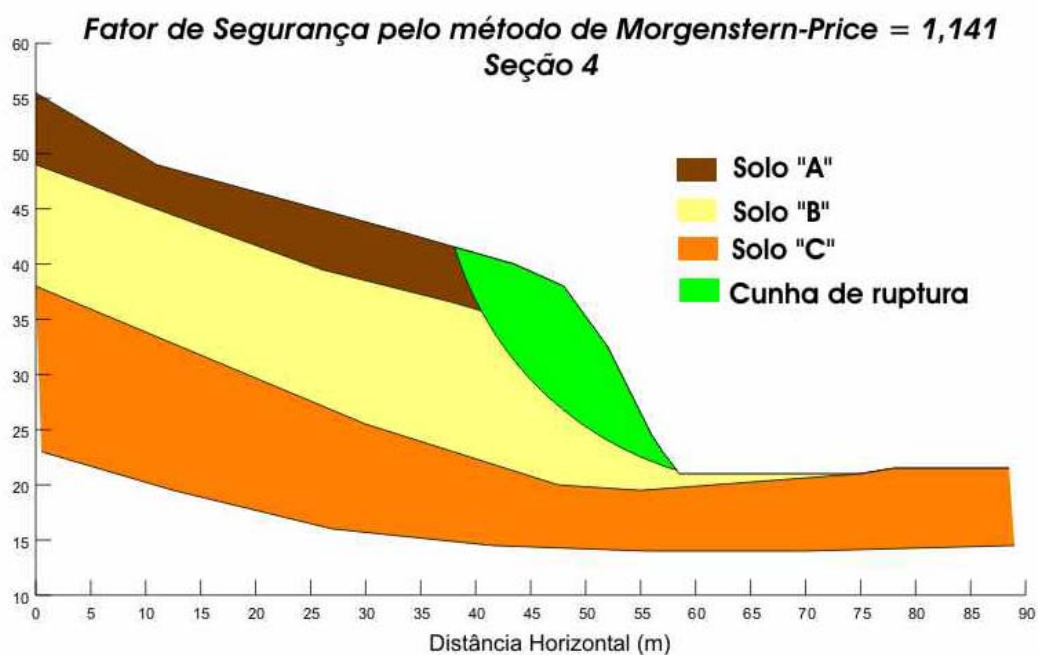


Figura 54 – Análise da estabilidade da seção 4 pelo método de Morgenstern-Price

A Tabela 08 mostra uma síntese dos resultados das análises da estabilidade do talude de corte apresentados acima.

Tabela 08 – Resultado das análises da estabilidade do talude de corte

	Bishop	Fellenius	Morgenstern-Price
Seção 1	1,167	1,167	1,159
Seção 2	1,123	1,170	1,173
Seção 3	1,107	1,156	0,835
Seção 4	1,136	1,146	1,141

As figuras apresentadas relativas à variação do comportamento do fator de segurança em relação aos métodos de análise utilizados, Figuras 43 a 54, mostram que, em geral, as seções se encontram em um nível de segurança muito baixo, apresentando valores de segurança entre 0,835 (obtido através do

método de Morgenstern-Price para a seção mais instável), até 1,421 (para a seção 2, com maior estabilidade, também analisada pelo método de Morgenstern-Price). As seções 1 e 4 apresentaram os menores fatores de segurança, pelo método de Bishop, de 1,139 e 1,141 respectivamente.

Vale ressaltar que as amostras de solo, nas quais foram realizados os ensaios, não se encontravam saturadas, ou seja, o fator de segurança obtido através dos parâmetros de resistência do solo é certamente minimizado quando este solo estiver submetido a maiores níveis de saturação.

5.4. Obra de contenção

O solo utilizado para realização da obra de contenção da massa instabilizada possui a curva granulométrica mostrada na Figura 55.

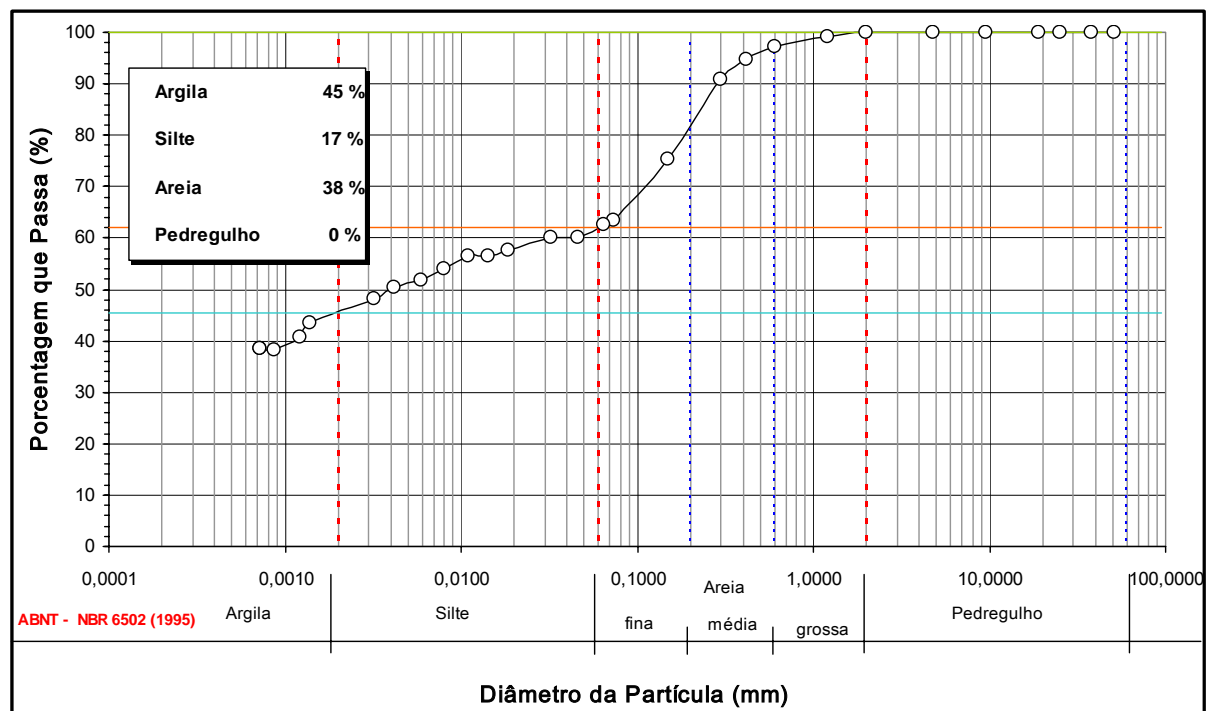


Figura 55 – Curva granulométrica do solo utilizado para realização da contenção

No gráfico da curva granulométrica do solo coletado com vistas na construção do aterro compactado, apresentado na Figura 55, observa-se a predominância de grãos na fração argila, 45%. Há também 17% de silte e 38% de areia.

Realizou-se o ensaio de compactação para obtenção da umidade ótima do solo e do peso específico seco máximo, para fins de compactação da massa de solo no campo. O resultado do ensaio de compactação é mostrado na Figura 56.

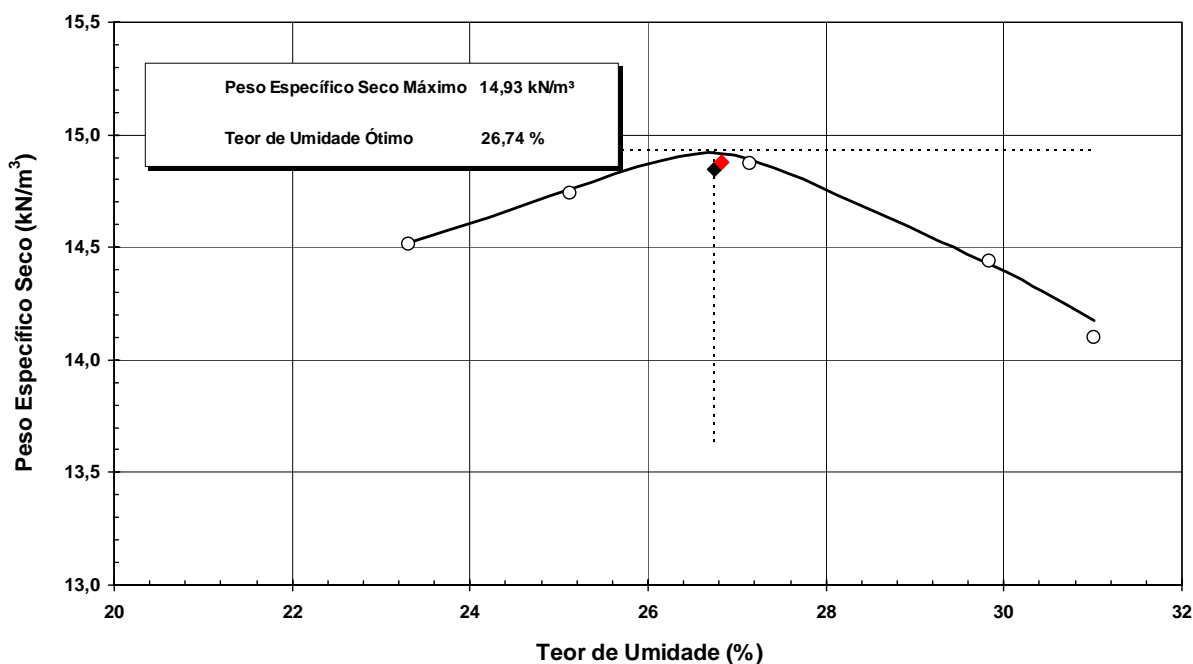


Figura 56 – Resultado da compactação do solo utilizado na obra de contenção

O ensaio de compactação realizado indicou uma umidade ótima de 26,74% para um peso específico seco máximo de 14,93 kN/m, que deverão ser os parâmetros de compactação da berma no campo.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do aterro compactado foram obtidos a partir de ensaios triaxiais drenados e não saturados realizados nos corpos de prova moldados de acordo com a umidade ótima determinada no ensaio de compactação. O resultado do ensaio triaxial dos corpos de prova representando o aterro compactado é mostrado na Figura 57.

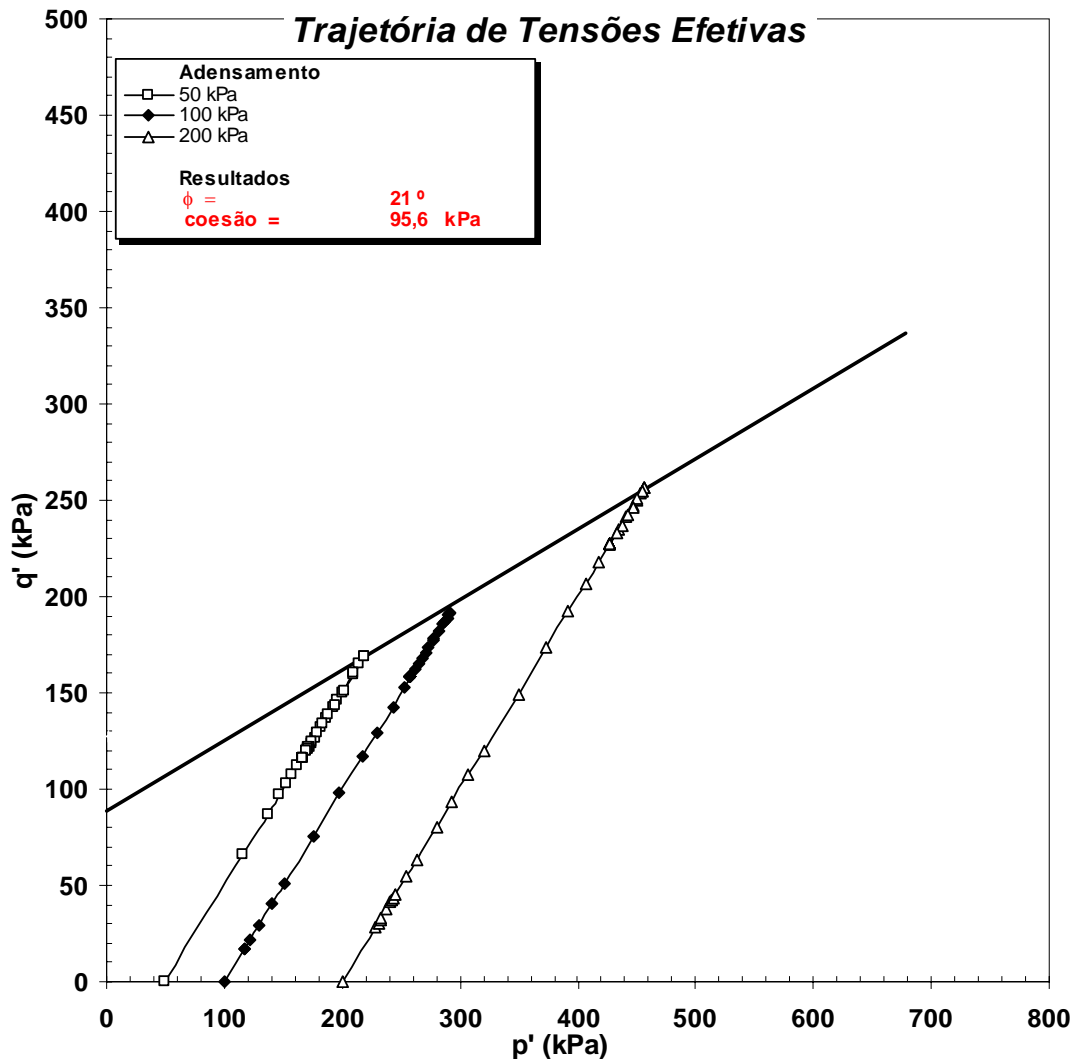


Figura 57 – Resultado do ensaio triaxial em termos de tensões efetivas (aterro compactado)

Verifica-se na Figura 57, que os parâmetros de resistência do aterro compactado são, como se segue:

- Ângulo de atrito interno (ϕ) = 21°
- Coesão (c) = 95,6 kPa

O aterro a ser construído na base do talude, para contenção da massa de solo, possui uma geometria trapezoidal e as seguintes dimensões:

- Base maior = 10 m
- Base menor = 4 m
- Altura = 5 m

A Figura 58 mostra um croqui esquematizando o aterro compactado e indicando suas dimensões.

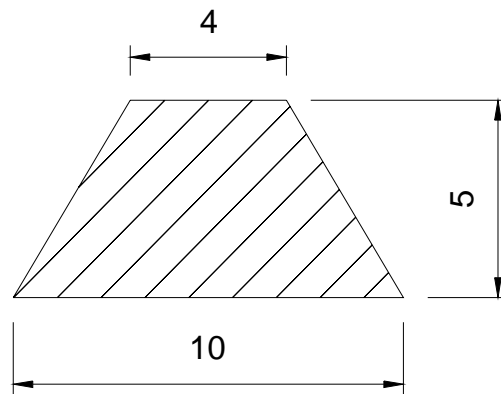


Figura 58 – Dimensões da obra de contenção

Após a construção da obra de contenção, o talude será recomposto para que sua inclinação seja a menor possível, favorecendo a estabilidade da obra, assim como apresentado na Figura 59.

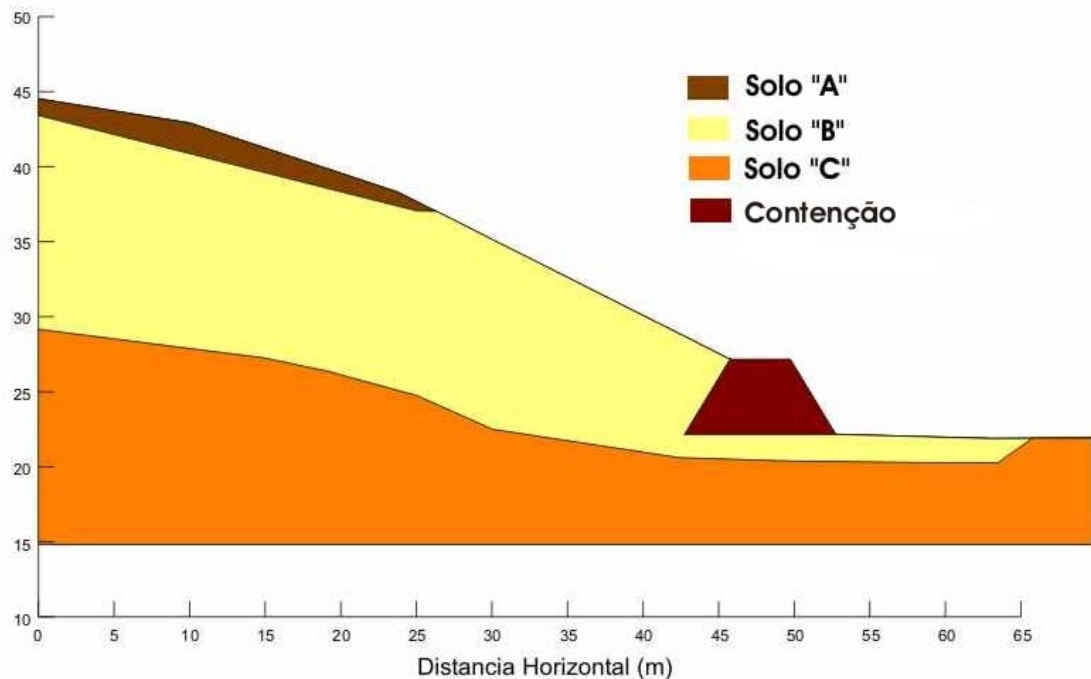


Figura 59 – obra de contenção do talude

5.5. Análise da segurança da obra de contenção

Os parâmetros de resistência utilizados na análise da estabilidade do talude após a construção da obra de contenção, foram as resistências residuais

determinadas a partir dos dados obtidos através dos resultados do ensaio de cisalhamento direto de cada um dos três solos. Estes ensaios foram realizados na condição saturada, onde o solo se encontra no estado mais crítico quanto à sua resistência ao cisalhamento.

As Figuras 60 a 71 apresentam os resultados das análises computacionais de estabilidade e a obtenção do fator de segurança para cada método de análise. As análises foram realizadas nas quatro seções pré-determinadas do talude, considerando-se as análises via os métodos de Fellenius, Bishop e Morgenstern-Price, utilizando-se o software SLOPE/W versão 4.21 de 1998, da GEO-SLOPE International Ltd.

(i) **Seção 1**

Fator de Segurança pelo método de Bishop = 1,329
Seção 1

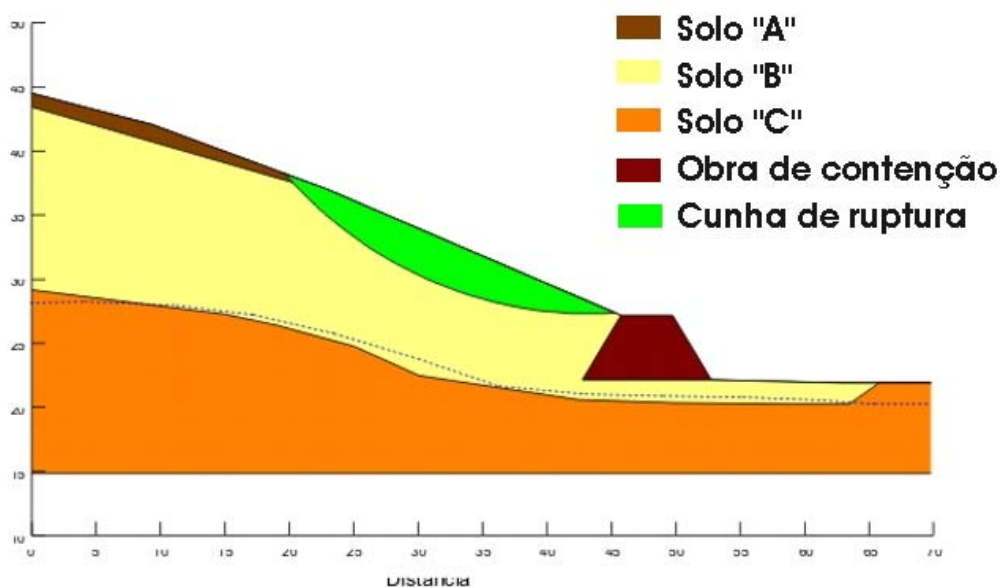


Figura 60 – Análise da estabilidade da seção 1 com a obra de contenção pelo método de Bishop

Fator de Segurança pelo método de Fellenius = 1,268
Seção 1

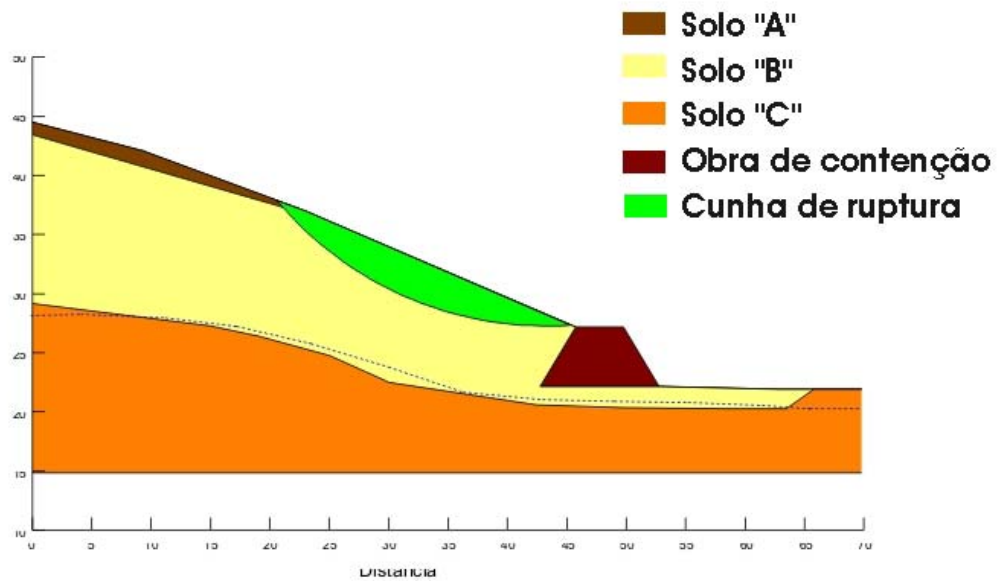


Figura 61 – Análise da estabilidade da seção 1 com a obra de contenção pelo método de Fellenius

Fator de Segurança pelo método de Morgenstern-Price = 1,328
Seção 1

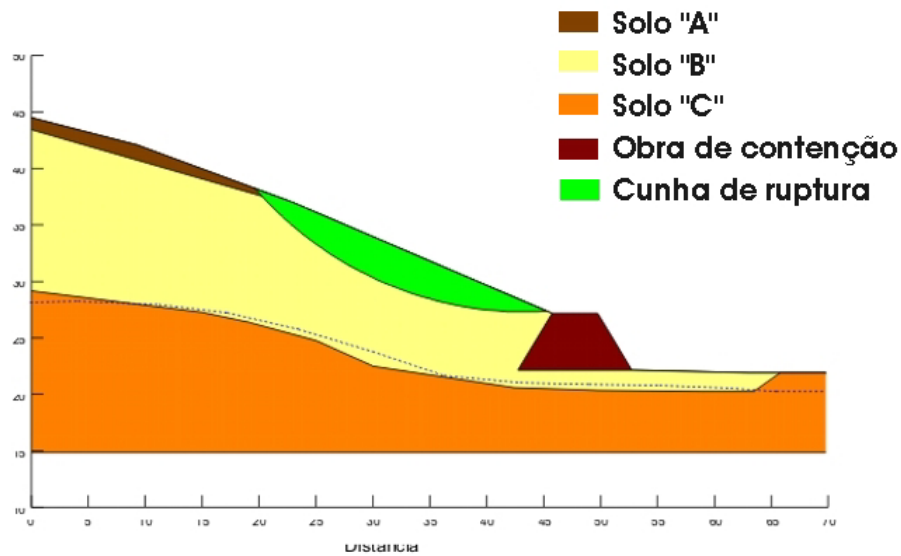


Figura 62 – Análise da estabilidade da seção 1 com a obra de contenção pelo método de Morgenstern-Price

(ii) Seção 2

Fator de Segurança pelo método de Bishop = 1,459
Seção 2

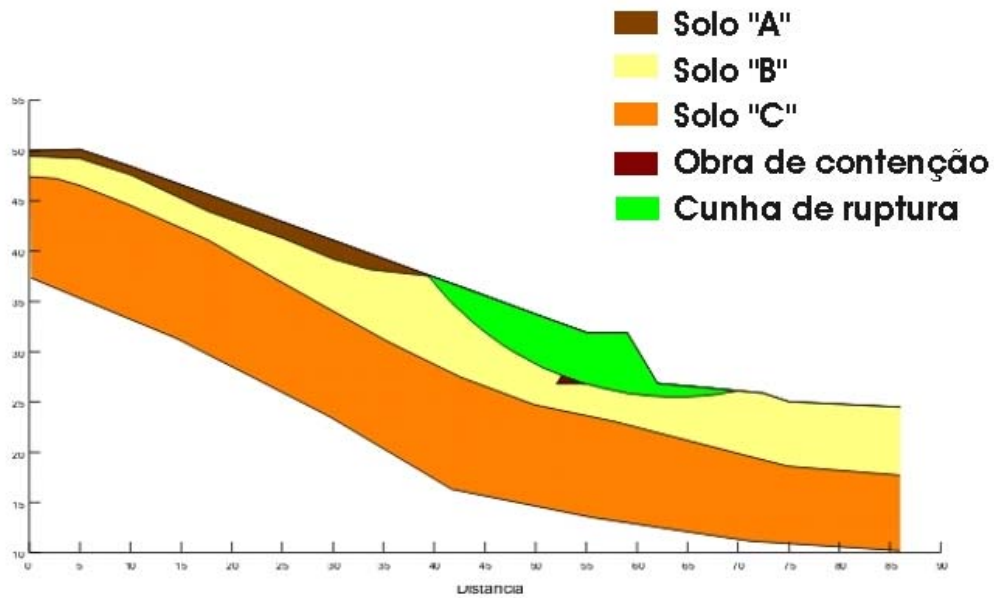


Figura 63 – Análise da estabilidade da seção 2 com a obra de contenção pelo método de Bishop

Fator de Segurança pelo método de Fellenius = 1,304
Seção 2

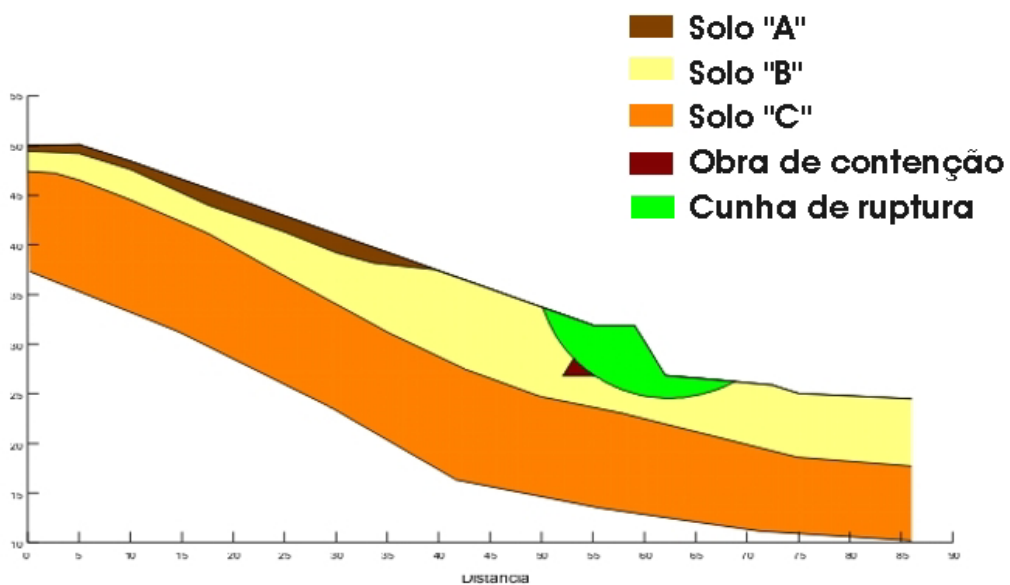


Figura 64 – Análise da estabilidade da seção 2 com a obra de contenção pelo método de Fellenius

Fator de Segurança pelo método de Morgenstern-Price = 1,458
Seção 2

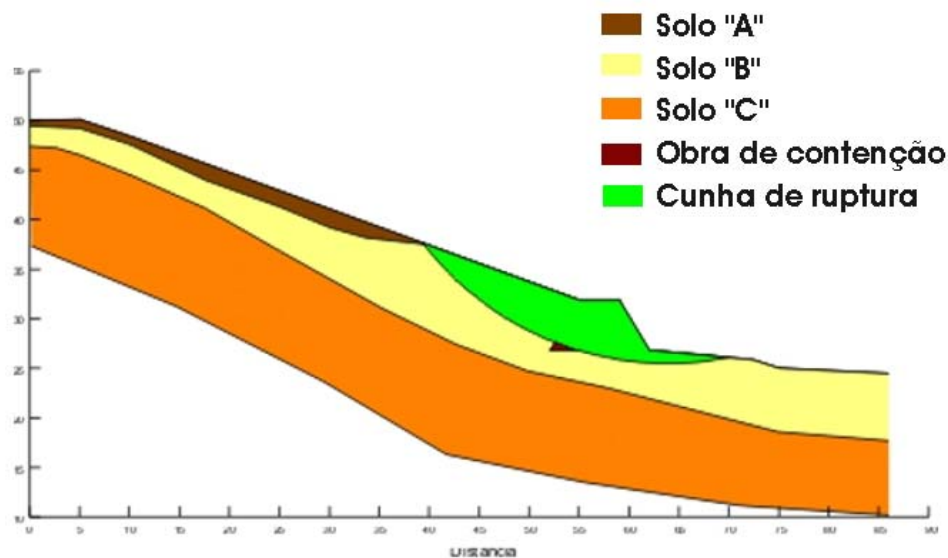


Figura 65 – Análise da estabilidade da seção 2 com a obra de contenção pelo método de Morgenstern-Price

(iii) Seção 3

Fator de Segurança pelo método de Bishop = 1,317
Seção 3

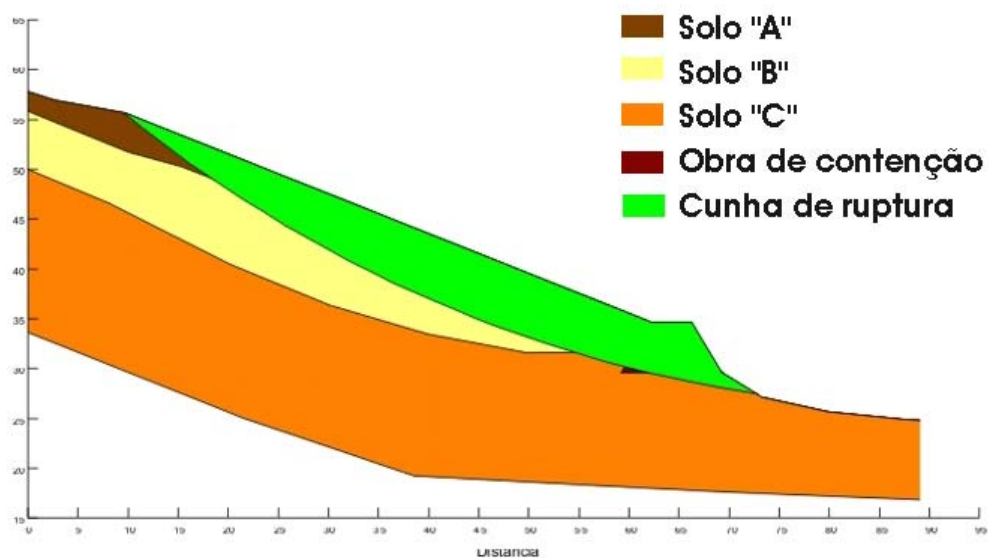


Figura 66 – Análise da estabilidade da seção 3 com a obra de contenção pelo método de Bishop

Fator de Segurança pelo método de Fellenius = 1,361
Seção 3

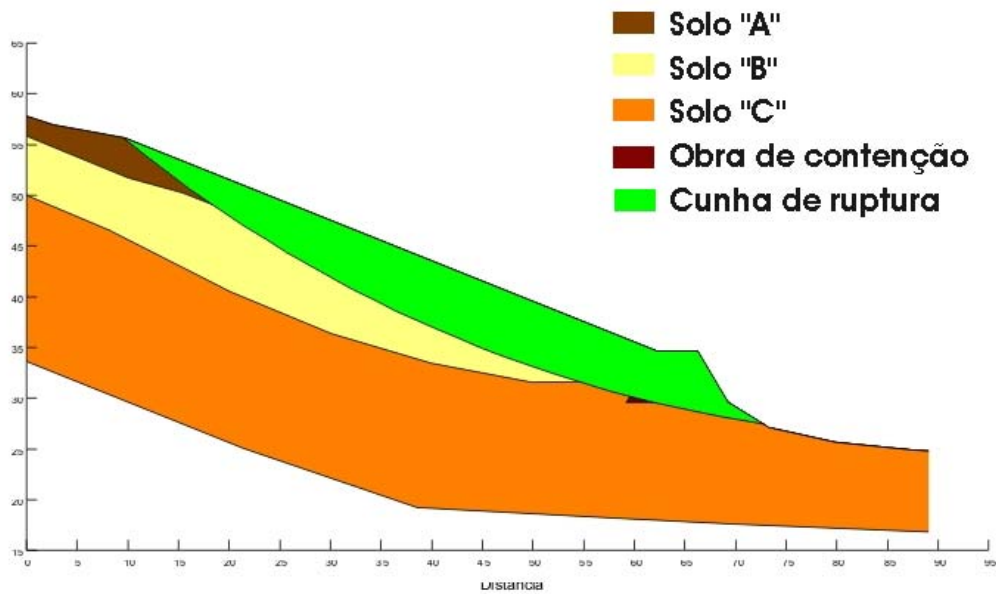


Figura 67 – Análise da estabilidade da seção 3 com a obra de contenção pelo método de Fellenius

Fator de Segurança pelo método de Morgenstern-Price = 1,384
Seção 3

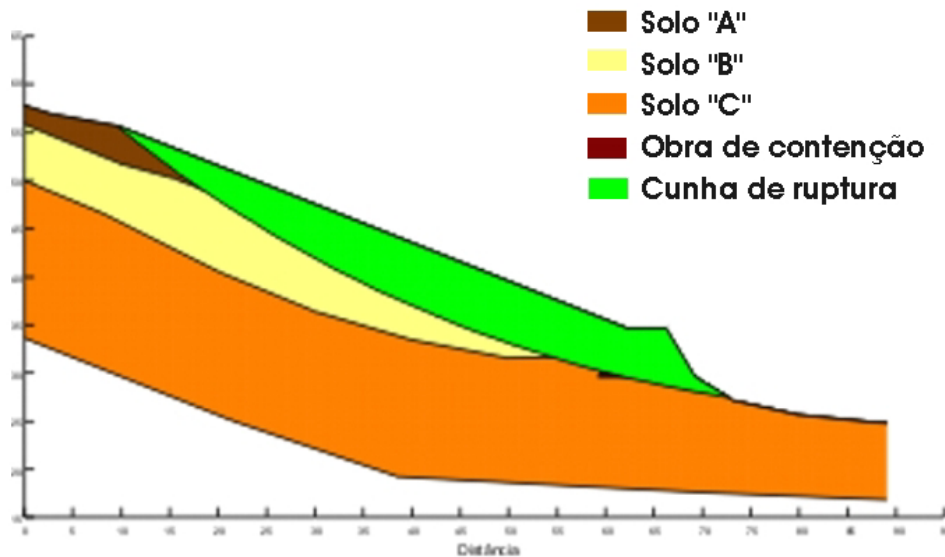


Figura 68 – Análise da estabilidade da seção 3 com a obra de contenção pelo método de Morgenstern-Price

(iv) Seção 4

Fator de Segurança pelo método de Bishop = 1,385
Seção 4

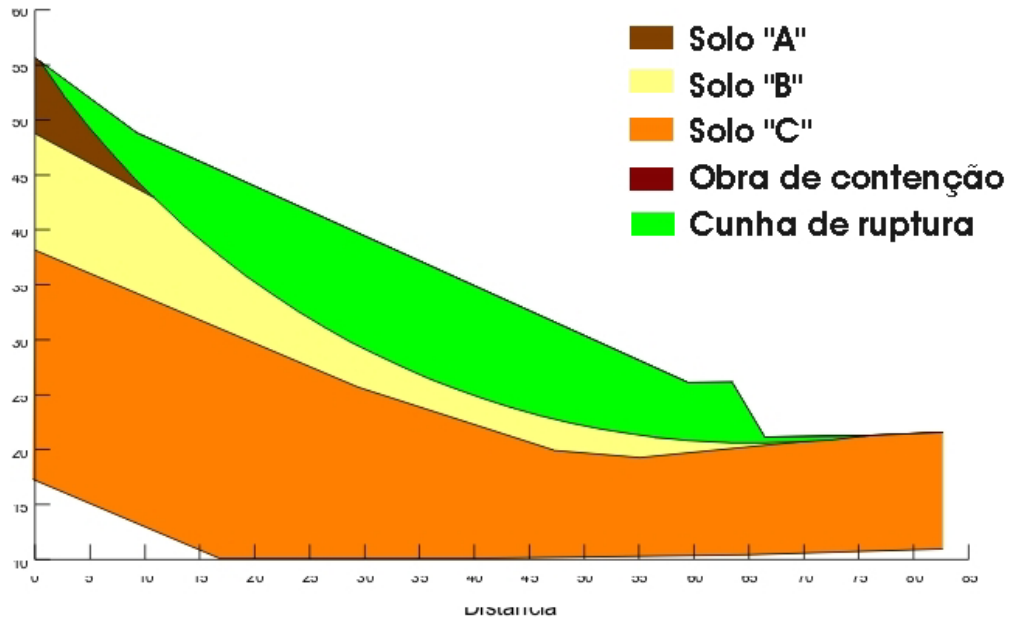


Figura 69 – Análise da estabilidade da seção 4 com a obra de contenção pelo método de Bishop

Fator de Segurança pelo método de Fellenius = 1,235
Seção 4

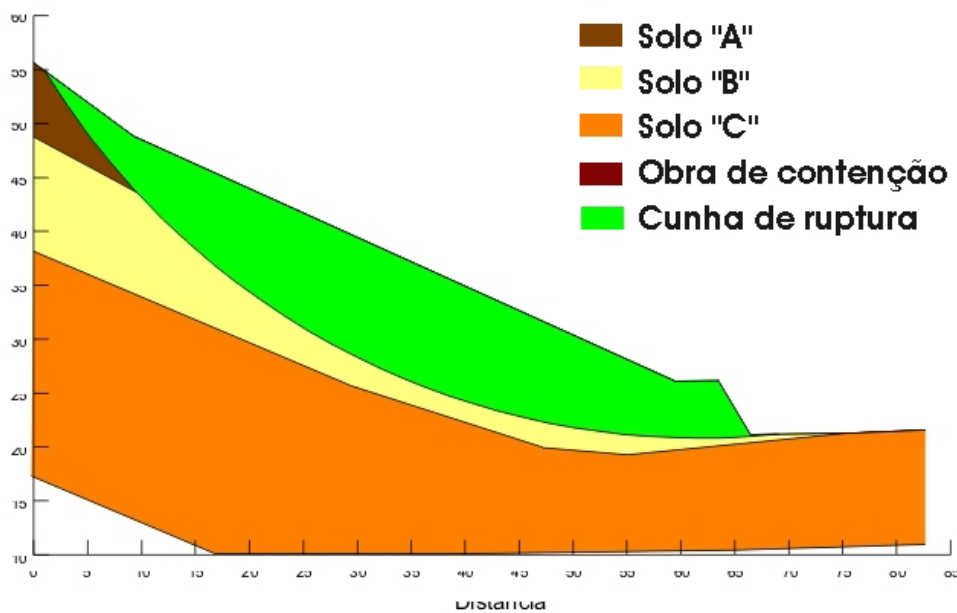


Figura 70 – Análise da estabilidade da seção 4 com a obra de contenção pelo método de Fellenius

Fator de Segurança pelo método de Morgenstern-Price = 1,316
Seção 4

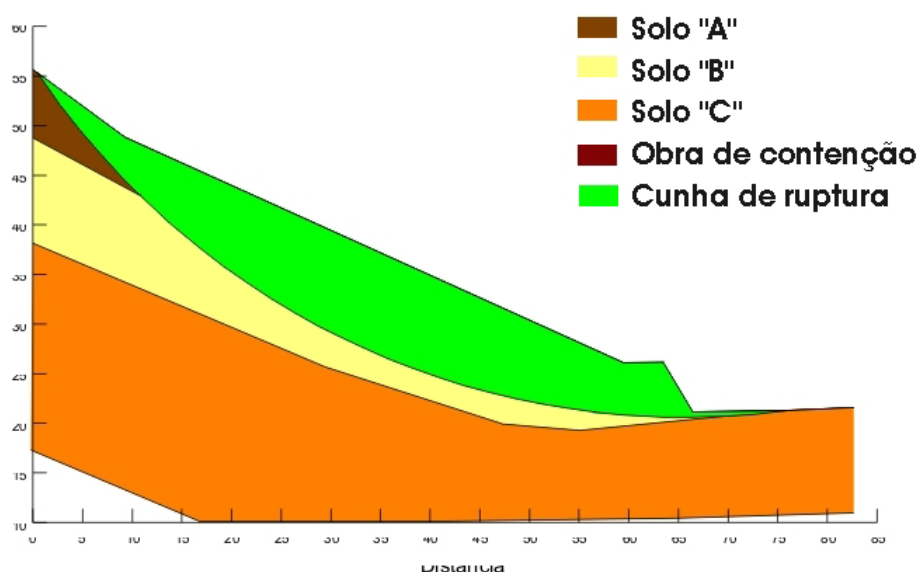


Figura 71 – Análise da estabilidade da seção 4 com a obra de contenção pelo método de Morgenstern-Price

A Tabela 09 mostra uma síntese dos resultados das análises da estabilidade da obra de contenção apresentados acima.

Tabela 09 – Resultado das análises da estabilidade da obra de contenção

	Bishop	Fellenius	Morgenstern-Price
Seção 1	1,329	1,268	1,328
Seção 2	1,459	1,304	1,458
Seção 3	1,317	1,361	1,384
Seção 4	1,385	1,235	1,316

As Figuras relativas ao comportamento do fator de segurança do talude após a obra de contenção mostram que, em geral, o sistema permanece estável com o aterro compactado na base da encosta. Observa-se que foram obtidos valores de fatores de segurança entre 1,235 na seção 4, pelo método de Fellenius e 1,459 na seção 2, pelo método de Bishop. Vale lembrar, que os parâmetros de resistência utilizados nesta análise foram obtidos a partir dos ensaios realizados

em corpos de prova na condição saturada, ou seja, a mais crítica encontrada em campo.

Outra hipótese de contenção a ser utilizada para estabilização da massa de solo é o muro de gravidade tipo gabião-caixa como mostrado na Figura 72.

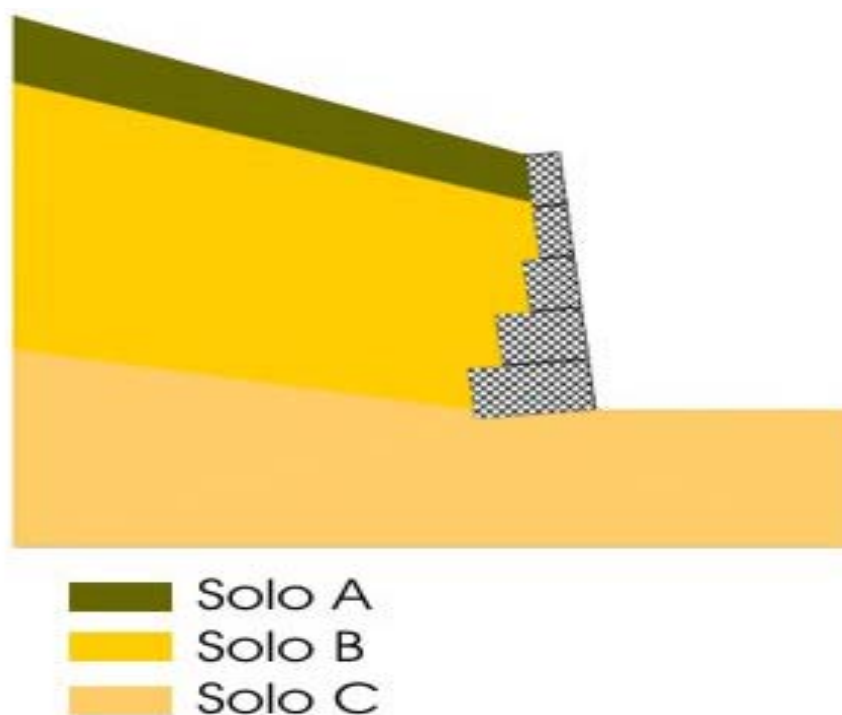


Figura 72 – Muro de gravidade tipo gabião-caixa

Cada gabião-caixa possui 1,0 metro de altura, formando uma estrutura de 5 metros para contenção da massa de solo. A base da contenção possui uma largura de 2 metros, reduzindo, sucessivamente, até 0,5 metros no topo. A estrutura possui uma inclinação de 6° com a vertical de maneira a favorecer a estabilidade. O gabião utilizado neste perfil pode ser aplicado em toda a extensão do talude.

A análise da estabilidade da obra com o muro de gabião-caixa foi realizada através do software GAWACBR 2.0 da Maccaferri Gabiões do Brasil Ltda.

A Tabela 10 apresenta os resultados obtidos no GAWACBR 2.0 para a contenção de gabião-caixa projetada, tal como é apresentado no software.

Tabela 10 – resultados da análise da estabilidade da obra de contenção com muro de gravidade do tipo gabião-caixa.

Deslizamento	Tombamento
Empuxo ativo = 10,61 tf/m	Momento ativo = 5,83 tfm/m
Empuxo passivo = 0 tf/m	Momento resistente = 19,74 tfm/m
Fator de Segurança = 1,870	Fator de Segurança = 3,386

Realizou-se, por fim, uma estimativa de preços para cada uma das obras de contenção. Em pesquisa realizada com prestadores de serviços de terraplanagem da região, a obra de retaludamento com o aterro compactado custaria em torno de R\$ 80.000,00 (cerca de U\$ 28.500,00) ao passo que o muro de gravidade do tipo gabião-caixa custaria R\$ 125,00 o metro cúbico, segundo a Maccaferri, empresa especializada no tipo de obra. O muro de gabião-caixa, possuirá, segundo o projeto 1.210 m³, com isso, o custo da obra chegaria a R\$ 151.250,00 (cerca de U\$ 54.000,00).

Assim, verifica-se uma economia de quase 50% para estabilização realizada com o retaludamento da encosta, uma vez que o espaço disponível permite a construção deste tipo de contenção.

6. Resumo e conclusões

Buscou-se, com este trabalho, caracterizar a instabilização da encosta localizada na Rua Cristiano Freitas de Castro, na zona urbana de Ponte Nova (MG) a partir da análise de sua estabilidade, da identificação de seus mecanismos de ruptura e das características geológicas, morfológicas e geotécnicas dos solos.

Parâmetros necessários para realização da análise da estabilidade da massa de solo, bem como os dados necessários para elaboração de uma obra de contenção da encosta foram obtidos através da realização de ensaios geotécnicos laboratório, coleta de dados existentes e pesquisa de campo. Três amostras de solo foram coletadas com o intuito de representar as camadas formadoras do talude. Os ensaios de resistência foram realizados nas amostras em umidade natural, visando representar a condição em que se encontram no campo; e em amostras saturadas, representando a condição mais crítica do talude.

Tanto as análises da estabilidade do talude, quanto da obra de contenção foram realizadas através dos métodos de Fellenius, Bishop e Morgenstern-Price utilizando-se como ferramenta o software SLOPE/W versão 4.21 de 1998, da GEO-SLOPE International Ltd. Este software apresentou grande desempenho,

além de trabalhar em ambiente MS-Windows, motivo que o torna de fácil utilização.

O talude encontrou-se instável na análise realizada antes da simulação da obra de contenção, apresentando fatores de segurança em torno 1.1, limite de equilíbrio da massa de solo. Esta análise foi realizada a partir dos dados de resistência de pico obtidos em corpos de prova com umidade natural, como se encontravam em campo.

Após o retaludamento da massa de solo com a base compactada para aumentar a estabilidade do talude, os fatores de segurança passaram a variar entre 1,2 e 1,4; calculados a partir de parâmetros de resistência residual em amostras saturadas, condição mais crítica no campo, obtidos através do ensaio de cisalhamento direto.

Portanto, a obra de contenção proposta neste trabalho apresentou-se estável, resultando em um sistema de grande desempenho devido principalmente à boa relação custo-benefício e a facilidade de implantação em comparação com outros métodos de contenção.

7. Referências

ALMEIDA, F. F. M. de, RIBEIRO, A. C. O., **Geologia de Engenharia – cap.1 – A Terra em Transformação**, São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 6p.

AUGUSTO FILHO, O., VIRGILI, J.C., **Geologia de Engenharia – cap.15 – Estabilidade de Taludes**, São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 26 p.

AZEVEDO, I. C. D., MARQUES, E. A. G., **Introdução à mecânica das rochas**, Viçosa: UFV, 2002

CASTELLO, R. R., POLIDO, U. F., **As encostas urbanas – análise e proposta de metodologia para enfrentar o problema**. Vitória: Fundação Ceciliano Abel de Almeida / UFES, 1986. 86p.

CUNHA, M. A., **Ocupação de encostas**, São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991, 216p.

DOBEREINER, L., VAZ, L. F., **Geologia de Engenharia – cap.22 – Tratamento de Maciços Naturais**, São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 19p.

FARAH, F., **Habitação e encostas**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 2003. 312 p.

FOLHA DE PONTE NOVA. Ponte Nova. Edição de 14/11/2003.

GUIDICINI, G., NIEBLE, C. M., **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. 194 p.

HEAD, K. H., Manual of Laboratory Testing, Vol 2, 1986.

HEAD, K. H., Manual of Laboratory Testing, Vol 3, 1986.

KRYNINE, D. P., JUDD, W. R., **Principios de geología y geotecnia para ingenieros**. Barcelona: Omega, 1972. 797p.

LIMA, A. F., **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreiras na área urbana da cidade do Recife**. Recife: PE, 2002. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, 2002. 186 p.

LUÍS, P. G., **Caracterização geotécnica e considerações sobre a estabilidade de taludes em solos residuais de Viçosa – MG**. Viçosa: UFV, 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 2000. 154 p.

MARQUES, E. A. G., MINETTE, E., **Análise e interpretação da caracterização geológico-geotécnica das camadas com a determinação da resistência do subsolo da área urbanizada denominada CDI na cidade de Ponte Nova**. Relatório técnico. Viçosa, 2004.

MARQUES, E. A. G., MINETTE, E., **Relatórios de investigação do subsolo tipo “SPT”**. Relatório técnico. Viçosa, 2004.

MASSAD, F. **Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. 170p.

NATALI, P.P., **Carta Preliminar de Escorregamento para a Área Urbana de Ponte Nova – MG**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa. 1999. 112p.

INFANTI Jr., N., FORNASARI F., N., **Geologia de Engenharia, capítulo 9 – Processos da Dinâmica Superficial**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 6p.

NOGUEIRA, J. B., **Mecânica dos Solos – Ensaio de Laboratório**, São Carlos, EESC-USP, 1995. p. 248.

VARGAS, M., **Introdução a Mecânica dos Solos**, São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Editora da Universidade de São Paulo, 1977. 509p.

PESSOA N., D. P., **Análise do escorregamento de encostas do loteamento bairro Inconfidência em Viçosa, Minas Gerais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa. 2004. 97p.

PINTO, C. S., **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Texto. 2000. 356p.

PLEDS, **Plano Diretor Estratégico de Desenvolvimento Integrado e Sustentável**. Prefeitura Municipal de Ponte Nova – MG. 2003.

TERZAGUI, K., PECK, R. B., **Estabilidade de encostas e Taludes em cortes a céu aberto**. In: Mecânica dos solos na prática . Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico 1962.

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

Apêndice I

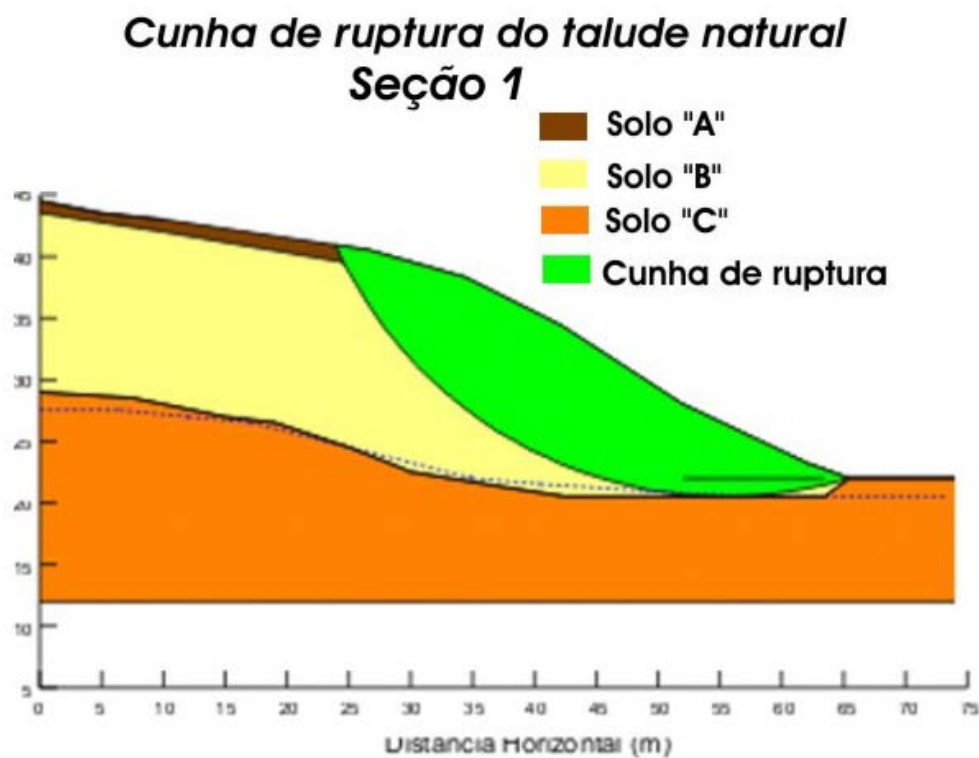


Figura 73 – Análise da estabilidade do talude natural (Seção 1)

Método de Análise	Fator de Segurança
Fellenius	1,845
Bishop	1,951
Morgenstern-Price	1,947

Tabela 10 – Fatores de segurança por diferentes métodos de análise (Seção 1)

Cunha de ruptura do talude natural Seção 2

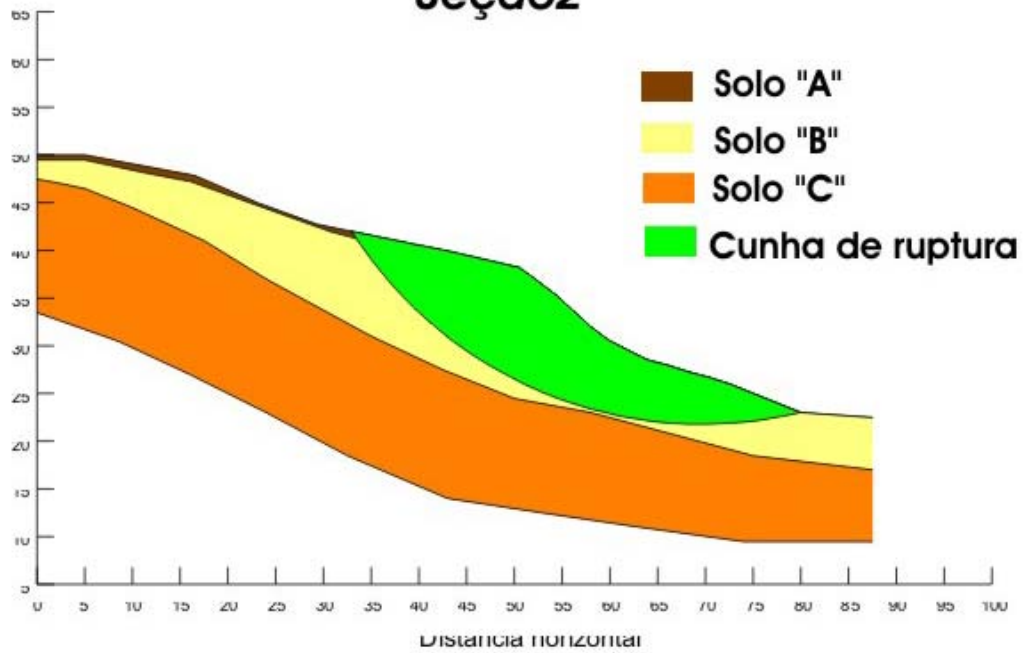


Figura 74 – Análise da estabilidade do talude natural (Seção 2)

Método de Análise	Fator de Segurança
Fellenius	1,991
Bishop	2,086
Morgenstern-Price	2,083

Tabela 11 – Fatores de segurança por diferentes métodos de análise (Seção 2)

Cunha de ruptura do talude natural Seção 3

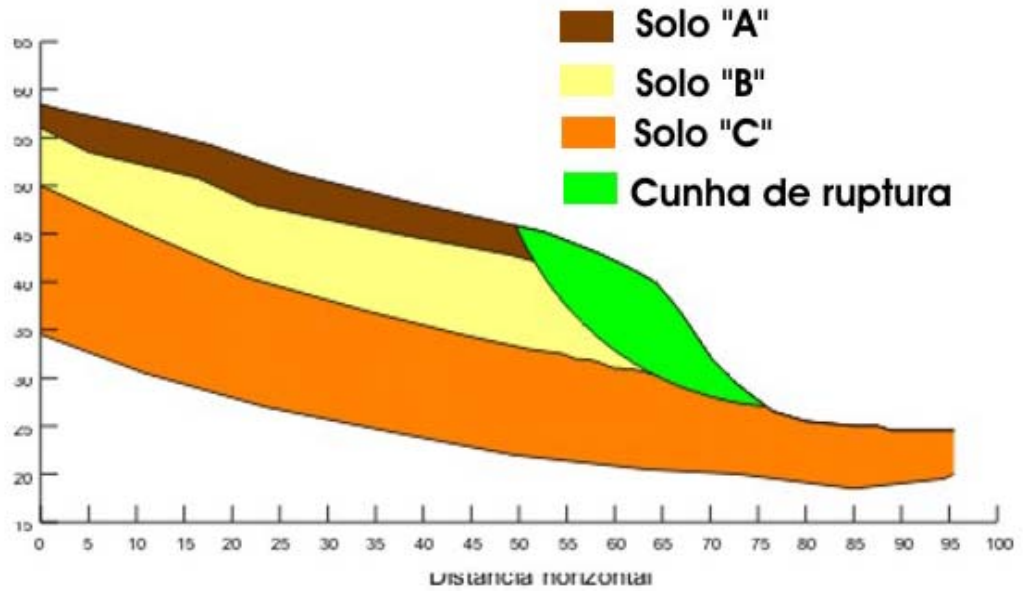


Figura 75 – Análise da estabilidade do talude natural (Seção 3)

Método de Análise	Fator de Segurança
Fellenius	1,578
Bishop	1,608
Morgenstern-Price	1,619

Tabela 12 – Fatores de segurança por diferentes métodos de análise (Seção 3)

Cunha de ruptura do talude natural Seção 4

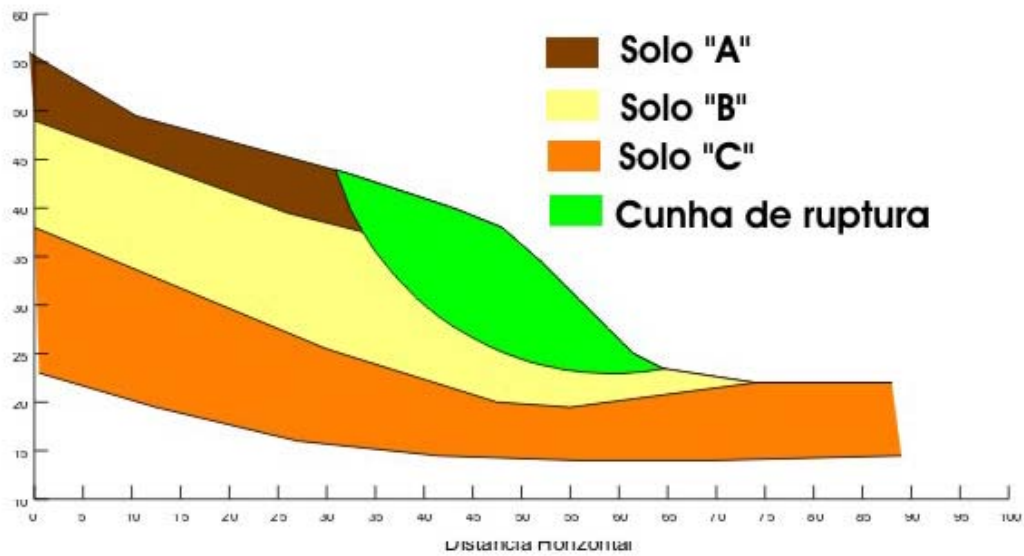


Figura 76 – Análise da estabilidade do talude natural (Seção 4)

Método de Análise	Fator de Segurança
Fellenius	1,514
Bishop	1,588
Morgenstern-Price	1,586

Tabela 13 – Fatores de segurança por diferentes métodos de análise (Seção 4)